

Table des matières

INTRODUCTION	11
CHAPITRE 1. ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE	15
1.1. Introduction	16
1.2. Essais d'érosion par suffusion en laboratoire	18
1.2.1. Dispositifs d'essais.....	18
1.2.2. Types de sols étudiés.....	21
1.2.3. Nature de la sollicitation hydraulique	22
1.3. Mécanismes de la suffusion.....	22
1.3.1. Critères géométriques : évaluation de la susceptibilité d'un sol à la suffusion.....	23
1.3.2. Conditions hydrauliques : apparition de l'érosion par suffusion	31
1.3.3. Couplage des conditions géométriques, hydrauliques et mécaniques.....	34
1.3.4. Cinétique de la suffusion.....	37
1.3.5. Influence des propriétés du sol sur la cinétique de suffusion.....	41
1.3.6. Influence de l'état de contrainte du sol sur la suffusion.....	41
1.4. Comportement mécanique d'un sol érodé par suffusion	42
1.5. Conclusion.....	47
CHAPITRE 2. TECHNIQUES EXPERIMENTALES	49
2.1. Essai de suffusion.....	49
2.1.1. Dispositif d'essai : perméamètre de suffusion	49
2.1.2. Matériaux étudiés	54
2.1.3. Protocole d'essai de suffusion.....	64
2.1.3.1. <i>Reconstitution des échantillons</i>	64
2.1.3.2. <i>Saturation de l'échantillon</i>	65
2.1.3.3. <i>Application de la sollicitation hydraulique</i>	66
2.2. Essais mécaniques sur sols érodés et non érodés	68
2.2.1. Dispositif triaxial.....	68
2.2.2. Procédure d'essai	70
2.2.2.1. <i>Sols non érodés</i>	70
2.2.2.2. <i>Sols érodés</i>	72
2.2.2.3. <i>Mesure des variations de volume</i>	76
2.2.3. Mesures, acquisitions et traitements des données	86
2.3. Techniques optiques	88
2.3.1. Matériau modèle : verre borosilicate cassé	90
2.3.2. Dispositif expérimental	95
2.3.3. Protocole d'essai	96
2.4. Tomographie à rayons X.....	98

2.4.1. Investigation de la suffusion dans le tomographe	98
2.4.2. Matériaux testés	100
2.4.3. Procédure d'essai et visualisation	100
2.5. Conclusions	101
CHAPITRE 3. SUFFUSION A L'ECHELLE DE L'ECHEANTILLON.....	103
3.1. Chargement hydraulique par paliers constants	103
3.1.1. Ecoulement ascendant.....	103
3.1.2. Ecoulement descendant.....	107
3.1.3. Comparaison entre l'érosion par écoulement ascendant et écoulement descendant ..	115
3.2. Chargement hydraulique par rampe.....	117
3.3. Comparaison entre chargement par rampe et chargement par paliers	124
3.4. Influence des paramètres de contrôle	125
3.5.1. Influence de la teneur en fines	125
3.5.2. Influence de la densité.....	130
3.5. Conditions d'initiation de l'érosion	132
3.6. Conclusions	135
CHAPITRE 4. SUFFUSION A L'ECHELLE MICRO-STRUCTURELLE	138
4.1. Visualisation de la suffusion par techniques optiques.....	138
4.2. Visualisation de la suffusion par tomographie à rayons X	140
4.2.1. Visualisation des images brutes	140
4.2.2. Calcul des fractions en particules fines et en grains grossiers	143
4.2.3. Teneur en fines, indice des vides et indice des vides inter-granulaires à l'échelle de l'échantillon.....	146
4.2.4. Distribution verticale de la teneur en fines, de l'indice des vides et de l'indice des vides inter-granulaires	148
4.2.5. Distribution radiale de la teneur en fines, de l'indice des vides et de l'indice des vides inter-granulaires	151
4.2.6. Champs de déformations.....	153
4.2.7. Champs spatiaux de la teneur en fines, de l'indice des vides et de l'indice des vides inter-granulaires	155
4.3. Conclusion.....	159
CHAPITRE 5. COMPORTEMENT MECANIQUE DES SOLS NON ERODES ET ERODES.....	160
5.1. Comportement mécanique drainé.....	160
5.1.1. Sols non érodés	162
5.1.1.1. Influence de densité	162
5.1.1.2. Influence de la contrainte de confinement.....	164
5.1.1.3. Influence de la teneur en fines.....	164
5.1.2. Sols érodés	167

5.1.2.1. <i>Influence de la densité</i>	168
5.1.2.2. <i>Influence de la contrainte de confinement</i>	170
5.1.2.3. <i>Influence de la masse de fines érodés</i>	170
5.1.3. Sols « érodés » reconstitués	172
5.1.4. Analyse de la résistance des sols non érodés et érodés en conditions drainées	173
5.1.4.1. <i>Angle de frottement interne au pic de résistance</i>	174
5.1.4.2. <i>Angle de frottement interne à l'état critique</i>	175
5.1.4.3. <i>Analyse de la ligne d'état critique</i>	176
5.2. Comportement mécanique non drainé	181
5.2.1. Sols non érodés	183
5.2.1.1. <i>Influence de la densité</i>	183
5.2.1.2. <i>Influence de la contrainte de confinement</i>	185
5.2.1.3. <i>Influence de teneur en fines</i>	185
5.2.2. Sols érodés	188
5.2.2.1. <i>Influence de la densité</i>	189
5.2.2.2. <i>Influence de la contrainte de confinement</i>	190
5.2.3. Sols « érodés » reconstitués	191
5.2.4. Analyse de la résistance des sols non érodés et érodés en conditions non drainées ..	193
5.2.4.1. <i>Angle de frottement interne au pic de résistance</i>	193
5.2.4.2. <i>Angle de frottement interne à l'état critique</i>	194
5.2.4.3. <i>Analyse de l'état critique</i>	195
5.3. Méthode d'évaluation de la résistance au cisaillement	198
5.4. Conclusion.....	200
CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES	201
Conclusions principales.....	201
Perspectives et recommandations pour de futures investigations.....	209
BIBLIOGRAPHIES	212
ANNEXES	218
ANNEXE 1 : PILOTAGE ET INSTRUMENTATION DU PERMEAMETRE DE SUFFUSION.....	218
ANNEXE 2 : CHARGEMENT HYDRAULIQUE EN ECOULEMENT DESCENDANT PAR PALIERS CONSTANTS.....	221
ANNEXE 3 : CHARGEMENT HYDRAULIQUE EN ECOULEMENT DESCENDANT PAR RAMPE	228
ANNEXE 4 : COMPORTEMENT MECANIQUE DRAINE DES SOLS NON ERODES ET ERODES .	238
ANNEXE 5 : COMPORTEMENT MECANIQUE NON DRAINE DES SOLS NON ERODES, ERODES ET RECONSTITUES	242

Introduction

Contexte et problématique

La rupture d'un ouvrage hydraulique est définie comme la perte de sa fonction principale, celle de retenir l'eau, soit de façon permanente dans le cas d'un barrage ou de digues de canaux, soit de façon intermittente pour un ouvrage de protection contre les inondations. Comme pour tout ouvrage en terre, la ruine mécanique peut s'initier au-delà d'un chargement limite le long d'une surface de glissement mais elle peut également être induite par les forces hydrodynamiques générées par l'eau en écoulement, au contact ou à l'intérieur de l'ouvrage, qui entraînent progressivement les particules de sol. Dans la littérature, on distingue ainsi trois phénomènes principaux : le glissement par perte de stabilité mécanique, l'érosion externe et l'érosion interne. Ce travail de thèse s'inscrit particulièrement dans le cadre de l'étude de l'érosion interne, plus spécifiquement celui de l'érosion par suffusion.

De façon générale, l'érosion interne peut être définie comme le déplacement de particules au sein d'un massif de sol sous l'action d'un écoulement hydraulique souterrain. C'est un processus interne au sol et donc invisible de l'extérieur de l'ouvrage, tout du moins tant que le phénomène reste limité et n'induit pas de signes discernables en surface comme un tassement/effondrement important ou une augmentation de débit de fuite. L'érosion interne présente une cinétique variable et intermittente qui peut subitement s'accélérer, lors d'une crue par exemple, et conduire à la rupture de l'ouvrage en un temps très court sans possibilité d'intervention d'urgence. Une fois la rupture constatée, il est souvent très difficile d'en retrouver la cause initiale qui, de ce fait, est plus souvent attribuée de façon erronée à des observations tardives (glissements, surverse, etc.) qu'à un phénomène lent et invisible comme l'érosion interne. Parmi les ouvrages hydrauliques concernés par le risque d'érosion interne en France, on peut distinguer (Fry, 2012) :

- Les digues de protection contre les crues dont le rôle est d'éviter une inondation et qui, en temps normal, ne sont pas en charge (9000 km).
- Les digues de canaux pour la navigation, en charge de façon permanente (8000 km).
- Les digues des canaux hydroélectriques pour acheminer l'eau aux barrages de production d'électricité (1000 km).
- Les barrages en terre dont quelques-uns peuvent être très grands, comme par exemple le barrage de Grand-Maison ou celui de Serre-Ponçon, mais aussi des milliers de barrages de petites tailles, parfois seulement de quelques mètres de hauteur.

Des statistiques réalisées sur les grands barrages en terre ont montré qu'il y avait eu dans le monde, entre 1970 et 1990, une moyenne de 26 ruptures par an de barrages en terre, dont 40% peuvent être attribuées à l'érosion interne (ICOLD, 1995). Malgré le perfectionnement des méthodes d'auscultation et de suivi, le problème reste d'actualité. A l'échelle de la France, environ une rupture par an peut être attribuée à l'érosion interne au cours des deux dernières décennies. Ces ruptures ont un coût élevé tant du point de vue humain (5 victimes pour la digue d'Aramon en 2002) que financier (coût des inondations en Europe évalué à 3 milliards d'euros entre 1980 à 2003) (Bonelli *et al.*, 2011).

Les ouvrages hydrauliques en terre sont en général construits avec les matériaux naturels du site ou dans sa proximité immédiate. En plus des sollicitations extérieures telles que les tempêtes, les inondations ou les tremblements de terre, il existe également des défaut intrinsèques de conception ou de réalisation des ouvrages eux-mêmes qui diminuent la résistance mécanique globale de la structure : absence de déversoir pour laisser passer l'eau des crues, absence de noyau étanche pouvant mener à une destruction rapide de l'ouvrage, hétérogénéité du matériau constituant l'ouvrage, mauvais compactage dans les zones adjacentes (entre l'ouvrage et la fondation, entre le matériau d'ouvrage et les structures dures à l'intérieur, etc.), absence ou inadéquation du filtre, utilisation de matériaux dispersifs (argiles, limons). D'après l'étude statistique de Royet (2005) sur les barrages et les digues en terre en France, les causes principales de la rupture des ouvrages hydrauliques sont le mauvais compactage, l'hétérogénéité du sol et le chargement hydraulique excessif.

La Camargue et toute la zone du delta du Rhône sont fortement concernées par la problématique de l'érosion des digues et cette thèse, co-financée par la Région Sud – Provence-Alpes-Côte d'Azur (PACA) avec le partenariat du bureau d'études SAFEGER, vise à améliorer la prise en compte et la compréhension du phénomène d'érosion interne au sein des ouvrages hydrauliques, en se focalisant spécifiquement sur la suffusion qui est l'un des mécanismes identifiés de l'érosion interne avec l'érosion de conduit, l'érosion régressive et l'érosion de contact (Bonelli, 2013). La difficulté à laquelle les gestionnaires doivent faire face vient du suivi des milliers de kilomètres d'ouvrages existants et souvent vieillissants. Les exigences de sécurité de la société actuelle, ainsi que la mise en œuvre de la nouvelle réglementation relative à la sécurité des ouvrages hydrauliques (décret du 11 décembre 2007 et arrêté du 12 juin 2008 concernant les études de dangers), imposent au gestionnaire de vérifier ses ouvrages et de prouver qu'ils sont sûrs ou du moins être en mesure de quantifier leur sûreté par des études de danger. Dans cette optique, il faut pouvoir identifier les situations où une érosion interne est susceptible de se développer dans ces ouvrages et, le cas échéant, évaluer sa cinétique et ses possibles conséquences.

L'étude du mécanisme d'érosion par suffusion a déjà été abordée par le passé et connaît un essor considérable dans la communauté scientifique ces deux dernières décennies, néanmoins les critères d'initiation proposés dans la littérature ont été validés sur un nombre d'essais limité, avec une faible variété de types de sols et de configurations d'érosion analysées. On considère fréquemment que l'érosion par suffusion est un processus lent, laissant au gestionnaire le temps d'intervenir avant d'aboutir à une rupture brutale. Cette opinion est confortée par l'existence d'ouvrages dont on suspecte fortement qu'ils sont soumis à une suffusion depuis plusieurs d'années sans que des conséquences autres que des tassemens modérés et des fontis n'aient été identifiées. Il est également vrai qu'aucun cas de rupture attribué avec certitude à la suffusion n'a été répertorié jusqu'à ce jour. Néanmoins, lorsqu'une rupture se produit, il est difficile de retrouver à posteriori les causes de l'initiation de l'érosion car plusieurs processus s'enchaînent progressivement selon des scénarios complexes où la suffusion est susceptible de jouer un rôle clé au cours des premières phases de développement. Il semble donc nécessaire de valider ces affirmations par des résultats théoriques et expérimentaux afin de confirmer, ou non, ce risque limité associé à l'érosion par suffusion. Dans cette optique, il paraît important de pouvoir :

- mieux comprendre les mécanismes mis en jeu dans l'objectif d'identifier les processus clés,
- compléter les données expérimentales existantes à l'échelle de l'échantillon, pour comprendre la phénoménologie,
- caractériser à l'échelle micro-structurelle l'évolution induite de la microstructure et la probable apparition d'hétérogénéités, la suffusion étant un mécanisme à l'échelle du grain,
- quantifier l'impact de la suffusion sur le comportement mécanique en développant une approche théorique capable d'évaluer les conséquences mécaniques de l'érosion par suffusion sur un sol.

Démarche de recherche

Au-delà de ce contexte applicatif et dans l'optique d'approfondir nos connaissances du phénomène d'érosion par suffusion qui restent assez limitées à ce jour, l'approche choisie dans ce travail est une démarche expérimentale à différentes échelles.

A l'échelle de la microstructure, la technique de la tomographie à rayons X ainsi que des techniques optiques ont été utilisées pour visualiser la microstructure du sol et son évolution temporelle durant le processus de suffusion. La tomographie à rayons X permet d'obtenir de

façon non-destructive l'image spatiale en 3D d'un échantillon de sol afin d'accéder et d'analyser la structure interne d'un sol progressivement érodé. Concernant les techniques optiques, il s'agit d'identifier les processus en jeu en observant le développement de l'érosion par la suffusion dans un sol artificiel rendu transparent par ajustement des indices optiques des particules et du liquide érosif.

A l'échelle de l'échantillon de sol, plusieurs essais de suffusion sur des mélanges particules fines/grains grossiers avec une variabilité des conditions initiales (du sol et de la sollicitation hydraulique) ont été réalisés et ont donné lieu à une base de données expérimentales riche et intéressante permettant d'améliorer l'interprétation de l'essai de suffusion, avec la prise en compte de l'influence de différents paramètres sur le comportement du sol à la suffusion. Pour caractériser les sols érodés du point de vue mécanique, les essais de suffusion ont été systématiquement suivis d'essais de compression triaxiale en conditions drainées et non drainées, eux même complétés par des essais similaires sur des échantillons non érodés, afin de mettre en évidence l'effet de la suffusion sur les propriétés de résistance au cisaillement du sol érodé.

Organisation du manuscrit

Après cette introduction quant au contexte de la recherche et aux objectifs de la thèse, le Chapitre 1 présente une étude bibliographique sur les travaux antérieurs autour de l'érosion interne par suffusion et couvre notamment les techniques utilisées pour les essais d'érosion, les mécanismes de l'érosion interne avec un focus particulier sur la suffusion et les conséquences mécaniques liées à la suffusion. Le Chapitre 2 présente les méthodes expérimentales développées dans le cadre de cette thèse à l'échelle de l'échantillon ainsi qu'à l'échelle des grains. Le Chapitre 3 est dédié principalement à l'étude du comportement d'un sol soumis à la suffusion à l'échelle de l'échantillon, en décrivant les phénomènes observés et les déductions qui peuvent en être tirées. Le Chapitre 4 aborde ensuite le comportement d'un sol érodé par suffusion à l'échelle de la microstructure en s'appuyant sur une visualisation direction par techniques optiques et sur analyse fine par tomographie à rayons X. Le Chapitre 5 décrit enfin les réponses mécaniques obtenues par essais de compression triaxiale sur les sols érodés et, pour comparaison, sur les sols non érodés aux mêmes conditions (propriétés physiques et chargement) afin d'analyser l'influence du processus d'érosion sur le comportement du sol. Finalement, les principales conclusions tirées de ces travaux de thèse sont présentées ainsi que des perspectives et recommandations pour les recherches à venir.

Chapitre 1. Étude bibliographique

Le phénomène d'érosion interne est caractérisé de façon générale par la migration de grains, issus des matériaux constitutifs de l'ouvrage ou du sol de fondation, sous l'action d'un écoulement hydraulique. Il a été identifié 4 mécanismes différents d'érosion interne : l'érosion de conduit, l'érosion régressive, l'érosion de contact et la suffusion (Bonelli, 2013).

La situation spécifique d'une érosion par suffusion est celle où des particules fines sont arrachées et transportées à travers le squelette formé par les plus gros grains. Cette érosion par suffusion entraîne forcément des changements affectant la microstructure du sol, sa porosité (perte en fines, tassemement), sa conductivité hydraulique, etc. Ce phénomène a été observé pour la première fois lors d'études expérimentales sur la compatibilité entre filtres et sols dans les ouvrages hydrauliques. Par la suite, de nombreuses méthodes empiriques ont été proposées par différents chercheurs pour évaluer des critères géométriques d'instabilité d'un sol à partir de sa distribution granulométrique (Istomina, 1957 ; Kezdi, 1986 ; Kovacs, 1981 ; Kenney & Lau, 1985 ; Burenkova, 1993 ; Wan & Fell, 2008 ; Li & Fannin, 2008). Les conditions hydrauliques nécessaires à l'initiation du processus de suffusion ont également été étudiées et ont permis de définir un « gradient hydraulique critique » (Terzaghi, 1939 ; Skempton & Brogan, 1994 ; Monnet, 1998 ; Indraratna & Radampola, 2002 ; Li & Fannin, 2008). En outre, l'influence des différentes propriétés du sol (cohésion, teneur en fines, densité, etc.) sur l'érosion du sol a été investiguée tandis que des travaux récents ont montré que la contrainte exercée (compression et extension isotrope) modifie fortement le gradient hydraulique critique d'apparition de l'érosion interne (Moffat & Fannin, 2011, 2012 ; Chang & Zhang, 2012). Quelques modèles physiques ont été proposés pour identifier l'influence des phénomènes hydromécaniques sur l'apparition de l'instabilité interne dans les sols (Indraratna & Vafai, 2002 ; Bonelli & Marot, 2008 ; Fujisawa *et al.*, 2010). Les conséquences de l'érosion interne sur le comportement mécanique des sols ont également fait l'objet d'investigations expérimentales et numériques (Muir Wood *et al.*, 2010 ; Scholtès *et al.*, 2010 ; Xiao & Shwiyat, 2012 ; Ke & Takashiki, 2014 ; Chang & Zhang, 2014 ; Aboul Hosn, 2017). Cependant, des conclusions contradictoires ont été trouvées concernant le comportement mécanique d'un sol érodé par la suffusion : selon les cas, la résistance non drainée du sol peut diminuer (Chang & Zhang, 2012) ou augmenter dans les mesures de la résistance drainé (Xiao & Shwiyat, 2012) lorsque l'érosion se produit.

Ce premier chapitre détaille une synthèse bibliographique autour de l'érosion interne par suffusion présentant successivement (*i*) les dispositifs de laboratoire visant à évaluer la

sensibilité à la suffusion et les résultats expérimentaux obtenus, (ii) les critères empiriques proposés ainsi que les modèles analytiques développés dans la littérature, et enfin (iii) l'impact de l'érosion interne sur les comportements mécaniques des sols.

1.1. Introduction

Les phénomènes de dégradation et de transport de matériaux solides causés par l'eau sont communément regroupés sous la dénomination « érosion ». Le phénomène d'érosion dans les ouvrages hydrauliques en terre se différencie en deux types : l'érosion externe et l'érosion interne.

L'érosion externe d'un ouvrage est observée en situation de surverse, lorsque le niveau de la retenue d'eau atteint la côte de l'ouvrage. Le débordement de l'eau génère un écoulement de ruissellement latéral le long du parement de l'ouvrage qui peut rapidement déstructurer la surface supérieure du matériau par arrachement et entraînement des particules de la couche de sol ainsi exposée. Cela peut engendrer une brèche dans l'ouvrage, augmentant alors le débit de surverse et donc l'effort exercé par l'eau sur le sol. Le processus s'accélère ainsi jusqu'à la rupture finale de l'ouvrage.

Concernant le phénomène d'érosion interne, la terminologie adoptée par l'ICOLD (International Commission Of Large Dams), ou dans sa traduction française CIGB (Comité International des Grands Barrages), définit l'érosion interne comme « le transport des particules de sol dans un barrage en remblai ou sa fondation par l'infiltration dans le sens de l'écoulement », comme décrit dans un bulletin spécial sur l'érosion interne (ICOLD, 2012). Il existe plusieurs configurations locales et différents modes d'érosion. Fry *et al.* (2012) proposent ainsi quatre mécanismes principaux pour l'initiation de l'érosion interne : l'érosion de conduit ou concentration de fuite, l'érosion régressive, l'érosion de contact et la suffusion.

L'érosion de conduit est générée par la concentration de l'écoulement d'infiltration le long d'une fissure ou d'un défaut dans l'ouvrage (racines, terriers, interface, etc.) qui initie l'érosion des parois du conduit ainsi formé et à travers lequel transite l'écoulement hydraulique. C'est une érosion de surface entre deux milieux bien distincts, le sol et l'eau en écoulement dans le conduit.

L'érosion régressive s'amorce en pied aval d'ouvrage, à l'endroit où l'écoulement remonte à la surface. La couverture de surface du sol peut être déstabilisée, par poussée verticale ou fluidisation (appelée aussi boulance), créant ainsi une cavité qui s'étend progressivement vers l'amont, de façon régressive, soit dans le corps de l'ouvrage, soit dans le sol de fondation.

L'**érosion de contact** correspond au détachement de particules à l'interface entre deux couches de matériaux de granulométries très différentes, par exemple une couche de gravier en contact avec une couche de sable fin. L'écoulement d'eau se concentre dans la couche la plus perméable, ici le gravier, et peut ainsi détacher des grains de sable à l'interface entre les couches et les transporter à travers les pores de la couche de gravier. L'érosion de contact est aussi parfois appelée érosion d'interface ou suffusion de contact.

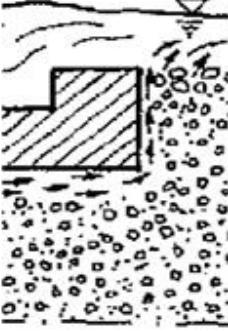
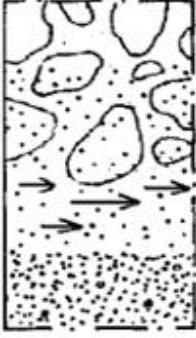
<u>Erosion interne de conduit ou de fissure</u>	<u>Erosion interne régressive (généralisée ou locale au fond d'un conduit)</u>
	
<u>Erosion interne de contact</u>	<u>Suffusion, (suffusion) ou instabilité interne d'un sol ou érosion volumique</u>
	

Figure 1.1 : Mécanismes d'initiation de l'érosion interne (Bonelli *et al.*, 2011).

La suffusion concerne, comme déjà évoqué en introduction de ce manuscrit, le détachement des plus petites particules d'un sol et leur transport dans l'espace porale de matrice granulaire sous l'action d'un écoulement d'eau interne dans le sol. Le phénomène de suffusion se traduit par une redistribution interne des particules fines dans le sol, susceptible, dans les zones d'appauvrissement, d'entraîner des tassements locaux, et, dans les zones de colmatage, de provoquer une surpression interstitielle localisée pouvant engendrer un glissement du sol. Généralement, l'évolution du phénomène de suffusion est très lente, ce qui permet de la

déTECTer suffisamment tôt et d'agir en conséquence.

Les paragraphes suivants résument les principaux résultats de la littérature au sujet de l'érosion interne par suffusion en termes d'investigations expérimentales, de critères empiriques d'évaluation de la sensibilité à la suffusion et d'impact sur le comportement mécanique d'un sol ayant été soumis à la suffusion.

1.2. Essais d'érosion par suffusion en laboratoire

Les études expérimentales sur la migration de grains fins dans un sol ont commencé à partir d'analyses de compatibilité entre un filtre et un sol de base. Dans ces recherches expérimentales, non seulement les caractéristiques géométriques du sol ont été prises en compte, mais aussi l'influence de la vitesse d'écoulement, de la direction d'écoulement et du gradient hydraulique.

1.2.1. Dispositifs d'essais

La plupart des auteurs ont mené leurs essais sur l'instabilité des sols en utilisant un perméamètre (Chapuis *et al.*, 1996 ; Garner & Sobkowicz, 2002 ; Ke & Takahashi, 2012 ; Kenney & Lau, 1985 ; Li, 2008 ; Moffat, 2005 ; Skempton & Brogan, 1994 ; Wan & Fell, 2004, 2008). Ce dispositif comprend généralement une cellule cylindrique à paroi rigide connectée à des capteurs pour mesurer la variation de la pression interstitielle. Pour éviter tout écoulement parasite, une membrane en caoutchouc ou une couche de graisse peut être introduite entre la paroi rigide et l'échantillon. Le sol testé peut être soit au-dessus d'une couche filtrante, soit placé en sandwich entre deux couches filtrantes. La cellule constituant le perméamètre est souvent transparente, ou partiellement transparente, afin de permettre la visualisation du processus d'érosion interne, c'est-à-dire l'advection de particules érodées à travers l'échantillon et le filtre.

Dans le cas d'essais d'érosion sur sols non-cohérents avec un écoulement descendant, les particules érodées sont collectées directement à la base du perméamètre. Pour un essai avec un écoulement ascendant, un courant d'air peut être appliqué au sommet de l'échantillon pour empêcher la sédimentation des grains érodés (Sterpi, 2003). Pour résoudre les difficultés liées à l'installation d'un système de collecte des particules érodées qui permettrait de mesurer leur masse, en particulier pour l'essai à écoulement ascendant, une méthode graphique a été proposée par Kenney & Lau (1985) pour évaluer approximativement le pourcentage de grains fins érodés, ainsi que la taille du plus grand grain érodé, en se basant sur le changement des

courbes granulométriques après érosion par rapport à la courbe originale. Dans le cas de sols cohérents, un capteur optique peut être connecté à la sortie de la cellule pour mesurer le flux de petites particules évacuées hors de l'échantillon par l'écoulement (Bendahmane *et al.*, 2008 ; Marot *et al.*, 2011).

Les inconvénients du perméamètre à paroi rigide sont la présence d'écoulements parasites à la paroi et l'impossibilité d'appliquer une contrainte de compression sur la paroi latérale de l'échantillon. Au contraire, un perméamètre à paroi souple peut d'un part réduire les fuites parasites et permettre l'augmentation du degré de saturation du sol testé en appliquant une contre pression pendant la phase de saturation. Il permet d'autre part un contrôle de la contrainte verticale et de la contrainte de confinement latéral afin de tester un échantillon de sol sous différents états de contrainte. On perd en revanche les possibilités de visualisation de l'échantillon au cours du processus.

Sanchez *et al.* (1983) sont les premiers à avoir modifié une cellule triaxiale pour étudier le potentiel d'instabilité interne d'un sol. Une pression de confinement est appliquée durant l'essai afin de simuler l'état de contrainte d'un sol réel dans un ouvrage. Plus récemment, plusieurs essais d'érosion utilisant l'appareil triaxial modifié ont été développés (Bendahmane *et al.* (2008) ; Richards & Reddy, 2010 ; Xiao & Shwiyhat, 2012 ; Chang & Zhang, 2011, 2012 ; Luo *et al.*, 2013 ; Ke & Takahashi, 2014a, 2014b). En général, un système de drainage est ajouté à l'embase inférieure de l'appareil triaxial afin de collecter l'effluent évacué pendant l'essai d'érosion. La masse de sol érodé est ensuite déterminée après séchage de l'effluent. Ce dispositif permet la saturation, la consolidation et la mesure du changement de volume de l'échantillon provoqué par la suffusion.

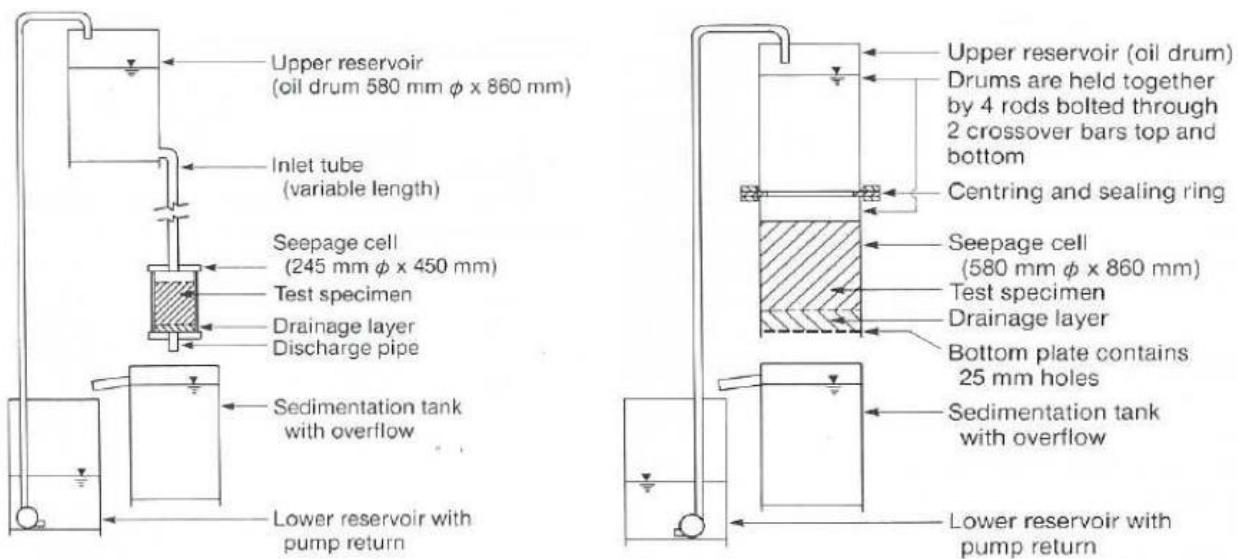


Figure 1.2 : Perméamètre développé par Kenney & Lau (1985).

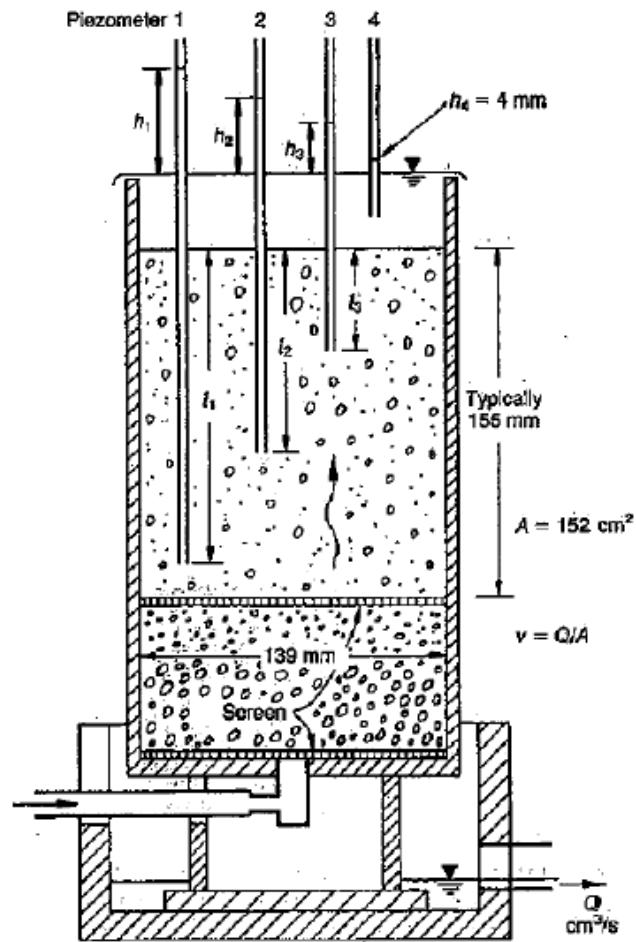


Figure 1.3 : Perméamètre développé par Skempton & Brogan (1994).

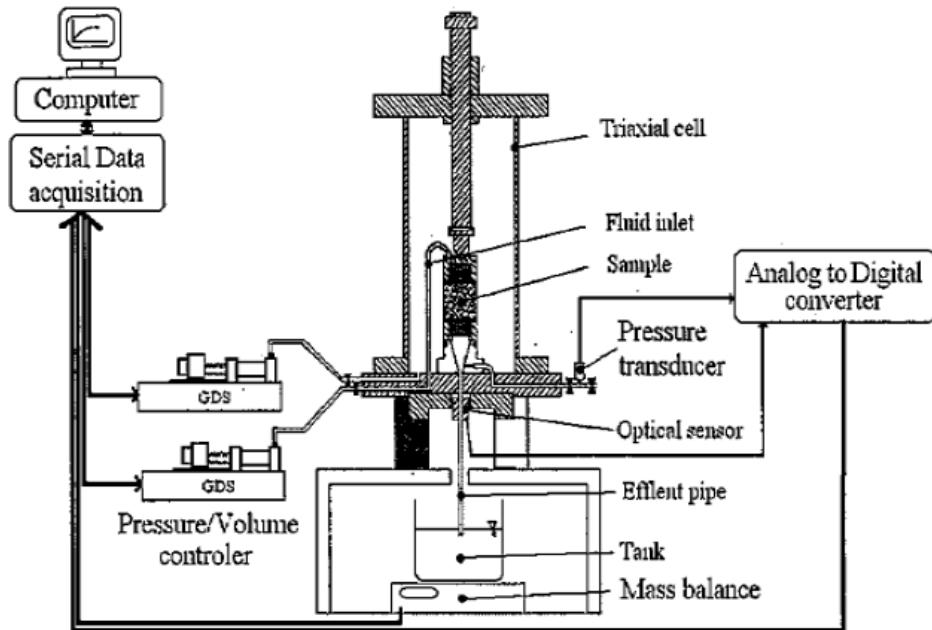


Figure 1.4 : Triaxial modifié développé par Bendahmane *et al.* (2008).

Constant-rate-flow test

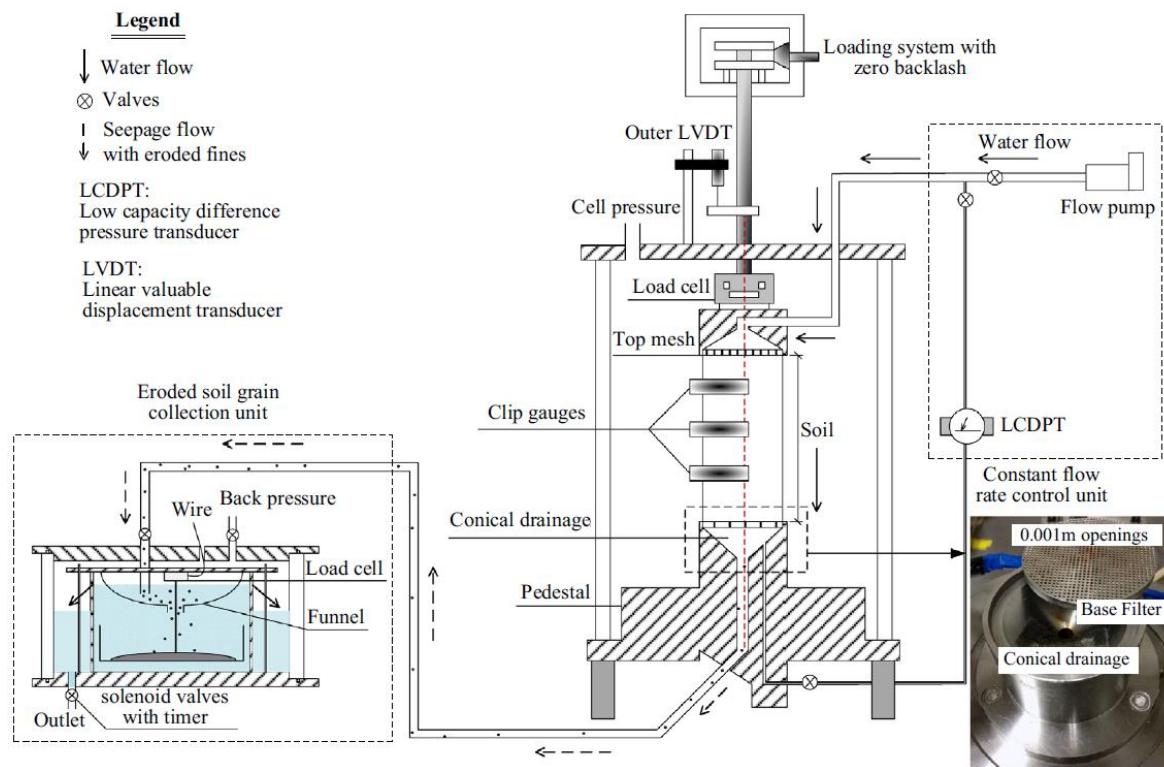


Figure 1.5 : Triaxial modifié pour le test de suffusion (Ke & Takahashi, 2014a).

1.2.2. Types de sols étudiés

La suffusion est a priori susceptible de concerner tous les types de sol mais, pour l'heure et dans la plupart des cas reportés, ce sont des sols granulaires sans cohésion qui ont été étudiés. Les sols naturels sont généralement hétérogènes et spécifiques à un site, ce qui pose le problème de la généralisation des résultats obtenus sur matériaux modélisés et de la répétabilité des essais. Lafleur *et al.* (1989) et Tomlinson & Vaid (2000) ont simulé le sol par des billes de verre, de façon à obtenir une très bonne répétabilité pour la préparation des échantillons. Cependant, le frottement et l'écoulement entre particules granulaires sont fonction de l'angularité des grains qui ne peut être reproduite de façon réaliste par des billes de verre. Kenney & Lau (1985), Lafleur (1999), Skempton & Brogan (1994), Chang & Zhang (2011, 2012), Luo *et al.* (2013), Ke & Takahashi (2014a, 2014b) ont testé des échantillons compactés de sols naturels pulvérulents composés de sable et de gravier. Ayadat *et al.* (1998), Reddi *et al.* (2000), Bendahmane *et al.* (2008), Xiao & Shwiyhat (2012) ont pour leur part reconstitué des sols cohérents par mélange d'argile et de sable.

Concernant la méthodologie de préparation des échantillons, la plupart des recherches utilisent

la méthode du damage humide (qui sera détaillée au paragraphe 2.1.3.1) lors de la fabrication de l'échantillon afin d'éviter la ségrégation entre particules fines et grossières dans l'échantillon. Il n'y a pas de données disponibles dans la littérature concernant l'influence de la méthodologie de préparation des échantillons sur le comportement du sol vis-à-vis de la suffusion.

1.2.3. Nature de la sollicitation hydraulique

L'écoulement interstitiel imposé dans l'échantillon de sol est en général unidirectionnel, soit ascendant, soit descendant par rapport à la gravité. Pour éviter de provoquer le phénomène de boulance (ou fluidisation) dans le sol testé qui est souvent pulvérulent, la plupart des auteurs ont sollicité leurs échantillons par un écoulement hydraulique descendant. Parfois, une légère vibration est également appliquée sur l'échantillon pour assurer une bonne évacuation des particules érodées (Kenney & Lau, 1985). L'écoulement est contrôlé soit par un débit constant, soit par un gradient hydraulique constant. Les essais à débit constant ne sont pas représentatifs de la réalité car, sur site, c'est le gradient hydraulique global qui reste inchangé. Toutefois, ces essais à débit constant peuvent permettre de s'affranchir de la variation de la perméabilité au cours d'essai qui est induite par les modifications de porosité. L'utilisation d'eau désaérée à température constante est souvent recommandée pour ces essais.

Les gradients hydrauliques maximaux imposés dans les tests de suffusion varient, selon les cas, de 1 à 30 (Lafleur *et al.*, 1989). La nature des matériaux testés influe grandement sur la durée d'un essai. Généralement, il faut un gradient hydraulique critique à l'érosion plus élevé pour les sols cohérents par rapport aux sables.

1.3. Mécanismes de la suffusion

Pour que l'érosion par suffusion se produise, trois critères résumés par Wan & Fell (2008) doivent être satisfait. Les deux premiers critères sont des critères « géométriques », et sont liés à la granulométrie du sol. Le troisième est un critère « hydraulique » qui, lui, est lié aux forces hydrauliques causant le détachement et le mouvement des particules fines du sol. Ces critères, purement qualitatifs, sont les suivants :

- La taille des particules du sol doit être inférieure à la taille des constrictions entre les grandes particules qui forment la structure primaire du sol.
- La quantité de particules fines doit être inférieure à celle permettant de combler l'ensemble des vides de la structure primaire.

- La vitesse d'écoulement à travers la matrice du sol doit être suffisamment élevée pour éroder et transporter les particules fines à travers les constrictions entre les grandes particules du milieu.

Dans la littérature, plusieurs critères quantitatifs ont été proposés pour estimer l'initiation et le développement de l'érosion interne par suffusion. Les approches sont multiples et reposent essentiellement sur la géométrie du sol, à travers l'étude granulométrique des matériaux, ou sur la sollicitation exercée par l'écoulement, via l'évaluation d'un gradient hydraulique critique d'érosion.

1.3.1. Critères géométriques : évaluation de la susceptibilité d'un sol à la suffusion

Les critères géométriques s'appuient sur une comparaison entre les tailles des particules fines et les tailles des grandes particules sur la courbe granulométrique d'un sol. En théorie, si des constrictions dans le réseau poreux sont plus grandes que la taille de particules fines, alors ces dernières peuvent potentiellement être transportées par l'écoulement à travers l'échantillon. Plusieurs approches existent dans la littérature pour décrire ces conditions géométriques nécessaires, mais non suffisantes, à l'occurrence d'une instabilité interne par suffusion dans le sol.

Tout d'abord, Istomina (1957) a proposé une méthode simple pour évaluer la stabilité interne du sol en utilisant le coefficient d'uniformité C_u ($C_u = d_{60}/d_{10}$, où d_{60} et d_{10} sont les tamis correspondant à 60% et 10% du passant cumulé sur la courbe granulométrique, respectivement). Il n'y a pas de suffusion si $C_u \leq 10$; la suffusion est possible si $C_u \geq 20$; si $10 \leq C_u \leq 20$, le sol est considéré comme un matériau dans un état intermédiaire.

Kézdi a proposé une méthode pour évaluer la stabilité interne des sols en 1969, décrit plus en détail par Kézdi (1979). Dans cette méthode, le matériau est divisé en deux composants à un point arbitraire sur sa courbe granulométrique : le composant grossier et le composant fin. Si les deux composants satisfont au critère de limitation $D'_{15}/d'_{85} < 4$ préconisé par Terzaghi (1939), alors le sol est considéré comme stable. Dans cette méthode, D'_{15} est le diamètre de particules du composant grossier à 15% du tamisat, d'_{85} est le diamètre de particules du composant fin à 85% du tamisat. En réalité, il n'est pas nécessaire de diviser la courbe granulométrique originelle en deux parties parce que d'_{85} et D'_{15} peuvent être obtenus directement à partir de cette courbe. A un point arbitraire S_0 (Figure 1.6), le tamisat correspondant est F_0 . Selon la définition, le tamisat (en %) pour le composant fin peut être exprimé par $F_f = 100F/F_0$, et le tamisat pour le composant grossier peut être exprimé par $F_c = 100(F-F_0)/(100-F_0)$. Par conséquent, à d'_{85} , le tamisat est $F = 0,85F_0$ et à D'_{15} , le tamisat est F

$= 0.85F_0 + 15$. La taille des grains d'_{85} du composant fin et la taille D'_{15} du composant grossier peuvent être déterminées à partir de la courbe granulométrique originelle et fournir ainsi le rapport D'_{15}/d'_{85} le long de la courbe granulométrique en utilisant : $d'_{85} = D_{0,85F_0}$ et $D'_{15} = D_{0,85F_0+15}$.

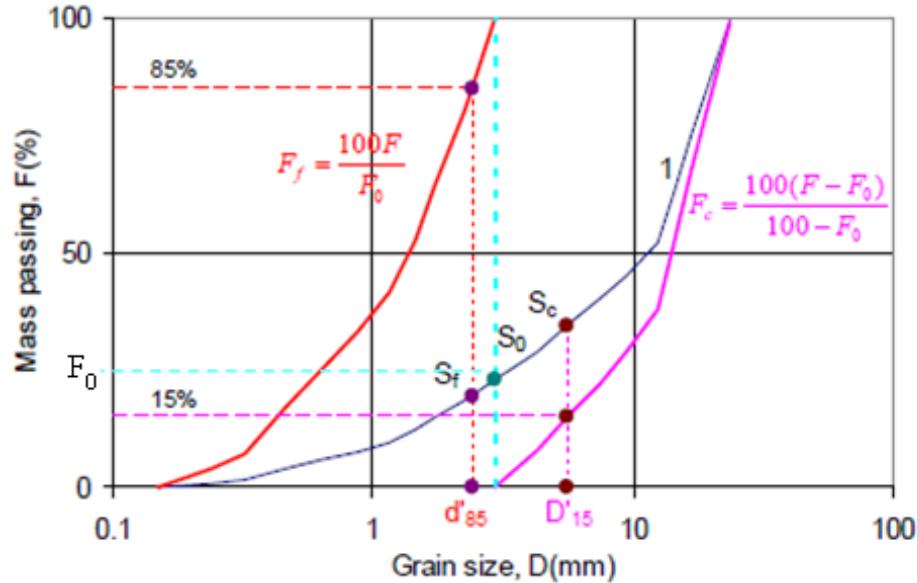


Figure 1.6 : Méthode de Kézdi (1979).

Kovacs (1981) a proposé un modèle analytique de tubes capillaires pour évaluer la stabilité interne des sols. Ce modèle, largement utilisé dans la théorie des milieux poreux, représente l'espace poral du sol par un faisceau de tubes cylindriques parallèles (Figure 1.7). d_0 représente le diamètre moyen des tubes capillaires, d_1 et d_2 sont les diamètres minimal et maximal. L'évaluation du potentiel d'instabilité du sol se fait par la comparaison entre le diamètre moyen des pores d_0 de la fraction grossière et le diamètre effectif des matériaux d'_{85} de la fraction fine. Ainsi le diamètre moyen des pores d_0 de la fraction grossière est calculé en fonction du diamètre effectif de Kozeny, noté D_h^c , et de la porosité de la fraction grossière selon :

$$d_0 = 4 \frac{n_c}{1-n_c} \frac{D_h^c}{\alpha_D} \quad \text{Équation 1.1}$$

Où n_c est la porosité du squelette et α_D est un coefficient de forme des tubes capillaires (6 pour des particules arrondies, 7-9 pour des particules angulaires).

Le diamètre effectif vaut :

$$D_h^c = \frac{1}{\sum \frac{\Delta F_i^c}{D_i^c}}$$

Équation 1.2

avec D_i^c et ΔF_i^c qui sont respectivement le diamètre moyen et la fraction en masse des grains compris dans l'intervalle considérée de la courbe de la distribution de taille des grains de la fraction grossière.

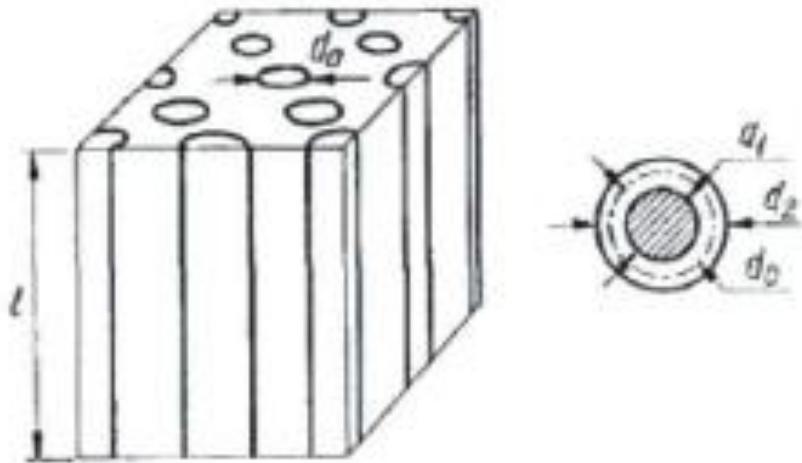


Figure 1.7 : Représentation physique du milieu poreux modèle (Kovacs, 1981).

D'après la littérature relative à la conception des filtres, le diamètre correspondant à 85% de la masse de fines semble être un paramètre représentatif. Par conséquent, Kovacs (1981) a proposé pour critère de stabilité interne du sol : $d_0 < d'_{85}$. Ce critère est exprimé en diamètre effectif comme suit :

$$4 \frac{n_c}{1 - n_c} \frac{D_h^c}{\alpha_D} < d'_{85}$$

Équation 1.3

Ce modèle n'a pas été testé expérimentalement. Cependant, Li (2008) s'est basé en partie sur ce concept pour élaborer une nouvelle approche servant à évaluer le potentiel d'instabilité interne des matériaux.

Kenney & Lau (1985) ont proposé un critère basé sur l'interprétation des observations expérimentales. Selon cette méthode, il suffit de vérifier si la structure primaire des matériaux agit comme un filtre par rapport à sa base qui est constituée des particules fines. Cette approche, illustrée sur la Figure 1.8, établit une courbe de forme H versus F , indépendante de la taille des grains et uniquement fonction de l'allure de la courbe granulométrique des matériaux.

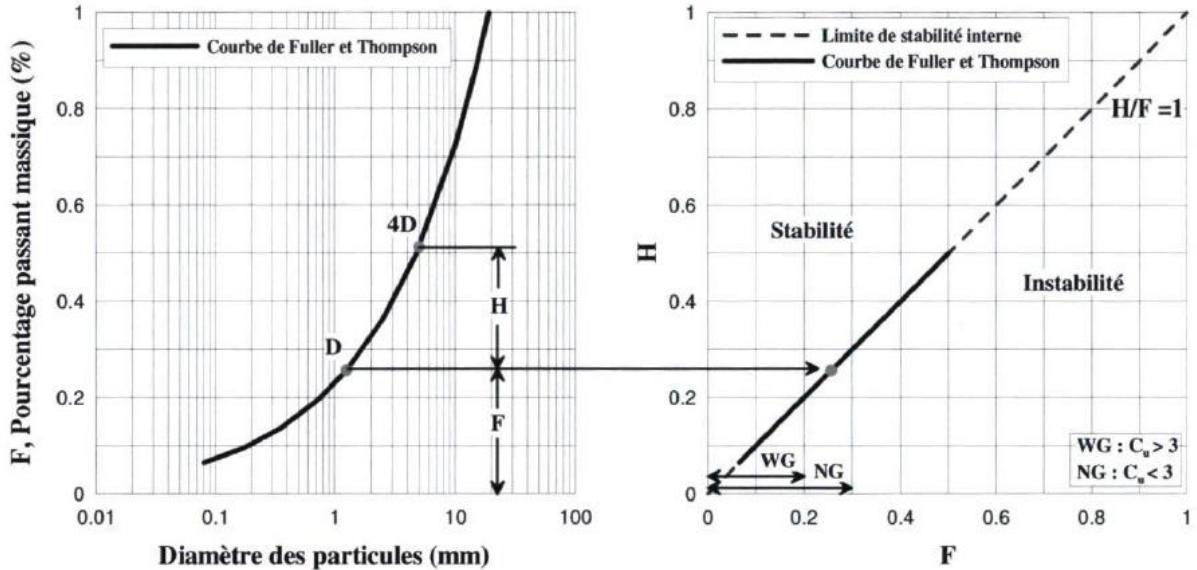


Figure 1.8 : Critère de Kenney & Lau (1985, 1986).

Pour cela, on introduit F , le pourcentage en masse des particules ayant un diamètre inférieur à D , et H , le pourcentage en masse des particules ayant un diamètre compris entre D et $4D$. Si dans le plan $H-F$ la granulométrie des matériaux se trouve sous un seuil donné par $H/F = 1$ sur une partie de sa fraction fine, correspondant à $F \leq 0,2$ pour une granulométrie étalée ($C_u > 3$) ou $F \leq 0,3$ pour un sol moins étalé ($C_u < 3$), ces matériaux seront instables sous écoulement. Les fractions $F \leq 0,2-0,3$ correspondent à la quantité maximale de particules libres qui est susceptible d'être érodée selon ces auteurs.

La limite était initialement $H/F = 1,3$ selon Lubochkov (1969) mais Milligan (1986) et Sherard & Dunnigan (1986) ont montré que ce rapport était trop conservatif et proposé de la remplacer par $H/F = 1$. Selon Skempton & Brogan (1994), un rapport H/F de 1 serait représentatif de matériaux assez denses tandis qu'un rapport de 1,3 serait davantage approprié pour des matériaux plus lâches.

Basé sur le critère de Kenney & Lau (1985), Chang & Zhang (2013) ont proposé un nouveau critère qui permet d'améliorer les approches d'Istomina, Kezdi et Kenney & Lau grâce à une meilleure prise en compte du pourcentage des fines (FC en %) dans les mélanges pour les sols à granulométrie continue et discontinue. Ce critère n'est toutefois applicable que pour les sols à faible plasticité. Il apparaît comme le critère le moins conservatif pour certaines distributions granulométriques (Marot *et al.*, 2016). Ce critère de Chang & Zhang s'exprime de la façon suivante avec distinction en 2 catégories de sols :

- Pour les sols à granulométrie continue : lorsque $FC < 5$, le sol est stable si $(H/F)_{min} > 1$,

où $(H/F)_{\min}$ est le paramètre défini dans le critère de Kenney & Lau (1985) ; lorsque $5 \leq FC \leq 20$ et $(H/F)_{\min} > -(1/15)FC + 4/3$, le sol est instable ; lorsque $FC > 20$, le sol est réputé stable.

- Pour un sol à granulométrie discontinue : lorsque $FC < 10$, le sol est stable si le rapport $G_r = d_{\max}/d_{\min} < 3$ (d_{\max} et d_{\min} sont la taille maximale et minimale de la fraction manquante, respectivement) ; lorsque $10 \leq FC \leq 35$, le sol est stable si $G_r < 0,3FC$; lorsque $FC > 35$, le sol est réputé stable.

Burenkova (1993) a proposé une méthode issue de résultats d'essais en laboratoire sur 22 matériaux granulaires (sols constitués d'un mélange de sable et de gravier) avec une taille maximale des particules jusqu'à 100 mm et un coefficient d'uniformité, C_u , jusqu'à 200. L'hypothèse de base est que la fraction fine ne fait pas partie du squelette du sol si elle n'induit pas une augmentation de volume lorsqu'elle est mélangée avec une fraction grossière. Avec le choix des 3 fractions représentatives d_{15} , d_{60} et d_{90} , l'hétérogénéité des sols a été décrite par deux rapports, appelés les facteurs conditionnels d'uniformité :

$$h' = d_{90} / d_{60} \text{ et } h'' = d_{90} / d_{15} \quad \text{Équation 1.4}$$

A l'aide de ces deux grandeurs, Burenkova (1993) a présenté une limite séparant les sols « suffusifs » des sols « non-suffusifs » comme illustré sur la Figure 1.9. Les matériaux stables sont concentrés dans la zone II. Les matériaux se trouvant dans les zones I et III sont instables. La zone IV représente quant à elle une zone de matériaux de composition ne pouvant exister à l'état naturel (sols artificiels). Le domaine correspondant aux sols non-suffusifs vérifie approximativement la condition : $0,76\log(h'') + 1 < h' < 1,86\log(h'') + 1$.

Wan & Fell (2004) ont étudié la stabilité interne de mélanges silt-sable-gravier et de mélanges argile-silt-sable-gravier. Un des objectifs de leur recherche était d'étudier l'influence de certains facteurs qui gouvernent l'instabilité interne des matériaux, comme la quantité en fines et en gravier, la plasticité des fines, l'effet de la discontinuité granulométrique, la densité, etc. Les principales conclusions de ces travaux sont :

- Il n'apparaît pas de lien direct entre le pourcentage en fines, le pourcentage en gravier et l'instabilité interne. Toutefois, tous les sols instables ont un pourcentage en gravier d'au moins 60% ou plus.
- Les matériaux testés contenant moins de 10% de particules de tailles argileuses et ayant un indice de plasticité inférieur à 12% n'ont pas révélé d'influence de la plasticité des fines sur la stabilité interne des matériaux.
- Dans ces conditions d'essais, la variation de densité n'a eu aucun impact significatif

sur la stabilité interne des matériaux.

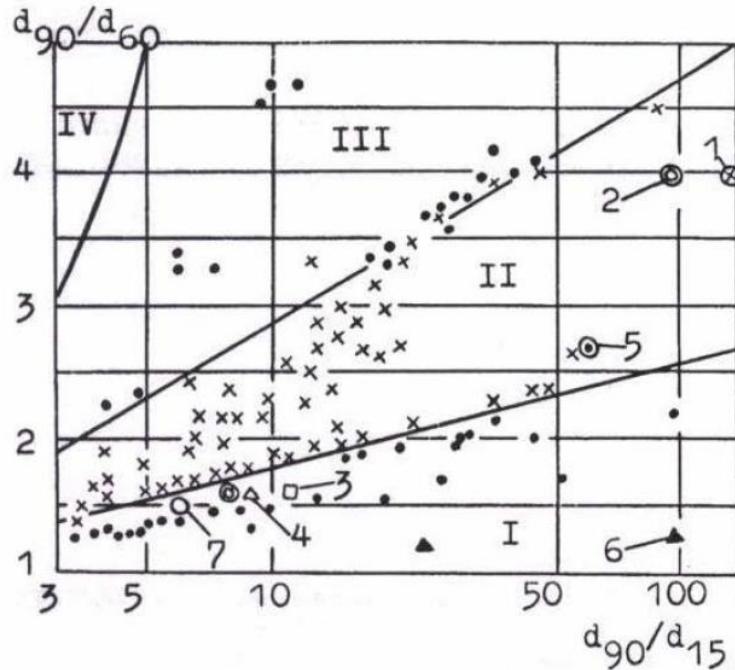


Figure 1.9 : Critère de Burenkova (1993).

Leurs travaux visaient également à tester la validité d'application des principales méthodes utilisées dans la littérature pour évaluer la stabilité interne des mélanges silt-sable-gravier et argile-sil-sable-gravier. Leurs résultats montrent que :

- Le coefficient d'uniformité C_u (Isomina, 1957) n'est pas un indicateur précis pour évaluer la stabilité interne.
- Les méthodes qui impliquent la division d'un sol en une fraction grossière et une fraction fine (De Mello, 1975 ; Kézdi, 1979 ; Sherard, 1979) sont trop prudentes ou conservatives pour évaluer la stabilité interne, car elles ont tendance à classer des sols stables comme instables.
- La méthode de Kenney & Lau (1985, 1986) est également jugée trop conservative.
- La méthode de Burenkova (1993) est une méthode moins prudente que la méthode de Kenney & Lau (1985, 1986). En combinant les deux approches, l'estimation du potentiel d'instabilité interne des matériaux semble plus appropriée.

Suite aux travaux de Burenkova (1993), Wan & Fell (2008) ont proposé un critère Burenkova modifié en changeant les rapports $h' = d_{90} / d_{15}$ et $h'' = d_{20} / d_5$. Les résultats de l'évaluation de stabilité interne des mélanges de limon-sable-gravier à granulométrie étalée montrent que les

sols sont stables si :

$$30 / \log(d_{90} / d_{60}) < 80, \text{ ou} \quad \text{Équation 1.5}$$

$$30 / \log(d_{90} / d_{60}) < 80 \text{ et } 15 / \log(d_{20} / d_5) > 22$$

Afin de distinguer plus clairement les sols instables des sols stables vis-à-vis de la suffusion, Wan & Fell (2008) ont défini le risque de suffusion par une probabilité P :

$$P = \frac{\exp Z}{1 - \exp Z} \quad \text{Équation 1.6}$$

Pour un mélange de limon-sable-gravier et d'argile-limon-sable-gravier :

$$Z = 2,378 \log(h'') - 3,648(h') + 3,701 \quad \text{Équation 1.7}$$

Pour un mélange de sable-gravier avec moins de 10% de particules fines non-plastiques ($d < 0,075$ mm) :

$$Z = 2,875 \log(h'') - 3,591(h') + 2,436 \quad \text{Équation 1.8}$$

Li & Fannin (2008) ont effectué des essais de percolation sur quatre matériaux pulvérulents et avec sept granulométries étalées incluant des essais réalisés sur des billes de verre. L'objectif était là aussi de vérifier l'efficacité de certains critères géométriques (Burenkova, 1993 ; Kenney & Lau, 1985, 1986 ; Kézdi, 1979) pour évaluer le potentiel d'instabilité interne des matériaux. Pour ce faire, Li & Fannin (2008) ont d'abord évalué les critères géométriques mentionnés précédemment avec leurs résultats expérimentaux et plusieurs autres présents dans la littérature. Au total 62 granulométries, dont 29 granulométries discontinues et 33 granulométries continues étalées, ont été utilisées à des fins de comparaisons. De cette manière, il a été possible de mettre en évidence le caractère conservatif associé à ces méthodes et plusieurs conclusions ont pu être tirées.

- La méthode de Kézdi (1979) semble la plus performante pour distinguer entre sols stables et instables dans le cas de granulométries discontinues. Cependant, elle est prudente dans l'évaluation des sols à granulométrie continue.
- La méthode de Kenney & Lau (1985, 1986) parvient à évaluer correctement la stabilité des sols ayant une granulométrie continue. Elle est cependant prudente dans l'évaluation de la stabilité des sols avec une granulométrie discontinue ($F > 15\%$) ;
- La méthode de Burenkova (1993) est moins conservatrice que les méthodes de Kézdi et de Kenney & Lau.

Une comparaison spécifique entre la méthode de Kézdi et la méthode de Kenney & Lau a été menée sur la base des calculs théoriques et des résultats d'essais. Elle fournit les conclusions

suivantes (Li & Fannin, 2008) :

- Les deux méthodes sont fondées sur une approche similaire consistant à quantifier la forme de la courbe granulométrique du matériau sur un intervalle donné dont la définition diffère selon les méthodes. Celles-ci convergent toutefois lorsque $F \approx 15\%$ sur la courbe granulométrique.
- D'un point de vue théorique, le critère basé sur le rapport (D'_{15}/d'_{85}) de la méthode de Kézdi est relativement plus conservatif pour $F < 15\%$ et tandis que l'indice de stabilité (H/F)_{min} de la méthode de Kenney & Lau est plus conservatif pour $F > 15\%$. Cette tendance est confirmée par l'analyse de la base de données expérimentale des 62 granulométries testées (Figure 1.10).

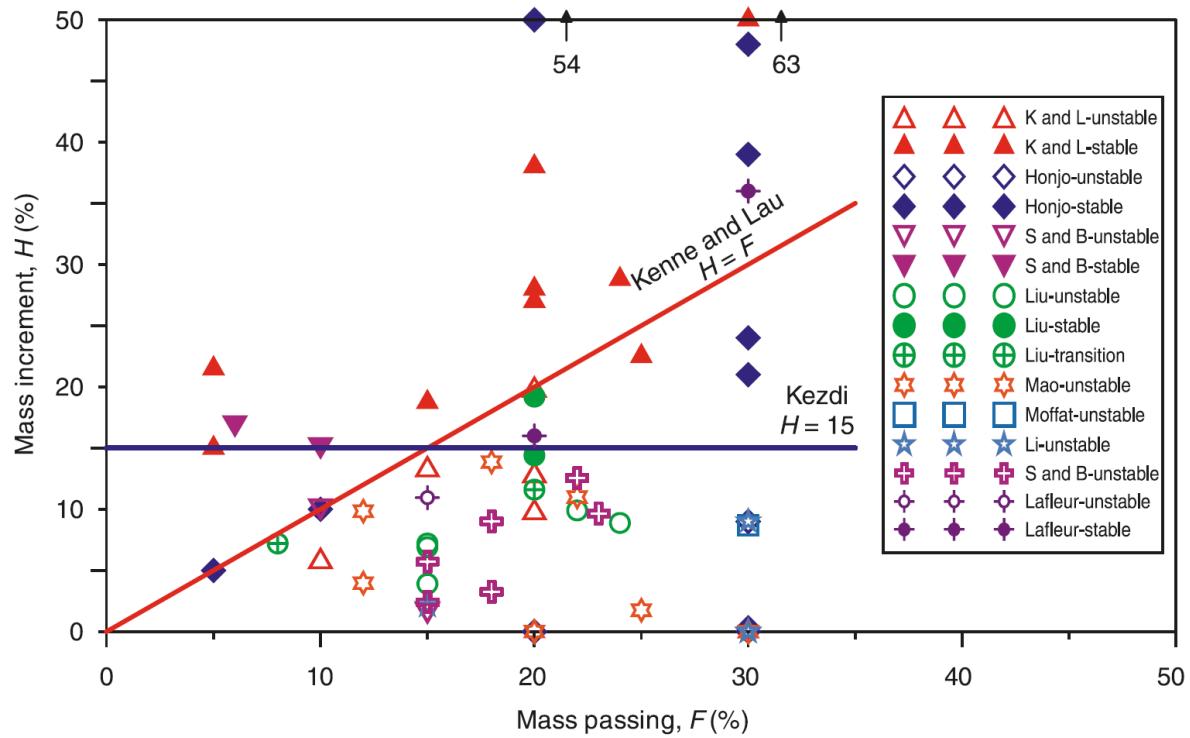


Figure 1.10 : Comparaison des critères empiriques de Kézdi (1979) et Kenney & Lau (1985) pour évaluer l'instabilité interne des sols (Li & Fannin, 2008).

Pour améliorer ces critères géométriques, Li (2008) s'est basé sur le concept des tubes capillaires de Kovacs (1981) pour élaborer une nouvelle approche afin d'évaluer le potentiel d'instabilité interne des matériaux. Selon ce modèle, il suffit de comparer le rapport de constriction d'_{85}/O_{50} afin de déterminer le potentiel d'instabilité des matériaux. Ici, d'_{85} dénote le diamètre correspondant à 85% en masse de la partie fine et O_{50} est le diamètre moyen d'un

tube capillaire. Le sol est considéré stable si $d'_{85}/O_{50} > 0,42$. Ce critère est applicable pour un sol ayant une fraction fine inférieure ou égale à 35%.

Tableau 1.1 : Résumé des critères géométriques couramment utilisés pour évaluer la stabilité interne des sols.

Année	Auteur	Description du matériau	Critère géométrique
1957	Istomina	Sables-graviers	$C_u \leq 10$: pas de suffusion $C_u \geq 20$: suffusion susceptible $10 \leq C_u \leq 20$: matériau transitoire
1969	Kézdi	Tous les sols	$D'_{15}/d'_{85} \geq 4$: suffusion
1981	Kovacs	Modèle de tube capillaire	$4 \frac{n_c}{1-n_c} \frac{D_h^c}{\alpha_D} < d'_{85}$: pas de suffusion
1985	Kenney & Lau	Sols granulaires	$(H/F)_{\min} < 1$: suffusion
1993	Burenkova	Sols non-cohérents	$0,76 \log(h'') + 1 < h' < 1,86 \log(h'') + 1$: pas de suffusion
2008	Wan & Fell	Sols à granulométries continues	$30 / \log(d_{90} / d_{60}) < 80$, ou $30 / \log(d_{90} / d_{60}) < 80$ et $15 / \log(d_{20} / d_5) > 22$: pas de suffusion
2008	Li & Fannin	Sols granulaires	(i) $d'_{85} < 0,42 O_{50}$: suffusion (ii) $F < 15$, $(H/F)_{\min} \geq 1$: pas de suffusion $F < 15$, $H \geq 15$: pas de suffusion
2013	Chang & Zhang	Sols à granulométrie continue	$FC < 5$ et $(H/F)_{\min} > 1$: stable $5 \leq FC \leq 20$ et $(H/F)_{\min} > -(1/15)FC + 4/3$: instable $FC > 20$: stable
		Sols à granulométrie continue	$FC < 10$ et $G_r = d_{\max}/d_{\min} < 3$: stable $10 \leq FC \leq 35$ et $G_r < 0,3FC$: stable $FC > 35$: stable

C_u = coefficient d'uniformité ; d_{15} = diamètre des particules du composant grossier à 15% du tamisat ; d_{85} = diamètre des particules du composant fin à 85% du tamisat ; α_D = coefficient de forme moyenne des tubes capillaires; n_c = porosité ; D^c_i = diamètre moyen des grains compris dans l'intervalle considéré de la courbe de la distribution de taille de particule de la fraction grossière ; d'_{85} = diamètre

correspondant à 85% en masse de la partie fine ; F = pourcentage en masse des particules ayant un diamètre inférieur à D ; H = pourcentage en masse des particules ayant un diamètre compris entre D et $4D$; $h' = d_{90} / d_{60}$; $h'' = d_{90} / d_{15}$; d_{90} , d_{60} , d_{20} , d_{50} = diamètre à 90%, 60%, 20%, 5% du tamisat, respectivement ; D_{50} = diamètre moyen d'un tube capillaire ; d_{\max} et d_{\min} : taille maximale et minimale de la fraction manquante de la granulométrie discontinue, respectivement ;

1.3.2. Conditions hydrauliques : apparition de l'érosion par suffusion

Il est difficile de déterminer précisément les variations locales de perméabilité dans un ouvrage et le gradient hydraulique global apparaît comme le seul paramètre facilement quantifiable. Les auteurs cherchent donc à identifier la valeur seuil de ce gradient au-delà de laquelle peut se déclencher l'érosion interne par suffusion.

Selon Kovacs (1981), un critère géométrique défavorable ne signifie pas une forte susceptibilité à la suffusion parce que les forces de contact entre grains fins (frottement, cohésion) limitent fortement leur déplacement. Par conséquent, un gradient hydraulique relatif relativement élevé est nécessaire pour initier le mouvement des particules. Certains ouvrages hydrauliques construits avec des matériaux potentiellement instables peuvent ainsi ne pas présenter d'instabilité interne dans la pratique. Par conséquent, il peut être acceptable d'utiliser des matériaux potentiellement instables dans des projets où les gradients hydrauliques ne sont pas censés être problématiques. Les recherches concernant les conditions hydrauliques sous lesquelles le déclenchement de l'instabilité peut avoir lieu sont examinées dans les paragraphes suivants.

Terzaghi (1939) a formulé une théorie de rupture par écoulement ascendant dans une colonne de sable homogène. Le gradient hydraulique critique, dit de boulance, ou de fluidisation, est obtenu lorsque la force exercée par l'écoulement le long de son chemin à travers le sol compense exactement le poids déjaugé du matériau. Ce qui s'écrit :

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = (G_s - 1)(1 - n) \quad \text{Équation 1.9}$$

où G_s est le poids spécifique des particules de sol, n la porosité, γ' le poids volumique déjaugé du sol, et γ_w le poids volumique de l'eau.

En effectuant des tests de suffusion sur des mélanges de sable et gravier avec un écoulement ascendant, Skempton & Brogan (1994) ont montré que l'instabilité s'initie à des gradients critiques faibles, de l'ordre de 0,20 – 0,35, soit 1/5 à 1/3 du gradient critique de Terzaghi i_c .

Comme les auteurs l'expliquent, les particules plus grossières supportent la plus grande partie

des charges appliquées tout en laissant les particules fines sous faible confinement. Ils proposent la formule suivante pour exprimer le gradient critique de suffusion pour le sable i_{ch} :

$$i_{ch} = \alpha i_c = \alpha \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad \text{Équation 1.10}$$

où α est un facteur de réduction de la contrainte effective qui est inférieur à 1.

Monnet (1998) a utilisé les résultats des essais de Skempton & Brogan (1994) pour déterminer une méthode d'évaluation du gradient de rupture. Cette méthode consiste à comparer la perméabilité k du matériau avec la valeur $0,01d_{15}^2$. Si $k > 0,01d_{15}^2$, l'instabilité par suffusion peut apparaître avec un gradient critique estimé par :

$$i_{ch} = 0,01 \frac{(d_{15})^2}{k} i_c \quad \text{Équation 1.11}$$

où i_c est le gradient critique de Terzaghi (en m/m), d_{15} le diamètre des particules du sol à 15% de tamisat (en mm) et k la perméabilité du sol (en m²).

Cette formule ne prend pas en compte la cohésion et n'est applicable qu'à des écoulements ascendants. En tenant compte de la conductivité hydraulique, le critère proposé par Monnet est équivalent à un critère de vitesse critique de Darcy ($v_{ch} = k \cdot i_{ch}$).

Indraratna & Radampola (2002) ont proposé, pour les sols cohérents, un gradient hydraulique critique requis pour le détachement et le transport des particules fines dans le réseau poral qui est donné par :

$$i_c = \frac{2}{3} \frac{d_i^2}{(d_i^2 + 0,375D_0^2)} (G_s - 1) [\cos \beta \tan \phi + \sin \beta] \quad \text{Équation 1.12}$$

où G_s est le poids spécifique, d_i la taille des particules pouvant être enlevées par lessivage, D_0 le diamètre de pore minimum, ϕ l'angle de repos, et β l'angle entre les canaux capillaires modélisant le milieu poreux et l'horizontale.

Comme nous l'avons vu, le gradient hydraulique critique proposé par Terzaghi et celui obtenu par Skempton & Brogan ne prend pas en compte l'effet d'une contrainte de surcharge sur le sol. Toutefois, Li & Fannin (2011) ont de leur côté proposé une enveloppe hydromécanique permettant de caractériser le gradient hydraulique critique d'un sol sous une contrainte de surcharge donnée.

Le gradient hydraulique critique pour un sol instable soumis à une contrainte effective verticale peut être exprimé par :

$$i_c = \frac{\alpha}{1-0,5\alpha} \left[\bar{\sigma}_{vm} + 0,5(G_s - 1)/(1+e) \right] \quad \text{Équation 1.13}$$

où α est toujours le coefficient de transformation de contrainte, G_s le poids spécifique de sol, e l'indice de vide et $\bar{\sigma}_{vm}$ la contrainte effective verticale dans le sol.

Tableau 1.2 : Résumé des modèles de gradient hydraulique critique pour les sols granulaires.

Année	Auteur	Equations	Remarques
1939	Terzaghi	$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = (G_s - 1)(1-n)$	Sol homogène
1994	Skempton & Brogan	$i_c - i_{ch} = \alpha \frac{\gamma'}{\gamma_w}$	
1998	Monnet	$i_{ch} = 0,01 \frac{(d_{15})^2}{k} i_c$	Pas de prise en compte de la cohésion Écoulement ascendant
2002	Indraratna & Radampola	$i_c = \frac{2}{3} \frac{d_i^2}{(d_i^2 + 0,375D_0^2)} (G_s - 1) [\cos \beta \tan \phi + \sin \beta]$	
2008	Li & Fannin	$i_c = \frac{\alpha}{1-0,5\alpha} \left[\bar{\sigma}_{vm} + 0,5(G_s - 1)/(1+e) \right]$	Écoulement ascendant

i_c = gradient critique de Terzaghi ; G_s = poids spécifique de sol ; n = porosité ; γ' = poids volumique déjaugé du sol ; γ_w = poids volumique de l'eau ; α = coefficient de transformation de contrainte ; i_{ch} = gradient hydraulique critique de suffusion; d_{15} = diamètre des particules du sol à 15% du tamisat ; k = perméabilité ; d_i = taille des particules pouvant être enlevées par lessivage ; D_0 = diamètre de pore minimum ; β = angle entre les canaux capillaires modélisant le milieu poreux et l'horizontale; ϕ = angle de repos; e = indice de vide ; $\bar{\sigma}_{vm}$ = contrainte effective verticale dans le sol.

1.3.3. Couplage des conditions géométriques, hydrauliques et mécaniques

L'apparition de l'érosion interne par suffusion couple à la fois des conditions géométriques, liées à la possibilité de migration des particules érodées au sein du matériau, des conditions mécaniques, liées localement aux forces entre grains s'opposant à la mise en évidence et globalement à la contrainte effective ressentie dans le sol, et des conditions hydrauliques qui

déterminent l'effort exercé par l'écoulement sur les particules fines. Les conditions hydrauliques qui provoquent l'initiation de l'érosion interne sont différentes selon les types de sols, en fonction notamment de facteurs géométriques comme la perméabilité, mais elles dépendent également des conditions mécaniques (*i.e.*, contrainte effective, densité relative). Par exemple, si l'état de contraintes augmente, les efforts supportés par les particules fines augmentent également tandis que la microstructure du sol change, et les gradients hydrauliques provoquant l'érosion des particules fines à l'intérieur des structures de pores sont également modifiés.

Dans les études réalisées par Skempton & Brogan (1994), une relation qualitative entre le gradient hydraulique critique et le paramètre géométrique $(H/F)_{min}$ a été établie comme présentée dans la Figure 1.11. Cette relation montre que le déclenchement de l'érosion interne par suffusion dépend à la fois des propriétés géométriques et des conditions hydrauliques. Ainsi un sol ayant une mauvaise distribution granulométrique peut subir de l'érosion interne sous un faible gradient hydraulique tandis qu'un sol instable, mais proche du seuil de stabilité, va pouvoir supporter des gradients hydrauliques élevés sans pour autant s'éroder.

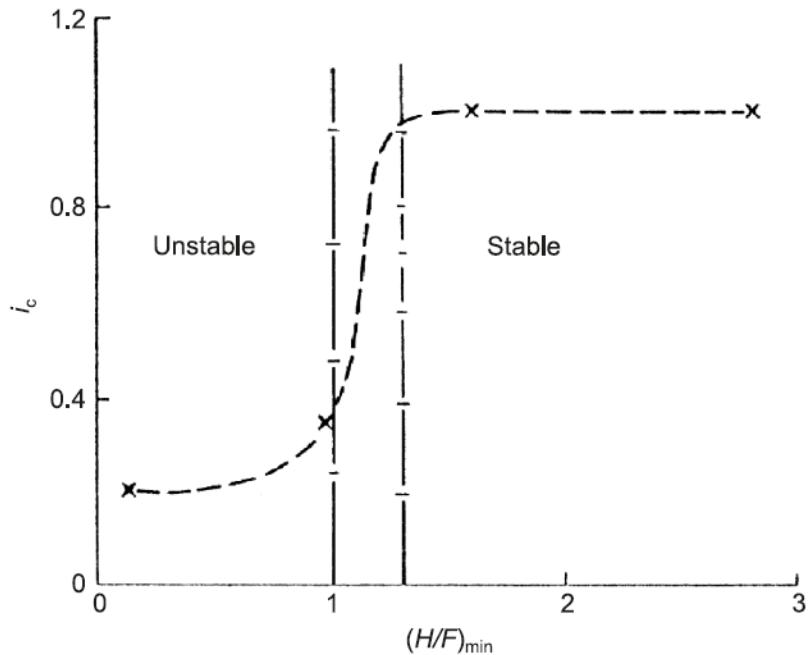


Figure 1.11 : Rapport indicatif du gradient critique et $(H/F)_{min}$ (Skempton & Brogan, 1994).

Moffat & Fannin (2011) ont établi une relation hydromécanique entre la contrainte effective et le gradient hydraulique critique sous un écoulement ascendant pour estimer la possibilité d'érosion interne des sols non cohérents. Le modèle proposé a été par la suite confronté aux

données expérimentales de Moffat & Herrera (2015). Le résultat montre que le gradient hydraulique critique augmente avec la contrainte effective. De même, Li & Fannin (2011) ont proposé une enveloppe de rupture dans le plan formé par la contrainte de confinement et le gradient hydraulique (Figure 1.12). Ce résultat indique qu'une diminution de la pression de confinement effective peut entraîner un gradient hydraulique critique plus faible.

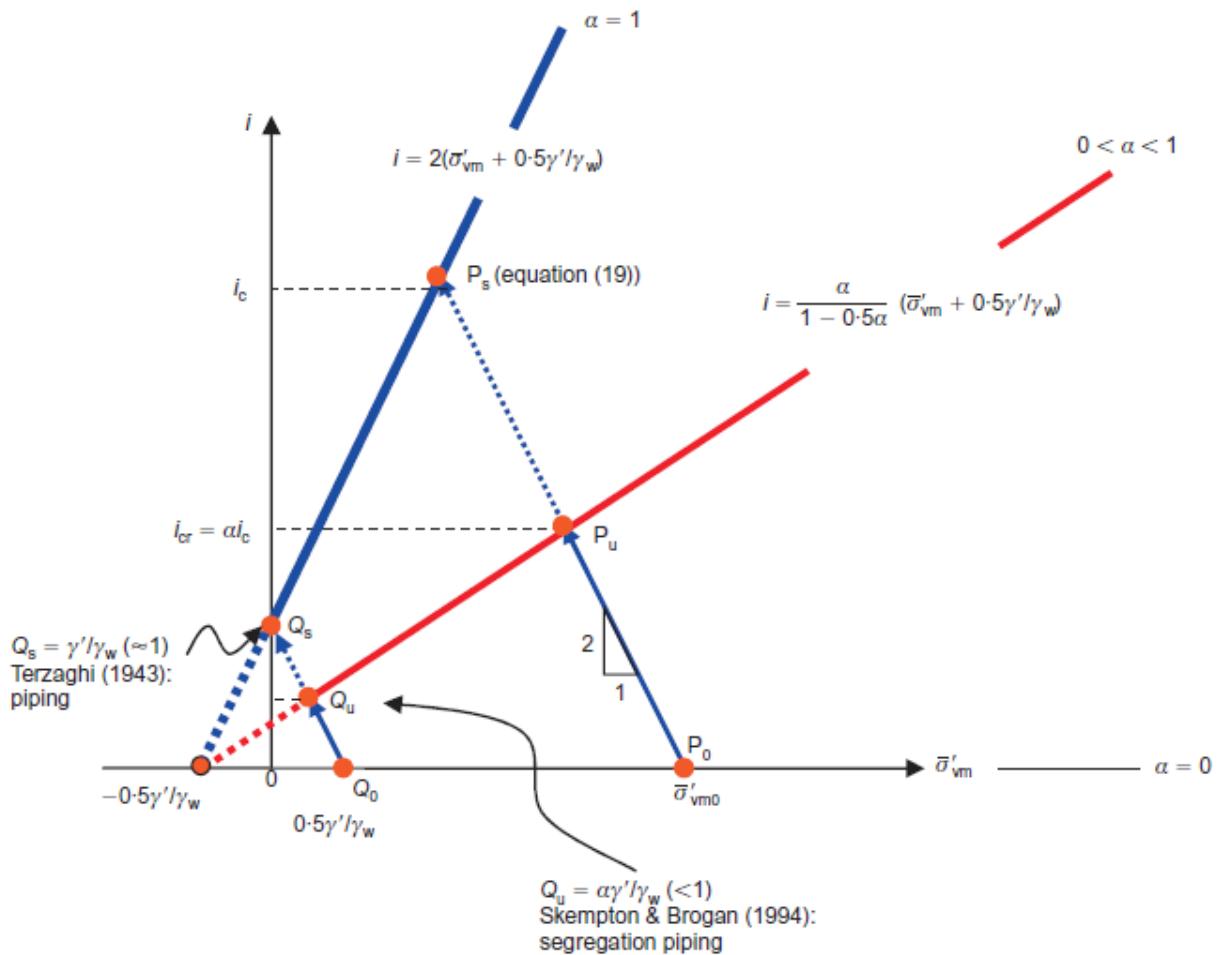


Figure 1.12 : Enveloppe de rupture dans l'espace constitué de la contrainte et du gradient hydraulique (Li & Fannin, 2011).

Jusqu'à ce jour, peu d'études sur l'érosion interne des sols ont été menées en tenant compte du couplage entre conditions géométriques, conditions hydrauliques et conditions mécaniques. Les raisons sont vraisemblablement les suivantes :

- L'initiation de l'érosion interne commence généralement à partir de zones localisées au sein d'un massif de sol. C'est donc en réalité un problème microscopique qui est

généralement fortement simplifié en supposant le matériau et les sollicitations hydromécaniques comme homogènes afin de pouvoir mener l'analyse expérimentale à l'échelle macroscopique.

- Il est difficile de choisir les bonnes variables de contrôle qui pilotent le potentiel d'érosion et doivent coupler conditions géométriques et mécaniques.
- La plupart des essais d'érosion présentés dans la littérature ont été réalisés sous des gradients hydrauliques constants, par conséquent le gradient hydraulique critique ne peut pas être déterminé avec précision.
- Bien que des méthodes statistiques puissent être mises en œuvre pour établir la relation entre les propriétés géométriques et le gradient hydraulique critique, la variabilité des conditions d'essai (*i.e.*, dispositif, protocole, etc.) semble trop importante pour cela.

1.3.4. Cinétique de la suffusion

Dès que l'érosion des particules fines commence, la conductivité hydraulique et le gradient hydraulique vont rapidement évoluer. Les relations typiques entre le gradient hydraulique et la vitesse de Darcy pour un sable pur et pour un sol instable par érosion interne sont présentées dans la Figure 1.13. Pour le sable, cette relation entre le gradient hydraulique et la vitesse de Darcy est approximativement linéaire, conformément à la loi de Darcy, jusqu'à atteindre le seuil de boulance, appelé aussi seuil de fluidisation, lorsque la contrainte effective s'annule. La valeur du gradient hydraulique critique est correctement prédite par l'équation de Terzaghi (Équation 1.9). Pour le sol instable, on retrouve tout d'abord une même relation linéaire entre le gradient hydraulique et la vitesse de Darcy mais sur une plus petite gamme, jusqu'à initiation de la suffusion. Au-delà du gradient hydraulique critique de suffusion, la relation devient non linéaire dû au fait que des particules fines sont délogées par l'écoulement. Il y a une augmentation progressive de la porosité et donc de la conductivité hydraulique qui, par conséquent, intensifie la vitesse de Darcy jusqu'à atteindre le seuil de boulance de l'ensemble du matériau.

Dans leurs travaux, Chang & Zhang (2012) indiquent que le processus de suffusion peut être divisé en quatre phases : équilibre, initiation, développement et rupture. Dans la phase d'équilibre, il n'y a pas d'érosion visible ni de déformation du sol. Dans la phase d'initiation, quelques particules fines sont érodées, provoquant une légère augmentation de la perméabilité mais sans déformation significative du sol. La phase de développement est caractérisée par des augmentations rapides et importantes de la masse de particules fines érodées, de la perméabilité et de la déformation du sol. Enfin, dans la phase finale, le sol subit une rupture

par cisaillement due à la perte excessive de particules fines. Correspondant aux frontières entre ces quatre phases de la suffusion, trois gradients hydrauliques critiques peuvent être définis : gradient d'initiation, gradient de déformation du squelette et gradient de rupture. Le gradient hydraulique d'initiation de la suffusion est principalement contrôlé par la structure des pores du sol et notamment la répartition spatiale des particules fines. Le gradient de déformation du squelette est lui plutôt associé aux modifications des chaînes de forces dans le sol, induites par la perte en particules fines qui servent de support aux chaînes principales. Le gradient de rupture dépend pour sa part de l'état de contrainte et des forces appliquées par l'écoulement sur le sol, plus particulièrement sur le squelette granulaire.

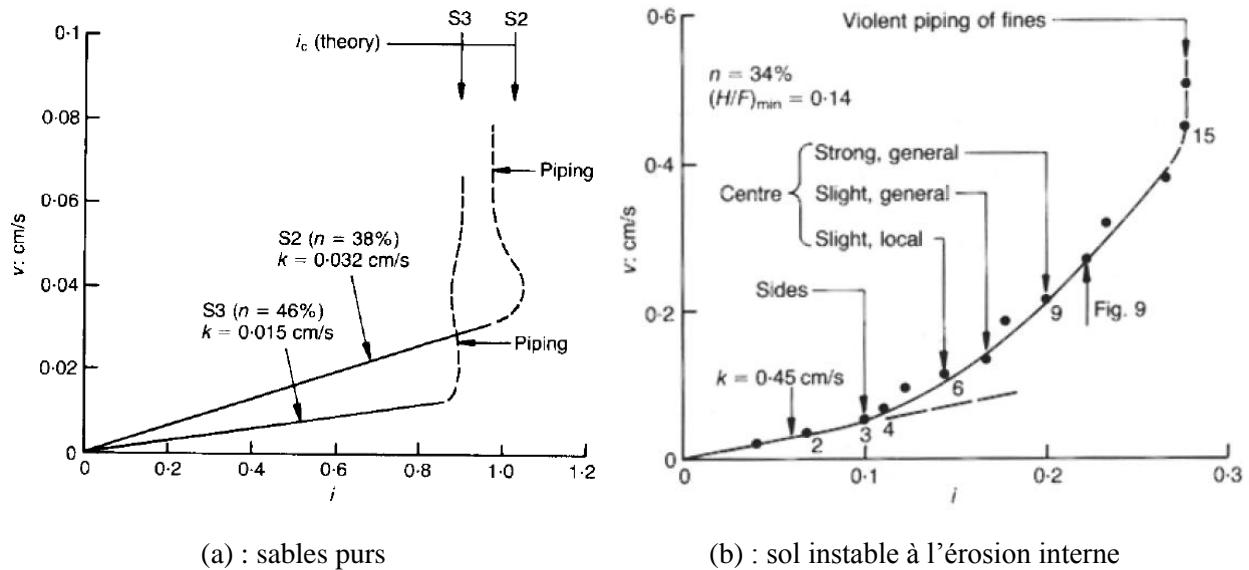


Figure 1.13 : Relation typique entre gradient hydraulique et vitesse de Darcy (Skempton & Brogan, 1994).

Une fois enclenchée, la suffusion provoque le départ et l'évacuation de particules fines au cours du temps. Le taux d'érosion, qui correspond à la masse érodée par unité de temps, est souvent choisi comme grandeur permettant de quantifier l'intensité de l'érosion et est fréquemment reliée à la sollicitation hydraulique par une « loi de l'érosion » empirique ou théorique (Bonelli, 2013). Cette loi dépend donc principalement des conditions hydrauliques appliquées (*i.e.*, gradient hydraulique, débit). Par conséquent, dans la pratique, la comparaison entre différents essais de laboratoire ne peut se faire que pour des conditions hydrauliques appliquées très similaires. Une évolution typique de la masse cumulée de sol érodée en fonction du temps pendant un essai d'érosion à gradient hydraulique constant est présentée sur la Figure 1.14 (Sterpi, 2003). La masse érodée cumulée augmente de moins en moins vite au

cours du temps et semble tendre vers une valeur constante ce qui signifie que l'érosion est alors terminée pour la valeur de gradient hydraulique considérée. Le taux d'érosion est donc plus important au début du processus puis diminue graduellement avec le temps. Ainsi, même si le gradient hydraulique est maintenu constant, le taux d'érosion diminue pendant un essai, allant éventuellement jusqu'à s'annuler, ce qui est donc en contradiction avec les lois d'érosion utilisant le gradient hydraulique pour quantifier la charge de l'écoulement. Par ailleurs, un gradient hydraulique imposé plus important cause logiquement plus d'érosion de particules fines.

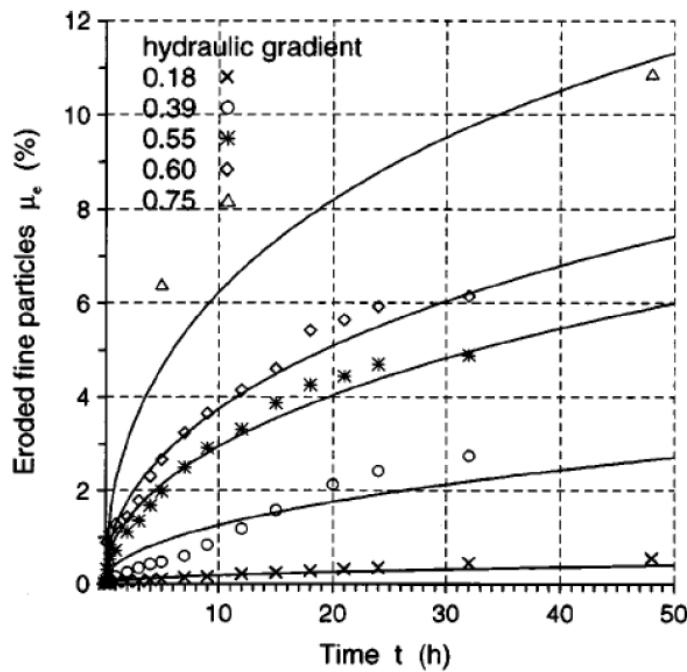


Figure 1.14 : Evolution de la masse érodée cumulée en fonction du temps (Sterpi, 2003).

En raison de l'érosion des fines et donc de l'augmentation de la porosité, il peut y avoir tassement du sol au cours de l'essai. Dans les essais de suffusion à écoulement ascendant, la mesure de la déformation du sol est difficile à réaliser avec précision et la plupart des résultats disponibles ont été obtenus avec un écoulement descendant, en termes de déplacement vertical de la surface supérieure de l'échantillon (Tomlinson & Vaid, 2000; Moffat *et al.*, 2011) ou de déformation volumique (Shwiyat & Xiao, 2010 ; Xiao & Shwiyat, 2012 ; Chang & Zhang, 2012, Ke & Takahashi, 2014). Ces recherches indiquent que le sol est contractant au cours de la suffusion en raison de la perte des fines. Des exemples de déformations volumiques sont présentés sur la Figure 1.15 (Ke & Takahashi, 2014) et sur la Figure 1.16 (Xiao & Shwiyat, 2012). Comme on peut l'observer, il y a une réduction significative du volume et que cette

réduction peut être brutale et rapide en l'absence de particules argileuses (Figure 1.16). Durant l'essai d'érosion, l'indice des vides de l'échantillon change également. A l'aide de simulations numériques discrètes de l'érosion par suffusion, Scholtès *et al.* (2010) ont supposé que l'indice des vides varie en deux étapes : tout d'abord, il augmente comme conséquence directe de la perte de fines puis il est influencé également par la déformation du squelette granulaire dont la contraction retarde la croissance de l'indice des vides tandis que la dilatation l'accélère.

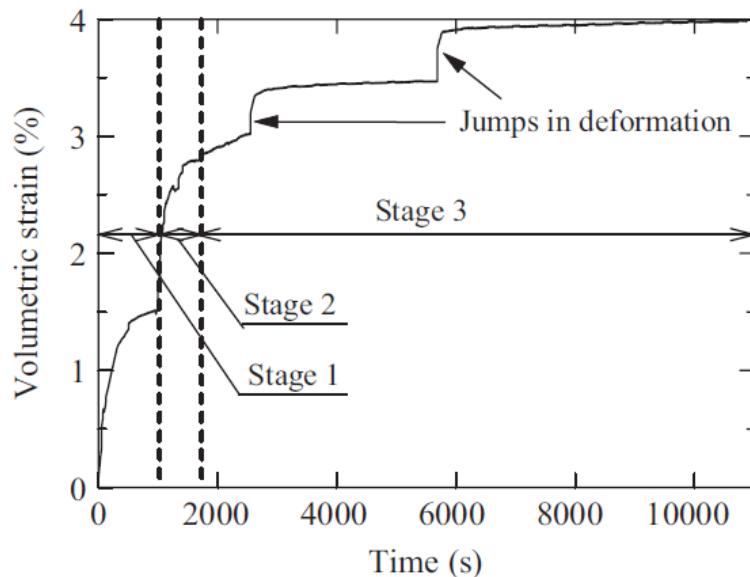


Figure 1.15 : Déformation du sol au cours de la suffusion (Ke & Takahashi, 2014).

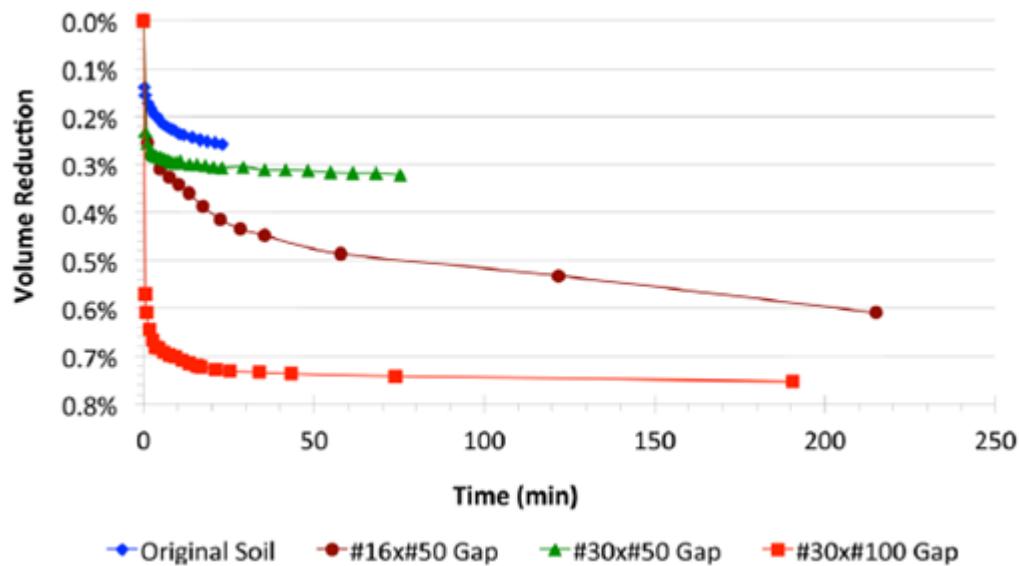


Figure 1.16 : Déformation du sol au cours de la suffusion (Xiao & Shwiyat, 2012).

1.3.5. Influence des propriétés du sol sur la cinétique de suffusion

A priori, les grandeurs pouvant influencer la cinétique de suffusion sont les mêmes que celles déjà identifiées dans l'analyse du seuil d'érosion et qui contrôlent l'écoulement interstitiel d'eau à travers le sol. Pour rappel, ces paramètres sont liés à la géométrie du sol, notamment à travers la distribution granulométrique et la forme des grains. Après l'apparition de l'érosion, les fines sont délogées et transportées à travers le réseau de pores du sol qui est généralement estimé à partir de la courbe granulométrique. A partir des travaux anciens sur la conception des filtres, Terzaghi (1943) a proposé une valeur de $D_{15}/4$ pour quantifier la taille moyenne des constrictions (D_{15} est la taille des grains grossiers à 15% de tamisat). Les sols sont donc plus sensibles à l'érosion si $D_{15}/4$ augmente. Lafleur *et al.* (1989) puis Foster & Fell (2001) ont suggéré que les sols ayant une courbe granulométrique discontinue étaient particulièrement sensibles à l'érosion interne. La forme des grains présente également une influence sur l'érosion. Le modèle à tubes capillaires (Équation 1.13) proposé par Kovacs (1981) inclut ainsi un coefficient de forme pour calculer le diamètre des tubes. Les sols constitués de grains anguleux ont un coefficient plus grand que ceux de formes plus sphériques qui, par conséquent, sont plus sensibles à l'érosion. Dans les investigations expérimentales menées par Marot *et al.* (2012) la même tendance a été retrouvée : la perte de fines est plus importante pour les grains grossiers ayant une forme sphérique telles les billes de verre.

Dans les recherches numériques récentes, les paramètres géométriques d'un sol sont souvent traduits par la distribution de tailles des constrictions au lieu d'utiliser directement la distribution de tailles des grains. Les méthodes d'évaluation des distributions de tailles des constrictions d'un assemblage de grains sphériques s'appuient souvent sur la modélisation discrète (DEM) où la géométrie des pores peut-être évaluée par une triangulation de Delauney (Reboul *et al.*, 2010 ; Shire & O'Sullivan, 2013 ; Vincens *et al.*, 2012, 2014). Un critère fréquemment utilisé considère qu'une particule est transportable à travers l'espace interstitiel si son diamètre est inférieur à la taille de constriction D_{c35} (Raut & Indraratna, 2008), où D_{c35} est la taille de constriction pour laquelle 35% des constrictions de l'assemblage granulaire sont plus faibles que cette valeur.

1.3.6. Influence de l'état de contrainte du sol sur la suffusion

La plupart des recherches se sont concentrées sur la sensibilité à la suffusion sans tenir compte de l'état de contrainte du sol. Récemment, l'influence des états de contrainte sur les conditions hydrauliques d'initiation de l'érosion a commencé à susciter l'intérêt de plusieurs équipes de

recherche. Bendahmane *et al.* (2008) ont ainsi effectué des essais de suffusion sous condition de contrainte isotrope dans un sol pulvérulent et ont trouvé que la quantité maximale de particules fines évacuées était doublée lorsque la pression de confinement décroît de 150 kPa à 100 kPa. L'augmentation de contrainte de confinement implique en effet une augmentation du nombre de contacts entre particules qui induit une amélioration de la résistance à l'érosion. Ces auteurs ont suggéré l'existence d'un second gradient critique au-dessous duquel la pression de confinement tend à augmenter la résistance du sol à la suffusion et au-dessus duquel, au contraire, il apparaît de l'érosion régressive.

Moffat & Fannin (2011) ont montré que le gradient hydraulique critique de suffusion augmentait avec la contrainte effective du matériau. L'apparition de l'instabilité interne est déclenchée soit par une augmentation du gradient hydraulique, soit par une diminution de la contrainte effective. Li & Fannin (2011) ont proposé une enveloppe de rupture reliant contrainte et gradient hydraulique. Le résultat montre bien qu'une diminution de la contrainte de confinement entraîne une diminution du gradient hydraulique critique.

Chang & Zhang (2012) ont étudié l'influence de l'état de contrainte sur les gradients hydrauliques critiques et les taux d'érosion. Des états isotropes, en compression et en extension, ont été analysés pour simuler l'état du sol à différentes localisations dans un barrage. Pour des porosités comparables, le gradient hydraulique d'initiation de la suffusion est peu impacté par l'état de contrainte mais le développement de l'érosion semble ensuite plus intense sous un état de contrainte en extension, avec une quantité de fines érodées plus élevée.

La contrainte de confinement doit également influer sur le comportement hydraulique du sol en aidant au maintien en place des particules fines par augmentation des contraintes horizontales à travers le réseau de contact. Ke & Takahashi (2014a) ont effectivement observé qu'une pression de confinement effective élevée conduisait à une diminution du potentiel de suffusion. Le pourcentage de particules érodées et la déformation volumique engendrée au cours de l'essai de suffusion sont moins importants pour un échantillon sous une pression de confinement effective de 200 kPa par comparaison avec une pression de confinement effective de seulement 50 kPa.

1.4. Comportement mécanique d'un sol érodé par suffusion

Du point de vue de la structure interne d'un matériau soumis à la suffusion, on a vu que la porosité augmente en raison de l'évacuation des particules fines mais que cela est ensuite compensé, au moins en partie, par le tassement du sol. Ce dernier implique des arrangements

importants entre grains grossiers vers un nouvel état d'équilibre mécanique et, par conséquent, une modification significative de la structure primaire du sol. La relation contrainte-déformation du sol érodé s'en trouve donc vraisemblablement modifiée par comparaison à l'échantillon de sol non érodé. Des conséquences sont donc attendues quant à la résistance du sol post-érosion, a priori plutôt dans le sens d'une diminution. Mais peu d'études approfondies existent pour le moment dans la littérature concernant cet impact de l'érosion sur le comportement mécanique des sols.

Scholtes *et al.* (2010) ont montré, en s'appuyant sur des études numériques, que la relation contrainte-déformation du sol était effectivement modifiée par la suffusion, passant d'un comportement dilatant à un comportement contractant. Ce changement implique une diminution significative de l'angle de frottement interne qui passe par exemple dans leur cas de $24,2^\circ$ pour le sol non érodé à $20,8^\circ$ pour le sol érodé (Figure 1.17).

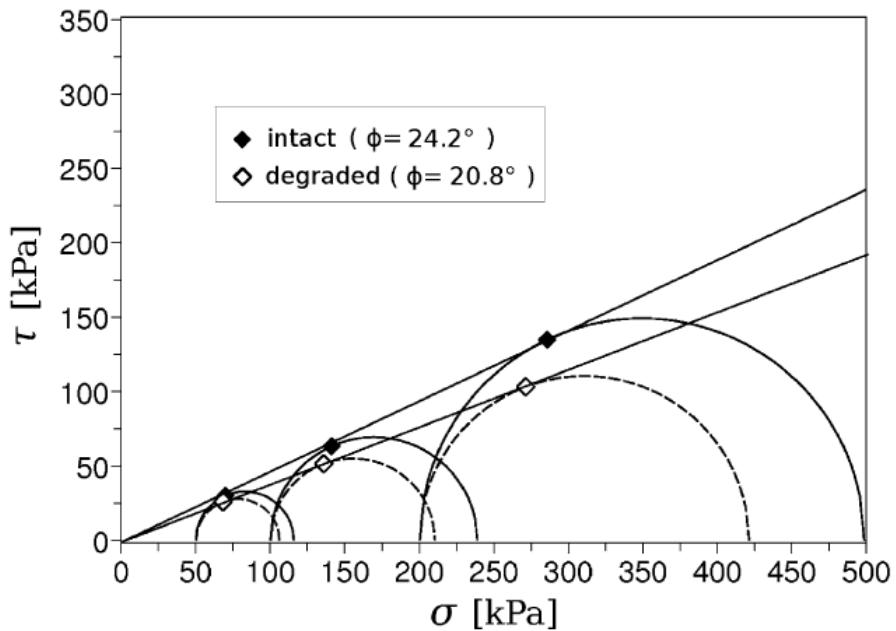


Figure 1.17 : Enveloppe de rupture de Mohr-Coulomb correspondant à l'échantillon numérique DEM avant et après perte de particules fines (Scholtès *et al.*, 2010).

Chang *et al.* (2012) ont effectué des essais de compression monotone sur une série d'échantillons de sols érodés sous différents états de contrainte (isotrope, compression et extension). Leurs résultats, comparables à ceux obtenus numériquement (DEM) par Scholtès *et al.* (2010) et Aboul Hosn (2017), montrent que la relation contrainte-déformation du sol évolue, après érosion, vers un comportement de plus grande contractance en conditions drainées (Figure 1.18). Ils ont également obtenu une diminution de la résistance du sol au

cisaillement drainé, probablement en lien direct avec l'augmentation de l'indice des vides global. Par ailleurs, des résultats complémentaires de Ke & Takahashi (2012) montrent que la diminution de la résistance de sol peut être causée par la perte des particules fines actives, c'est-à-dire impliquées dans la transmission des efforts internes, et le réarrangement des grains plus grossiers. La résistance au cisaillement des sols érodés, estimée à partir d'essais de pénétration au cône (CPT), présente une relation non linéaire avec le gradient hydraulique maximal appliqué comme on peut le voir sur la Figure 1.19 avec une diminution de plus en plus marquée de la résistance au cisaillement lorsque le gradient hydraulique appliqué augmente.

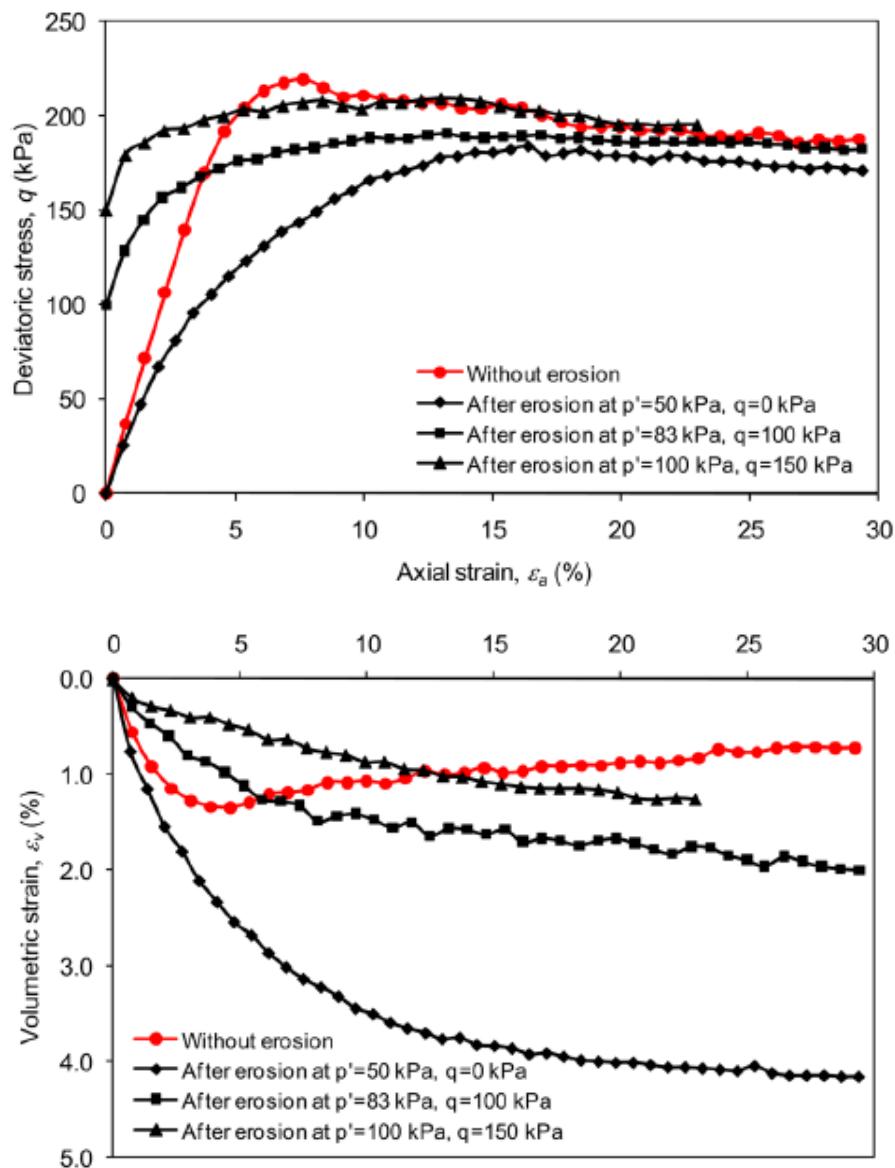


Figure 1.18 : Relation contrainte-déformation de l'essai triaxial drainé sur le sol non érodé et les sols érodés sous différentes conditions de contrainte initiale (Chang & Zhang, 2012).

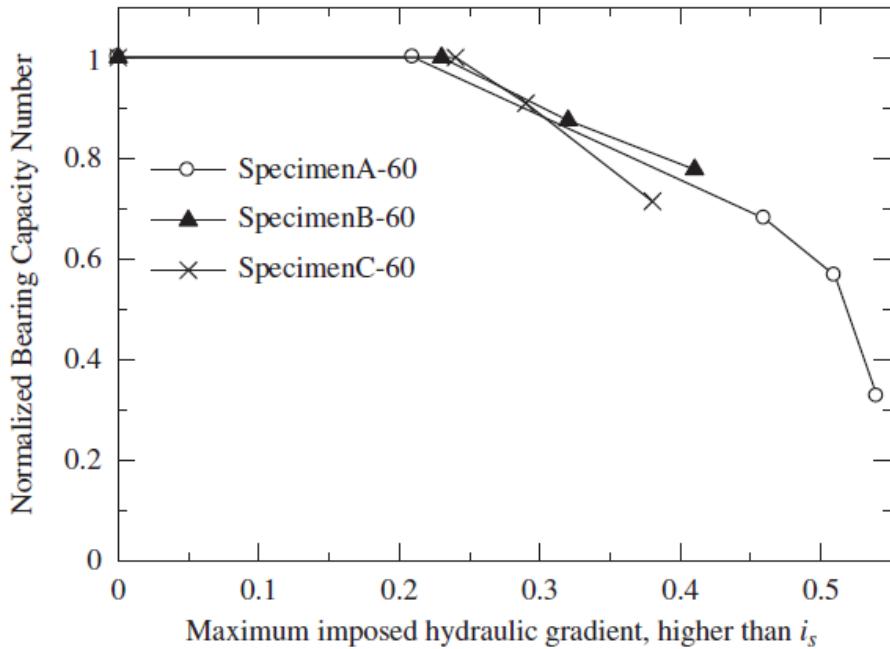


Figure 1.19 : Relation entre la résistance des sols érodés normalisée et le gradient hydraulique maximal appliqué (Ke & Takahashi, 2012).

Xiao & Shwiyat (2012) ont montré de leur côté que la résistance à la compression du sol après érosion augmentait pour un sol à granulométrie discontinue mais diminuait pour un sol à granulométrie continue. Il n'est pas proposé d'interprétation claire pour ce résultat qui a été également observé par Ke & Takahashi (2014b) comme le montre la Figure 1.20.

Les essais de Ke & Takahashi (2014a, 2014b) ont aussi montré que, comparativement à un sol non érodé, le déviateur de contrainte d'un échantillon érodé soumis à un cisaillement drainé est supérieur à petites déformations (moins de 1%) puis inférieure au-delà. Pour les essais non drainés, l'échantillon érodé présente un déviateur de contrainte qui est plus grand au pic mais qui, après le pic, passe au-dessous de la valeur du sol intact. L'incohérence apparente de ces comportements mécaniques des sols érodés est vraisemblablement liée au changement de la structure du sol induit par l'érosion. Il est probable que l'échantillon de sol érodé présente de fortes hétérogénéités suite à une perte de particules fines plus importante dans des zones d'écoulements préférentiels. Les analyses de Chang & Zhang (2011), Ke & Takahashi (2014b) et Moffat *et al.* (2011) ont ainsi montré que la teneur en fines après érosion n'était pas la même dans les différentes couches horizontales de l'échantillon. Par ailleurs, ce type d'hétérogénéité transversale (c'est-à-dire perpendiculairement à la direction principale d'écoulement) induite par suffusion a également été observé par Sait *et al.* (2012), Luo *et al.*

(2012) (Figure 1.21). L'augmentation de la résistance au pic pourrait par exemple être due à l'accumulation de fines dans certaines zones de l'échantillon dont le squelette granulaire se trouverait renforcé. Des études de la microstructure du sol érodé en termes de distribution en particules fines et de réarrangement des particules grossières sont nécessaires pour mieux comprendre le comportement du sol à la suffusion et proposer des explications sur ces résultats contradictoires au niveau du comportement mécanique d'un sol érodé.

L'étude de la microstructure du sol érodé, dans l'objectif d'interpréter plus finement le comportement mécanique, est également une des motivations fortes de ce travail de thèse. Par de la visualisation interne de l'échantillon de sol par mesures de tomographie à rayons X, il s'avère possible de répondre pour partie aux interrogations soulevées ci-dessus et ainsi mieux comprendre la différence de comportement entre sol érodé et sol non érodé. La technique utilisée est décrite dans le Chapitre 2 et les résultats obtenus sont présentés dans le Chapitre 4.

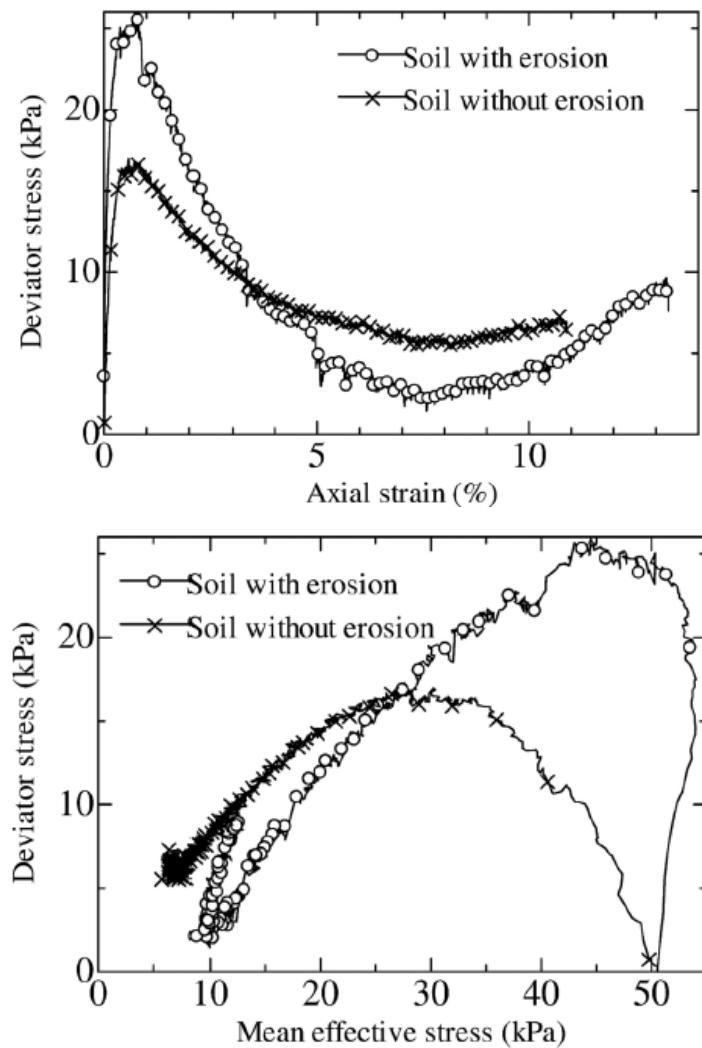


Figure 1.20 : Essai triaxial non drainé sur sol non érodé et sol érodé (Ke & Takahashi, 2014b).

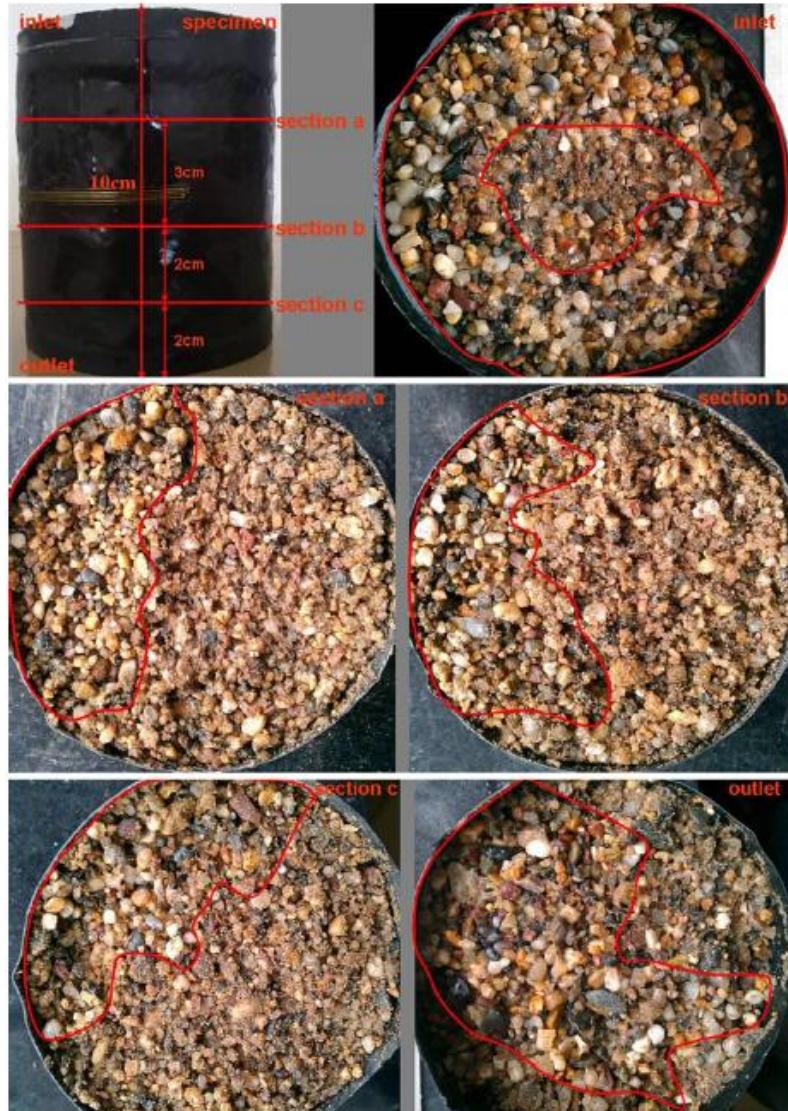


Figure 1.21 : Canaux concentrés de migration des fines (Luo *et al.* 2012).

1.5. Conclusion

Ce premier chapitre a dressé un bilan bibliographique exhaustif des recherches menées sur la problématique de l'érosion interne par suffusion dans les ouvrages hydrauliques en terre. Nous avons plus spécifiquement présenté une synthèse des essais de laboratoire ayant été réalisés ainsi que des analyses et conclusions qui en ont été tirées. Cet état de l'art a permis d'orienter et de délimiter les travaux de recherche développés dans le cadre de cette thèse. Il faut souligner qu'avec le très fort développement des outils numériques, notamment dans la dernière décennie, des modélisations discrètes (DEM) couplées à la résolution de l'écoulement fluide interstitiel (couplage CFD-DEM) permettent désormais d'aborder les

différents phénomènes de l'érosion interne dans toute leur complexité (Chareyre *et al.*, 2012 ; Lominé *et al.*, 2013 ; Taylor *et al.*, 2017 ; Cuéllar *et al.*, 2017 ; Wautier, 2018 ; Kawano *et al.*, 2018). Cependant, dans le cadre de cette thèse, qui est exclusivement expérimentale, nous ne détaillerons pas plus ces travaux de recherche et renvoyons le lecteur aux références citées.

Au bilan, il convient tout d'abord de bien noter que plusieurs résultats expérimentaux rapportés dans la bibliographie correspondent à des conditions expérimentales différentes pour ce qui concerne le protocole d'essai ou le type de matériau.

Il faut également souligner que la compréhension du comportement d'un sol soumis à la suffusion à l'échelle microscopique reste encore très limitée. Ce manque de données quant à la microstructure et à son évolution rend difficile l'interprétation des résultats et leur quantification à l'échelle des hétérogénéités du sol.

La suffusion met en jeu un grand nombre de paramètres, aussi bien hydrauliques que géotechniques, dont il est difficile d'appréhender séparément les influences relatives. Comme on a pu le voir, les paramètres les plus souvent utilisés dans l'étude de la suffusion sont : la nature du matériau, qui peut être pulvérulent (sable, gravier) ou cohérent (cas assez peu étudié dans la littérature) ; la granulométrie ; la forme des grains ; la densité initiale du sol ; la teneur en fines de départ dans le mélange.

Concernant les dispositifs utilisés pour caractériser le comportement d'un sol exposé à la suffusion et l'impact de celle-ci sur la résistance mécanique, on constate qu'une cellule d'essai ayant une paroi souple permet a priori de s'affranchir des écoulements parasites et de maintenir une pression de confinement contrôlée durant l'essai. Cependant, la conception d'une cellule à parois souples est assez compliquée et peut rendre difficile la combinaison avec des techniques expérimentales de visualisation, comme la tomographie à rayons X.

Ainsi, dans le cadre de ce travail de thèse et comme cela sera décrit en détails dans le chapitre suivant, nous avons retenu ici le choix d'une cellule à paroi rigide avec l'idée d'éroder le sol dans cette cellule (pour les études du comportement du sol lors de la suffusion) puis de le transférer vers le dispositif triaxial afin de le solliciter mécaniquement. Par ailleurs, afin d'éviter tout risque de boulance qui empêcherait la récupération de l'échantillon pour les essais mécaniques post-érosion, le chargement hydraulique initiant la suffusion se fera selon un écoulement descendant et, dans la plupart des cas, avec un débit maintenu constant.

Chapitre 2. Techniques expérimentales

Nous présentons dans ce chapitre une description complète et détaillée des techniques expérimentales utilisées et/ou développées afin d'investiguer le comportement du sol aussi bien vis-à-vis de la suffusion que du chargement mécanique. On présente tout d'abord le dispositif d'érosion développé, le matériau étudié et sa caractérisation (e_{min} , e_{max} , teneur en fines seuil, etc.), la procédure de reconstitution des échantillons de sol, le protocole de réalisation de l'essai de suffusion, la procédure triaxiale employée aussi bien pour les échantillons non érodés, qu'érodés, les méthodes d'évaluation de variation de volumes de l'échantillon durant les différentes phases (consolidation, saturation, décongélation). On décrit ensuite les techniques de visualisation utilisées à savoir les techniques optiques et la tomographie à rayons X pour la caractérisation de la microstructure et son évolution (variations des indices des vides, de teneur en fines et leur distribution) suite au processus de suffusion.

2.1. Essai de suffusion

2.1.1. Dispositif d'essai : perméamètre de suffusion

L'essai consiste à solliciter par un écoulement hydraulique des échantillons de mélanges de sables (fins et grossiers) reconstitués dans une cellule rigide en plexiglass afin d'initier de l'érosion par suffusion tout en accédant à une visualisation de l'échantillon par la paroi externe de la cellule transparente. Tous les échantillons ont une hauteur initiale fixe de 14 cm et un diamètre de 7 cm. Le schéma et la photographie du dispositif sont présentés sur la Figure 2.1 et la Figure 2.2. Le détail du dispositif est également décrit ci-dessous.

Cellule centrale : elle consiste en une cellule cylindrique en plexiglass formée de 2 demi-coques (Figure 2.2a et b). Cette configuration en deux parties permet de récupérer facilement l'échantillon de sol en fin d'essai de suffusion, et après congélation préalable, sans perturber la microstructure résultant du processus de suffusion. Avant la mise en place de l'échantillon, une feuille plastique transparente rugueuse est fixée sur la paroi interne de la cellule centrale afin de créer un contact non lisse et de limiter les écoulements parasites entre le sol et la paroi tout en conservant la transparence de la cellule.

Embases supérieure et inférieure : ces embases viennent se positionner à la partie haute et basse de la cellule centrale pour la maintenir et assurer une étanchéité par serrage avec des

tiges verticales filetées (Figure 2.2c et d). Afin de distribuer l'eau de façon homogène dans la cellule et de laisser passer les fines érodées, une couche de billes de verre mono taille ($d = 4$ mm) et d'une hauteur de 12 mm, comprise entre 2 grilles métalliques et insérée à l'intérieur de l'embase inférieure. Cette couche inférieure de billes empêche la perte des grains grossiers constituant le squelette de l'échantillon tout en laissant passer les particules plus fines érodées sous l'action de l'écoulement. La taille des billes est choisie de façon que la constriction minimale de la couche calculée selon le modèle de Silveira *et al.* (1965, 1975) soit plus grande que le d_{100} de la fraction des fines. L'échantillon à tester est déposé directement sur la grille métallique supérieure de la couche de billes. De façon similaire, sur la partie supérieure de l'échantillon, une couche de billes de verre ($d = 3$ mm) d'une hauteur de 20 mm est installée afin d'homogénéiser l'écoulement à travers l'échantillon. La conception des embases est de géométrie conique afin de ne pas piéger de bulles d'air pour la partie supérieure, et d'empêcher tout blocage de particules fines érodées pour la partie inférieure.

Capteurs de pression : la variation de la pression d'eau dans l'échantillon est mesurée par des capteurs de pression (marque Keller, gamme de mesures comprise entre 0 à 100 kPa, précision $\pm 0,25\%$) installés sur la paroi latérale de la cellule centrale à deux hauteurs différentes dans l'échantillon. La distance entre les deux emplacements des ports est de 120mm. Ces mesures de pressions permettent de calculer le gradient hydraulique global traversant l'échantillon.

Contrôle du débit : le perméamètre est relié à une pompe à débit constant. Le gradient hydraulique à travers l'échantillon est imposé par le débit de la pompe. L'embase inférieure du perméamètre est connectée à un réservoir d'eau à la pression atmosphérique qui sert, d'une part, à alimenter la pompe en circuit fermé, et d'autre part, à récupérer l'eau chargée en particules fines érodées, en passant à travers un filtre-collecteur pour la récupération des fines. La température de l'eau est supposée constante (à 23°C, température de climatisation du laboratoire) pendant l'essai.

Il faut bien noter que l'ensemble des essais de suffusion n'a pas été réalisé avec la même pompe. Nous avons d'abord bénéficié d'un prêt puis fait l'acquisition d'un nouveau matériel pour la suite de la thèse. Voici les modèles de pompes utilisées et les essais correspondants :

- Pompe à engrenages (marque Ismatec, modèle digitale REGLO-Z, débit maximal de 3,2 litres/minute) utilisée pour les essais présentés dans les chapitres 2 et 3, et pour quelques essais de suffusion dans l'étude de la caractérisation du comportement mécanique (Tableau 5.2, Chapitre 5 : FC25.Dr40.Pc50er, FC25.Dr40c200er ; Tableau 5.5, Chapitre 5 : FC25.Fr20.Pc100er-b, FC25.Dr40.Pc100er-a).

- Pompe à tube de dosage péristaltique (marque FLOWROX, modèle LPP-M2-S_N375, débit maximal de 2,1 litres/minute) utilisée pour l'essai réalisé dans la chambre de tomographie (chapitre 4) et pour les essais de suffusion dans l'étude de la caractérisation du comportement mécanique (chapitre 5, sauf les essais mentionnés dans le paragraphe précédent).

Déplacement axial : La hauteur de l'échantillon est susceptible d'évoluer au cours de l'essai à cause de la perte des particules fines du sol pendant la suffusion et du réarrangement des grains grossiers induisant un tasement. En outre, ce tasement peut être dû également à l'application du débit descendant qui peut comprimer l'échantillon. Afin de suivre la variation de la hauteur de l'échantillon, un capteur de déplacement axial ultrasonore immergeable (marque Imasonic, gamme de mesures comprise entre 0 et 40 mm, précision $\pm 0,03$ mm) est inséré dans le dispositif au-dessus de l'échantillon (Figure 2.2d).

Acquisition des données : Un code développé avec le logiciel LabVIEW assure de faire l'interface entre l'ordinateur et le dispositif expérimental via une carte d'acquisition. Le programme permet un contrôle complet du banc et une visualisation des différents paramètres physiques. Il permet de régler le débit appliqué à l'échantillon par pilotage de la pompe via une sortie analogique. Il commande la mesure des deux prises de pression et calcule la pression différentielle au sein de l'échantillon. Il assure également le contrôle de la mesure du capteur ultrasonore et en déduit le tasement de l'échantillon. Le code génère un fichier de sortie au format Excel dans lequel les grandeurs physiques de pressions, pression différentielle et de distance sont indexées avec le temps d'acquisition et le débit de la pompe (Figure 2.3). Le détail du développement du pilotage et de l'instrumentation du dispositif est présenté dans l'Annexe 1.

Afin de vérifier le fonctionnement de l'ensemble des capteurs de pressions, du capteur ultrasonore et des systèmes d'acquisition de données, nous avons réalisé un essai d'écoulement à vide (sans échantillon de sol). Pendant cet essai, l'acquisition des données concerne les pressions, mesurées aux deux différentes hauteurs sur la paroi par des capteurs de pression relative (P_{haut} et P_{bas}), la différence de pression entre l'entrée et la sortie de la cellule (P_{diff}), mesurée par un capteur de pression différentielle, et le déplacement vertical d'un point immobile dans la cellule. L'acquisition des données se fait à la fréquence de 1 Hz.

Les mesures des pressions relatives montrent que celles-ci augmentent avec le débit tandis que la différence de pression à la paroi de la cellule entre le capteur du haut et celui du bas ($P_{haut} - P_{bas}$) reste elle constante comme attendu. Par contre, la mesure directe de la pression différentielle P_{diff} entre l'entrée et la sortie n'est pas constante mais augmente avec le débit.

Par conséquent, l'utilisation des mesures de pressions à la paroi semble ainsi plus fiable pour interpréter les changements hydrauliques durant le processus de suffusion.

La Figure 2.5 montre que la variation du débit n'influence pas la mesure du capteur ultrasonore (déplacement axial) et qu'il n'y a donc pas de perturbation de la vitesse de propagation des ondes avec la vitesse de l'eau. La précision des mesures est de $\pm 0,03$ mm.

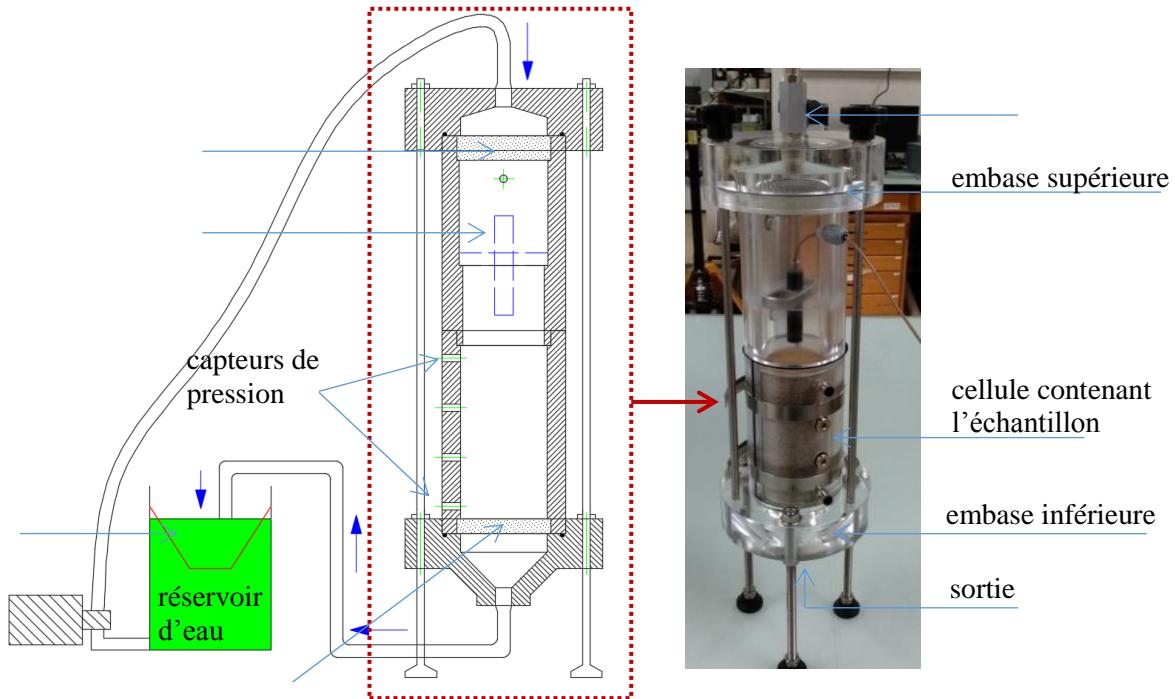


Figure 2.1 : Schéma de principe du perméamètre de suffusion.

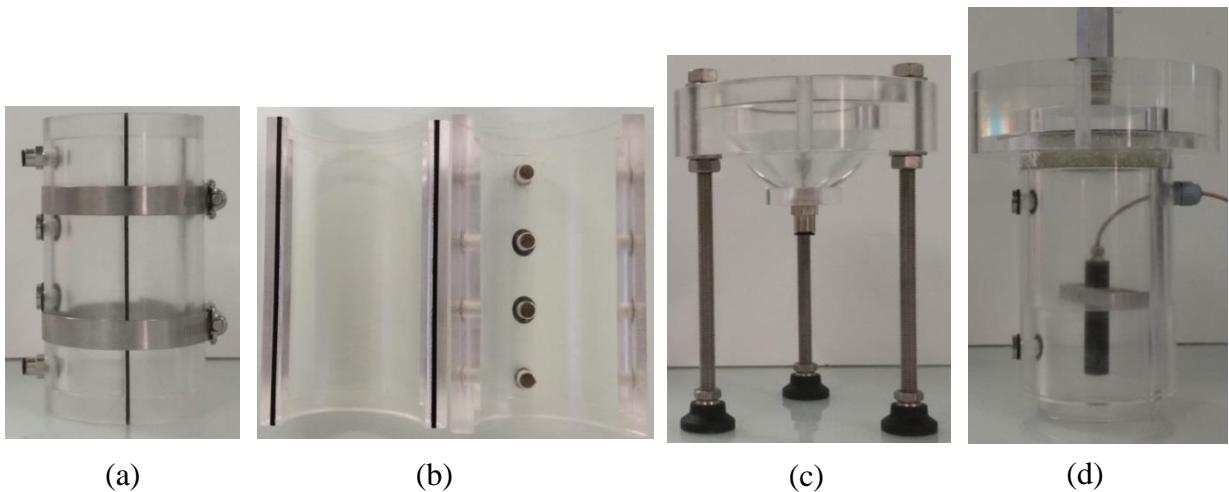
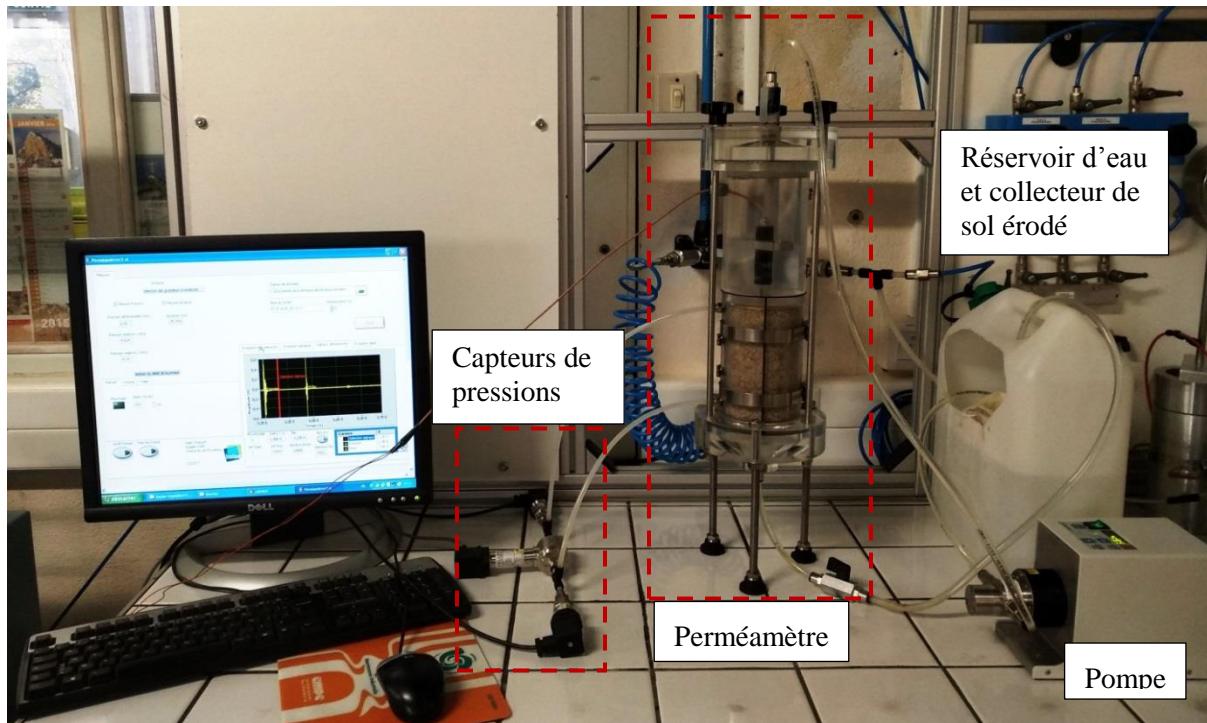


Figure 2.2 : Composants du perméamètre de suffusion (a et b) cellule centrale constituée de deux demi-coques et servant à contenir l'échantillon ; (c) embase inférieure sur pieds ; (d) embase supérieure avec le capteur de déplacement axial pré-installé.



Boite d'acquisition des pressions



Générateur et acquisition de l'onde ultrasonore pour la mesure du déplacement axial

Figure 2.3 : Vue d'ensemble du perméamètre de suffusion et systèmes de contrôle et d'acquisition de données.

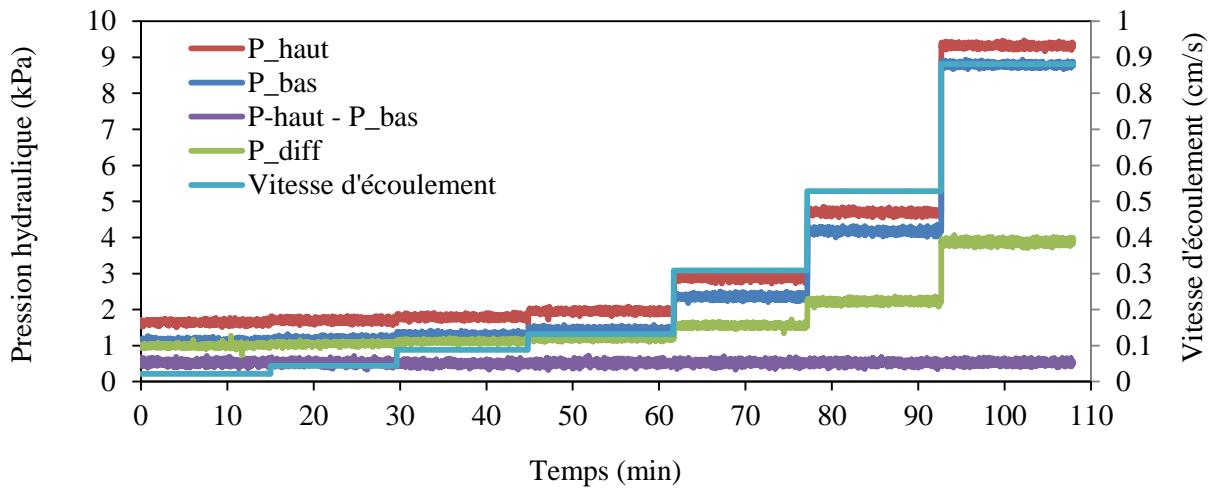


Figure 2.4 : Validation de l'acquisition des données et des mesures – Evolution des pressions en fonction du temps et du chargement hydraulique.

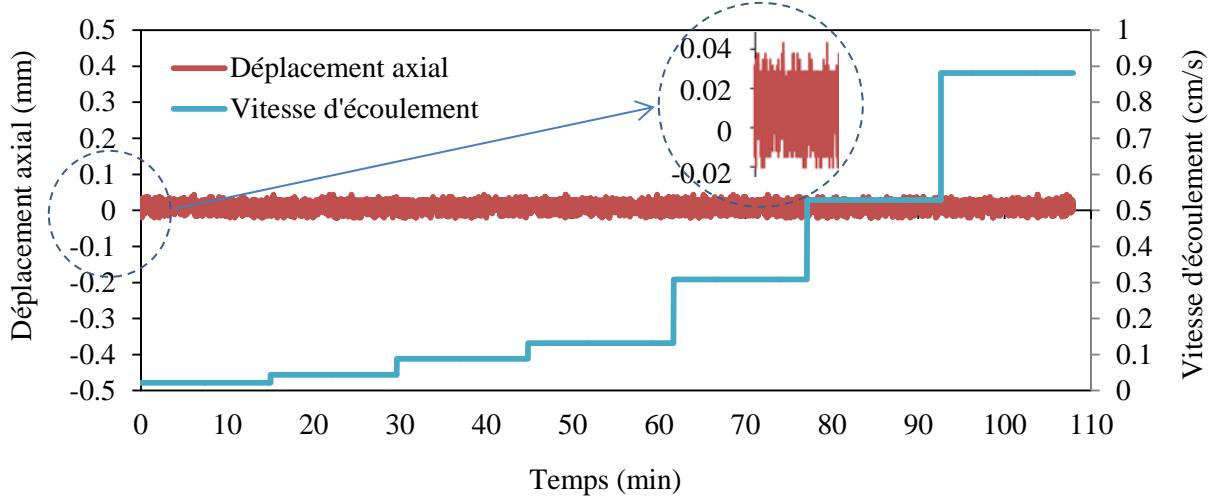


Figure 2.5 : Validation de l'acquisition des données et des mesures – Evolution de la mesure ultrasonore de déplacement axial en fonction du temps et du chargement hydraulique.

2.1.2. Matériaux étudiés

Dans le cadre de ce travail de recherche, des sols granulaires non cohérents reconstitués à partir de sables d'Hostun (sable à grains sub-angulaires à angulaires, Figure 2.6) ont été utilisés pour étudier le phénomène de suffusion. Les échantillons sont préparés par mélange de deux types de sable, HN 34 et HN 1/2,5mm, qui constituent respectivement les particules fines et les grains grossiers du sol, pour obtenir une courbe granulométrique classée comme sensible à la suffusion selon les critères présentés au chapitre précédent. La courbe

granulométrique de chaque type de sable est présentée dans la Figure 2.6. Les caractéristiques granulométriques, le poids spécifique, ainsi que l'indice des vides minimal et maximal du matériau sont résumés dans le Tableau 2.1.

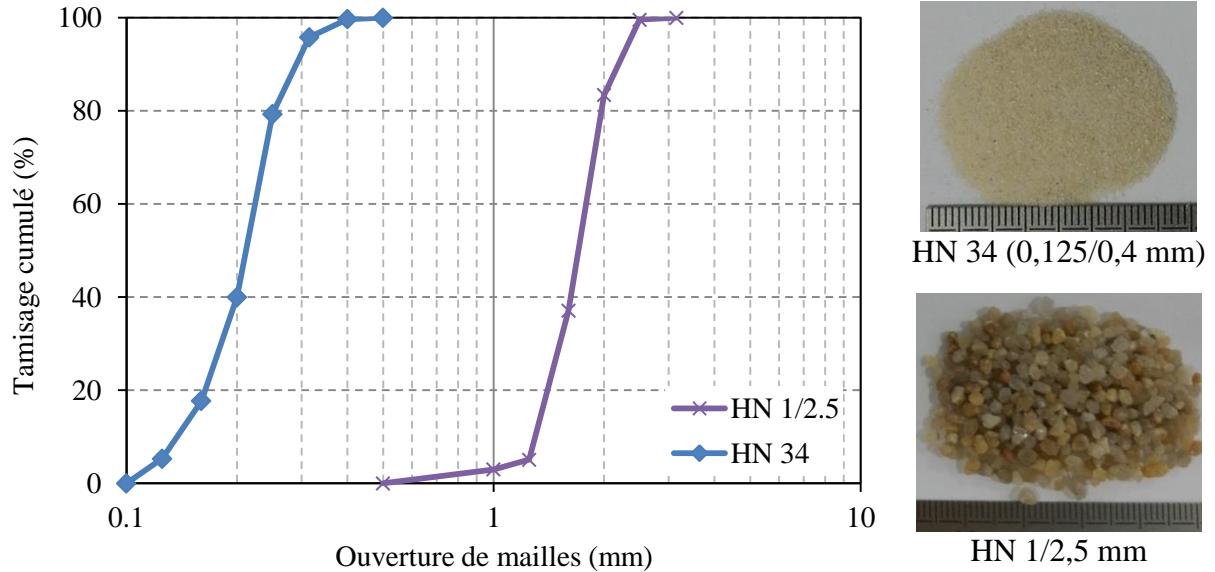


Figure 2.6 : Courbe granulométrique des deux sables d'Hostun utilisés dans cette étude.

Tableau 2.1 : Caractéristiques des deux sables d'Hostun utilisés dans cette étude.

	HN 34	HN 1/2,5
Poids spécifique (g/cm ³)	2,65	2,65
D_{10} (mm)	0,14	1,30
D_{50} (mm)	0,21	1,70
D_{60} (mm)	0,23	1,79
Coefficient d'uniformité, C_u	1,64	1,38
Indice des vides maximal	1,113	0,820
Indice des vides minimal	0,736	0,610

Afin de réaliser et d'analyser nos essais de suffusion, il nous faut choisir des échantillons de sols composés de mélanges qui soient sensibles à l'érosion interne par la suffusion.

Les fractions de sol dans un mélange sont exprimées par : $c + f = 1$ où c est la fraction en masse de grains grossiers et f est la fraction en masse de particules fines, soient $c = \frac{M_c}{M_c + M_f}$ et

$f = \frac{M_f}{M_c + M_f}$ avec M_c et M_f les masses respectives en grains grossiers et particules fines. Fines

et grains grossiers ayant même masse volumique, il s'agit également des fractions volumiques. A partir des volumes des fines et des grains grossiers, plusieurs autres paramètres physiques du sol peuvent être calculés :

- l'indice des vides e : $e = \frac{V_v}{V_s}$, avec V_v le volume des vides et V_s le volume des solides (fines et grains grossier) ;
- l'indice des vides inter-grains e_g : $e_g = \frac{(V_v + V_f)}{V_c}$, avec V_f le volume des fines et V_c le volume des grains grossier).

On peut montrer que $e_g = \frac{e+f}{1-f}$ (Thevanayagam, 1998).

On définit par ailleurs :

- la teneur en fines FC (%) : $FC = f \times 100$;
- la densité relative D_r (%) : $D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$ où e_{max} et e_{min} sont les indices des vides maximal et minimal déterminés ci-dessous pour différentes teneurs en fines (voir Figure 2.9).

La présence de particules fines dans le mélange modifie sa structure de base. Généralement, il est admis que tant que la teneur en fines est inférieure à une certaine valeur, les particules fines sont localisées dans les vides formés par les grains grossiers mais, n'étant pas bloquées ni en contact fort avec les grains grossiers et entre elles, elles sont incapables de participer, néanmoins de manière importante, au transfert des contraintes (Radjai *et al.*, 1998). Cette valeur est appelée « teneur en fines seuil » ou « teneur en fines critique ». Or, en analysant en détail le rôle des particules fines dans la structure du matériau, Thevanayagam & Martin (2002) ont déterminé différentes structures granulaires possibles pour un mélange de sable avec fines comme illustré sur la Figure 2.7. Ces structures se décomposent en trois grandes catégories : (a) structures à grains grossiers dominants, (b) structures à grains fins dominants et (c) structures en couches grains grossiers/grains fines. Les structures de sols appartenant à la première catégorie correspondent au cas où la teneur en fines est inférieure à la valeur seuil. Une seconde séparation de cette catégorie en deux sous-catégories a été proposée (Thevanayagam & Martin, 2002) :

- Les fines restent totalement confinées dans les vides entre les grains grossiers et ne

contribuent pas du tout à la résistance du matériau. Ces particules fines sont totalement inactives. Dans ce cas-là, l'indice des vides inter-granulaires décrit le mieux l'état du matériau (cas *i* sur la Figure 2.7).

- Les fines se décomposent en deux populations distinctes : les particules inactives présentes dans les pores entre grains grossiers et les particules actives qui sont celles suffisamment en contact avec les grains grossiers pour contribuer à la transmission des efforts (cas *ii* sur la Figure 2.7), et celles qui s'intercalent dans les chaînes de contacts entre grains grossiers (cas *iii* sur la Figure 2.7).

Il est important de souligner que le cas (*i*) a un sens lorsque la teneur en fines est très petite, et le cas (*ii*) et (*iii*) lorsque la teneur en fines se rapproche de la teneur en fines seuil.

La teneur en fines seuil est déterminée en utilisant la courbe d'évolution des indices des vides minimal et maximal. Comme montré sur la Figure 2.8, ces deux paramètres présentent la même évolution avec l'augmentation de la teneur en fines : diminution de l'ordre de 20 à 30% jusqu'à une teneur en fines, correspondant à la teneur en fines seuil, puis augmentation continue. Notons que cette teneur en fines seuil peut être également déterminée à partir d'essais de compressibilité ou d'essais mécaniques (T. K. Nguyen, 2014)

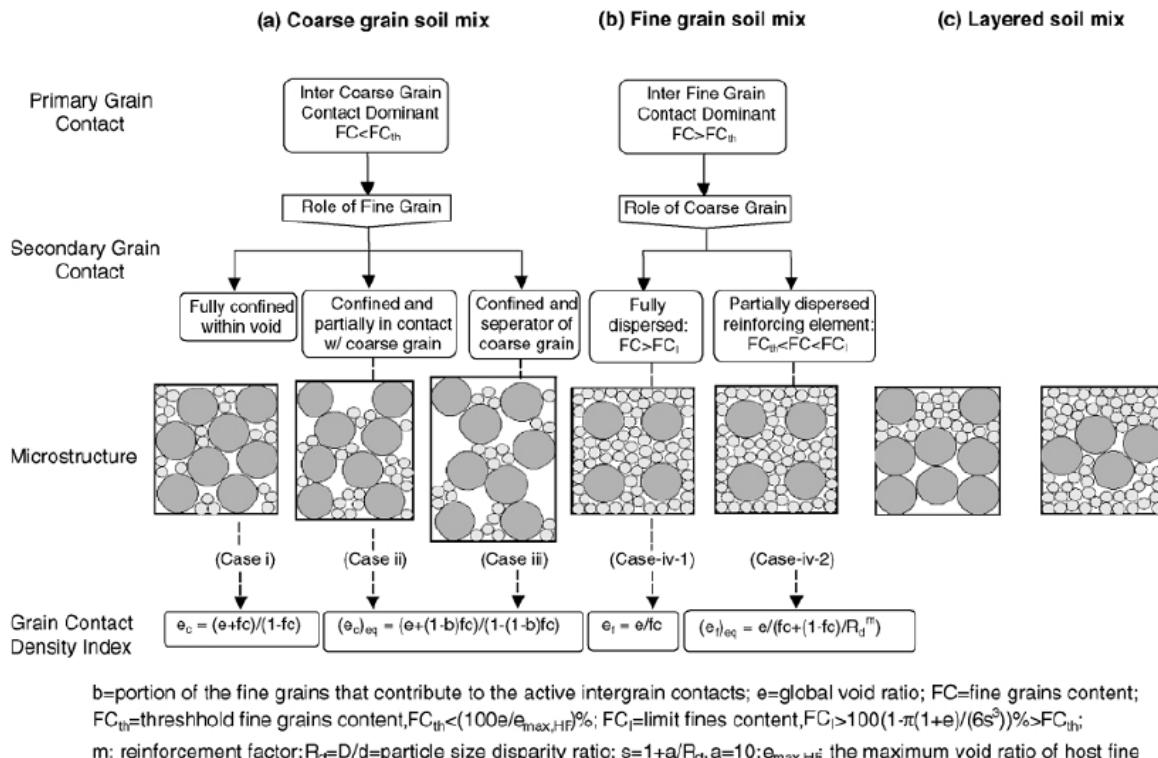


Figure 2.7 : Les différentes structures granulaires proposées par Thevanayagam & Martin (2002) pour un mélange de sable et de fines.

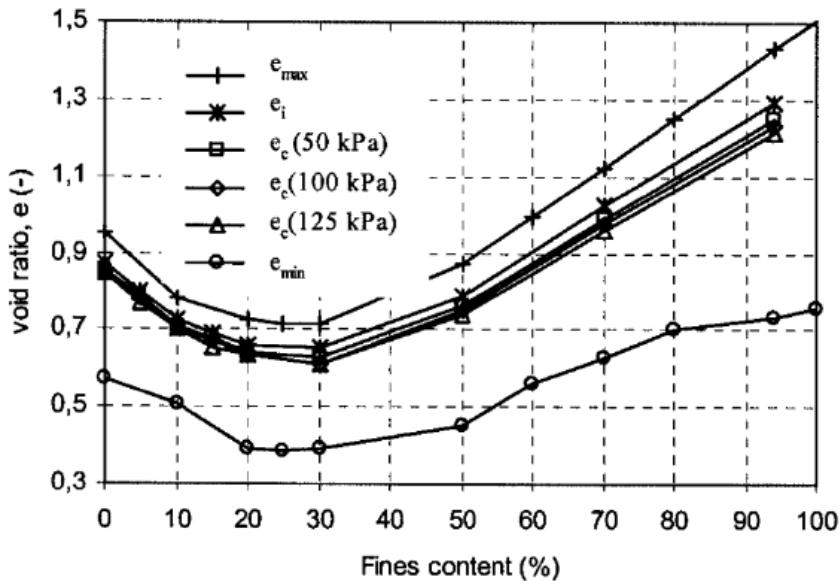


Figure 2.8 : Evolution des indices des vides maximal et minimal du sable avec la teneur en fines
d'après Yang *et al.* (2006).

Pour le type de sable utilisé dans cette étude, l'évolution des indices des vides maximal et minimal avec la teneur en fines que nous avons obtenue est présentée sur la Figure 2.9. On en déduit que la teneur en fines critique est autour de 30% en masse. Pour les essais de suffusion qui vont suivre, quatre teneurs en fines sont testées, 10%, 20%, 25% et 35%, réparties dans les différentes catégories de structures à des grains grossiers dominants. La courbe granulométrique de chaque mélange est présentée dans la Figure 2.10 tandis que les caractéristiques des échantillons testés, telle que la masse volumique et les indices des vides minimal et maximal, sont résumées dans le Tableau 2.2.

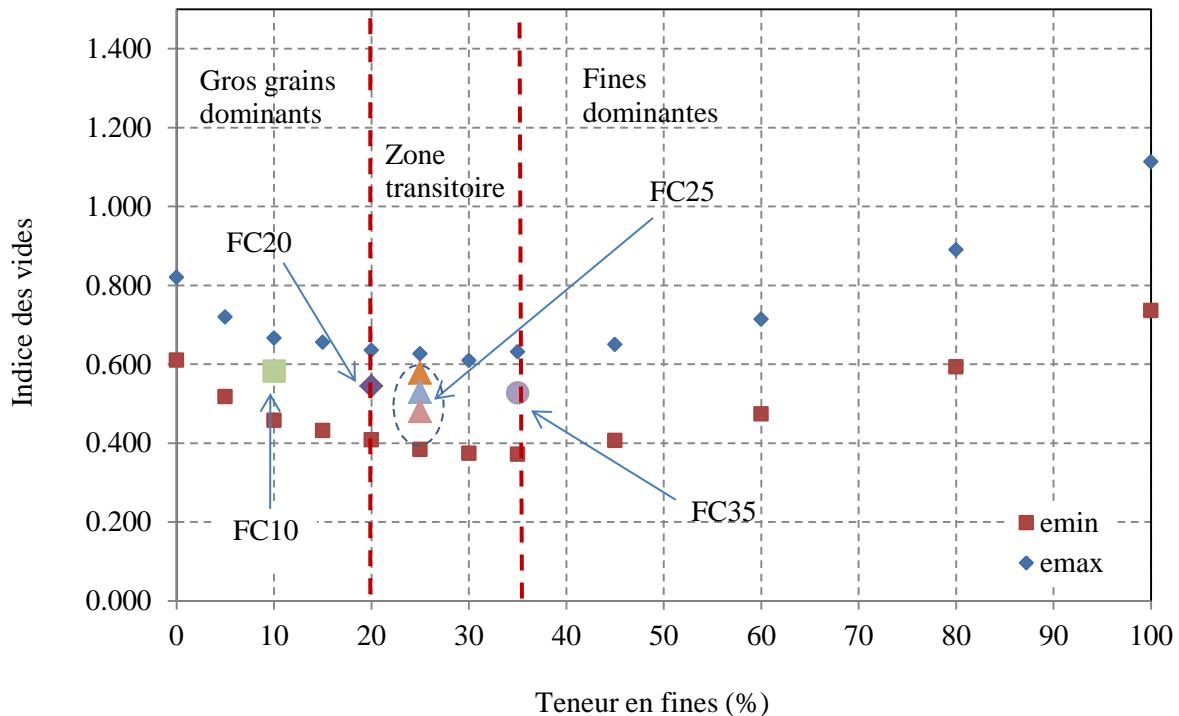


Figure 2.9 : Evolution des indices des vides maximal et minimal du sable d'Hostun utilisé dans cette étude.

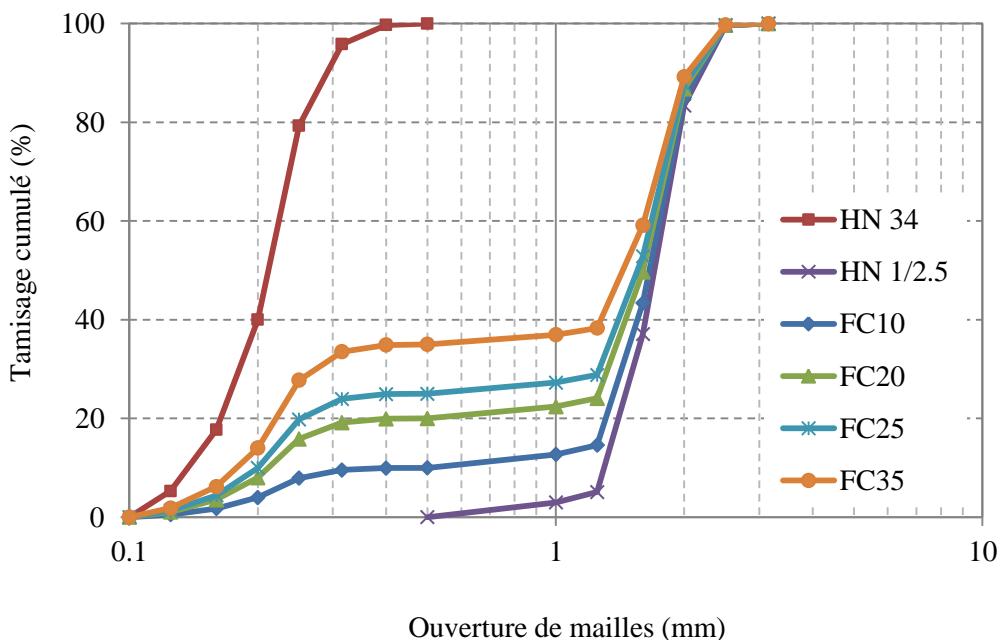


Figure 2.10 : Courbes granulométriques des deux sables purs (Fines : HN 34 ; Grains grossiers : HN 1/2,5) et des mélanges FC10, FC20, FC25, FC35 dans lesquels, respectivement, 10%, 20%, 25% et 35% en masse de grains grossiers (HN 1/2,5) ont été remplacés par des fines (HN 34).

Tableau 2.2 : Caractéristiques des sols reconstitués.

	Teneur en fines (FC , %)	Densité relative (D_r , %)	Indice des vides (e)	Indice des vides inter-granulaires (e_g)
FC10.Dr40	10	40	0,583	0,759
FC20.Dr40	20	40	0,545	0,931
FC25.Dr20	25	20	0,578	1,104
FC25.Dr40	25	40	0,529	1,039
FC25.Dr60	25	60	0,481	0,974
FC35.Dr40	35	40	0,527	1,170

La sensibilité de ces mélanges vis-à-vis de l'érosion interne a été évaluée par les différentes méthodes exposées au Chapitre 1, soient celles proposées respectivement par Istomina (1957), Kezdi (1979), Kenney & Lau (1985, 1986), Burenkova (1993), Wan & Fell (2008), Kovacs (1981) et Li & Fannin (2008). La quasi-totalité de ces résultats indiquent que ces sols sont potentiellement instables et vulnérables à l'érosion interne en présence d'un écoulement interstitiel suffisamment intense (à l'exception de Kovacs (1981) et Li & Fannin(2008)). Les résultats sont résumés dans le Tableau 2.3 et la valeur du gradient hydraulique critique estimée par la méthode de Skempton & Brogan (1994) est donnée dans le Tableau 2.4 ainsi que la valeur de Terzaghi (1939) pour comparaison.

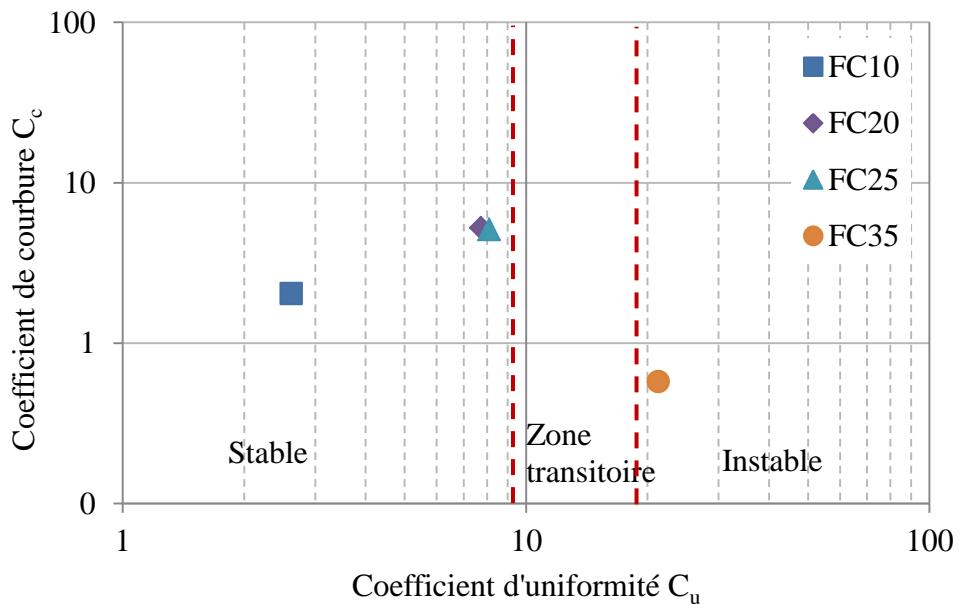


Figure 2.11 : Classification de la sensibilité à l'érosion interne selon Istomina (1957).

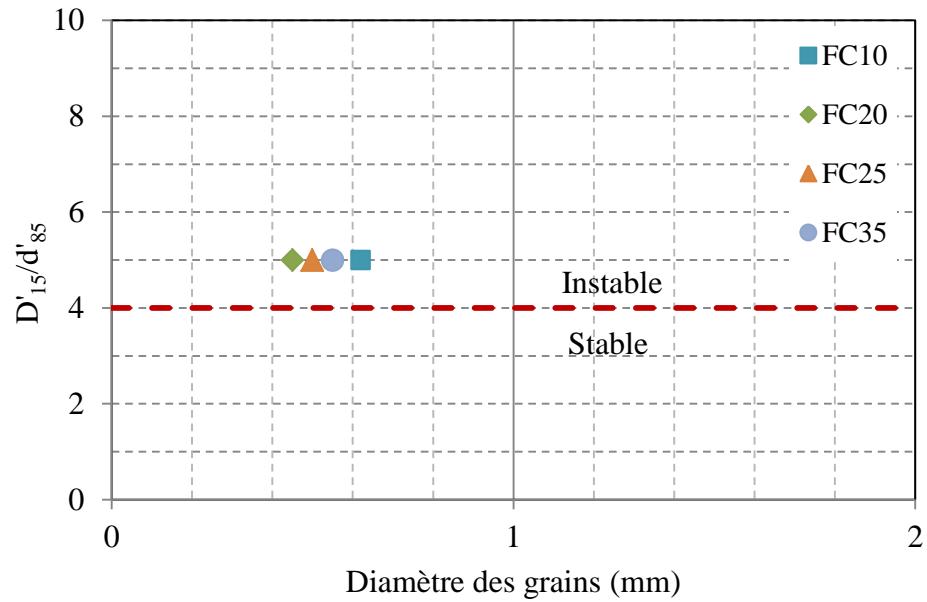


Figure 2.12 : Classification de la sensibilité à l'érosion interne selon Kezdi (1979).

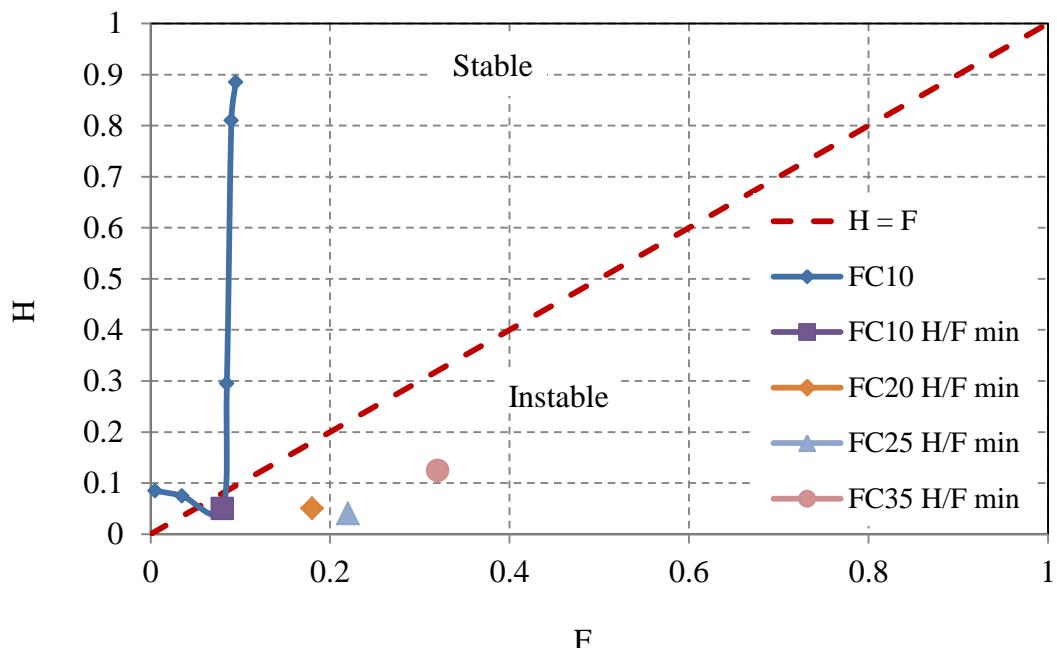


Figure 2.13 : Classification de la sensibilité à l'érosion interne selon Kenney & Lau (1985, 1986).

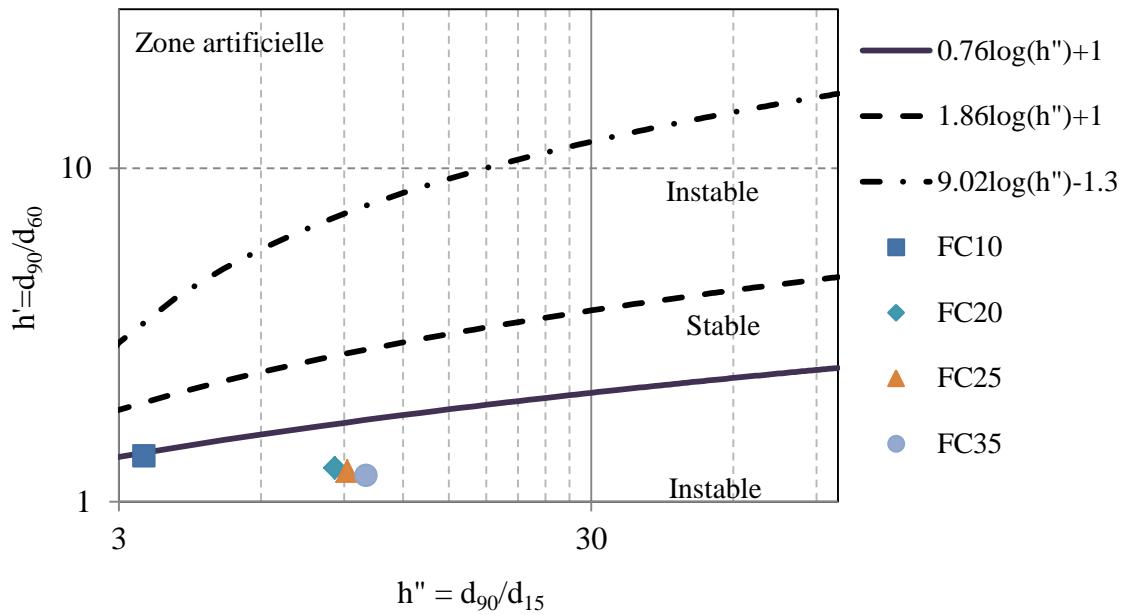


Figure 2.14 : Classification de la sensibilité à l'érosion interne selon Burenkova (1993).

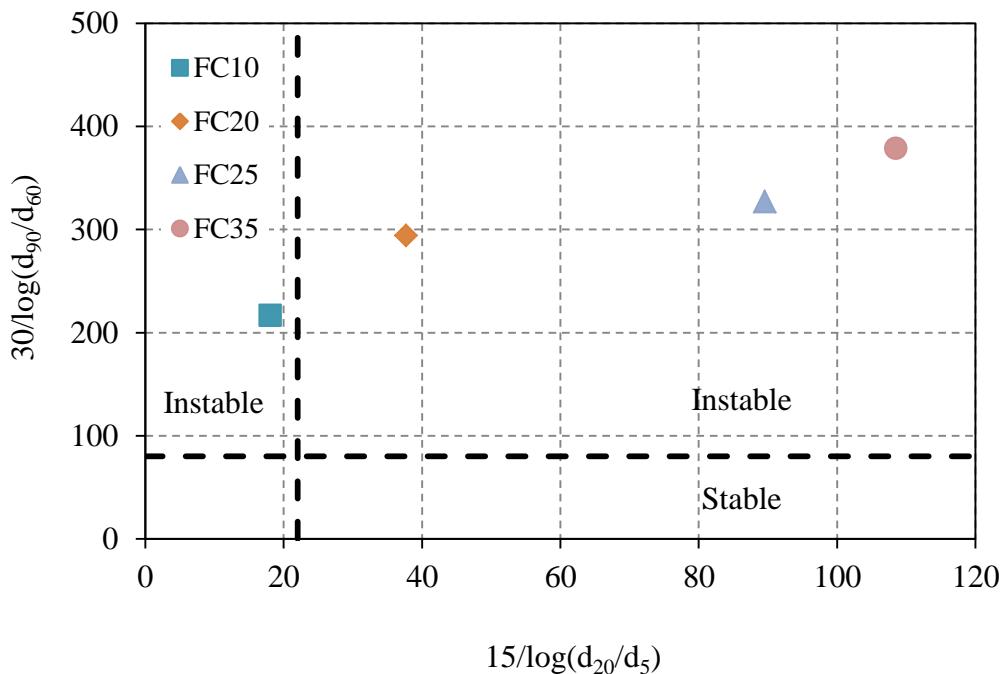


Figure 2.15 : Classification de la sensibilité à l'érosion interne ion selon Wan & Fell (2008).

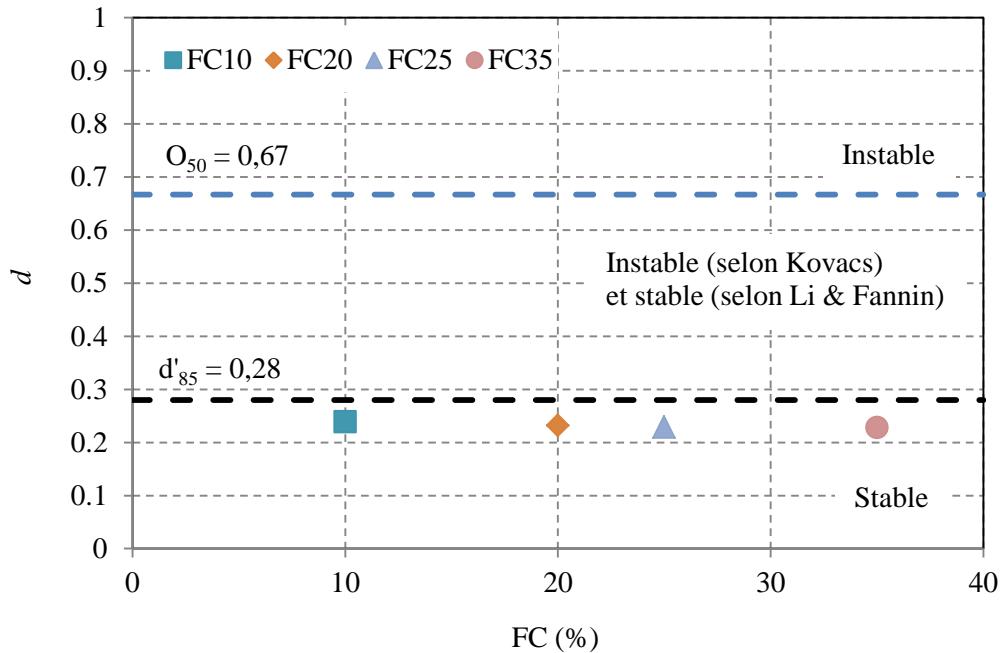


Figure 2.16 : Classification de la sensibilité à l'érosion interne selon Kovacs (1981) et selon Li & Fannin (2008).

Tableau 2.3 : Bilan d'évaluation de la sensibilité des mélanges ($D_r = 40\%$) à l'érosion interne par les différentes méthodes proposées dans la littérature.

Critères	FC10	FC20	FC25	FC35
Istomina (1957)	Stable	Stable	Stable	Instable
Kezdi (1969)	Instable	Instable	Instable	Instable
Kovacs (1981)	Stable	Stable	Stable	Stable
Li & Fannin (2008)	Stable	Stable	Stable	Stable
Kenney & Lau (1985,1986)	Instable	Instable	Instable	Instable
Burenkova (1993)	Instable	Instable	Instable	Instable
Wan & Fell (2008)	Instable	Instable	Instable	Instable

Tableau 2.4 : Estimation du gradient hydraulique critique de l'instabilité interne (valeur moyenne, échantillons de densité de 40%).

Critères	FC10	FC20	FC25	FC35
Terzaghi (1939)	1,0	1,0	1,1	1,1
Skempton & Brogan (1994)	0,3	0,3	0,35	0,35

2.1.3. Protocole d'essai de suffusion

2.1.3.1. Reconstitution des échantillons

Les techniques de préparation d'échantillons de sable au laboratoire diffèrent selon les objectifs visés et doivent répondre à certaines exigences, particulièrement en termes d'homogénéité des échantillons. Les techniques utilisées couramment au laboratoire pour fabriquer les échantillons de sable sont le damage humide, le dépôt sec avec compactage, le dépôt sec par pluviation sous air et enfin le dépôt par pluviation sous eau. Pour fabriquer des échantillons de sable à granulométrie discontinue, le damage humide est la technique la plus utilisée car elle permet d'éviter la ségrégation entre les petits et les gros grains de sable et d'obtenir ainsi des échantillons lâches et d'homogénéité satisfaisante en termes de répartition des fines (T. K. Nguyen, 2014 ; Frost & Park, 2003). Cette technique a été mise au point en premier par Castro (1969) puis adoptée par la suite dans différentes études (Sladen *et al.*, 1985 ; Canou, 1987 ; Konrad *et al.*, 1991; Zlatovic & Ishihara, 1997; Vaid *et al.*, 1999 ; Benahmed, 2001 ; etc.). Dans les travaux récents sur l'érosion interne par suffusion, comme ceux de Chang & Zhang (2011) et Ke & Takahashi (2012), c'est généralement cette méthode qui a été employée.

La technique de damage humide consiste à humidifier le sable avec une teneur en eau de 2 à 5% qui permet de créer une cohésion capillaire entre les grains de sable avant sa mise en place. Le sable est ensuite déposé et compacté par couches successives dans le moule. Dans le détail, les différentes étapes de fabrication de l'échantillon sont les suivantes :

- Détermination préalable de la masse sèche de fines et de grains grossiers (HN 34 et HN 1/2,5) en fonction du pourcentage des fines et de la densité relative visés, et cela pour un échantillon ayant une hauteur de 140mm et un diamètre de 70mm. Ensuite, division de chaque masse de sol en 7 parts égales. Mélange d'une part de sable fin et une part de sable grossier jusqu'à obtention de 7 mélanges.
- Compactage du matériau dans la cellule d'essai en 7 couches successives consistant tout d'abord, pour chaque couche constituée d'un mélange, à ajouter une teneur en eau initiale (de 3 à 5% en masse en général), puis à mélanger le sol soigneusement jusqu'à ce qu'une bonne homogénéité de l'humidité soit atteinte et que les particules fines soient réparties uniformément, à déposer ensuite délicatement le mélange dans la cellule avec une cuillère et à hauteur de chute nulle et enfin à le compacter jusqu'à la hauteur souhaitée (20mm/couche dans ce cas) avec un dameur gradué. L'opération est répétée jusqu'à ce que les 7 couches soient toutes déposées.
- Mise en place de la couche de billes de verre (fixée entre 2 grilles) après remplissage

du moule avec le mélange jusqu'au premier rebord puis installation de l'embase supérieure (Figure 2.17).

2.1.3.2. Saturation de l'échantillon

Pour tous les essais, une circulation de CO_2 est mise en place sous une pression maximale de 15 kPa entre le bas et le haut de l'échantillon pendant environ 20 minutes, suivie d'une circulation d'eau désaérée d'un volume égal à trois fois le volume de l'échantillon afin de lui assurer une bonne saturation. Contrairement à l'air, le CO_2 se dissout dans l'eau désaérée permettant ainsi d'améliorer fortement le niveau de saturation. L'écoulement de saturation s'effectue de bas en haut sous un débit très faible ($50 \text{ cm}^3/\text{min}$), correspondant à un gradient hydraulique i_{sat} environ égal à 0,05, afin d'éviter toute migration de petites particules. Cette étape prend approximativement 1 heure.

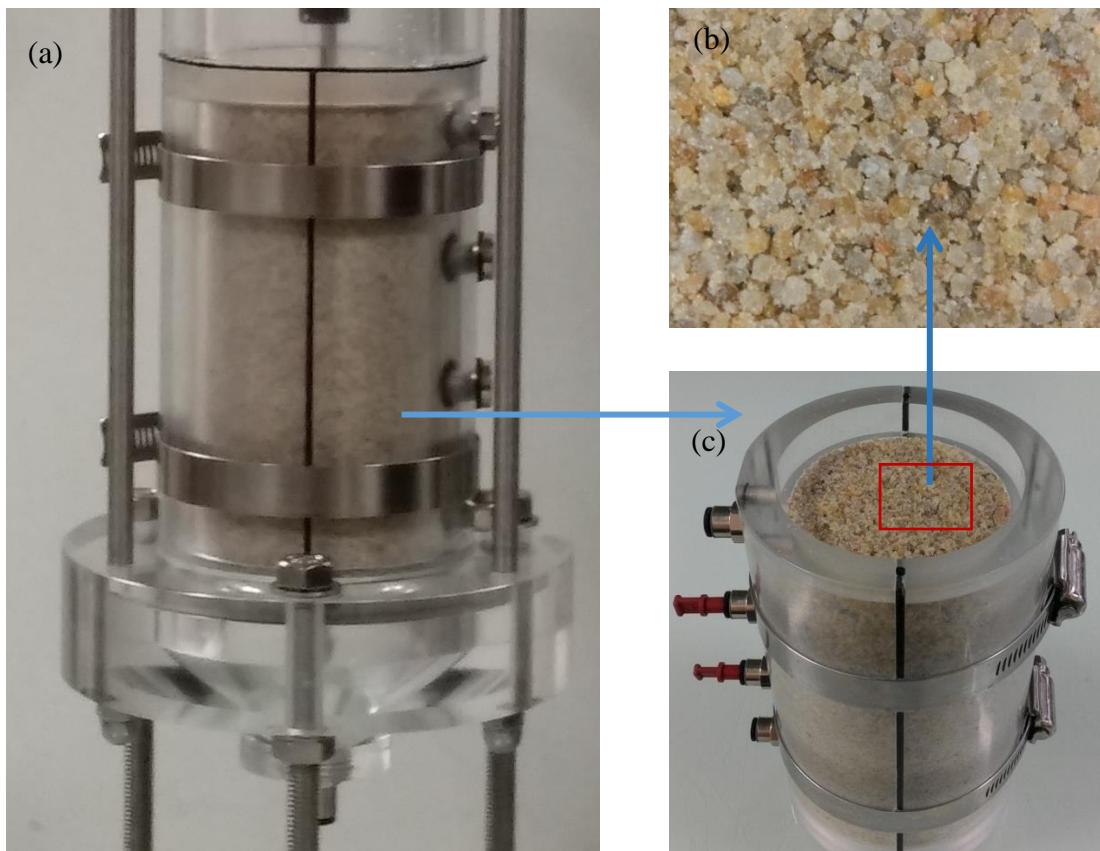


Figure 2.17 : Préparation de l'échantillon FC25.Dr40 (a) : perméamètre ; (b) : échantillon fabriqué dans la cellule ; (c) : zoom sur la surface supérieure de l'échantillon après fabrication.

2.1.3.3. Application de la sollicitation hydraulique

a. Chargement hydraulique appliqué par paliers constants

La première procédure de chargement utilisée consiste à appliquer un écoulement d'eau à débit constant par paliers successifs en débit, pour éroder l'échantillon. Comme on l'a déjà mentionné, les essais à débit constant ne sont pas représentatifs de la réalité car, sur site, le gradient hydraulique varie peu tandis que le débit lui s'adapte. Toutefois, ces essais à débit constant peuvent permettre de s'affranchir des variations de perméabilité induites par les modifications de porosité.

Un des buts de cet essai était de déterminer le gradient critique d'apparition de la suffusion. Par conséquent, une procédure d'essai à plusieurs paliers a été réalisée. Le chargement hydraulique (*i.e.*, le débit) est augmenté par incrémentations prédéfinies, chaque incrément correspondant à un palier, jusqu'à ce que l'apparition de l'instabilité soit observée ou que la capacité limite de l'appareil soit atteinte. La durée de maintien de chaque palier est généralement de 30 minutes. Un chargement hydraulique typique est présenté à la Figure 2.18.

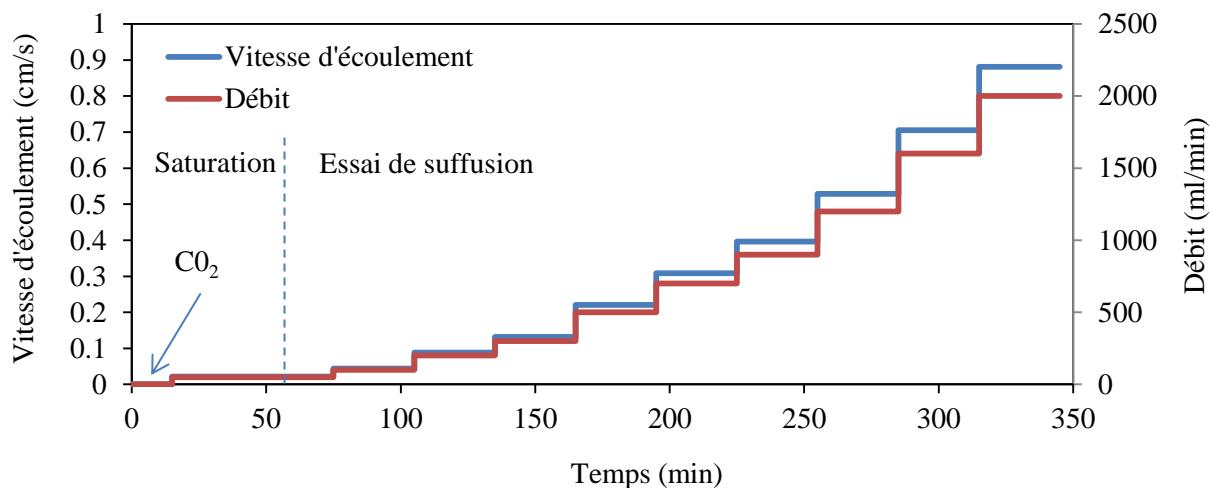


Figure 2.18 : Charges hydrauliques appliquées par paliers constants pendant l'essai.

La durée d'application de la charge hydraulique est un paramètre important dans l'essai de suffusion par paliers constants. Dans cette étude, le processus d'érosion est considéré comme terminé une fois que la migration des fines n'est plus observée. Pour quantifier cela, un essai de suffusion a été réalisé sur un échantillon de sol préparé à 25% de teneur en fines et 40% de densité relative. Plusieurs paliers successifs à débit constant sont appliqués et l'évolution de la masse de sol érodé est suivie en fonction du temps. Dès que le phénomène d'érosion est visible, un prélèvement des particules érodées (récupérées dans le collecteur puis séchées) est

effectué toutes les 15 minutes jusqu'à ce que l'érosion ne soit plus observée. La masse de sol érodé en fonction du temps présentée sur la Figure 2.19 montre que l'érosion se produit principalement au début des paliers, à la suite de chaque augmentation de débit. Après un pic d'érosion, la masse de sol érodé tend rapidement vers zéro bien que le chargement hydraulique soit maintenu constant pendant encore toute en période. Ces observations justifient notre choix de fixer une durée d'environ 30 minutes pour chaque palier en débit. A noter que quelques précisions sur la mesure de pression à différentes hauteurs dans l'échantillon sont présentées dans l'Annexe 2.

Le chargement hydraulique par paliers de débit constant a été utilisé principalement pour des tests en écoulement descendant et également pour quelques essais en écoulement ascendant. Dans ce dernier cas, la masse de sol érodé n'a pas pu être quantifiée car les particules fines transportées se déposent à la surface supérieure de l'échantillon et ne peuvent pas être récupérées (elles ne sont pas évacuées de la cellule). Dans tous les autres cas, la masse de sol érodé (ou perte de masse) est définie comme la masse sèche de la fraction fine sortie de l'échantillon, exprimée en pourcentage de sa masse sèche initiale (%), et obtenue après collecte, séchage et pesée à la fin de chaque palier.

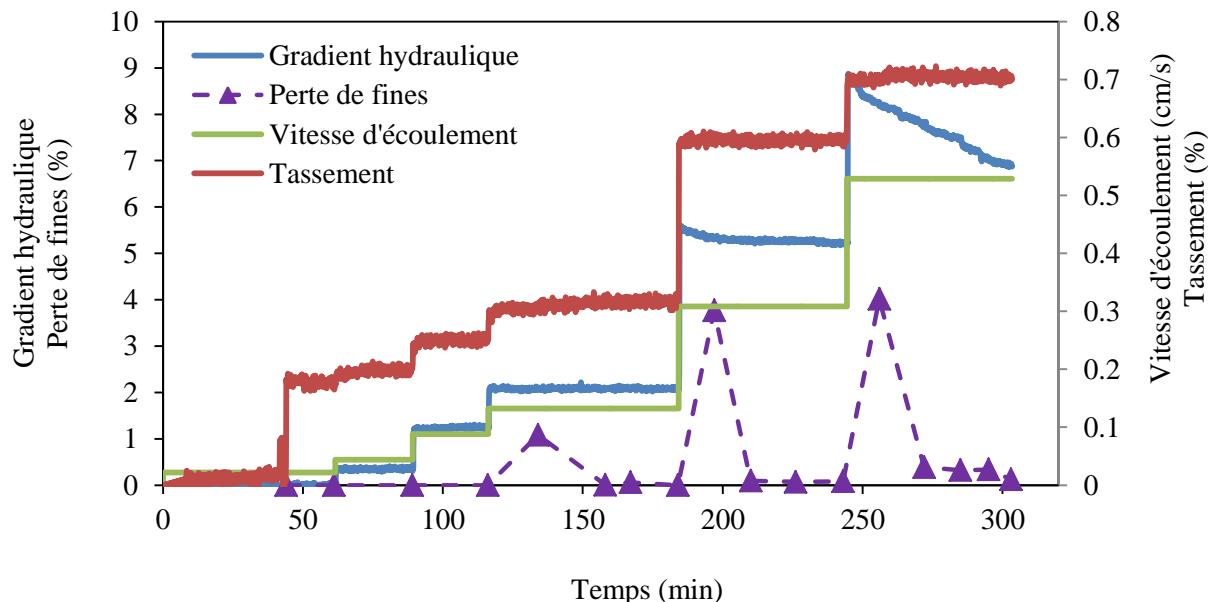


Figure 2.19 : Masse de sol érodé en fonction du temps (FC25.Dr40_LongPalier).

b. Chargement hydraulique appliqué par rampe

Une seconde procédure de chargement a été utilisée et consiste à appliquer une rampe en débit. Le but est de comparer la différence de comportement du sol à l'érosion entre un essai à

débit constant par paliers et un essai à débit augmenté par rampe (Figure 2.20). Une rampe en débit signifie que le débit est augmenté régulièrement au cours du temps par incrément très petits. L'avantage de ce type de chargement hydraulique par rapport aux paliers à débit constant est qu'il ne provoque pas de changement rapide de débit, et donc de gradient, qui sollicite brutalement la structure du sol.

Afin d'examiner l'influence du taux d'augmentation du débit sur le comportement du sol vis-à-vis de la suffusion, des essais de suffusion similaires ont été réalisés avec trois valeurs différentes du taux d'augmentation de la rampe en débit : $0,11 \text{ cm}^3/\text{min/s}$ (rampe_011), $0,22 \text{ cm}^3/\text{min/s}$ (rampe_022) et $0,33 \text{ cm}^3/\text{min/s}$ (rampe_033) (Figure 2.20). Après saturation, le débit est augmenté donc par rampe progressive en partant de $32 \text{ cm}^3/\text{min}$ (débit minimal de la pompe) jusqu'à $2000 \text{ cm}^3/\text{min}$ ($3000 \text{ cm}^3/\text{min}$ pour le rampe_033). Durant l'essai, les pressions hydrauliques, le tassement et le suivi de la masse de sol érodé à intervalles réguliers sont enregistrés comme dans les essais par paliers de débit constant.

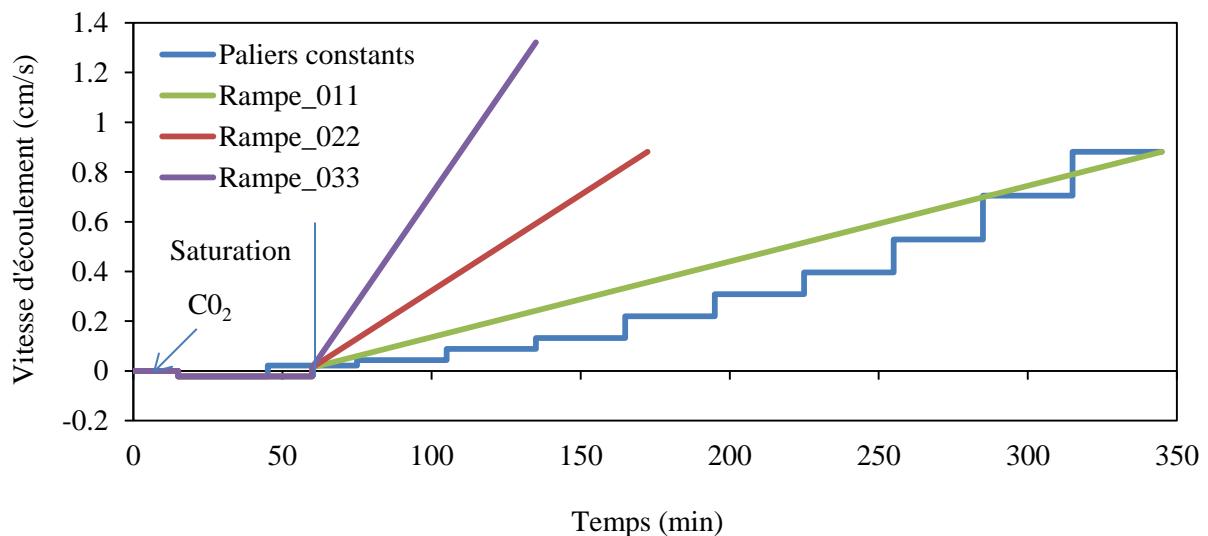


Figure 2.20 : Chargements hydrauliques appliqués par rampe en débit.

2.2. Essais mécaniques sur sols érodés et non érodés

2.2.1. Dispositif triaxial

Pour la caractérisation du comportement mécanique des sols, le dispositif d'essai utilisé dans ce travail de thèse est un système triaxial automatisé de *Wykeham Farrance*, le *Dynatriax* (Figure 2.21). Il s'agit d'un bâti triaxial servo-pneumatique, à commandes électroniques avec un ensemble de systèmes d'asservissement qui permet de réaliser des essais triaxiaux automatisés (phases de saturation, de consolidation et de cisaillement), soit à déformation

contrôlée, soit à contraintes contrôlées, et suivant différents chemins de sollicitation permettant ainsi de se rapprocher au plus près de ce qui est généralement observé in situ.

Le système Dynatriax utilise une source de pression d'air continue de 1000 kPa connectée à son réservoir compresseur. Ce dernier est lui-même connecté à une unité compacte autonome qui gère le contrôle à boucle fermée de la charge axiale ou du déplacement, de la pression cellulaire et de la contre pression, à une fréquence allant jusqu'à 10 Hz.



vérin pneumatique



cellule air-eau



volumètre

Figure 2.21 : Système triaxial statique et dynamique.

Le chargement axial, qu'il soit piloté en déplacement ou en force, se fait à l'aide d'un vérin pneumatique (*actuateur*) qui se trouve en haut de la cellule. Ce vérin est alimenté directement par la pression d'air distribuée par le compresseur d'air pour produire un chargement jusqu'à +/- 14 kPa.

Afin d'appliquer la pression de confinement et la contre pression à l'échantillon, deux cellules à interface air-eau sont utilisées, l'une connectée à la cellule triaxiale pour l'application de la pression de consolidation, et l'autre au robinet de drainage inférieur de l'échantillon pour l'application de la contre pression. Ces cellules sont constituées d'un cylindre rempli d'eau désaérée avec, à l'intérieur, une membrane à air étanche en caoutchouc (baudruche) qui est directement connectée à l'arrivé d'air comprimé. L'application de la pression à l'échantillon (confinement ou contre pression) se fait via l'eau des cellules air-eau, dont la pressurisation est assurée par les baudruches, elles-mêmes, mise sous une pression programmée à la valeur qu'on souhaite appliquée.

La variation de volume de l'échantillon durant l'essai est mesurée à l'aide d'un appareil de mesure automatique de variation de volume (*volumètre*).

L'ensemble du système est équipé de cinq capteurs permettant de mesurer la force axiale (capteur de force submersible), le déplacement axial (capteur de type LVDT), la pression de confinement, la contre pression et la pression interstitielle.

2.2.2. Procédure d'essai

La procédure de l'essai triaxial comporte les étapes classiques de la réalisation d'un essai de cisaillement triaxial sur un sable depuis la fabrication de l'éprouvette jusqu'à la fin du cisaillement. Pour l'essai triaxial sur un sol non-érodé, l'échantillon est fabriqué par damage humide décrite au paragraphe 2.2.2.1. Pour réaliser les essais triaxiaux sur les sols érodés, une nouvelle méthode de congélation/décongélation de l'échantillon a été mise au point et sera présentée au paragraphe 2.2.2.2.

2.2.2.1. Sols non érodés

c. Fabrication des échantillons

L'objectif des essais sur sols non érodés est de comparer le comportement mécanique de ces matériaux au comportement obtenu avec un sol ayant subi de la suffusion. La technique de fabrication est donc la même que pour les échantillons préparés avant l'essai de suffusion, par

damage humide, (voir paragraphe 2.1.3.1) à la seule différence ici que la fabrication est réalisée sur l'embase de la cellule triaxiale, dans une membrane en latex, et non dans la cellule rigide du perméamètre. En résumé, la procédure de fabrication des échantillons se déroule comme suit :

- Après avoir mis en place, sur l'embase inférieure de la cellule une pierre poreuse qui permet le drainage de l'eau, on ajuste une membrane d'épaisseur 0,3 mm qu'on fixe avec un joint torique sur cette embase. On installe ensuite le moule sur lequel la membrane est rabattue. Une dépression est alors appliquée entre la paroi du moule et la membrane pour bien plaquer cette dernière pendant toute la durée de fabrication de l'échantillon. Une fois le moule rempli, on pose la deuxième pierre poreuse au sommet de l'échantillon puis l'embase supérieure sur laquelle on vient rabattre la membrane avec, à nouveau, une fixation à l'aide d'un joint torique.
- On procède ensuite au démoulage de l'échantillon qui est effectué en appliquant tout d'abord une légère dépression (~ -20 kPa) pour ne pas abimer la membrane, qui sera ensuite augmentée jusqu'à -100 kPa dans le cas où l'état initial visé correspond à une consolidation égale ou supérieure à cette valeur (-50 kPa si la consolidation est égale à 50 kPa).
- Après avoir vérifié que l'échantillon ne présente pas de fuite, on relève ses dimensions (hauteur et circonférence). Ces mesures, avec les corrections provenant des courbes d'étalonnage (voir paragraphe 2.2.2.3), permettent de déterminer précisément l'indice des vides réel après consolidation de 100 kPa, ou 50 kPa selon l'essai. A ce stade de l'opération, on procède au montage de la cellule triaxiale puis à son remplissage complet en eau. La dernière étape consiste à transférer la pression de maintien vers l'extérieur de l'échantillon en appliquant progressivement la contrainte de confinement et en diminuant en parallèle la dépression à l'intérieur de l'échantillon. On obtient au final un échantillon normalement consolidé sous une contrainte de confinement de 100 kPa (ou 50 kPa) et prêt à être saturé.

d. Saturation

Le degré de saturation est un paramètre important qui peut impacter la justesse de l'estimation des caractéristiques de résistance d'un sol. En effet, une mauvaise saturation peut avoir une influence considérable sur la réponse drainée et non drainée d'un sable, dans la mesure où elle induit une sous-estimation des pressions interstitielles ou des déformations volumiques. Il est donc primordial d'obtenir un haut degré de saturation de l'éprouvette avant le cisaillement pour une bonne qualité des essais et fiabilité des résultats. La saturation de l'éprouvette se déroule en trois étapes :

- Percolation d'oxyde de carbone CO_2 sous une faible pression d'environ 15 kPa pendant 20 minutes, durée durant laquelle le CO_2 remplace l'air existant dans l'échantillon.
- Circulation de l'eau désaérée de bas en haut durant environ une heure pour dissoudre une grande partie du CO_2 et les bulles d'air.
- Application d'une contre pression de 200 kPa minimum, par paliers de 100 kPa, à l'intérieur de l'éprouvette. Le but de cette étape est de dissoudre le reste des bulles d'air et du CO_2 et d'assurer une bonne saturation. Le rapport entre l'incrément de pression appliquée et l'incrément de surpression repris par l'eau interstitielle nous donne le coefficient de Skempton ($B=\Delta U/\Delta \sigma$). Dans le cas où ce coefficient dépasse 96%, on considère que l'échantillon est saturé.

e. Consolidation

Si la pression de consolidation désirée est de 100 kPa, l'éprouvette est déjà consolidée et prête pour le cisaillement. Si on vise une pression de consolidation plus élevée, celle-ci est augmentée progressivement, à drainage ouvert, jusqu'à la valeur souhaitée. Pendant cette phase de consolidation, les mesures de variation de volume de l'éprouvette sont réalisées à l'aide du volumètre pour permettre, par la suite, de calculer l'indice des vides réel après consolidation et juste avant le cisaillement.

f. Cisaillement

Tous les essais monotones ont été réalisés à déformation contrôlée jusqu'à environ 25-30% de déformation axiale, avec une vitesse de déformation axiale prise égale à 1% par minute.

2.2.2.2. Sols érodés

Il s'agit des échantillons de sol ayant subi un essai de suffusion avec le dispositif et le protocole décrits au paragraphe 2.1. Après l'essai de suffusion, ces échantillons sont sollicités mécaniquement par des essais de compression triaxiale en conditions drainée et non drainée afin de voir si leurs propriétés de résistance ont été modifiées suite à l'érosion du matériau. Une des difficultés consiste alors à pouvoir récupérer un échantillon érodé et enchaîner un essai mécanique sans modifier (ou le moins possible) la microstructure de l'échantillon résultant du processus de suffusion auquel il a été exposé, d'autant plus que c'est un matériau granulaire sans cohésion. Comme on l'a vu au chapitre 1, une solution présente dans la littérature a été de développer un essai d'érosion directement à l'intérieur d'une cellule triaxiale (Bendahmane *et al.*, 2008 ; Zhang & Chang, 2012 ; Xiao & Shwiyat, 2012 ; Ke &

Takahashi, 2014), sauf que ce type de dispositif présente quelques inconvénients (désaturation de l'échantillon durant la suffusion, difficulté de détermination des variations de volume liées à la suffusion, etc.). Ici, les essais d'érosion se font dans le perméamètre de suffusion tandis que les essais mécaniques sont réalisés dans le dispositif triaxial. Afin de pouvoir transférer avec un minimum de perturbation l'échantillon érodé du perméamètre au triaxial, nous avons mis en place une technique appelé « technique de congélation/décongélation » et détaillée ci-dessous.

En plus de cette technique, les paragraphes suivant décrivent également la procédure des essais triaxiaux sur les sols érodés ainsi que les mesures nécessaires pour prendre en compte certaines des perturbations durant cette procédure.

a. Technique de congélation / décongélation

Après l'essai de suffusion, le sol est désaturé lentement pour atteindre une teneur en eau après désaturation d'environ 5% à 7%. La cellule centrale amovible du perméamètre est retirée avec l'échantillon à l'intérieur puis placée au congélateur à une température de -2°C pendant 16h. La congélation permet de solidifier les ponts capillaires entre grains et de renforcer fortement la cohésion d'ensemble de l'échantillon. De retour à température ambiante, la tenue de l'échantillon est ainsi d'environ 10 minutes, un temps suffisant pour démouler l'échantillon et le mettre en place dans la cellule triaxiale tout en conservant sa structure (Figure 2.22). Le démoulage est réalisé en enlevant délicatement les deux demi-coques de la cellule centrale. La préparation de l'échantillon est ensuite la même que pour un essai triaxial classique : l'échantillon est placé entre 2 pierres poreuses puis recouvert d'une membrane en latex fixée par joint torique à l'embase inférieure. Pour finir, l'embase supérieure est positionnée sur l'échantillon et la membrane y est rabattue et fixée avec un autre joint torique.

On applique ensuite dans l'échantillon une dépression de -50 kPa et on procède au montage de la cellule triaxiale et à son remplissage complet en eau. L'étape suivante consiste à transférer la pression de maintien vers l'extérieur de l'échantillon en appliquant progressivement la contrainte de confinement et en diminuant en parallèle la dépression à l'intérieur de l'échantillon. L'échantillon dans cette étape est consolidé sous une contrainte de confinement de 50 kPa et on le laisse alors se décongeler pendant au moins 4h avant de passer à la phase de saturation. On a pu estimer à environ 2h le temps de décongélation d'un échantillon dans l'environnement du laboratoire (pour une température constante de 23°C). Par précaution, nous avons porté la durée de la phase de décongélation à 4h afin de s'assurer que l'échantillon soit parfaitement décongelé et qu'il ait atteint la température ambiante.

Après décongélation complète, la pression de confinement est augmentée jusqu'à 100 kPa (ou

gardée à 50 kPa selon l'essai) puis l'échantillon est saturé de la même façon que cela a été décrit dans les paragraphes précédents relatifs à l'essai sur sol non érodé.

La limitation de cette technique vient du fait que le volume de l'échantillon peut être modifié durant la décongélation et durant la phase d'application de la contrainte de confinement. Ce changement de volume provoque ensuite des changements des propriétés physiques du sol (indice des vides, densité) ainsi que de la microstructure du sol. Afin d'avoir des données les plus fiables possibles, ces changements de volume ont été mesurés et pris en compte pour déterminer l'indice des vides réel de l'échantillon érodé après la décongélation. Le détail de ces corrections de volumes est présenté dans le paragraphe 2.2.2.3 ci-dessous.

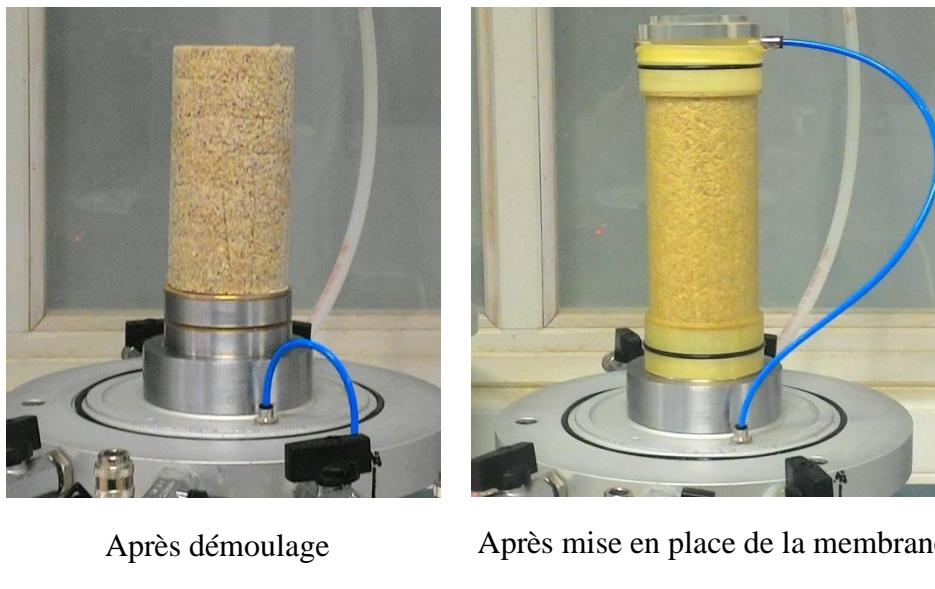


Figure 2.22 : Echantillon de sable après 16h de congélation.

b. Validation de la technique de congélation/décongélation

Afin de vérifier que le processus de congélation/décongélation ne perturbe pas le comportement mécanique d'un sol, des essais triaxiaux ont été réalisés sur des échantillons préparés par damage humide soumis, ou non, à la technique de congélation/décongélation après fabrication. La Figure 2.23 montre et compare les résultats obtenus sur des échantillons ayant 25% de teneur en fines et une densité relative initiale de 40%. Les essais ont été réalisés sur 4 échantillons : 2 essais sur des échantillons fabriqués par damage humide (FC25.Dr40.Pc100-a et b) et 2 autres sur des échantillons fabriqués également par damage humide mais ayant subi en plus la congélation puis la décongélation selon la nouvelle technique (FC25.Dr40.Pc100-c et d). Comme on peut le voir, les courbes obtenues sont confondues entre elles impliquant qu'il n'y a donc pas de perturbation, ou du moins négligeable, liée à la congélation, particulièrement pour ce qui concerne le chemin de

déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale tandis qu'on note une légère modification au niveau de la déformation volumique quand le matériau tend vers l'état critique. Ce décalage peut être lié à l'apparition de déformations hétérogènes à grande déformation axiale. Au bilan, dans cette étude, nous pouvons donc considérer que la congélation/décongélation n'influence pas de façon significative le comportement mécanique des sols sableux utilisés ici.

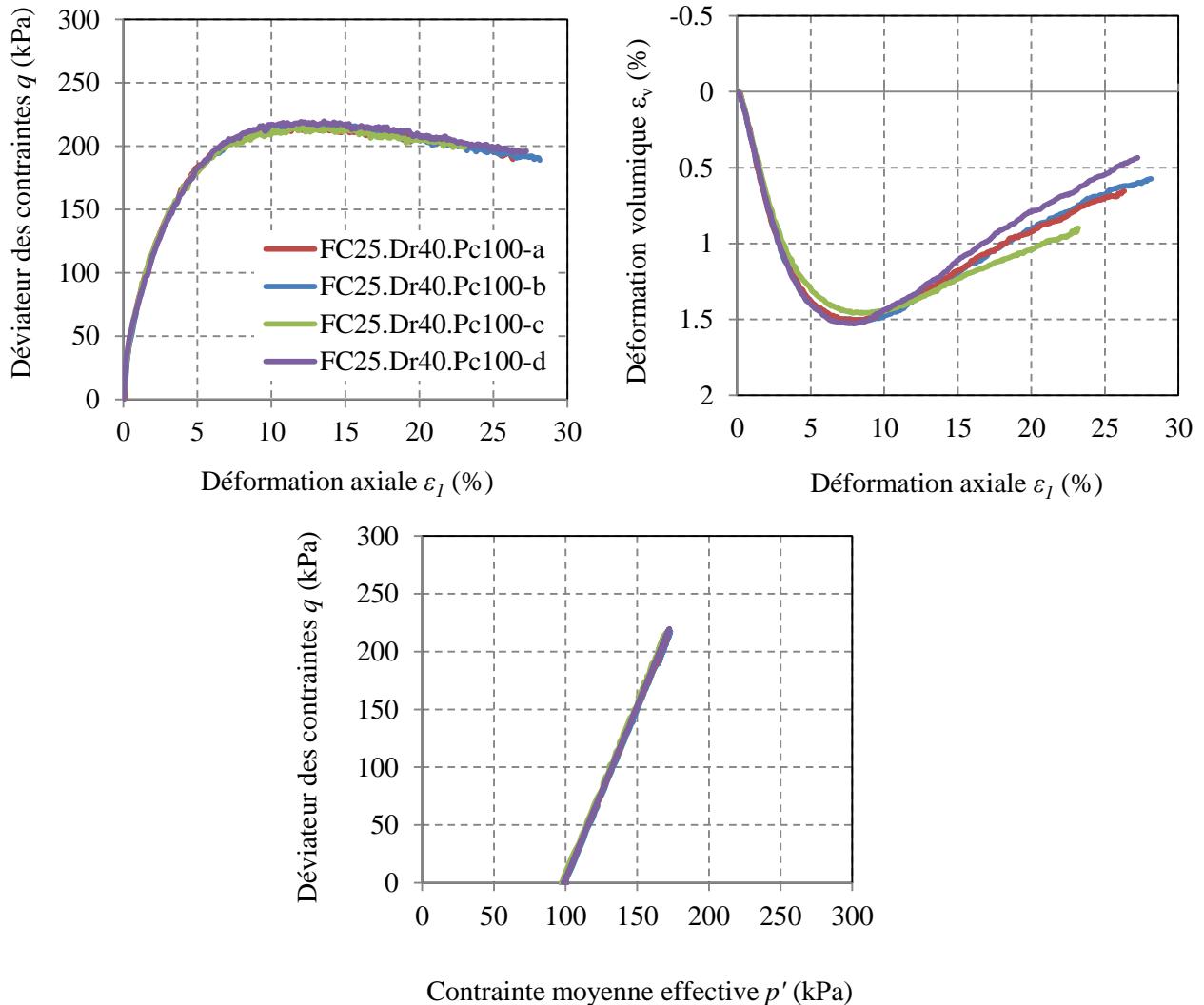


Figure 2.23 : Réponse mécanique à l'essai triaxial obtenue sur les échantillons fabriqués par damage humide sans congélation (FC25.Dr40.Pc100-a et b) et avec congélation/décongélation (FC25.Dr40.Pc100-c et d).

2.2.2.3. Mesure des variations de volume

L'indice des vides est un paramètre important qui gouverne le comportement des matériaux. Dans un essai triaxial, l'échantillon subit plusieurs variations de volume, de la phase de fabrication de l'échantillon jusqu'à la phase de cisaillement, ce qui entraîne une modification non négligeable de l'indice des vides. Pour mener des analyses pertinentes et fiables, il est nécessaire de calculer le plus précisément possible l'indice des vides de l'échantillon avant cisaillement en tenant compte de ces différents changements de volume.

Dans la procédure classique de l'essai triaxial, il y a généralement 4 phases durant lesquelles on peut enregistrer des variations de volume :

- La phase de fabrication de l'échantillon présente une variation de volume due à l'étape de démoulage de l'échantillon de 0 à -100 kPa (-50 kPa dans le cas d'un cisaillement sous une pression de confinement de 50 kPa). Cette étape correspond également à une première phase de « consolidation ».
- La phase de saturation induite une variation de volume durant la circulation du CO_2 et de l'eau désaérée traversant l'échantillon
- La phase d'application de la contre pression pour améliorer le degré de saturation de l'échantillon peut provoquer des variations de volume, néanmoins celle-ci est réalisée en appliquant simultanément la contrainte de consolidation. Par conséquent, il a été trouvé que les variations de volume pendant cette phase sont pratiquement négligeables.
- La phase de consolidation est liée à une variation de volume durant la consolidation de l'échantillon saturé de 100 kPa (ou 50 kPa) jusqu'à la pression de confinement prédéterminée à laquelle on réalise le cisaillement. Elle correspond à la deuxième phase de consolidation, après saturation.

Les variations de volume liées à l'application de la contre pression et de la consolidation ont lieu après que l'échantillon soit déjà saturé. Par conséquent, elles peuvent être calculées par mesure de la quantité d'eau expulsée/injectée dans l'échantillon et captée par le volumètre du triaxial. Généralement, la variation de volume durant la phase de fabrication de l'échantillon est déterminée par des mesures directes de la dimension finale de l'échantillon. La variation durant la phase de saturation est souvent négligée. Ces deux dernières peuvent toutefois amener à des erreurs dans les analyses des résultats d'essai. En plus, pour les essais triaxiaux réalisés sur les sols érodés, le volume de l'échantillon peut être également modifié durant la phase de congélation/décongélation. Ce changement de volume doit lui aussi être calculé et pris en compte dans l'interprétation des résultats.

Dans cette étude, nous utilisons le dispositif développé dans le travail de recherche de N. Benahmed (2001) (Figure 2.24) pour quantifier le changement de volume durant la fabrication, la saturation et la décongélation. A partir des mesures de ces variations de volume, l'estimation de l'indice des vides est plus précise.

Le dispositif est constitué d'une cellule triaxiale classique de faibles dimensions afin de minimiser les erreurs de mesures de la variation de volume dues à la déformation du système. La partie haute est de forme conique à l'intérieure équipée d'une vis de purge afin de faire sortir l'air piégé. La partie basse est composée de deux robinets reliés à deux contrôleurs pression-volume de type GDS. Le premier GDS permet d'appliquer des contraintes de confinement dans la cellule et de mesurer les variations de volume durant la phase initiale de consolidation (application de la dépression), la phase de saturation et la phase de décongélation. Le deuxième GDS est relié directement à l'intérieur de l'échantillon et permet de contrôler la pression négative appliquée durant la fabrication de l'échantillon, de mesurer les variations de volume durant la deuxième partie de consolidation. Deux capteurs de pression sont fixés entre les GDS et la cellule et servent à vérifier systématiquement l'exactitude des mesures.

La Figure 2.25 représente les variations de volume en fonction de la pression de confinement des échantillons de sable d'Hostun RF, (devenu HN31) durant la phase de consolidation (Benahmed, 2001). On constate que ces variations sont d'autant plus importantes que l'indice de densité est faible. Concernant la variation volumique durant la phase de saturation (Figure 2.26), une diminution jusqu'à environ $1,3 \text{ cm}^3$ a été reportée sur un échantillon lâche de 14 cm de hauteur et 7 cm de diamètre, ce qui correspond à une diminution de l'indice de densité de l'ordre de 0,010.

D'autres exemples d'utilisation de ce dispositif sont consultables dans les travaux de recherche de N. Benahmed (2001), M. Aris (2012) et T. K. Nguyen (2014).

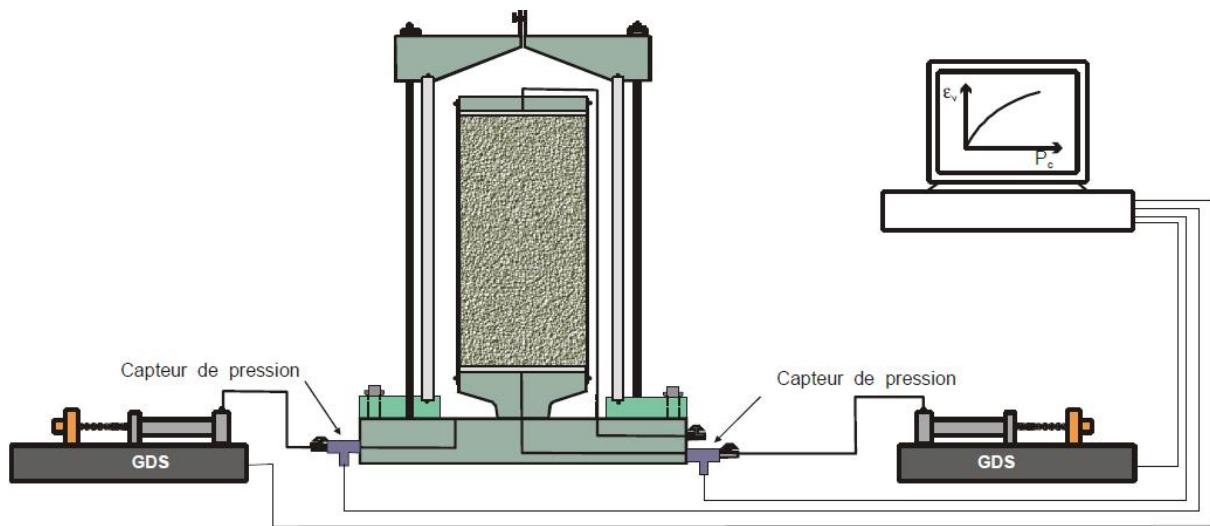


Figure 2.24 : Schéma de la cellule de mesure des variations de volume développée par N. Benahmed (2001).

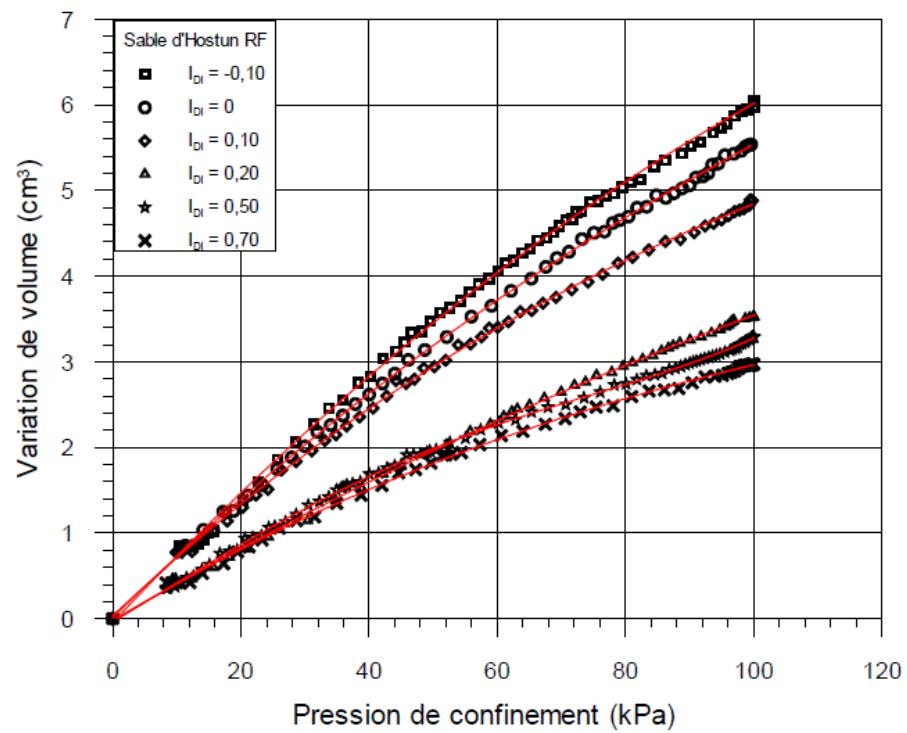


Figure 2.25 : Variations de volumes en fonction de la pression de confinement de 0 à 100 kPa du sable d'Hostun RF (N. Benahmed, 2001).

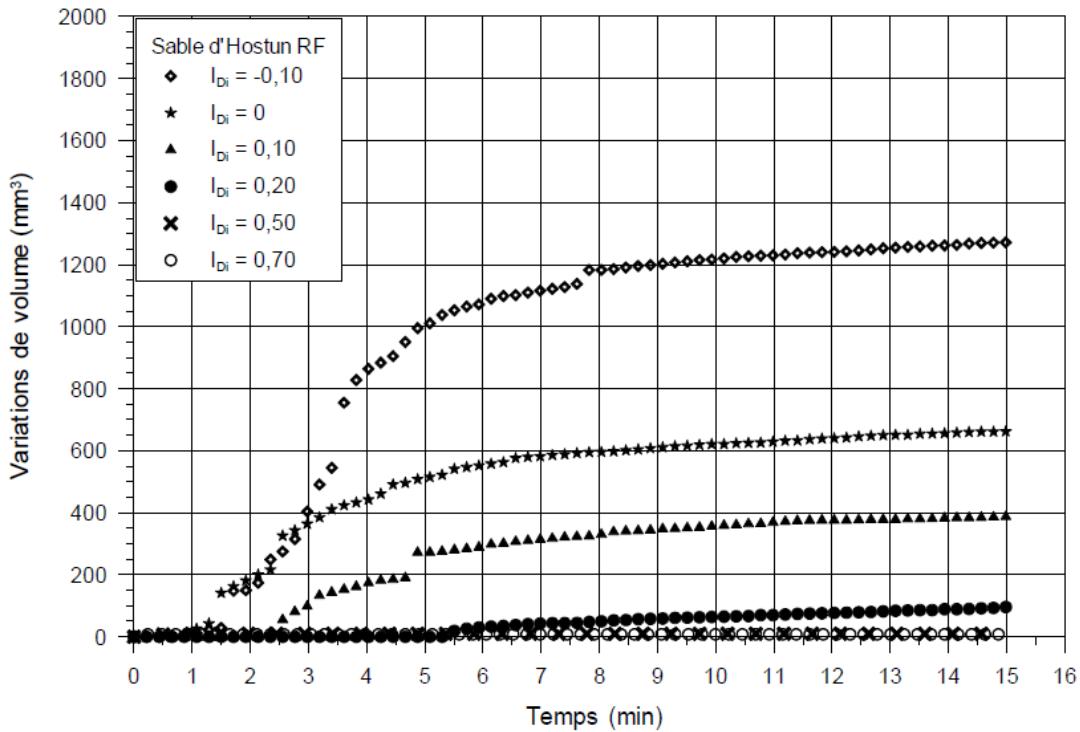


Figure 2.26 : Variations du volume durant la saturation du sable d'Hostun RF (N. Benahmed, 2001).

Le programme expérimental pour les mesures de variation de volume durant la fabrication et la saturation des échantillons non érodés est présenté dans le Tableau 2.5. En principe, à chaque fois qu'on fait varier soit la densité, soit la teneur en fines dans le matériau, il est nécessaire de réaliser un essai. Cependant, pour les échantillons érodés, l'indice des vides et la teneur en fines changent après l'essai d'érosion. Il est alors difficile de déterminer la variation de volume pour chaque indice des vides et teneur en fines. Ainsi, le choix d'est porté sur les échantillons de 20, 40 et 60% de densité relative et de 25% de teneur en fines initiale, qui sont tout d'abord érodés, ils sont ensuite soumis aux mesures de variations des volumes. Le volume total de l'échantillon non érodé est égal à 529,6 cm³ et celui de l'échantillon érodé est autour de 500 cm³. Le programme expérimental pour les mesures de variation de volume durant la décongélation des échantillons érodés est présenté dans le Tableau 2.6.

Tableau 2.5 : Récapitulatif des essais de variations de volume durant la fabrication et la saturation des échantillons.

Code	FC (%)	D_{ri} (%)	e_i	D_{ri1} (%)	e_{i1}	D_{ri2} (%)	e_{i2}
FC0.Dr60	0	60	0,736	87,0	0,637	87,3	0,637
FC10.Dr40	10	40	0,583	51,8	0,558	52,5	0,557
FC20.Dr40	20	40	0,454	52,0	0,517	53,0	0,515
FC25.Dr20	25	20	0,578	31,3	0,550	38,7	0,532
FC25.Dr40	25	40	0,529	50,6	0,504	51,4	0,502
FC25.Dr60	25	60	0,481	68,3	0,461	69,1	0,459
FC35.Dr40	35	40	0,527	48,0	0,507	49,2	0,504
FC45.Dr40	45	40	0,552	45,1	0,540	45,7	0,538
FC100.Dr40	100	40	0,962	43,4	0,949	43,8	0,948

D_{ri} , e_i : densité relative et indice des vides visées ; D_{ri1} , e_{i1} : densité relative et indice des vides après la fabrication d'échantillon ; D_{ri2} , e_{i2} : densité relative et indice des vides après la fabrication d'échantillon et la saturation.

Tableau 2.6 : Récapitulatif des essais de variations de volume durant la décongélation des échantillons.

Code	FC (%)	D_{ri} (%)	e_i	D_{ri1} (%)	e_{i1}	D_{ri2} (%)	e_{i2}	D_{ri3} (%)	e_{i3}
FC25.Dr20.er	19,9	36,8	0,552	40,8	0,543	45,1	0,533	46,2	0,531
FC25.Dr40.er	12,9	3,3	0,662	3,3	0,653	9,5	0,639	10,7	0,637
FC25.Dr60.er	18,7	45,3	0,537	49,3	0,528	54,4	0,517	55,4	0,514

D_{ri} , e_i : densité relative et indice des vides après l'essai d'érosion ; D_{ri1} , e_{i1} : densité relative et indice des vides après la décongélation ; D_{ri2} , e_{i2} : densité relative et indice des vides après la consolidation jusqu'à 100 kPa ; D_{ri3} , e_{i3} : densité relative et indice des vides après la saturation.

a. Variations de volume durant la première phase de consolidation

La mesure de la variation de volume durant cette phase est réalisée en appliquant, à l'aide d'une pompe à vide, une dépression à l'intérieur de l'échantillon jusqu'à 100 kPa. L'échantillon est démoulé après la reconstitution en lui appliquant une très légère dépression résiduelle (~10 kPa). A noter que la variation volumique due à cette application de la dépression (de 0 à 10 kPa) n'est pas mesurable directement. Elle est déterminée par extrapolation. On procède ensuite à la mise en place de la petite cellule et on la remplit d'eau désaérée avant de la connecter à un GDS dont la pression est maintenue à 0 kPa. A l'aide de la

pompe à vide, la dépression dans l'échantillon est augmentée par paliers de 5 à 10 kPa jusqu'à environ 100 kPa. Après l'application de chaque palier, on attend que le volume du GDS se soit stabilisé avant de l'enregistrer et de passer au palier suivant. Cette opération correspond à l'application de la contrainte de consolidation.

L'observation du changement de volume des échantillons durant la phase de consolidation en fonction de la densité relative initiale est présentée sur la Figure 2.27. On observe que la densité n'influence pas significativement la variation volumique, celle de l'échantillon de 60% de densité restant légèrement inférieure à celles de 20% et de 40%.

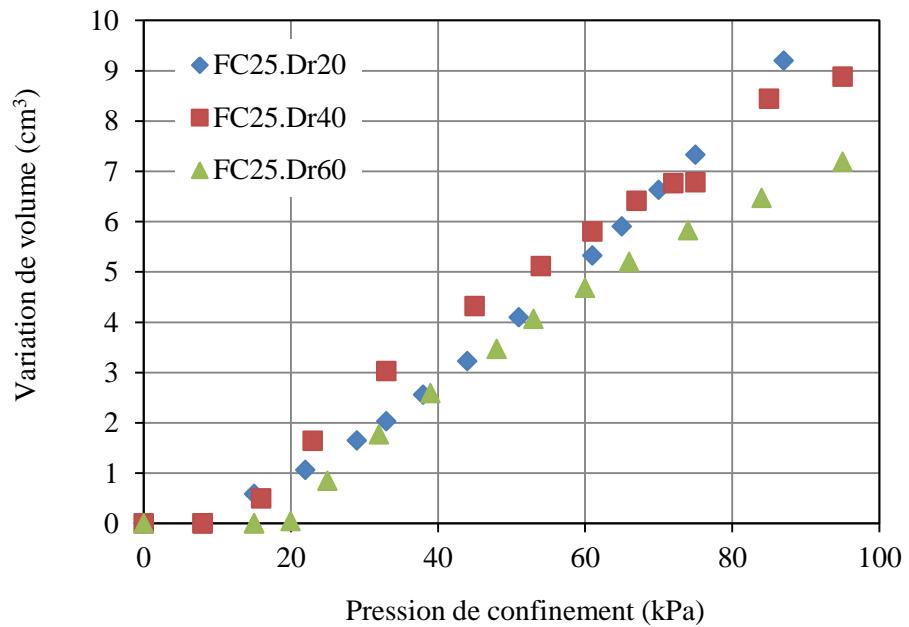


Figure 2.27 : Influence de l'indice de densité sur la variation volumique durant la première phase de consolidation (de 0 à 100 kPa) pour des échantillons de même teneur en fines initiale (FC=25%).

En ce qui concerne l'influence de la teneur en fines (Figure 2.28), on observe qu'il existe 2 régimes différents, délimités par la teneur en fines seuil qui, on le rappelle, est autour de 35% pour le matériau étudié (voir paragraphe 2.1.2). Ce résultat est similaire à celui trouvé par Nguyen (2014). Lorsque la teneur en fines est inférieure à la teneur en fines seuil (grains grossiers dominants), les changements de volume des échantillons sont approximativement les mêmes, et comparables au changement de volume de l'échantillon FC0.Dr40 en l'absence de fines, de l'ordre de 7 à 9 cm³ à la fin de la consolidation. Lorsque la teneur en fines est supérieure à la teneur en fines seuil (fines dominantes), le changement de volume est proche de celui de l'échantillon FC100.Dr40 ne contenant que des fines, qui est de l'ordre de 4 cm³.

On peut conclure que la variation de volume durant la phase de consolidation varie en fonction de la variation de volume de la structure primaire du sol, laquelle est dominée soit par les grains grossiers soit pas les fines.

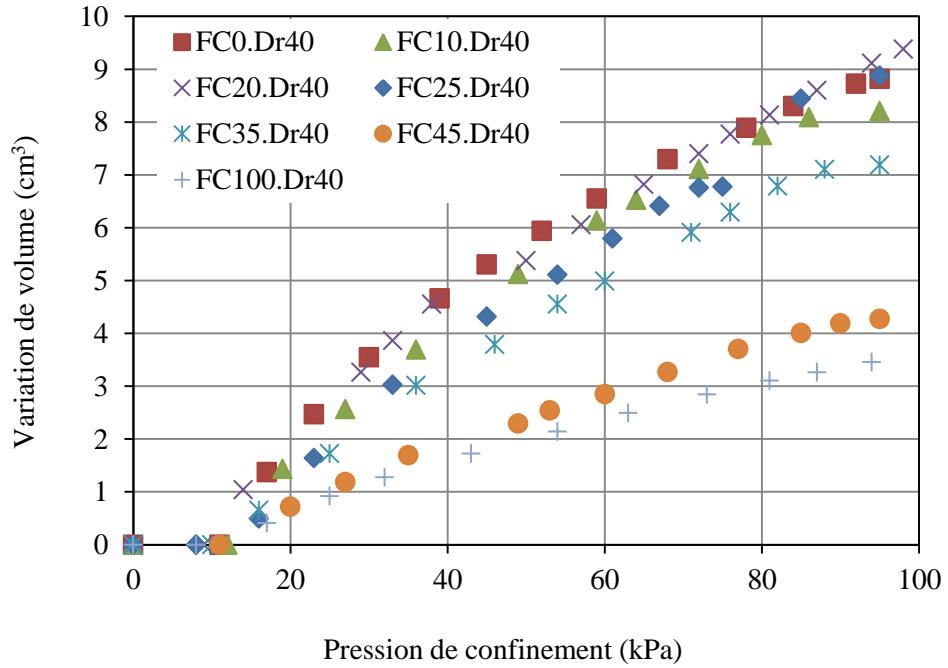


Figure 2.28 : Influence de la teneur en fines sur la variation volumique durant la première phase de consolidation (de 0 à 100 kPa) pour des échantillons de même indice de densité relative initial ($D_{ri} = 40\%$).

b. Variations de volume durant la phase de saturation

Après transfert de la dépression de l'intérieur de l'échantillon vers l'extérieur, les circulations du CO₂ puis de l'eau désaérée sont réalisées de la même façon que dans l'essai triaxial. La pression de confinement est de 100 kPa (ou 50 kPa) durant ces 2 étapes. La variation de volume du GDS est enregistrée jusqu'à ce que l'échantillon soit totalement saturé. On rappelle que la quantité d'eau que nous faisons circuler correspond à au moins trois fois le volume de l'échantillon.

Durant la phase de circulation du CO₂, le volume de l'échantillon change peu, de l'ordre de 0,15 à 0,20 cm³. On peut considérer que la variation de volume de l'échantillon est négligeable durant cette phase.

La Figure 2.29 représente les variations volumiques des échantillons mesurées pour les différentes densités relatives au cours de la circulation en eau. On constate que la plus forte variation volumique (1,5 cm³) est obtenue pour la densité la plus faible (échantillon

FC25.Dr20), ce qui semble assez cohérent. Notons que la majorité des échantillons fabriqués à cette densité ont manifesté des effondrements importants durant la phase de saturation. Ceci est certainement dû à une microstructure métastable, formée d'agrégats et de macro-pores assez prononcés pour cette densité et le mode de dépôt utilisé (damage humide).

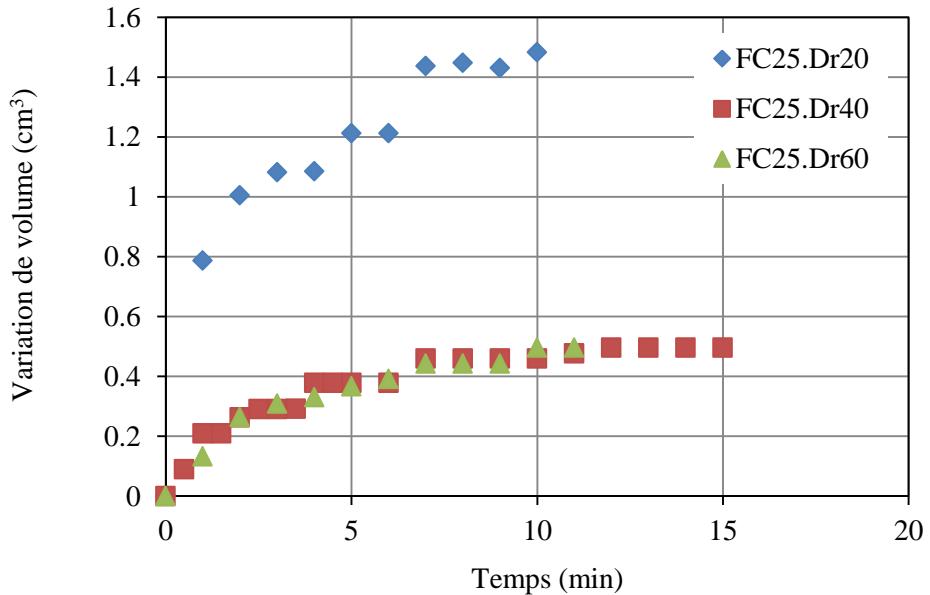


Figure 2.29 : Influence de l'indice de densité sur la variation volumique durant la phase de saturation.

Concernant l'influence des fines, on note que pour les deux matériaux, sable grossier et sable fin, dont la granulométrie est uniforme, les variations volumiques sont les plus faibles comparées à celles des mélanges. Dès que la granulométrie devient discontinue, la teneur en fines commence à avoir un impact sur les variations volumiques durant la saturation. Cet effet semble être lié à la teneur en fines critique. En dessous, les variations volumiques augmentent avec l'augmentation du pourcentage des fines, impliquant qu'elles sont contrôlées par le squelette grossier, qui devient de plus en plus lâche. Au-dessus, on remarque que c'est le squelette fin qui prend le contrôle comme en témoigne l'échantillon à 45% de fines dont les variations volumiques se rapprochent de celles de l'échantillon à 100% de grains fins (Figure 2.30).

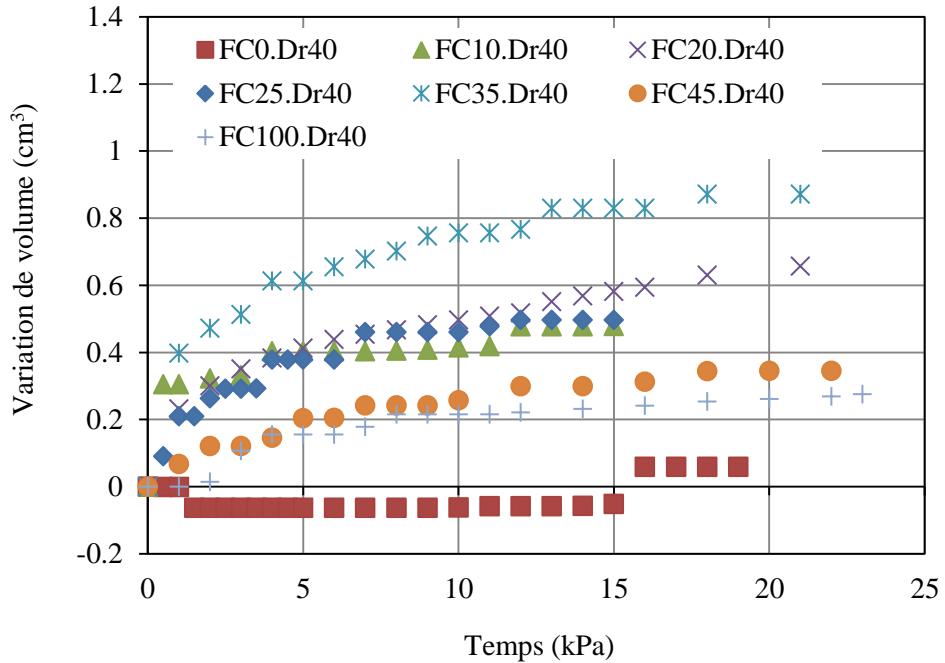


Figure 2.30 : Influence de la teneur en fines sur la variation volumique durant la phase de saturation ($P_c = 100$ kPa) pour des échantillons de même indice de densité relative initial ($D_{ri} = 40\%$).

c. Variations de volume durant la phase de décongélation : échantillon érodé

Durant la phase de congélation, la variation volumique de l'échantillon est supposée constante étant donné que la déformation radiale est empêchée (cellule à parois rigide) et qu'aucune déformation dans le sens longitudinal n'a été observée. Cependant, durant la phase de décongélation qui se fait alors que l'échantillon est mis dans une membrane en latex, des variations volumiques pourraient avoir lieu. Dans le cadre de ce travail de thèse, nous avons essayé de quantifier le changement de volume durant la phase de décongélation. Le principe de l'essai est similaire à ce qui a été fait précédemment. Après avoir mis en place l'échantillon congelé dans la petite cellule de mesure de variation de volume, une pression de confinement de 50 kPa lui est appliquée. On laisse alors l'échantillon se décongeler et, durant cette phase, la mesure de changement de volume du GDS est enregistrée jusqu'à ce que la décongélation soit complète.

La Figure 2.31 présente les courbes de variation de volume des échantillons érodés durant la phase de décongélation pour différentes densités sous une pression de confinement de 50 kPa. On constate, qu'indépendamment de la densité relative, les variations volumiques se font en deux phases : une première phase durant laquelle elles augmentent assez significativement

pour un laps de temps relativement court (comparé à la durée de l'essai) suivie d'une phase où elles deviennent graduelles et petites. A priori, la première phase correspondrait au dégel des ponts capillaires, et la deuxième à l'effet de la consolidation.

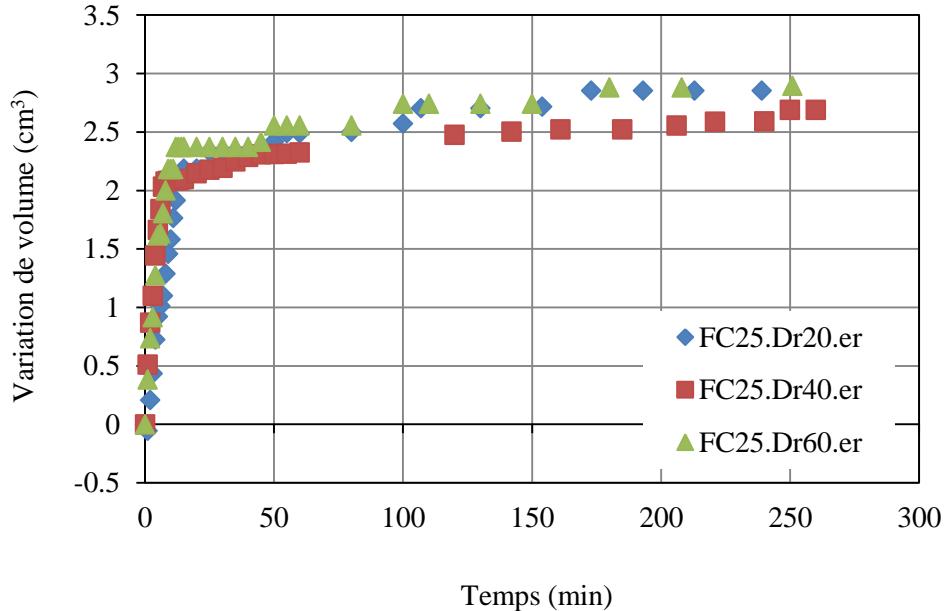


Figure 2.31 : Variation de volume pendant la phase de décongélation.

Après que l'échantillon se soit complètement décongelé, la pression de confinement est augmenté jusqu'à 100 kPa (correspondant à la pression de confinement utilisée pour la majorité des essais de cette thèse). La variation volumique durant cette augmentation est présentée dans la Figure 2.32. On remarque que la variation de volume totale durant la décongélation (pression de confinement égale 50 kPa) et la consolidation (de 50 à 100 kPa) est comparable à la variation volumique d'un échantillon non érodé consolidé de 0 à 100 kPa.

Le changement de volume durant la circulation de l'eau est présenté dans la Figure 2.33. La déformation volumique des échantillons érodés durant cette phase est très faible, de l'ordre de 0,6 à 0,8 cm³. Ceci pourrait s'expliquer par le fait que le réarrangement des grains s'est fait majoritairement durant l'essai de suffusion, et que la microstructure actuelle des échantillons a retrouvé un quasi état d'équilibre.

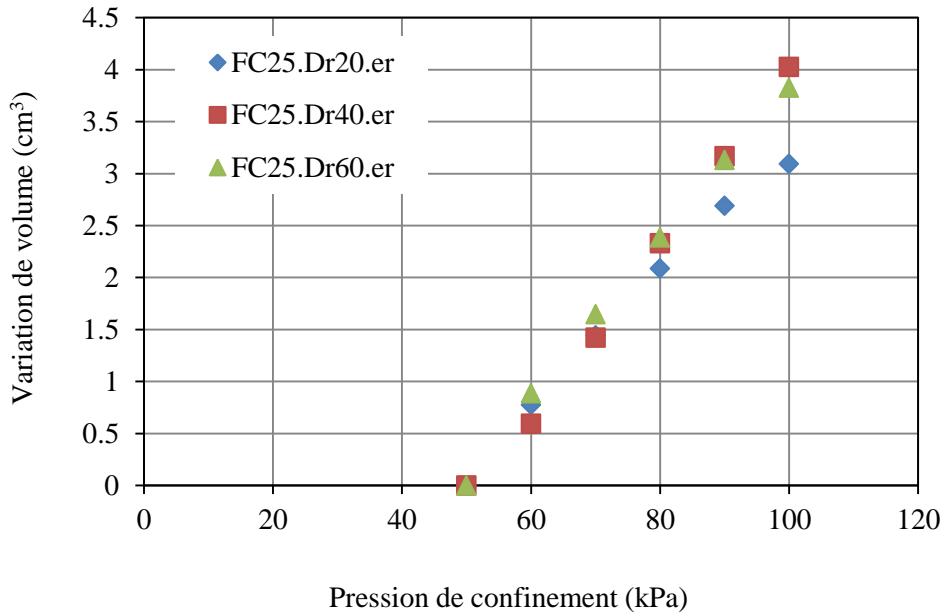


Figure 2.32 : Variation de volume pendant la phase de consolidation après décongélation.

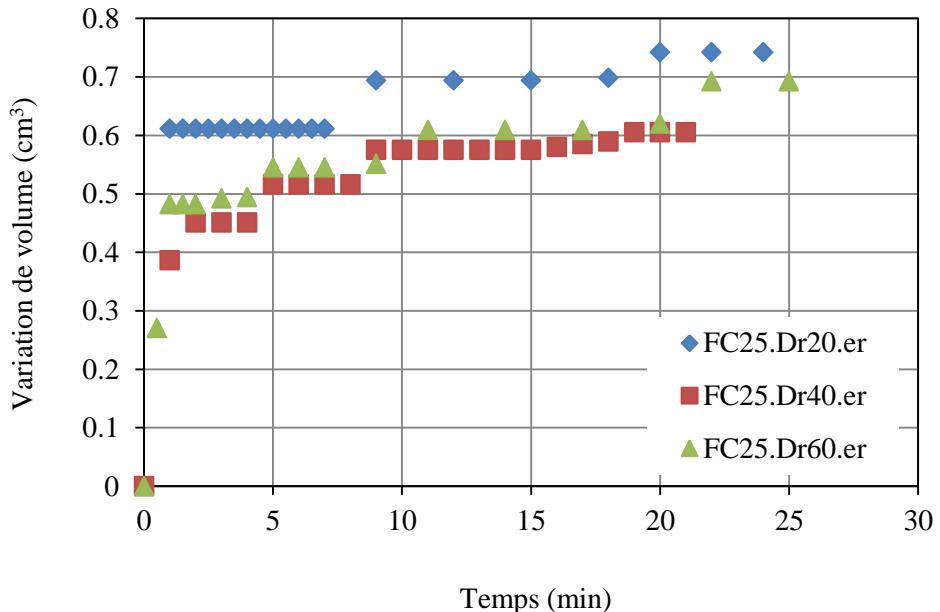


Figure 2.33 : Variation de volume pendant la phase de circulation de l'eau après décongélation.

2.2.3. Mesures, acquisitions et traitements des données

Durant l'essai, les mesures de la force axiale F , du déplacement axial ΔH , de la contrainte de confinement σ_3 , de la contre pression σ_{cp} , de la pression interstitielle u et de la variation de

volume de l'éprouvette ΔV sont enregistrées. Pour chaque mesure (et après corrections éventuelles), les grandeurs suivantes peuvent être évaluées :

- Surpression interstitielle mesurée par rapport à la contre pression : $\Delta u = u - u_{cp}$;
- Contrainte axiale totale : $\sigma_I = F/A + \sigma_c - u_{cp}$;
- Contrainte axiale effective : $\sigma'_I = \sigma_I - \Delta u$;
- Contrainte radiale totale : $\sigma_3 = \sigma_3 - u_{cp}$;
- Contrainte radiale effective : $\sigma'_3 = \sigma_3 - \Delta u$;
- Déviateur de contrainte : $q = \sigma_I - \sigma_3$;
- Contrainte moyenne : $p' = (\sigma_I + 2\sigma_3)/3$;
- Déformation axiale : $\varepsilon_I = \Delta H/H_s$;

Correction sur la contrainte radiale : Au cours du cisaillement, l'augmentation de la section de l'échantillon amène une déformation de la membrane. Cette déformation génère une contrainte radiale qui s'applique sur l'échantillon et dont l'intensité est estimée selon la norme NF P94-074 :

$$\sigma_m = 2 \times 10^3 \times J \times \left(\frac{1}{D_{0m}} - \frac{1}{D_{im}} \right) \quad \text{Équation 2.1}$$

où J est la raideur de la membrane ($J = 0,15$ kN/m pour les membranes utilisées dans cette étude), D_{0m} et D_{im} sont respectivement le diamètre initial et le diamètre de l'échantillon au cours du cisaillement.

Correction de section : Pendant la phase de cisaillement, l'aire de la section transversale de l'éprouvette est corrigée par la formule suivante (NF P94-074) :

$$A = \frac{V_0 - \Delta V_s - \Delta V_i}{H_0 - \Delta H_s - \Delta H_i} \times \left[1 + \frac{\Delta H_i}{2 \times (H_0 - \Delta H_s)} \right] \quad \text{Équation 2.2}$$

où V_0 est le volume de l'éprouvette avant essai, H_0 la hauteur de l'éprouvette avant essai, ΔH_s la diminution de hauteur de l'éprouvette consécutive à la consolidation (déduite par la formule suivante : $\Delta H_s = \frac{1}{3} \times \frac{\Delta V_s}{V_0} \times H_0$), H_s la hauteur de l'éprouvette après la phase de consolidation (calculée par : $H_s = H_0 - \Delta H_s$), ΔV_i la variation de volume de l'éprouvette pendant le cisaillement et ΔH_i la variation de hauteur de l'éprouvette pendant le cisaillement.

2.3. Techniques optiques

L'étude expérimentale des matériaux granulaires se fait généralement à l'échelle macroscopique et présente l'inconvénient de ne pas visualiser qu'à la surface de l'échantillon, alors qu'il est communément connu actuellement que la microstructure joue un rôle prépondérant dans leur comportement. Cette visualisation se fait plus souvent à travers une paroi transparente, en fonction du dispositif utilisé. Or, du fait même de la présence de cette paroi, il n'est pas sûr que le comportement observé soit représentatif de ce qui se passe à l'intérieur de l'échantillon. Pour accéder optiquement au sein d'un matériau granulaire, et comprendre comment se comporte sa microstructure, un dispositif basé sur la technique d'ajustement d'indices optiques et permettant de visualiser l'intérieur d'un matériau modèle a été mis en place. Cette technique, appliquée au cas des milieux granulaires, consiste à immerger des particules solides transparentes dans un liquide ayant le même indice optique. Pour distinguer la phase solide et la phase liquide, un colorant fluorescent peut être ajouté à la phase liquide qui réémet alors de la lumière sous éclairage par une nappe laser (Figure 2.34a). Cette technique est dite de fluorescence induite par plan laser ou PLIF (Planar Laser Induced Fluorescence). Une image capturée par une caméra montre alors les particules solides comme des zones sombres dans une section transversale lumineuse et révèle ainsi la structure interne du matériau dans une section droite (Figure 2.34b).

La technique PLIF a été utilisée avec succès dans des recherches récentes de l'équipe de géomécanique d'Irstea Aix-en-Provence sur des matériaux modèles comme des billes de verre borosilicate (Béguin *et al.*, 2012 ; Brunier-Coulin *et al.*, 2017) dont la forme et le bon état de surface permettent une transmission satisfaisante de la lumière à travers le milieu. Les images obtenues sont de bonne qualité et offrent la possibilité de mener des analyses approfondies. Plus de détails quant à l'utilisation de cette technique pour des analyses de type tomographie dans un milieu granulaire sont donnés dans Dijksman *et al.* (2013).

Dans notre étude, nous avons choisi de modéliser le phénomène de suffusion avec des matériaux modèles ayant des propriétés plus proches de celles des sables, notamment en terme de forme. Pour ce faire, des barreaux de verre borosilicate ont été cassés pour produire des particules angulaires, de façon similaire à d'autres études dans la littérature (Sanvitale & Bowman, 2012 ; Hunter & Bowman, 2015). La description détaillée du matériau de verre cassé sera présentée dans le paragraphe 2.3.1. Toutefois, l'utilisation de ce type de matériaux aux formes plus irrégulières a pour conséquence d'altérer la transmission de la lumière du laser (Figure 2.35) et de rendre nettement plus délicate l'utilisation de la technique PLIF.

Une solution alternative a été proposée ici et consiste à utiliser un éclairage homogène diffus

pour observer la lumière transmise à travers le matériau. En effet, les particules transparentes laissent passer la lumière mais l'ajout de particules opaques ou colorées permet de rendre ces dernières visibles. Le détail du dispositif et de la technique est présenté dans le paragraphe 2.3.2 qui suit.

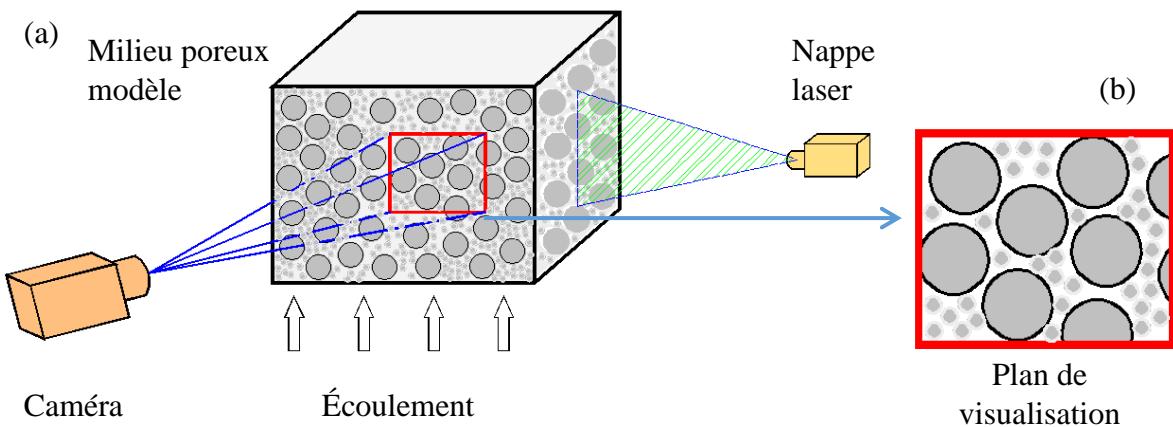


Figure 2.34 : (a) Schéma d'une configuration de technique PLIF ; (b) Coupe transversale obtenue par technique optique où les particules solides apparaissent en sombre.

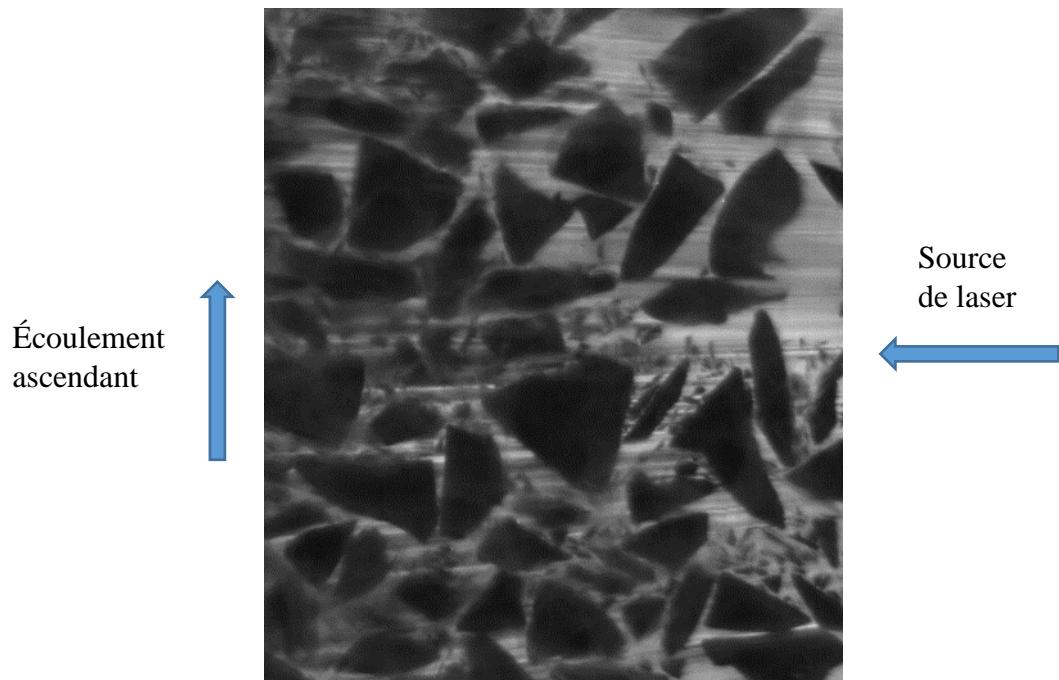


Figure 2.35 : Image obtenue par la technique PLIF sur notre matériau de verre cassé.

2.3.1. Matériaux modèles : verre borosilicate cassé

Pour mettre en œuvre la technique d'ajustement d'indices optiques, il doit y avoir une combinaison appropriée des particules et du fluide. Ces matériaux doivent être optiquement appropriés, ayant un indice de réfraction comparable, mais aussi de coût raisonnable et non dangereux. Le matériau choisi pour modéliser les particules solides est le verre borosilicate qui a été beaucoup utilisé dans la littérature (Béguin *et al.*, 2012 ; Mena *et al.*, 2017 ; Brunier-Coulin *et al.*, 2017 ; Hunter & Bowman, 2017) et qui possède un coefficient de dilatation thermique faible (permettant d'être utilisé à des températures élevées), une bonne résistance aux produits chimiques et surtout un indice de réfraction relativement faible (1,471 à 25°C) par rapport aux autres types de verre. Comme on l'a expliqué, notre objectif est d'utiliser des particules de formes anguleuses, comparativement aux billes sphériques, pour se rapprocher de la forme des grains du sable d'Hostun. Des particules de verre de formes irrégulières ne sont pas disponibles dans le commerce, elles ont donc été produites au laboratoire, de façon similaire à d'autres études présentées dans la littérature (Sanvitale & Bowman, 2012 ; Hunter & Bowman, 2017). Le verre a été acheté sous forme de barreaux cylindriques de diamètre 22 mm (Figure 2.36a), certains colorés et d'autres non. Ces barreaux ont été cassés à la main avec un marteau pour obtenir une gamme de particules de 1 à 20 mm (Figure 2.36b et c). Ensuite, les particules ont été tamisées sous eau pour enlever les poussières et enfin séchées à l'étuve.

Concernant le liquide, celui-ci doit être compatible avec les matériaux de la cellule expérimentale et avoir un indice optique similaire à celui du verre borosilicate. Nous avons donc choisi le même liquide que celui utilisé par Béguin *et al.* (2012), Mena *et al.*, 2017 et Brunier-Coulin *et al.* (2017). C'est un mélange de deux huiles minérales : 90 % en masse d'une huile minérale légère (Sigma-Aldrich) d'indice optique égal à 1,470 et 10 % en masse d'une huile à immersion (Cargille) d'indice optique égal à 1,474. L'indice optique du mélange est approximativement de 1,471. Pour utiliser la technique PILF, du colorant fluorescent Nile Red (Sigma-Aldrich) a été ajouté (en très faible proportion) à l'huile afin de faire la distinction entre le fluide et les particules solides sous éclairage laser (Figure 2.38). Le milieu iso-indice peut alors être constitué en plongeant des particules de verre borosilicate de différentes tailles dans ce mélange d'huiles minérales.

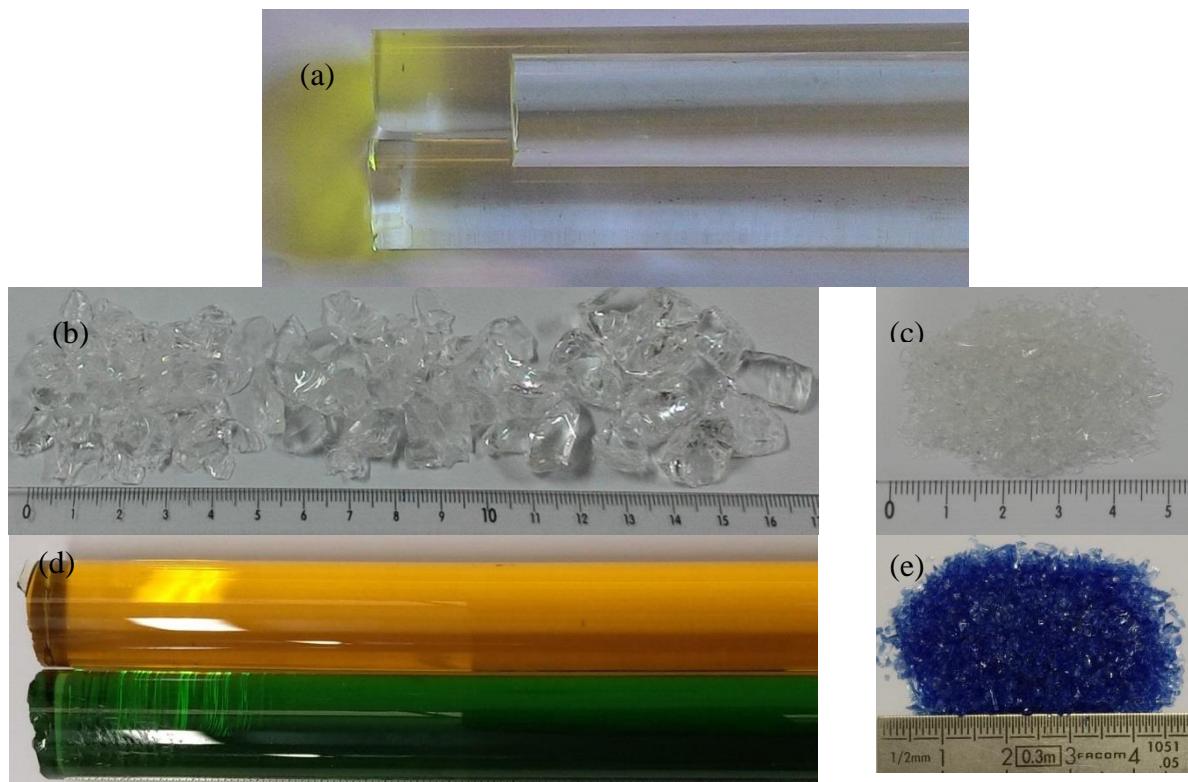


Figure 2.36 : Verre borosilicate utilisé pour simuler le sol transparent ; (a) : Baguettes de verre transparentes $d = 22$ mm ; (b) : Grains grossiers 4/20 mm ; (c) : Fines transparentes 1/2 mm ; (d) : Baguettes de verre colorées $d = 20$ mm ; (e) : Fines colorées 1/2 mm.



Figure 2.37 : Formes de quelques grains de verre borosilicate cassé et comparaison avec des grains de sable d'Hostun HN 1/2,5 (Photos réalisées avec un microscope).

Il reste toutefois à choisir correctement la taille de ces particules afin de conserver des conditions les plus similaires possibles à celles utilisées dans les essais de suffusion sur le sable d'Hostun. En effet, même si les densités du verre borosilicate (2230 kg.m^{-3}) et du mélange d'huiles (850 kg.m^{-3}) restent assez proches de celles du sable et de l'eau, il n'en est pas de même pour la viscosité de l'huile qui est beaucoup plus élevée que celle de l'eau : elle a été mesurée à $25,1.10^{-3} \text{ Pa.s}$ (Mena *et al.*, 2017), soit environ 25 fois supérieure à celle de l'eau. Pour pouvoir reproduire qualitativement l'érosion interne par suffusion dans ces matériaux dans des gammes comparables, il est nécessaire de reproduire des conditions hydrauliques similaires. Pour cela, les particules de verre cassé doivent être mises à l'échelle par rapport à la distribution granulométrique de nos mélanges de sable. La démarche suivie pour effectuer cette mise à l'échelle est donnée ci-dessous.

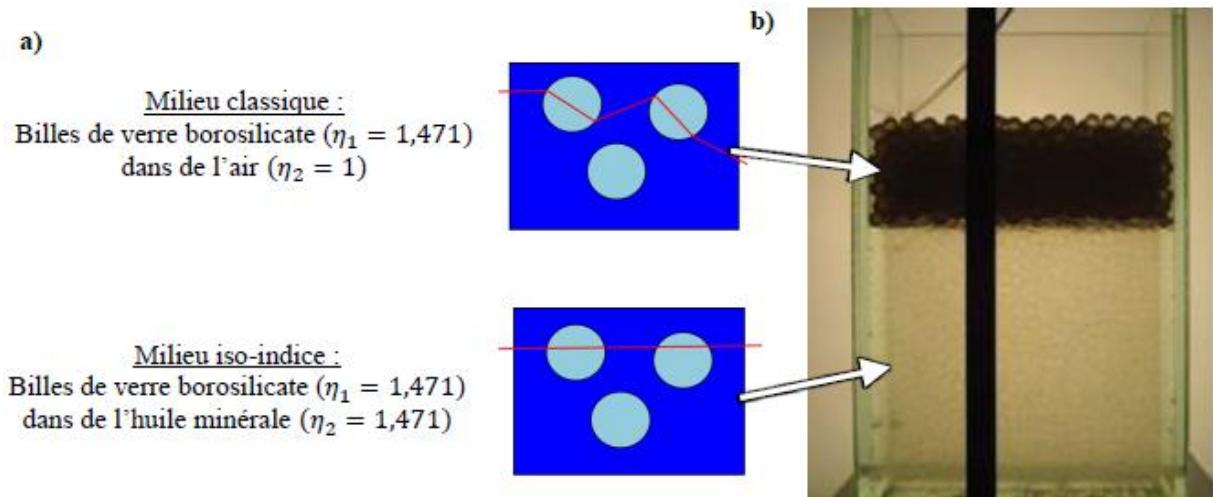


Figure 2.38 : (a) Principe de la méthode iso-indice ; (b) Bécher rempli de verre borosilicate et rempli, en partie basse, d'un mélange d'huiles minérales dont l'indice de réfraction est égal à celui du verre borosilicate (Béguin, 2011).

Considérons le cas simple de l'érosion par un écoulement fluide tangentiel d'un empilement horizontal de grains qui reposent les uns sur les autres. La gravité tend à maintenir un grain à la surface de l'empilement en contact avec ses voisins. Lorsqu'une contrainte fluide τ_f s'exerce sur ce grain, elle tend au contraire à le sortir de son état d'équilibre. Suite aux travaux précurseurs de Shields (1936) sur l'étude du transport sédimentaire des grains, il a été montré de façons analytique et expérimentale que l'initiation du mouvement des grains était gouvernée par le rapport entre la force exercée par la contrainte fluide τ_f et le poids apparent d'un grain $\Delta\rho gd^3$ avec $\Delta\rho = \rho_s - \rho$ pour un grain de diamètre d (ρ_s est la masse volumique du grain et ρ est celle du fluide). Cette initiation est caractérisée par le critère, ou nombre

(adimensionné), de Shields donné par cette équation :

$$Sh = \frac{\tau_f d^2}{\Delta \rho g d^3} \quad \text{Équation 2.3}$$

Les observations expérimentales montrent qu'il existe une valeur critique du nombre de Shields à partir de laquelle l'érosion est initiée.

Nous introduisons également le nombre de Reynolds R_e permettant de caractériser l'écoulement à l'origine de la contrainte :

$$R_e = \frac{UL}{\nu} \quad \text{Équation 2.4}$$

où U est la vitesse de l'écoulement, L est une échelle de longueur caractéristique, par exemple le diamètre d'un grain, et ν est la viscosité cinématique du fluide.

Or, le nombre de Shields critique semble être seulement fonction du nombre de Reynolds particulaire (*i.e.*, $L = d$). Pour être dans des conditions similaires entre les deux systèmes particules de verre cassé / huile et sable / eau, il nous faut donc conserver un même nombre de Reynolds particulaire et un même nombre de Shields critique.

En introduisant pour un échantillon sol-eau : $Re_0 = U_0 d_0 / \nu_0$ et pour un échantillon verre-huile : $Re_h = U_h d_h / \nu_h$ puis en imposant $Re_0 = Re_h$, on obtient :

$$\frac{d_h}{d_0} = \frac{\nu_h}{\nu_0} \times \frac{U_h}{U_0} = 28 \times \frac{U_h}{U_0} \quad \text{Équation 2.5}$$

Le calcul du nombre de Shields nécessite de connaître la contrainte fluide qu'il faut ici exprimer pour un écoulement interstitiel dans un milieu poreux. En supposant le gradient hydraulique i uniforme dans le milieu, un bilan des forces fournit (Béguin *et al.*, 2013) :

$\tau_f = \frac{n \rho_f g i}{A_s}$ où n est la porosité du milieu et A_s est la surface spécifique, rapport entre la

surface interne du milieu poreux et son volume. Pour un empilement de sphères, on a par exemple $A_s = \frac{6(1-n)}{d}$. De façon plus générale, $A_s = \frac{\beta(1-n)}{D}$ où D est une taille caractéristique de la distribution granulométrique du milieu poreux.

En remplaçant τ_f dans l'Équation 2.3, le nombre de Shields critique devient :

$$Sh^* = \frac{\beta(1-n)}{n} \frac{D}{d} \frac{\rho_f}{\Delta \rho} i^* \quad \text{Équation 2.6}$$

En supposant que : $D_0/d_0 = D_h/d_h$ et $n_h = n_0$, on trouve :

$$\frac{i_h^*}{i_0^*} = \frac{1}{2,65-1} \times \frac{2,23-0,85}{0,85} = 0,98 \approx 1$$

Équation 2.7

Les gradients hydrauliques critiques d'initiation de la suffusion seront donc quasi-identiques dans les deux configurations.

D'autre part, la vitesse de Darcy de l'écoulement critique dans le milieu poreux peut être calculée par la loi de Darcy : $U^* = \frac{k}{\eta} \rho_f g i^*$ où k est la perméabilité et vérifie $k \sim d^2$. D'où :

$$\frac{U_0^*}{U_h^*} = \frac{d_0^2}{d_h^2} \times \frac{V_h}{V_0}$$

Équation 2.8

A partir des équations 2.3 et 2.6, nous trouvons :

$$\left(\frac{d_h}{d_0} \right)^3 = \left(\frac{V_h}{V_0} \right)^2 \Rightarrow \frac{d_h}{d_0} = (28)^{2/3} \approx 9$$

Équation 2.9

Au final, il est donc nécessaire de multiplier par 9 la taille des particules de sol pour comparer le cas où le fluide est le mélange d'huile au cas où le fluide est simplement de l'eau. A cause de la limite de la taille de la cellule d'érosion et de la taille des particules de verre cassé (issues de barreaux de diamètre 22 mm), il est impossible d'utiliser des particules de verre de taille supérieure à 20mm. Un rapport de 9 en taille n'est pas possible, nous nous sommes par conséquent limités à une valeur de 6 comme représenté sur la courbe granulométrique des particules de verre sur la Figure 2.39.

Comme précisé précédemment, plutôt que la méthode PLIF, on va ici travailler par transmission de la lumière issue d'un éclairage en lumière blanche homogène qui permet de visualiser, par contraste, des particules colorées. Nous nous intéressons ici aux particules fines qui peuvent s'éroder par suffusion ; ce sont donc elles qui sont colorées. Elles sont pour cela produites à partir des barreaux de verre déjà colorés. Cependant, si l'ensemble des particules fines est coloré, la visualisation devient difficile et plusieurs essais comparatifs ont montré que le meilleur consensus était obtenu pour une fraction de 10% (en masse) de particules fines colorées. Ainsi par exemple, pour un échantillon avec une teneur en fines de 20%, la fraction de verre coloré correspondra donc à 2 % en masse totale de particules.

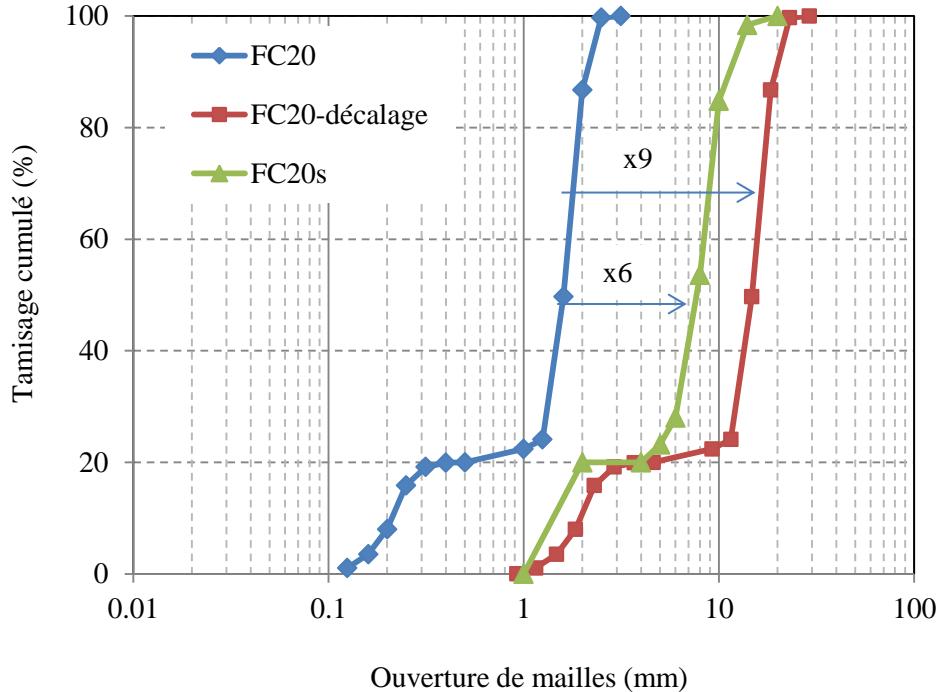
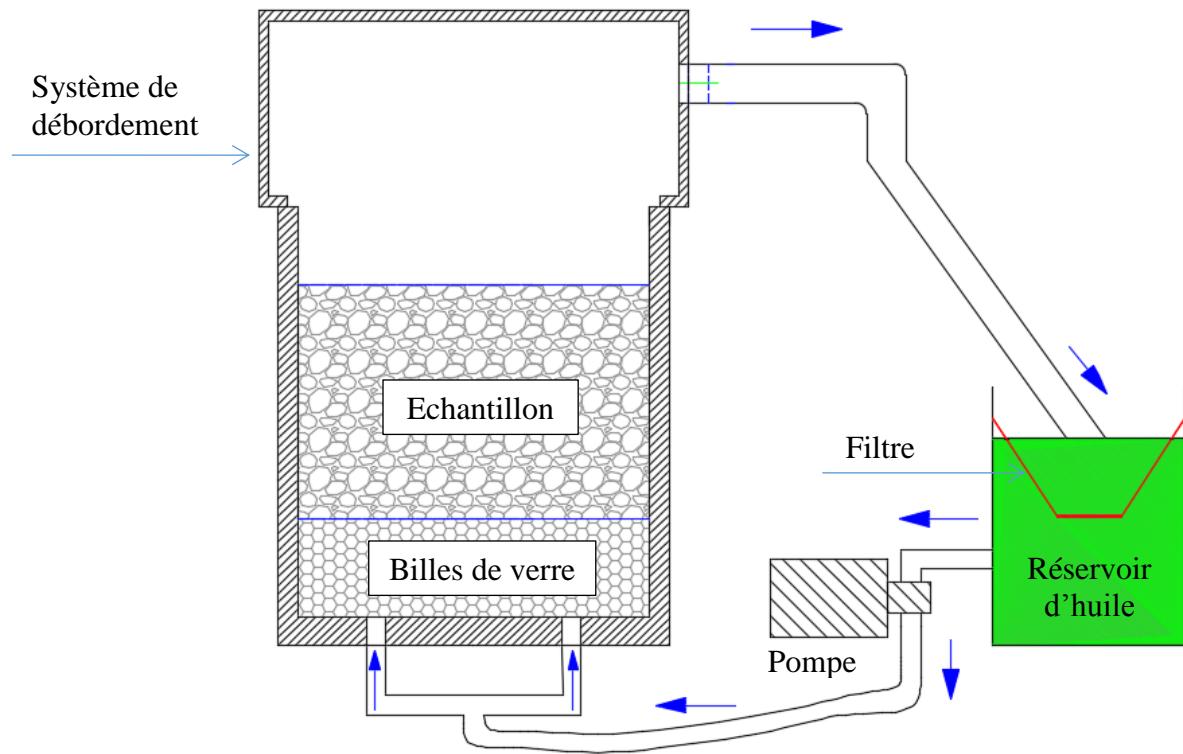


Figure 2.39 : Courbes granulométriques : du sable (FC20), ainsi que celle suggérée par la mise à l'échelle (FC20-décalage) et celle des matériaux modèles utilisés (FC20s).

2.3.2. Dispositif expérimental

La cellule d'essai pour le sol transparent est assez similaire à celle du perméamètre de suffusion. Le schéma du dispositif est présenté dans la Figure 2.40. Contrairement à d'autres perméamètres, ce dispositif est de section rectangulaire et non circulaire comme cela est classiquement le cas. Des faces planes sont en effet nécessaires ici pour éviter des distorsions d'images par réfraction de la lumière au passage de la paroi.

Les dimensions internes du dispositif sont de $100\text{mm} \times 200\text{mm} \times 200\text{mm}$ (largeur \times longueur \times hauteur). L'échantillon fabriqué dans cette cellule a une dimension de $100 \times 200 \times 120\text{mm}$. Pour homogénéiser l'écoulement, une couche de billes de verre de 50mm d'épaisseur (diamètre de billes égal à 10mm) a été placée en-dessous de l'échantillon. Cette couche est prise en sandwich entre 2 grilles ayant une maille de 2 mm d'ouverture pour éviter la chute de fines dans la couche de billes de verre. Un système fermé est utilisé pour faire circuler l'huile dans la cellule à l'aide d'une pompe à engrenages. Le débit maximal de la pompe est approximativement de $80 \text{ cm}^3/\text{s}$. Une fois le système mis en place, l'écoulement d'huile entre par l'orifice en bas de la cellule, traverse l'échantillon et retourne au réservoir d'alimentation.



Arrivée de l'huile à débit constant

Figure 2.40 : Schéma du dispositif de perméamètre pour le sol transparent.

2.3.3. Protocole d'essai

Après avoir déterminé la quantité de verre pour chaque taille de particules, les particules de verre sont séparées en plusieurs lots pour faciliter le mélange. Pour chaque lot, le verre cassé est malaxé de la manière la plus homogène possible en ajoutant une petite quantité d'huile (2-3 % du poids total) pour obtenir un milieu foisonnant grâce à la cohésion capillaire. Le matériau est déposé dans un bécher qui est rempli très lentement par l'huile et mis dans une cloche à vide sous une dépression de 90 kPa pendant 4-5 heures pour enlever l'air piégé entre les particules. Après avoir désaérée les particules de verre, celles-ci sont déposées délicatement dans la cellule, qui est déjà partiellement remplie d'huile, en utilisant une grande cuillère. Au cours de cette étape, il faut s'assurer que les particules restent bien immergées dans l'huile. Cette méthode de fabrication d'échantillon n'est pas la meilleure pour créer un échantillon parfaitement saturé et bien compacté étant donné que la compaction est ici impossible, au risque de créer une ségrégation forte entre petites et grosses particules. Cependant, cette méthode permet de résoudre le problème de l'air piégé dans l'échantillon et permet de mener

des expérimentations avec des conditions acceptables en termes d'homogénéité de l'échantillon. Comme on peut le voir sur la Figure 2.41, l'échantillon représente une bonne saturation (absence de bulles) et une répartition homogène des particules fines colorées par visualisation directe.

Le chargement hydraulique (*i.e.*, le débit ou la vitesse d'écoulement) est augmenté par incrément prédéfinis, jusqu'à observer l'apparition de l'instabilité ou atteindre la capacité limite de la pompe. La durée de chaque étape est généralement de 15 minutes. L'application typique des charges hydrauliques est présentée à la Figure 2.42.



Figure 2.41 : Homogénéité de l'échantillon reconstitué par mélange verre cassé-huile.

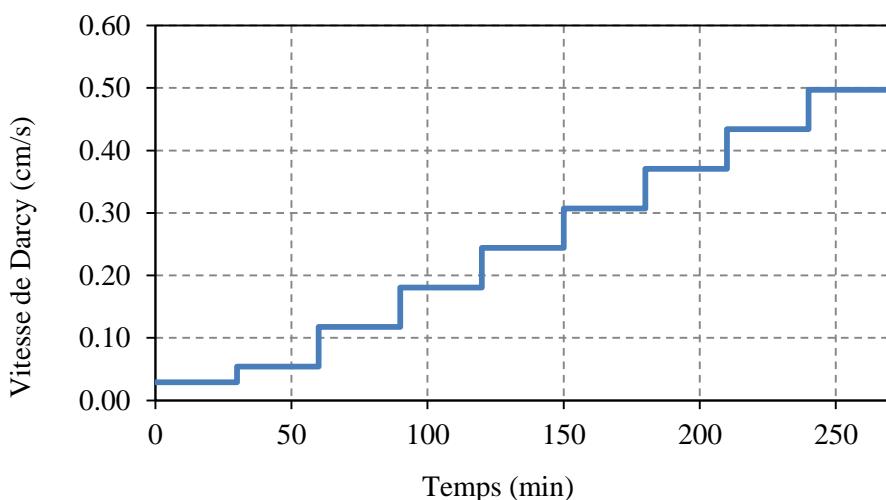


Figure 2.42 : Chargement hydraulique imposé pendant l'essai de suffusion iso-indice.

2.4. Tomographie à rayons X

Le développement de l'érosion par suffusion à l'échelle microstructurale sur un échantillon de sol a également été étudié dans ce travail par mesures de tomographie à rayons X. Cette dernière est une technique non-destructive d'imagerie spatiale haute résolution en 3D. Elle s'appuie sur une reconstruction tridimensionnelle à partir d'images en 2D obtenues par transmission d'un faisceau de rayons X à travers un échantillon sous de nombreux angles de vue. Les caractéristiques de la structure interne d'un échantillon telles que ses dimensions, sa morphologie, sa densité et ses hétérogénéités internes sont facilement décelables et analysables.

D'un point de vue bibliographique et pour ce qui concerne la géomécanique expérimentale, une résolution supérieure au millimètre était obtenue dans les premiers travaux sur l'étude des bandes de cisaillement dans les sols granulaires par Desrues *et al.* (1996). Depuis, des résolutions de quelques microns peuvent être obtenues (Hasan & Alshibli, 2010 ; Hall *et al.*, 2010). Dans le domaine de l'érosion interne, des travaux récents ont utilisé la tomographie à rayons X avec ces hautes résolutions (Homberg *et al.*, 2012 ; Fonseca *et al.*, 2014 ; Taylor *et al.*, 2015 ; Dumberry *et al.*, 2017 et Mehdizadeh & Disfani, 2018).

Le protocole expérimental consiste à placer l'objet à étudier (éprouvette de sol dans notre cas) sur un plateau tournant qui se trouve entre un émetteur et un récepteur de rayons X. Le faisceau de rayons X émis par la source traverse l'éprouvette et arrive au récepteur. Les niveaux de gris de chaque projection sont ainsi reliés au coefficient d'absorption et à l'épaisseur de l'objet sous l'angle de vue considéré. L'absorption augmente avec la densité et l'épaisseur, et elle est généralement plus importante pour les éléments ayant un numéro atomique plus élevé dans le tableau périodique. Ainsi, comme des milieux différents n'absorbent pas les rayons de la même façon, leurs projections 2D sur le récepteur sont représentées par des niveaux de gris différents permettant de distinguer ces milieux si ceux-ci ont des propriétés d'absorption suffisamment contrastées.

Les mesures par tomographie présentées dans ce travail ont été réalisées au laboratoire 3SR à Grenoble, avec une implication importante d'E. Andò et L. Sibille. Les caractéristiques du tomographe à rayons X avec lequel nous avons travaillé sont présentées dans le Tableau 2.7.

2.4.1. Investigation de la suffusion dans le tomographe

L'étude de la suffusion par tomographe a consisté à réaliser un essai de suffusion directement dans la chambre de tomographie afin de suivre l'évolution du phénomène de suffusion via

plusieurs scans successifs de tomographie X. Pour ce faire, le perméamètre développé pour la réalisation des essais de suffusion et présenté au paragraphe 2.1.1 a été amené au Laboratoire 3SR et installé dans la chambre de tomographie (Figure 2.43). L'échantillon de sol, de 140 mm de hauteur et 70 mm de diamètre, a été fabriqué au préalable en suivant la même procédure que celle décrite dans le paragraphe 2.1.3.1. Notons que les mesures de la pression hydraulique et du déplacement axial ne sont pas effectuées dans cet essai. Seule l'érosion des fines est mesurée durant l'essai.

Tableau 2.7 : Caractéristiques du tomographe à rayons X du laboratoire 3SR (Grenoble).

X-ray générateur	<ul style="list-style-type: none"> - Type : microfocus enclosed tube - Tube voltage : 40 to 150 kV - Anode current : 0 to 500 μA - Maximum power: 75 W - Spot size: 5, 7, 20 and 50 μm - Beam open angle: 43°
Détecteur	<ul style="list-style-type: none"> - Type: X-ray flat panel detector - Matrix size: 1920×1536 pixels² - Field of view: 195.07×243.84 mm² - Data type: 14bit-16384 grey levels - Pixel size: 127 μm (high resolution) or 254 μm (normal mode)
Table de rotation	Position and velocity controlled, annular shape and high capacity (70 kg) (MicroControl)
Logiciels	<ul style="list-style-type: none"> - Acquisition: RX-act developed by RX-solutions - Slice reconstruction: Octopus developed by the University of Ghent or RX-reconstruction based on Octopus - 3D rendering: VGStudio Max

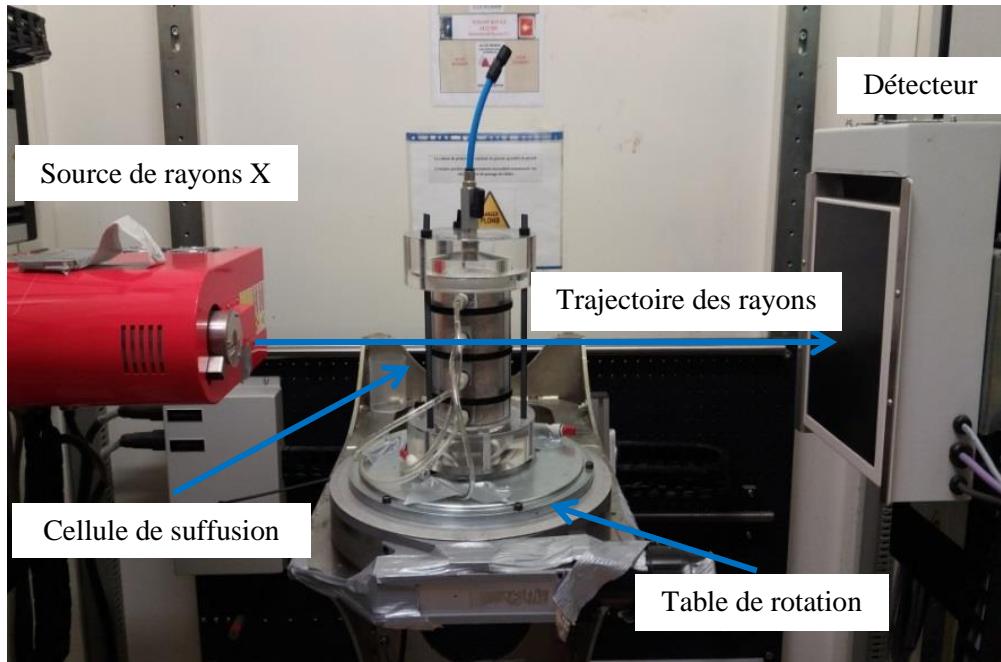


Figure 2.43 : Installation du perméamètre de suffusion dans la chambre de tomographie du laboratoire 3SR.

2.4.2. Matériau testé

Un seul mélange a été utilisé pour cette étude de visualisation par tomographie X. Il s'agit du mélange FC25.Dr40, pour rappel, c'est un échantillon de 75% en masse de grains grossiers HN 1/2,5 (0,63 mm – 2,5 mm ; $D_{50} = 1,7$ mm) et 25% en masse de particules fines HN 34 (0,1 mm – 0,5 mm ; $d_{50} = 0,21$ mm). La densité relative et l'indice des vides global de l'échantillon sont respectivement égaux à 40% et 0,55.

2.4.3. Procédure d'essai et visualisation

Les réglages du tomographe à rayons X utilisés ici correspondent à une taille de voxel des images égale à 0,09 mm (soit $0,43d_{50}$ des fines et $0,05D_{50}$ des gros grains). Cette résolution est assez fine pour visualiser les particules de grains grossiers mais pas les particules fines. La procédure de fabrication de l'échantillon et la procédure d'essai d'érosion sont similaires à celles présentées au paragraphe 2.1. Pour rappel, l'échantillon est fabriqué par damage humide pour éviter la ségrégation des grains. L'essai de suffusion est divisé en 2 phases principales : la phase de saturation et la phase d'érosion. La phase de saturation consiste à faire percoler du CO₂ à travers l'échantillon pendant 20 minutes sous une pression faible afin que le CO₂ remplace l'air existant dans l'échantillon. Ensuite, on sature lentement avec de l'eau désaérée circulant du bas vers le haut durant environ une heure pour dissoudre le CO₂ et les bulles d'air

restantes. La deuxième phase consiste à appliquer un écoulement hydraulique descendant par une succession de paliers à débits constants. A la fin de chaque palier, l'écoulement est arrêté afin de permettre la réalisation d'un scan avant de passer au débit suivant. Dû à des restrictions techniques d'expérimentation en termes de temps, le nombre des paliers à débit constant a été limité à 4. Les variations du débit durant l'essai sont présentées sur la Figure 2.44.

Le choix des débits et de la durée des paliers a été prédéterminé par l'étude préliminaire décrite au paragraphe 2.1 où il a été montré que la vitesse critique provoquant l'initiation de la suffusion est environ de 0,15 cm/s tandis que le temps d'évacuation des fines ne dépasse jamais 15 minutes. Par conséquent, dans cette étude, les 4 scans réalisés correspondent à 4 états de sols bien différents durant l'essai d'érosion : le scan 01 est réalisé juste après la saturation ; le scan 02 est obtenu après l'application d'un débit très faible, nettement au-dessous du débit critique ; les scans 03 et scan 04 sont réalisés après l'apparition de la suffusion, à des niveaux d'érosion croissants.

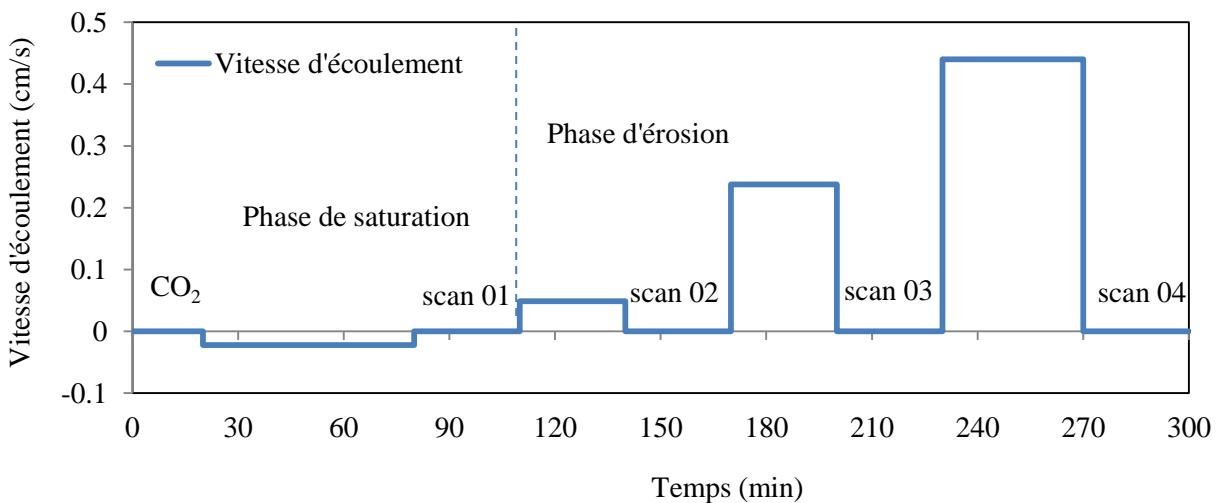


Figure 2.44 : Débits appliqués durant l'essai de suffusion pour observation par tomographie à rayons X (Scans 01, 02, 03 et 04).

2.5. Conclusions

Les nombreuses techniques expérimentales développées et présentées dans ce chapitre permettent la réalisation d'essais de qualité et l'obtention de mesures précises qui vont pouvoir être analysées en relation avec leurs matériaux testés afin de répondre à l'objectif de cette thèse, à savoir étudier le mécanisme de l'érosion interne par la suffusion et ses impacts sur le comportement mécanique.

Comme nous allons le voir dans les chapitres suivants, la suffusion est étudiée par une approche multi-échelle. A l'échelle de l'échantillon, nous avons présenté la description détaillée du perméamètre de suffusion, qui a été développé spécifiquement pour cette thèse, sa validation, ainsi que le choix des matériaux pour lesquels le caractère suffusif a été vérifié.

Pour la réalisation des essais mécaniques sur les échantillons érodés, une méthodologie de récupération de ces échantillons après érosion a été mise en place. Celle-ci a été validée à travers la réalisation d'essais mécaniques sur sols non congelés – sols congelés et la comparaison de leurs résultats.

Concernant l'étude de la suffusion à l'échelle des grains, nous avons opté pour l'utilisation de techniques optiques et du tomographe à rayon X. Pour cela, nous avons adapté le matériau à étudier dans le premier cas, et le perméamètre de suffusion dans le second cas. Ce dernier a également nécessité l'adaptation du protocole d'essai de suffusion afin de pouvoir réaliser les différents scans pour la visualisation de l'évolution de la microstructure.

Chapitre 3. Suffusion à l'échelle de l'échantillon

Ce chapitre porte sur l'étude du phénomène de suffusion à l'échelle de l'échantillon, à travers la réalisation d'essais de suffusion dans le nouveau perméamètre. Des paramètres tels que la densité relative et la teneur en fines, qui peuvent avoir un rôle dans le processus d'érosion, ont été considérés. Trois configurations différentes en termes de chargement hydraulique ont été adoptées afin d'étudier l'influence de la nature des charges hydrauliques sur le comportement du sol à l'érosion. :

- Chargement hydraulique en écoulement ascendant par paliers constants
- Chargement hydraulique en écoulement descendant par paliers constants
- Chargement hydraulique en écoulement descendant par rampe

Les deux premières configurations peuvent être assimilées au phénomène de crues éclair avec une augmentation quasi-instantanée du niveau d'eau à l'amont. Dans la troisième configuration, le niveau d'eau n'augmente plus de façon brutale mais de façon régulière, selon une vitesse d'augmentation du chargement hydraulique qui doit être prise en compte également dans l'étude.

3.1. Chargement hydraulique par paliers constants

3.1.1. Ecoulement ascendant

Un essai d'érosion avec un écoulement ascendant a été réalisé sur un échantillon ayant une teneur en fines de 25% et une densité relative de 40% (FC25.Dr40_asc). Le chargement hydraulique est appliqué par paliers constants (Figure 3.2).

Le résultat de cet essai sera utilisé afin de le comparer ensuite à ceux qui seront obtenus en écoulement descendant et en rampe qui seront présentés plus tard dans ce chapitre.

La Figure 3.1 présente les observations au niveau de la paroi de la cellule d'érosion à différentes étapes de l'essai. Le phénomène d'érosion s'initie aux bords de l'échantillon et, dans le même temps, des particules fines s'accumulent à la surface supérieure de l'échantillon. Une déstabilisation de l'échantillon par fluidisation, appelée aussi boulance, est observée un peu plus tard ($v \approx 0,4 \text{ cm/s}$) comme le montre les deux dernières photographies.

A la fin de l'essai, la masse de fines accumulée à la surface supérieure d'échantillon est récupérée puis pesée après séchage afin d'évaluer la masse totale érodée. La fraction des fines

érodées est de 59,5 % de la masse totale des fines.

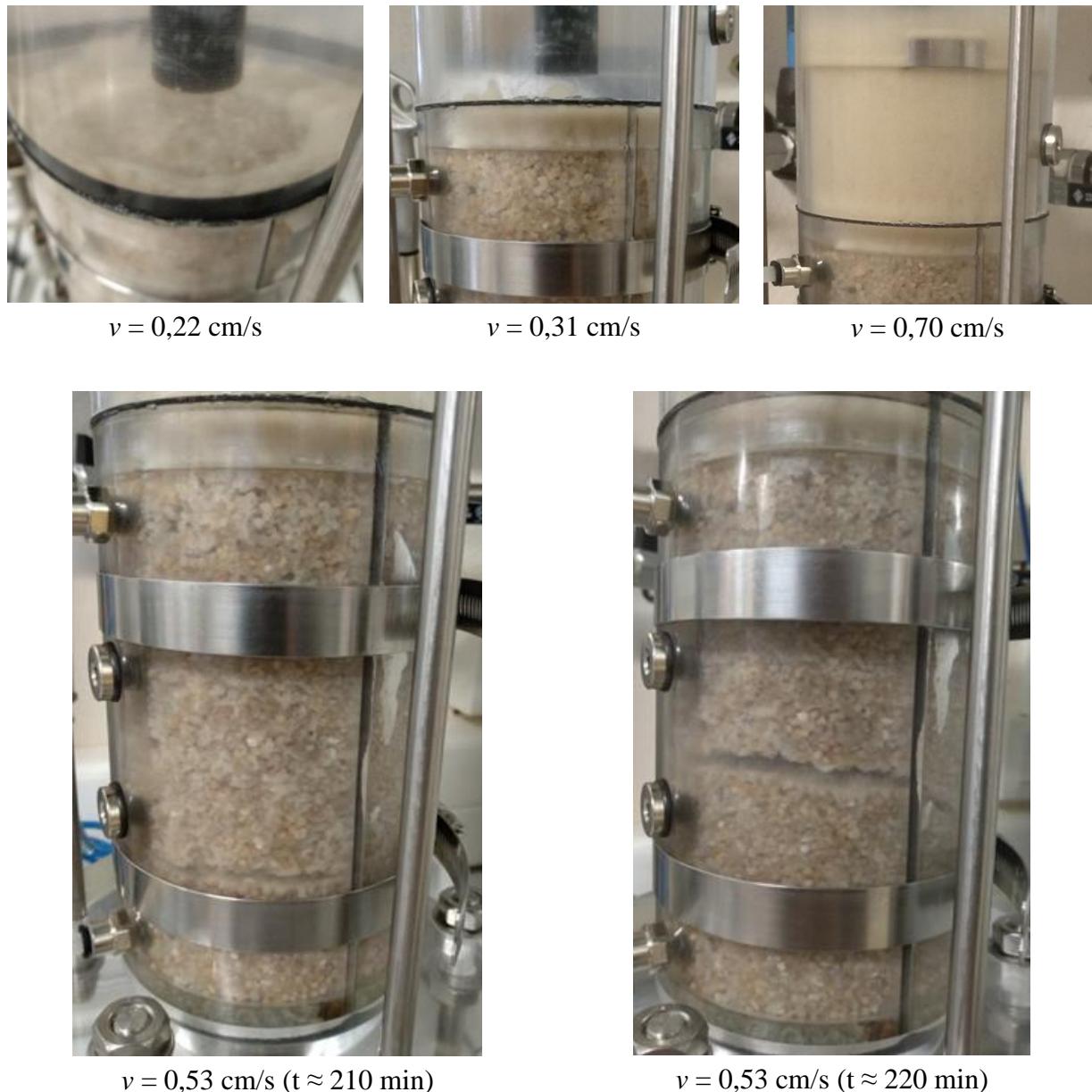


Figure 3.1 : Observation de la migration des fines au niveau des parois latérales et de la face supérieure de l'échantillon, puis de la déstabilisation finale par fluidisation (Échantillon FC25.Dr40_asc).

L'évolution du gradient hydraulique en fonction du temps est présentée sur la Figure 3.2. L'augmentation brutale du débit entraîne une augmentation similaire du gradient hydraulique. Cependant, une relaxation du gradient hydraulique est ensuite observée pour chaque palier à débit constant. Cette relaxation est à priori liée au changement de la microstructure du sol

mais semble concerner uniquement le sol constitué de mélanges. En effet, aucune relaxation du gradient hydraulique n'est observée pour le même essai réalisé sur un sol purement grossier (voir Annexe 2).

En accord avec la loi de Darcy, une relation approximativement linéaire entre le gradient hydraulique et la vitesse d'écoulement est observée au début de l'essai signifiant bien que l'érosion ne s'est pas encore produite, ou qu'elle reste limitée à de petites modifications de la microstructure, à l'origine de la relaxation modérée du gradient hydraulique. D'après Ke & Takahashi (2012), la porosité effective avant l'érosion est constante, par conséquent, le gradient hydraulique est constant si le débit est constant. Au-delà d'un gradient hydraulique critique, la relation entre gradient hydraulique et vitesse n'est plus linéaire, et on observe alors une remontée des fines à la surface qui commence à se faire. La relation linéaire avant observation de l'érosion dans cet essai est similaire à celle trouvée dans la recherche menée par Ke & Takahashi (2012) avant initiation de l'érosion (Figure 3.4) mais l'évolution ultérieure du gradient en fonction de la vitesse d'écoulement est en revanche très différente car leur essai est piloté en gradient hydraulique tandis que le nôtre est contrôlé en débit. Dans notre cas, le gradient fluctue alors autour de sa valeur critique au fur et à mesure que l'érosion se développe, entraînant les particules fines et augmentant fortement la conductivité hydraulique globale, jusqu'à la déstabilisation d'ensemble de l'échantillon par fluidisation.

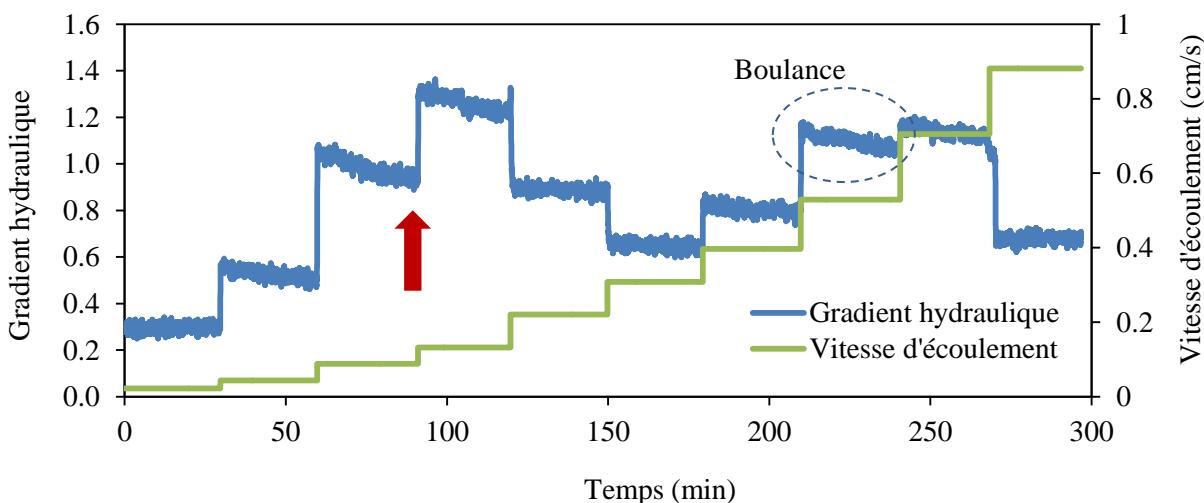


Figure 3.2 : Evolution du gradient hydraulique en fonction du temps (FC25.Dr40_asc) (La flèche rouge indique le moment où des particules fines commencent à remonter à la surface supérieure).

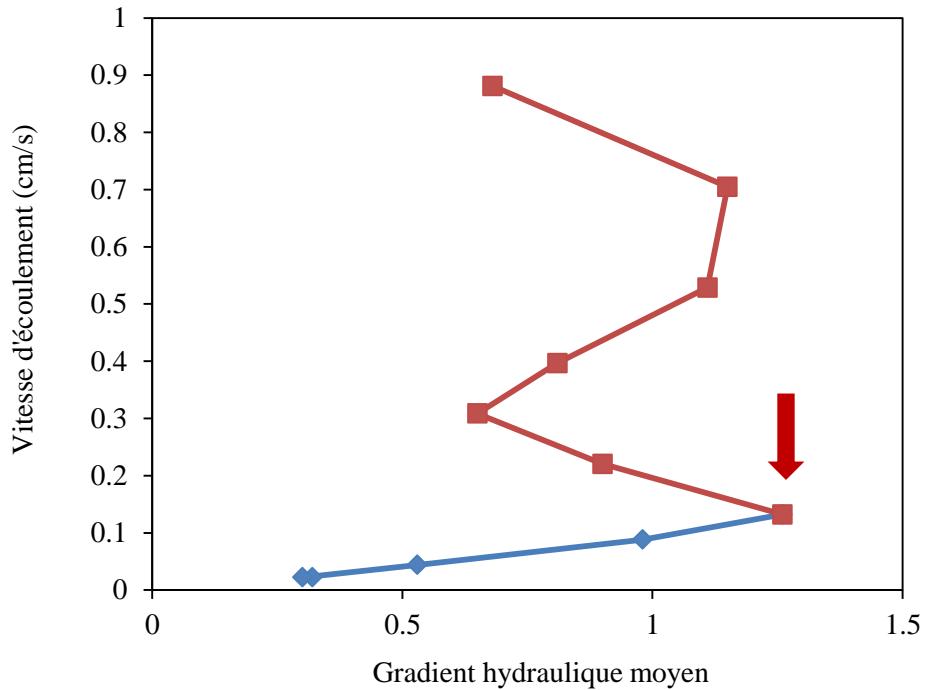


Figure 3.3 : Evolution du gradient hydraulique moyen (FC25.Dr40_asc). La flèche rouge indique le moment où des particules fines commencent à remonter à la surface supérieure.

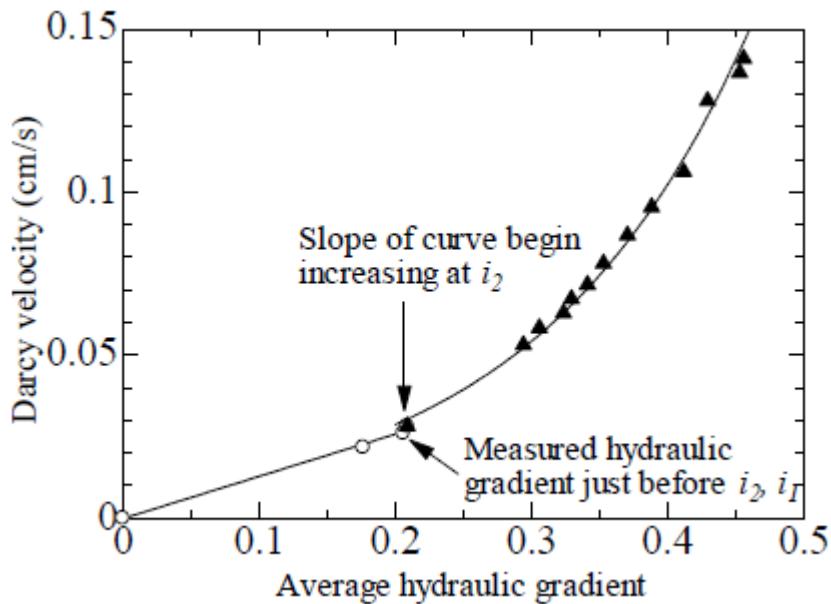


Figure 3.4 : Estimation du gradient hydraulique critique pour l'érosion interne (Ke & Takahashi, 2012).

Le déplacement axial en fonction du temps et du débit de l'essai est présenté sur la Figure 3.5. A cause de la remontée des fines à la surface, la mesure de la hauteur de l'échantillon donne un déplacement négatif dans cet essai. Cependant, il apparaît que ce n'est pas la seule raison. En effet, dans cet essai, la hauteur de l'échantillon commence à augmenter pour une vitesse de l'écoulement d'environ 0,08 cm/s alors que la remonté des fines à la surface n'est observée que plus tard, pour une vitesse de l'écoulement de 0,13 cm/s. Cela montre que l'échantillon présente une dilatation, qui peut être utilisée comme un indicateur du changement de la structure même si des signes discernables n'ont pas encore été observés en surface.

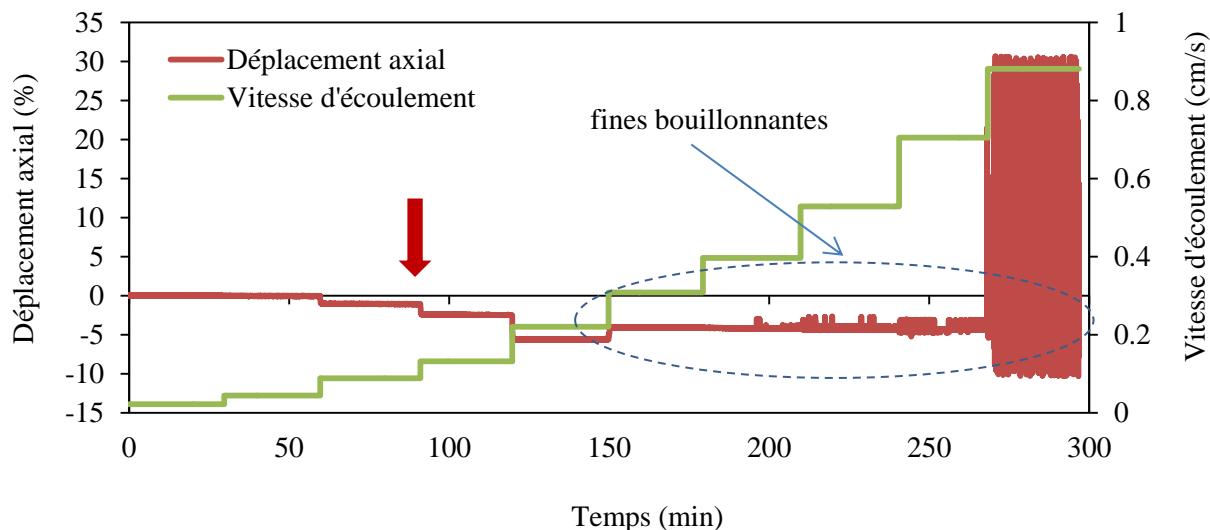


Figure 3.5 : Evolution du déplacement axial en fonction du temps (la flèche rouge indique le moment où des particules fines commencent à remonter à la surface supérieure).

3.1.2. Ecoulement descendant

Les essais menés avec un écoulement ascendant ont mis en évidence la difficulté liée à la déstabilisation finale par fluidisation, ou boulangue des échantillons. Pour éviter ce problème, une deuxième campagne d'essais a été réalisée cette fois-ci en écoulement descendant en faisant varier trois variables de contrôle : la teneur en fines $FC = 10, 20, 25$ et 35% , la densité relative initiale $D_r = 20, 40$ et 60% et le débit imposé. Le processus d'érosion par suffusion est étudié de façon plus complète à travers l'analyse de l'initiation et du développement de la suffusion, du changement de l'indice des vides, du changement du gradient hydraulique, du tassement, de la migration des grains fins et du pourcentage de perte des fines. Le résumé des caractéristiques des échantillons testés, avant et après érosion, est présenté dans le Tableau 3.1. Après saturation, la densité des échantillons augmente, entraînant une légère diminution de l'indice des vides. A l'exception de l'échantillon FC10.Dr40, le phénomène d'érosion

interne a été observé pour tous les échantillons testés mais avec des intensités d'érosion (*i.e.*, masse de sol érodée) assez différentes. Le cas des échantillons avec 20 et 25% de teneur en fines initiale a été plus spécifiquement étudié car il correspond à la situation où la teneur en fines reste inférieure à la valeur seuil (identifiée précédemment aux environs de 35%), situation rencontrée le plus fréquemment en pratique.

Tableau 3.1 : Caractéristiques des échantillons des essais de suffusion par paliers constants.

Code d'essai	Avant saturation			Après saturation			Après érosion		
	FC (%)	Dr (%)	e	FC (%)	Dr (%)	e	FC _{er}	Dr _{er}	e _{er}
FC10.Dr40	10	40	0,583	10	40,4	0,582	9,8	40,0	0,585
FC20.Dr40	20	40	0,545	20	40,3	0,544	17,5	25,2	0,578
FC25.Dr20	25	20	0,578	25	24,5	0,566	21,8	5,8	0,619
FC25.Dr40_asc	25	40	0,529	25	39,8	0,524	11,9	5,3	0,651
FC25.Dr40	25	40	0,529	25	49,0	0,507	21,7	31,1	0,562
FC25.Dr60	25	60	0,481	25	60,3	0,480	22,0	41,2	0,536
FC35.Dr40	35	40	0,527	25	42,1	0,524	24,9	26,6	0,571

FC : teneur en fines initiale (%) ; Dr (%) : densité relative initiale ; e : indice des vides initial ; FC_{er} : teneur en fines après érosion (%) ; Dr_{er} (%) : densité relative après érosion ; e_{er} : indice des vides après érosion.

Une migration des particules fines peut être observée à travers les parois transparentes de la cellule d'érosion comme cela est montré sur les photos de la Figure 3.6. Lorsque le gradient hydraulique critique est atteint, des particules fines commencent à bouger. Un mouvement de ces particules vers le bas est ensuite observé en augmentant un peu plus le débit imposé. Ce mouvement reste localisé au niveau de plusieurs canaux d'écoulement préférentiel qui se développent progressivement, en s'élargissant au cours de l'essai. L'hydraulique et la structure initiale de l'échantillon (bien qu'approximativement homogène selon le protocole de préparation) conduisent ainsi de façon complexe à la formation assez aléatoire de ces canaux d'écoulement à l'intérieur de l'échantillon. Les fines se trouvent fortement fluidisées dans ces zones d'écoulement lorsque le gradient hydraulique imposé augmente. La migration au sein de l'échantillon d'une grande quantité de fines peut cependant mener à des blocages par accumulation locale à certains endroits le long de ces canaux. Alors, soit l'écoulement parvient à changer de direction et entraîne avec lui les fines accumulées, soit le colmatage se stabilise et provoque une augmentation locale importante du gradient hydraulique. Le colmatage résiste jusqu'à ce que la charge hydraulique atteigne une valeur suffisante pour remettre en mouvement les particules fines colmatées. Le colmatage/décolmatage est un

phénomène complexe et imprévisible que nous n'avons pas cherché à étudier plus en détails dans ce travail. En outre, l'érosion des fines crée plus de vide entre les grains grossiers qui peuvent alors ajuster leurs positions relatives pour atteindre un nouvel équilibre par tassemement, sous forme d'effondrements intermittents et limités.

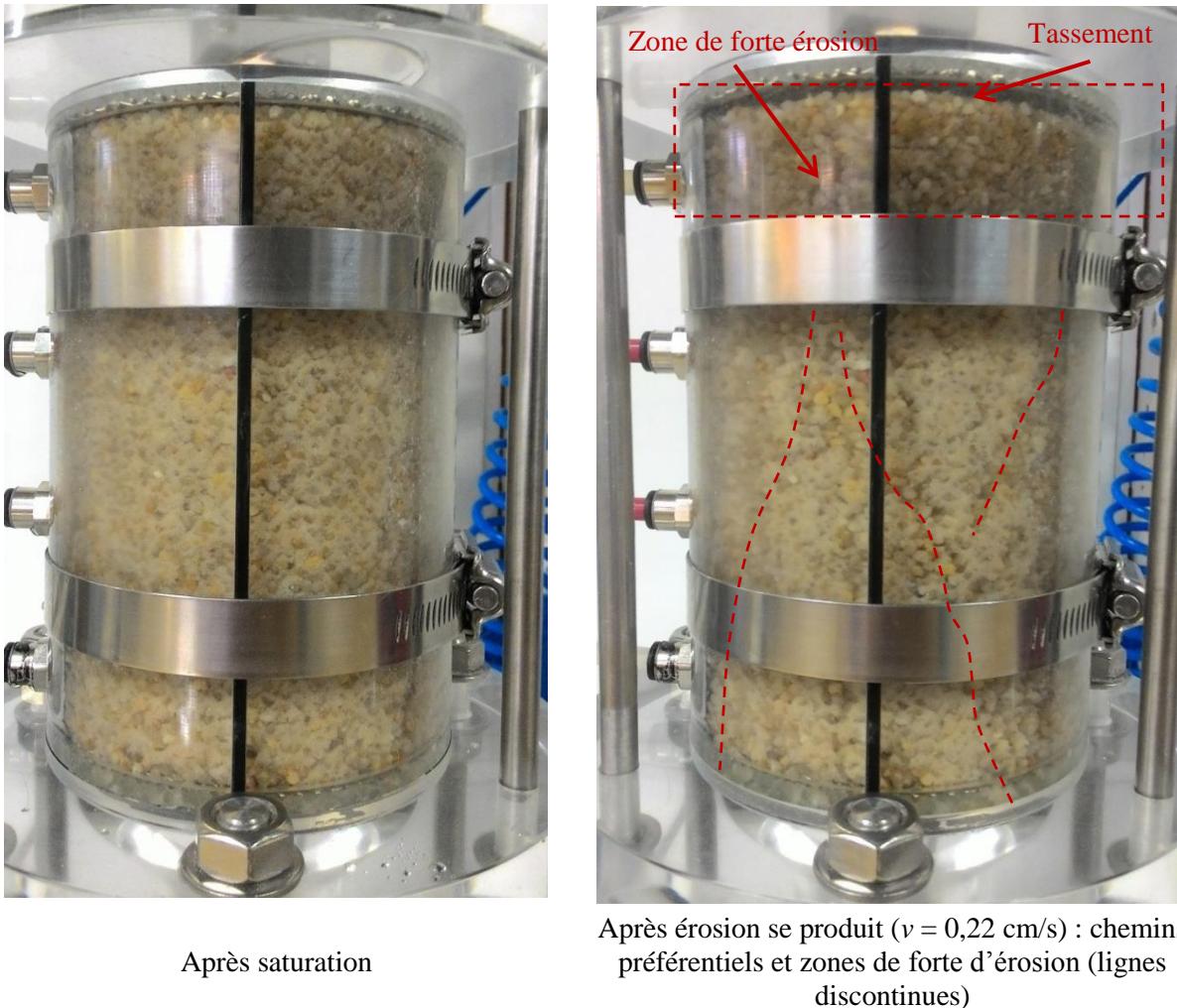


Figure 3.6 : Observation de la migration des fines à la paroi latérale de l'échantillon (FC20.Dr40, écoulement descendant).

La Figure 3.7 montre les observations faites à la surface supérieure d'un échantillon érodé (FC20.Dr40) pour deux valeurs différentes de gradient hydraulique. La vitesse d'écoulement imposée à l'échantillon dans la Figure 3.7a est $v = 0,22 \text{ cm/s}$, c'est-à-dire un peu au-dessus de la vitesse critique d'écoulement d'apparition de l'érosion qui est ici de $v_c = 0,13 \text{ cm/s}$. A cette vitesse modérée, l'érosion se produit uniquement sur une petite partie de l'échantillon. La Figure 3.7b montre un autre échantillon, de mêmes caractéristiques, mais érodé sous une

vitesse d'écoulement beaucoup plus élevée, et qui est de $v = 0,53 \text{ cm/s}$. La zone d'érosion apparaît nettement plus étendue par rapport au cas $v = 0,22 \text{ cm/s}$, mais toujours concentrée au niveau du pourtour de l'échantillon. Ces observations visuelles confirment bien que le sol est érodé de façon très hétérogène, avec des écoulements fréquentiels situés au niveau de la paroi latérale et pouvant provoquer du tassement différentiel.

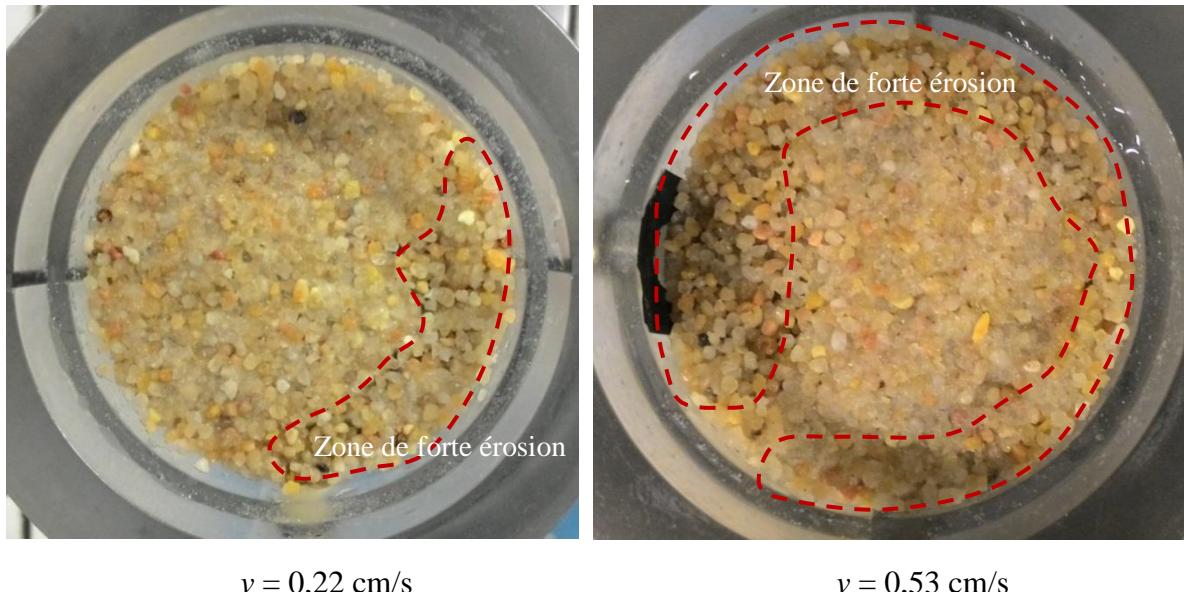


Figure 3.7 : Face supérieure de l'échantillon (FC20.Dr40, écoulement descendant) après érosion à différentes vitesses d'écoulement.

La Figure 3.8 montre le suivi temporel du gradient hydraulique, du déplacement axial et de la perte de fines de l'échantillon FC25.Dr40. Il est à noter que les capteurs de pressions sont installés au niveau de la paroi de l'échantillon et que le gradient hydraulique qui en est déduit correspond à une valeur assez locale et ne peut pas permettre d'interpréter de façon fiable l'évolution d'autres paramètres plus globaux de l'échantillon tels que la perte de masse ou le tassement. En regardant les valeurs moyennes calculées pour chaque palier (Figure 3.9), on observe globalement une augmentation du gradient hydraulique avec le débit selon une relation approximativement linéaire tant que l'érosion n'est pas, ou très peu, active. Contrairement au cas de l'écoulement ascendant, où la relation linéaire entre le gradient hydraulique et la vitesse d'écoulement disparaît rapidement du fait de la déstabilisation de l'échantillon par fluidisation, on observe ici que la relation se prolonge de manière très régulière mais en devenant progressivement non linéaire, de façon assez semblable aux résultats de Ke & Takahashi (2012) présentés à la Figure 3.4. Cela signifie que les changements de structure générés par l'érosion et le tassement restent limités, entraînant une

augmentation continue de la conductivité hydraulique globale de l'échantillon.

De façon plus fine, on peut toutefois constater que, si une augmentation du débit lors d'un changement de palier entraîne bien une augmentation équivalente du gradient hydraulique, celui-ci ne se maintient pas à sa valeur de début de palier mais relaxe progressivement, bien que le débit reste constant. Rappelons que cette tendance à se relaxer avait déjà été observé dans l'essai avec un écoulement ascendant. On constate aussi que cette relaxation est de plus en plus marquée au fur et à mesure que le débit augmente. En fait la relaxation du gradient hydraulique est causée par une relaxation de la pression hydraulique au niveau de la partie haute de l'échantillon comme le montre la Figure 3.10 où l'on voit que la pression au niveau de la partie basse de l'échantillon reste pratiquement constante pour chaque palier de débit. Cela suggère que les évolutions structurales liées à l'érosion et au tassement se font principalement dans la moitié supérieure de l'échantillon. Ces relaxations sont très génériques et ont été observées pour tous les échantillons testés, quelque soit la teneur en fines et la densité, même pour l'échantillon FC10.Dr40 où aucune fine n'a été récoltée (mais présentant toutefois un faible tassement et vraisemblablement une migration interne des fines). L'ensemble des courbes est présenté dans l'Annexe 2. Ces relaxations du gradient hydraulique ont déjà été reportées dans des travaux antérieurs sur matériaux pulvérulents par Moffat & Fannin (2006), Li (2008), Moffat *et al.* (2011).

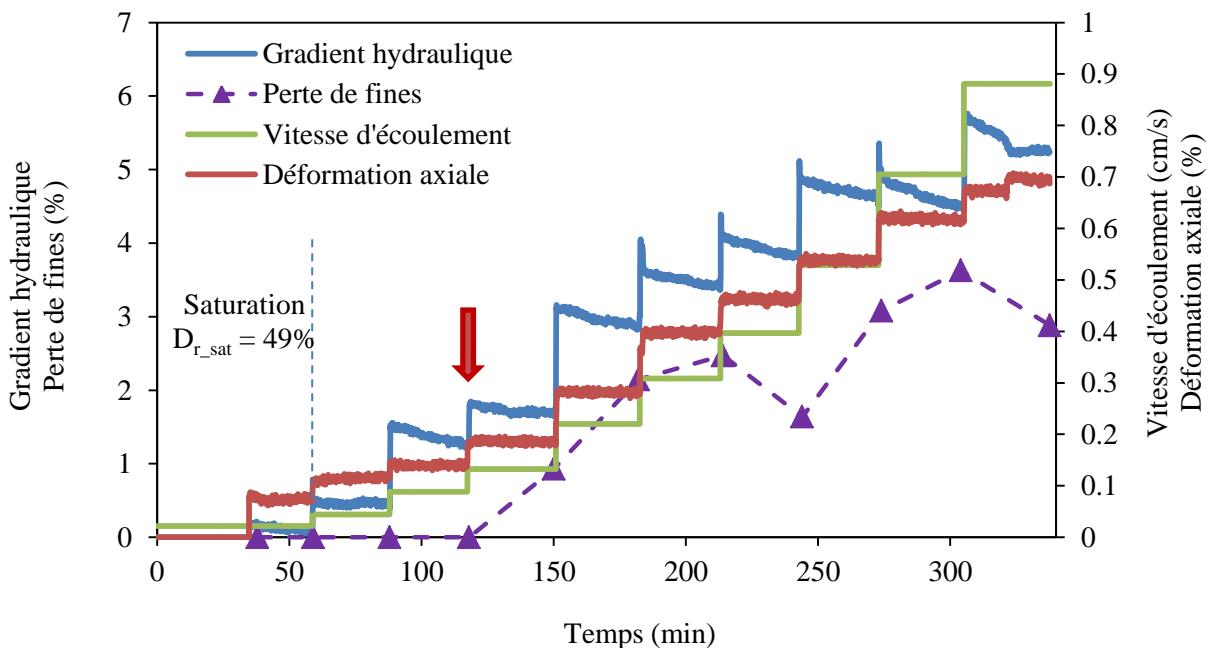


Figure 3.8 : Essai de suffusion FC25.Dr40. La flèche rouge indique le moment où des particules fines commencent à être récoltées.

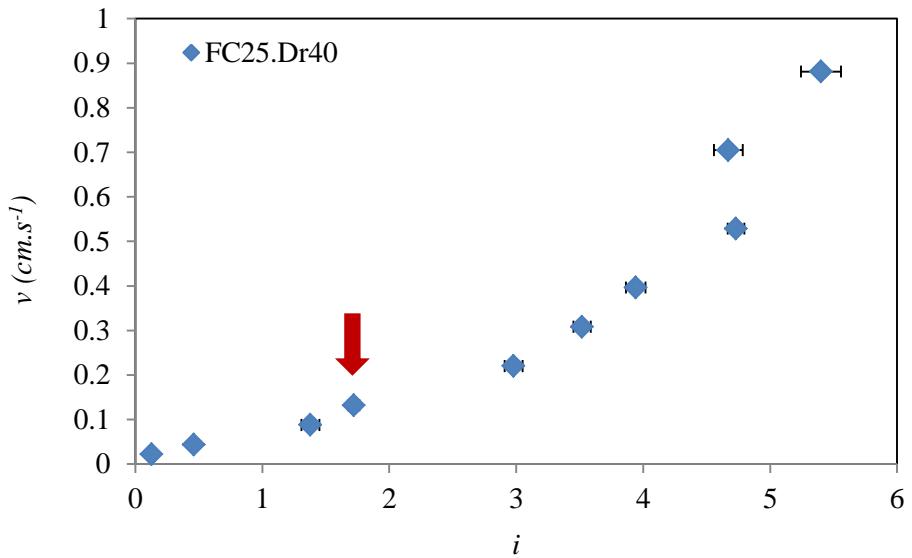


Figure 3.9 : Evolution du gradient hydraulique moyen (FC25.Dr40). La flèche rouge indique le moment où des particules fines commencent à être récoltées.

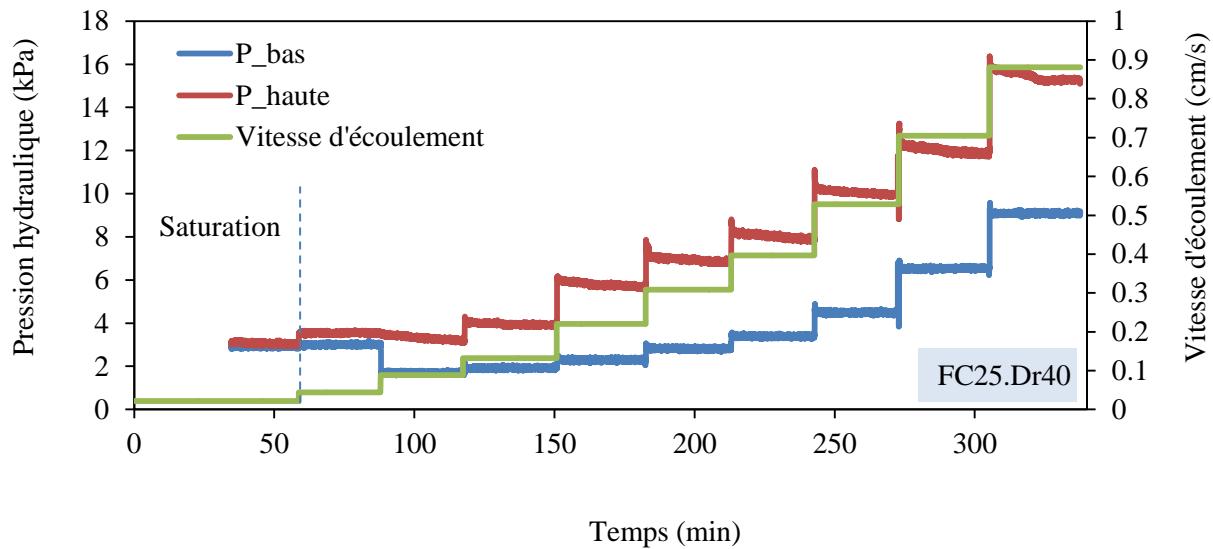


Figure 3.10 : Evolution des pressions hydrauliques à différentes positions dans l'échantillon en fonction du temps (FC25.Dr40).

Concernant l'évolution du déplacement axial en fonction du temps, on peut observer qu'il y a un tassement important pendant la phase de saturation qui est dû à la suppression de la cohésion capillaire initiale et au changement de direction de la circulation de l'eau (ascendante lors de la phase de saturation puis descendante pour la réalisation de l'essai de suffusion).

L'évacuation de particules fines n'étant pas encore observée à ce stade (à l'exception de quelques particules fines qui sont à la frontière entre l'échantillon et la grille métallique, et qui tombent une fois en contact avec le front d'eau), la densité initiale de l'échantillon augmente du fait de ce tassemement. La densification du sol après saturation dépend des propriétés initiales des échantillons. En fait, la densité de l'échantillon de 40% initialement augmente de 9% après saturation, la densité des échantillons plus dense à la fabrication $D_r = 60\%$ augmente seulement de 0,3% après saturation.

L'augmentation du débit par paliers entraîne ainsi un tassemement instantané à chaque phase de variation rapide du débit. En général, la hauteur de l'échantillon reste ensuite quasiment constante au cours de la suite du palier. Cela suggère que le tassemement est directement lié à l'augmentation du chargement hydraulique. Mais il est également probable que l'accroissement du débit érode très rapidement des particules fines qui ont, ensuite, besoin de temps pour migrer vers le bas de l'échantillon et être finalement évacuées. Ceci expliquerait qu'il y ait relaxation lente du gradient hydraulique tandis que la hauteur reste, elle, constante. Cependant, pour des écoulements élevés, lorsque des quantités importantes de fines sont érodées et transportées, un effondrement brusque et généralement limité de l'échantillon peut être observé, comme par exemple au cours du dernier palier de la Figure 3.8 (à $t \approx 330$ mins). Un tassemement brutal de ce type modifie directement le gradient hydraulique à travers une diminution de la prise de pression en partie haute de l'échantillon. Cela signifie que le tassemement brutal a lieu surtout sur la partie supérieure de l'échantillon. Ce phénomène est aussi observé pour les échantillons FC20.Dr40 et FC35.Dr40 (voir l'Annexe 2).

Concernant l'évolution de la masse récoltée en particules fines au cours de l'essai, et présentée sur la Figure 3.8, on observe que, au-delà d'un seuil, la quantité de particules érodées augmente avec le débit et/ou le gradient hydraulique, mais pas du tout de façon proportionnelle. Il est intéressant de noter que, pour chaque palier de débit, l'évacuation des fines érodées hors de l'échantillon se fait majoritairement au début du palier quel que soit le débit, ce qui conforte l'observation faite ci-dessus concernant le tassemement. Il semble aussi que l'érosion cesse au bout d'un certain temps comme suggéré par l'essai FC25.Dr40_LongPalier (Annexe 2) au cours duquel les paliers durent plus de 60 minutes et où, cependant, la masse d'érosion est récoltée principalement dans les 15 premières minutes après chaque changement de débit. Cela veut notamment dire que, si la vitesse d'écoulement ne change pas, l'érosion n'est pas proportionnelle au temps d'essai et qu'il ne semble donc pas pertinent d'évaluer un taux d'érosion (masse par unité de temps). Ce point sera discuté plus en détails dans le paragraphe 3.2.

Pour expliquer ces constatations, on peut penser que, à débit constant, la zone d'érosion ne

varie pas au cours du temps et l'érosion relaxe progressivement du fait de l'appauvrissement en particules érodables et de la plus ou moins grande facilité pour les fines à migrer à travers l'échantillon sous l'effet de l'écoulement. A chaque changement de palier, on accède alors à une nouvelle population de particules érodables puisque les contraintes hydrauliques internes sont plus élevées, ce qui élargit la taille des zones d'érosion qui se développent le long de la paroi latérale et vers le centre de l'échantillon. Un débit plus élevé accroît également les capacités d'arrachement et de transport des fines par l'écoulement.

Ensuite, en regardant la relation entre le tassemement et la perte de fines sur chaque palier à la Figure 3.8, on constate que la quantité de fines récoltées en fin de palier a tendance à être plus élevée si le tassemement enregistré en début de palier est plus important. Ceci est prévisible puisqu'une plus grande quantité de fines érodées au moment de l'augmentation rapide du débit génère à la fois un plus grand réarrangement des grains grossiers et une plus forte évacuation de particules fines hors de l'échantillon.

A la fin de l'essai d'érosion, l'échantillon est récupéré pour effectuer des analyses granulométriques post-érosion. La Figure 3.11 présente des courbes granulométriques typiques, obtenues ici pour l'échantillon FC25.Dr40 avant et après érosion. La courbe granulométrique du sol après érosion est décalée vers le bas de la courbe d'origine, ce qui indique que des fines ont été lessivées de l'échantillon testé, par érosion et migration. L'amplitude du décalage augmente proportionnellement avec la quantité de fines érodées.

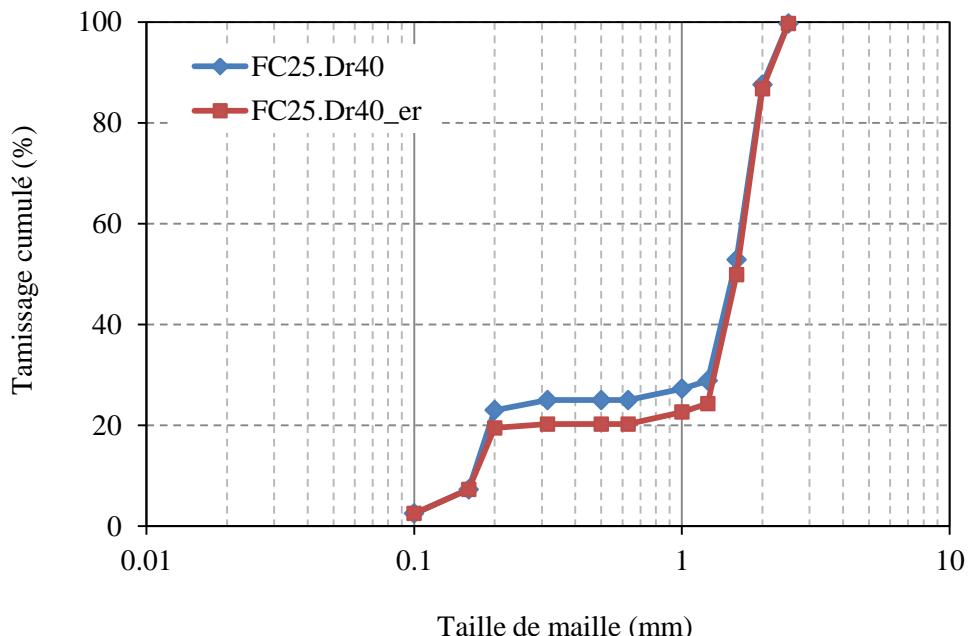


Figure 3.11 : Post analyses granulométriques de l'échantillon érodé FC25.Dr40.

Des analyses un peu plus locales ont également été réalisées en divisant l'échantillon en deux parties, une partie supérieure et une partie inférieure. Les courbes granulométriques de ces 2 parties sont présentées sur la Figure 3.12. Comme on peut le voir, il est difficile de distinguer entre les deux parties et il ne semble pas y avoir de tendance nette. Notons cependant que cette mesure ne permet pas d'obtenir une vraie distribution spatiale en fines qui peut être différente dans le plan horizontal. Des blocages et du lessivage peuvent également se produire à plusieurs endroits dans l'échantillon. Pour permettre une meilleure compréhension de ces processus locaux, une analyse fine de la distribution en fines d'un échantillon érodé a été obtenue en utilisant la technique tomographique à rayons X et sera présentée dans le chapitre suivant (voir paragraphe 4.2).

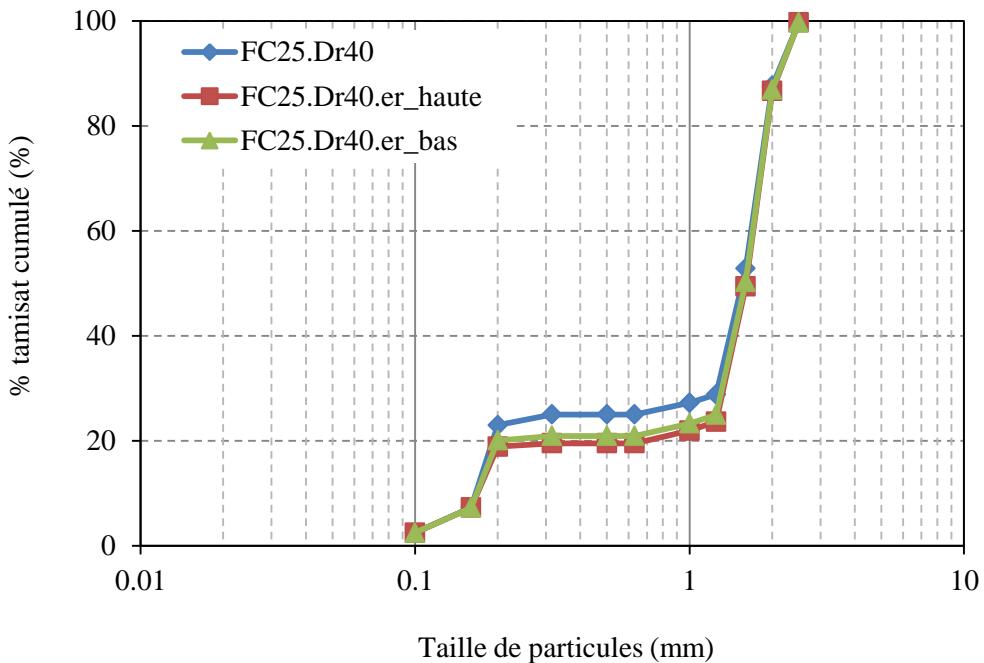


Figure 3.12 : Analyses granulométriques par moitié de l'échantillon érodé (FC25.Dr40).

3.1.3. Comparaison entre l'érosion par écoulement ascendant et écoulement descendant

Comme on l'a déjà évoqué, l'observation visuelle des deux configurations d'essai par écoulement ascendant et écoulement descendant montre que, pour un même chargement hydraulique, l'érosion par écoulement ascendant semble plus intense à en juger par la forte accumulation de fines à la surface supérieure de l'échantillon. Cela est confirmé par une comparaison entre la masse de fines érodées évacuées hors de l'échantillon dans l'essai à écoulement descendant et la masse de fines piégées en haut de l'échantillon dans l'essai à écoulement ascendant. Par ailleurs, l'érosion par écoulement ascendant apparaît plus

homogène : si des chemins préférentiels et des zones d'érosion locales sont bien observés, ils sont toutefois moins visibles que dans le cas de l'écoulement descendant, comme le montre la Figure 3.13.

Quantitativement, le gradient hydraulique maximal obtenu dans le cas de l'écoulement ascendant est d'environ 1,2 (Figure 3.3), tandis que celui dans le cas de l'écoulement descendant va pratiquement jusqu'à 6 (Figure 3.9). Concernant le gradient hydraulique critique, celui-ci reste assez comparable, entre 1 et 1,5, et il en est de même pour les vitesses d'écoulement critiques qui sont quasi-identiques dans les 2 cas ($v = 0,13$ cm/s), pour les deux configurations.

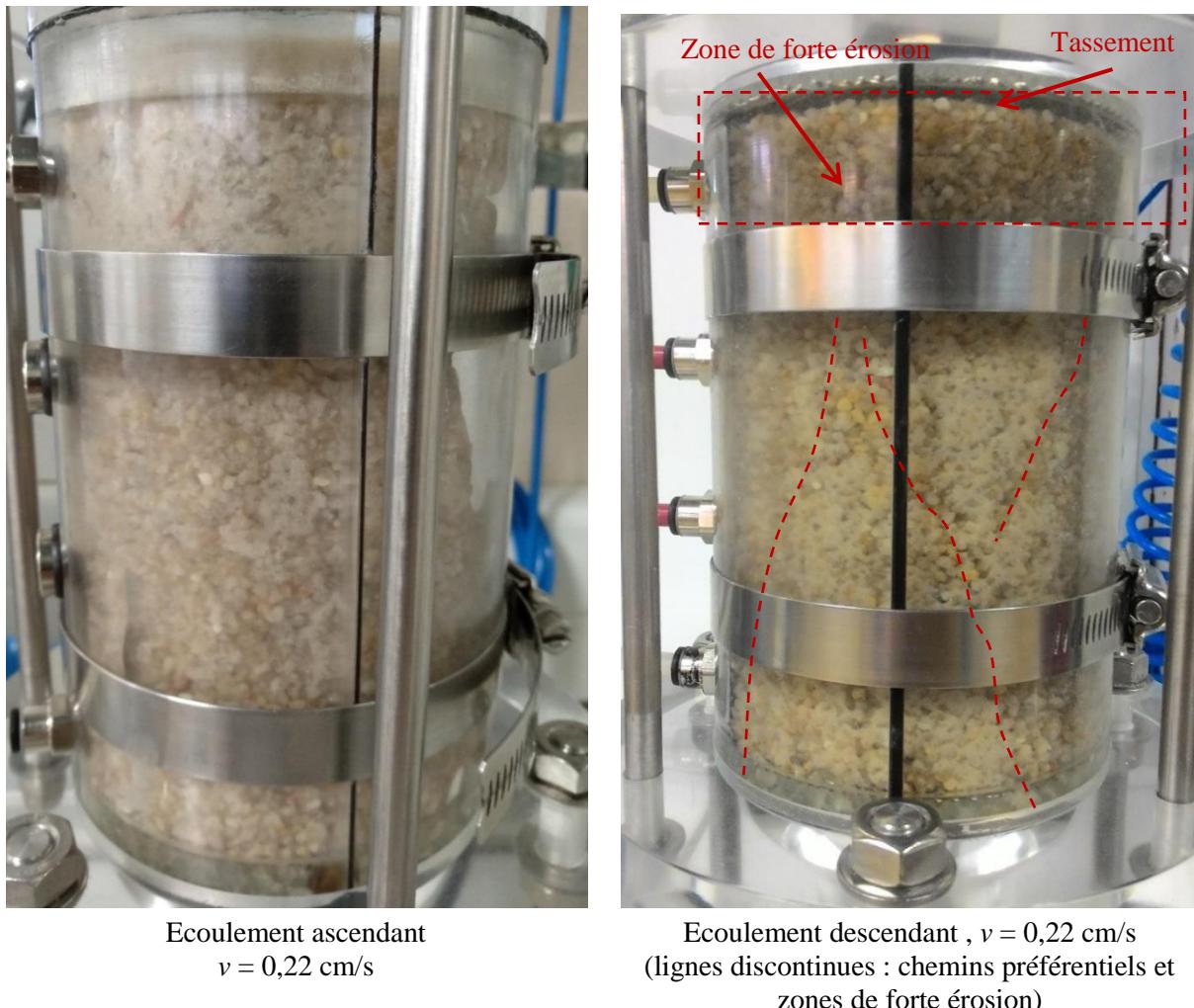


Figure 3.13 : Comparaison de la migration des fines à même vitesse entre écoulement ascendant et écoulement descendant (FC25.Dr40).

Concernant la déformation axiale du squelette granulaire de l'échantillon, nous n'avons pas assez d'informations dans l'essai à écoulement ascendant pour les comparer à cause de l'accumulation des fines à la surface supérieure de l'échantillon et de sa déstructuration rapide par fluidisation (ou boulance). Cependant, au vu de la masse de particules érodées qui est beaucoup plus élevée dans le cas de l'écoulement ascendant (autour de 60%) par rapport à celui du cas descendant (environ de 17%), la structure du sol dans la première configuration est certainement nettement plus perturbée avec des effets opposés de la perte de particules fines, qui tend à tasser l'échantillon, et du chargement hydraulique, qui dilate la structure interne jusqu'à sa fluidisation finale.

3.2. Chargement hydraulique par rampe

Les évolutions du gradient hydraulique, du tassement et de la perte de fines en fonction du temps pour les 3 vitesses d'augmentation de débit dans la configuration de chargement par rampe sont présentées sur la Figure 3.14, la Figure 3.15 et la Figure 3.16. Globalement, le gradient hydraulique augmente avec le débit. Le phénomène d'érosion est observé lorsque la vitesse d'écoulement atteint une valeur autour de 0,15 à 0,2 cm/s, qui semble indépendante de la rampe et correspond exactement au même ordre de grandeur que la valeur obtenue lors du chargement par paliers. Cependant, les gradients hydrauliques critiques sont différents : autour de 2,0 pour la rampe $0,11 \text{ cm}^3/\text{min/s}$, de 1,5 pour la rampe $0,22 \text{ cm}^3/\text{min/s}$ et de 2,2 pour la rampe $0,33 \text{ cm}^3/\text{min/s}$. Ces gradients hydrauliques critiques sont globalement plus élevés que celui trouvé dans l'essai à paliers de débit constants (1,8 pour l'échantillon FC25.Dr40). Le gradient hydraulique critique ne semble pas un paramètre pertinent pour décrire l'apparition de la suffusion, contrairement à la vitesse d'écoulement.

On observe clairement une augmentation linéaire du gradient hydraulique en début d'essai, puis un ralentissement progressif marqué dans certains cas (rampe_022 et rampe_033) par de petites chutes brutales qui sont très vraisemblablement directement liées à des modifications induites dans la structure du sol dans l'échantillon (tassement, évacuation des fines importante). En observant l'évolution du tassement, on voit bien qu'une chute du gradient hydraulique correspond toujours à un tassement brutal de l'échantillon. En plus, il est intéressant de noter que sur la mesure de pression dans l'échantillon, la chute de pression est enregistrée seulement sur le capteur du haut de l'échantillon (Figure A - 9, Figure A - 10, Figure A - 11, Annexe 3), suggérant ainsi que le tassement brutal reste limité à la partie haute de l'échantillon.

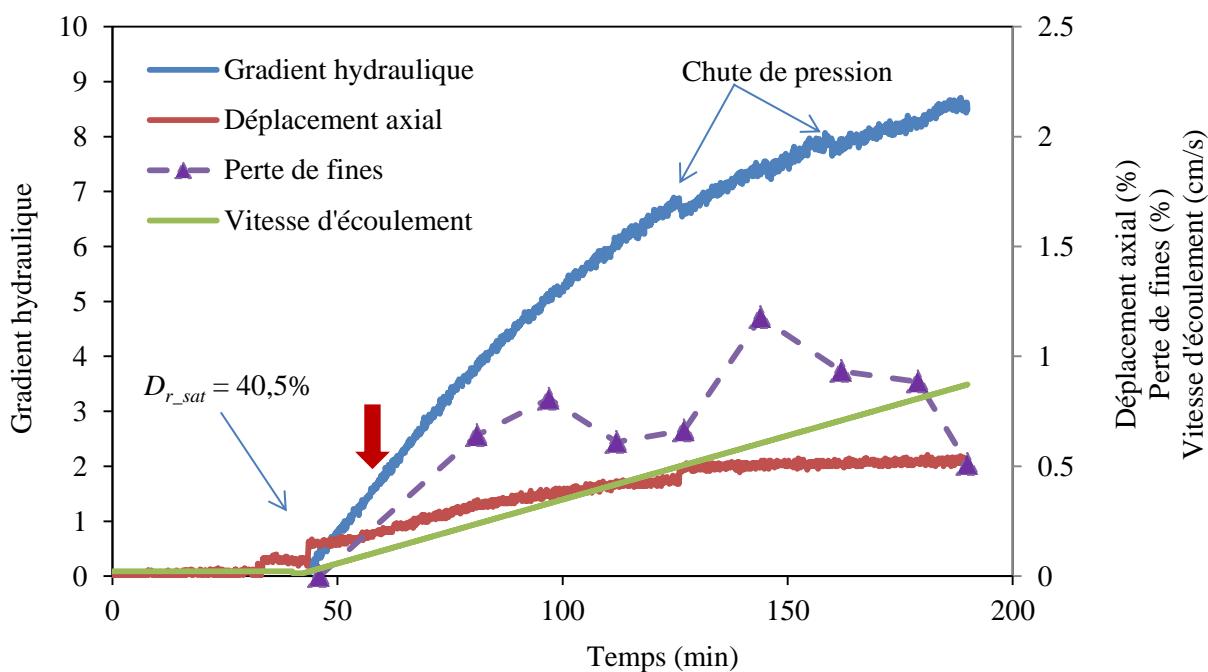
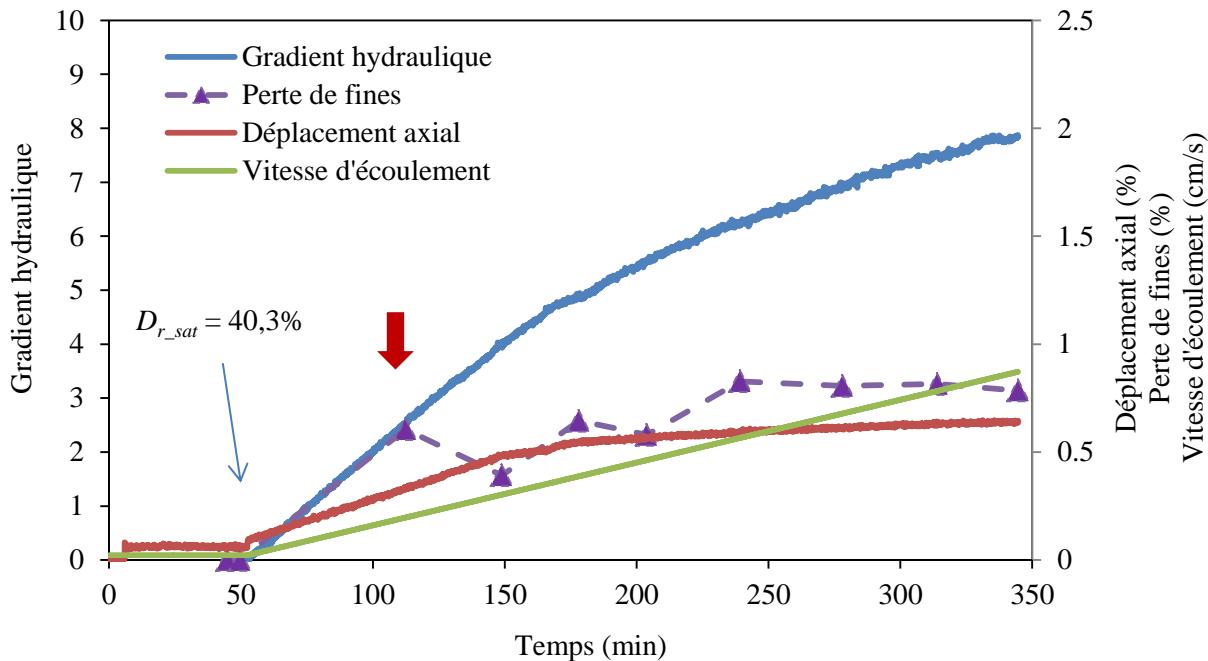


Figure 3.15 : Comportement du sol à la suffusion (FC25.Dr40_rampe022). La flèche rouge indique le moment où des particules fines commencent à être récoltées.

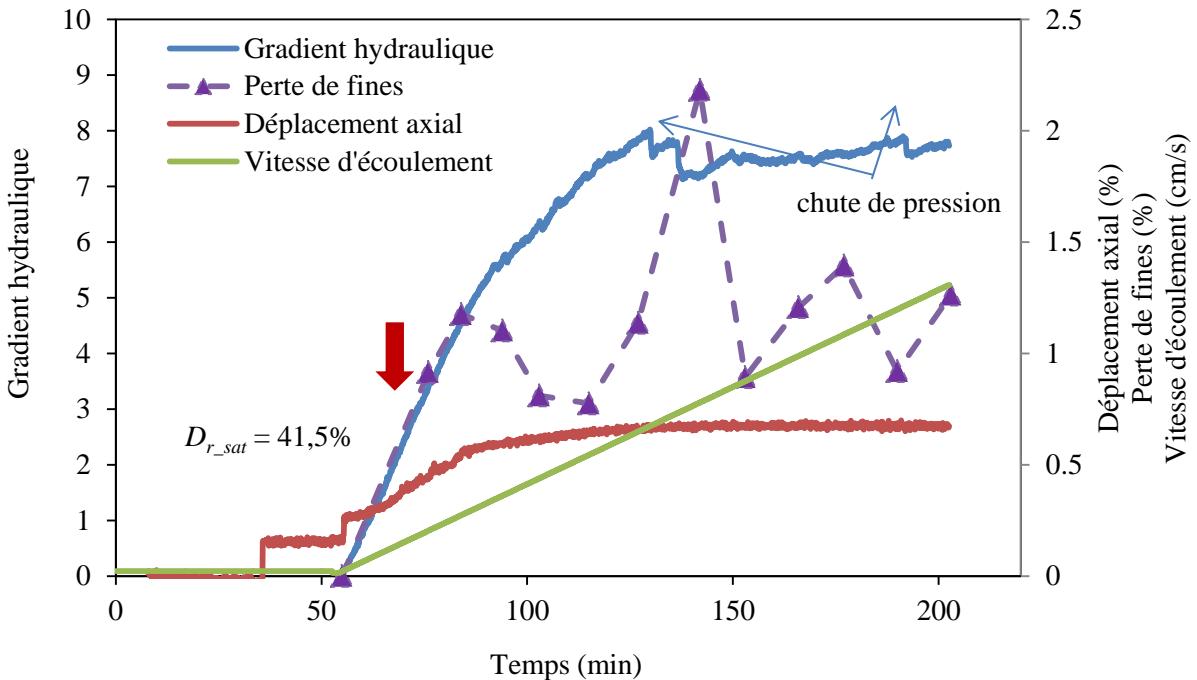


Figure 3.16 : Comportement du sol à la suffusion (FC25.Dr40_rampe033). La flèche rouge indique le moment où des particules fines commencent à être récoltées.

On constate également que la relation linéaire est quasi-parfaite entre i et v sur une gamme importante. Les pentes correspondent à l'inverse de la perméabilité et sont logiquement proches les unes des autres puisque les échantillons de départ sont similaires. Il y a un petit offset provenant de la mesure de pression qui peut être corrigé à l'aide des ajustements linéaires obtenus. Après corrections, la valeur instantanée de la perméabilité est calculée par le rapport v/i (Figure 3.17). Il y a beaucoup de fluctuations près de l'origine car le rapport signal sur bruit de i est très élevé. Les perméabilités restent approximativement constantes jusqu'à des vitesses entre 0,3 et 0,4 cm/s ou de façon équivalente des gradients entre 5 et 6 (Figure 3.18).

Concernant le déplacement axial, le tassement est lui aussi assez linéaire en début de l'essai, comme pour le gradient hydraulique, et la phase linéaire est elle aussi plus longue si la rampe est moins forte. Cependant, le tassement final pour les 3 rampes est similaire, et est d'environ 0,6%. Des petits tassements instantanés sont observés seulement dans les essais de rampe_022 et de rampe_033, ce qui montre que non seulement l'intensité du chargement hydraulique a une influence sur le comportement du sol à la suffusion mais aussi la procédure d'application du chargement hydraulique. Si l'augmentation du chargement hydraulique se fait très lentement, les grains obtiennent un nouvel équilibre moins brutalement et, par conséquent, il

n'y a pas de tassement et de changement brutal de la structure du sol.

Concernant l'intensité de l'érosion, des relevés réguliers de la masse de fines érodées ont été effectués avec des pas de temps Δt adaptés à la valeur de la rampe (Figure 3.19). Entre deux mesures successives, toutes les grandeurs sont moyennées (avec un écart type plus élevé que pour un changement par paliers). Une première observation intéressante concerne l'érosion des fines qui commence dans les 3 cas à partir d'une même vitesse, inférieure à 0,2 cm/s, c'est-à-dire en-dessous de la limite de 0,3 à 0,4 cm/s à partir de laquelle la relation linéaire n'est plus observée. Cela veut dire que, bien qu'il y ait perte de fines, la perméabilité reste encore approximativement constante pendant un certain temps, la perte en fines étant vraisemblablement compensée par le tassement de l'échantillon. On observe bien que la teneur en fines décroît progressivement, et qu'il y a donc érosion, tandis que l'indice des vides reste à peu près constant, voire descend légèrement par tassement, avant de commencer à augmenter significativement (Figure 3.20). C'est seulement à partir de ce moment que la perméabilité augmente réellement elle aussi. Ensuite, la perte en fines ainsi que l'accroissement de l'indice des vides sont plus élevés quand la rampe augmente (Figure 3.21).

Un résultat encore plus intéressant concerne les masses érodées Δm_{er} qui, de façon a priori surprenante, sont assez proches les unes des autres alors même que les rampes, et donc le temps Δt passé entre deux mesures successives, sont très différents. Cela veut dire qu'une interprétation en termes de taux d'érosion, $E_r = \Delta m_{er}/\Delta t$, n'apparaît pas pertinente comme cela est effectivement confirmé par le tracé de E_r en fonction de v (Figure 3.22).

Ce résultat est encore préliminaire à ce stade et demande à être validé par d'autres essais et confronté à d'autres études. Mais, s'il se confirme, ce résultat suggérerait donc que l'érosion par suffusion n'est pas contrôlée par le chargement hydraulique à travers un taux d'érosion constant mais à travers une masse de fines érodées donnée, indépendamment de la durée de la sollicitation. Cette indépendance à la durée de la sollicitation serait vraie à condition toutefois que celle-ci soit suffisante pour permettre l'extraction transitoire des particules érodables, associée, comme déjà décrit précédemment, au pic d'érosion de courte durée et à la relaxation qui le suit. Une fois ces particules évacuées par l'écoulement, l'érosion cesse tant que le chargement hydraulique n'est pas augmenté. La suffusion, même sous conditions hydrauliques constantes, serait donc un phénomène purement transitoire et non stationnaire comme postulé dans la plupart des lois cinétiques d'érosion proposées dans la littérature. Les conséquences sont cruciales en termes d'application : en effet, on envisageait jusqu'à présent qu'un taux d'érosion, même très faible et de ce fait éventuellement difficile à mesurer expérimentalement au laboratoire, pouvait, sur des temps suffisants longs, induire une érosion

importante et potentiellement dangereuse pour la pérennité d'un ouvrage. Or, si c'est bien la masse totale pouvant être érodée qui est contrôlée par l'écoulement, l'aspect cinétique et le facteur de temps disparaîtraient totalement du problème. Cette conclusion demande à être confirmée et ne concerne pas par ailleurs que les sols granulaires car d'autres mécanismes de vieillissement interviennent dans les sols cohérents.

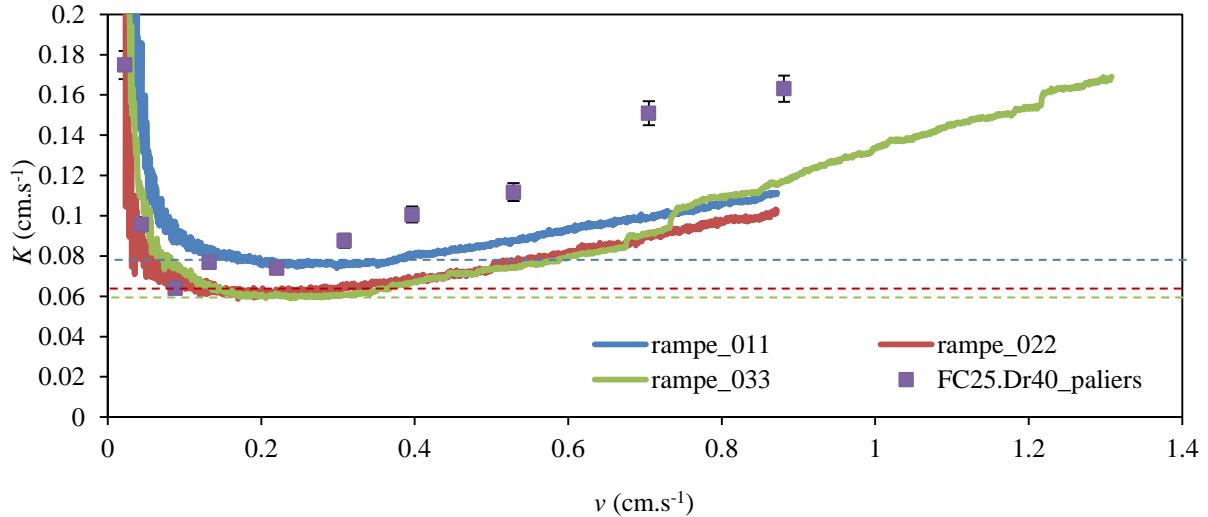


Figure 3.17 : Evolution de la perméabilité en fonction de la vitesse de l'écoulement.

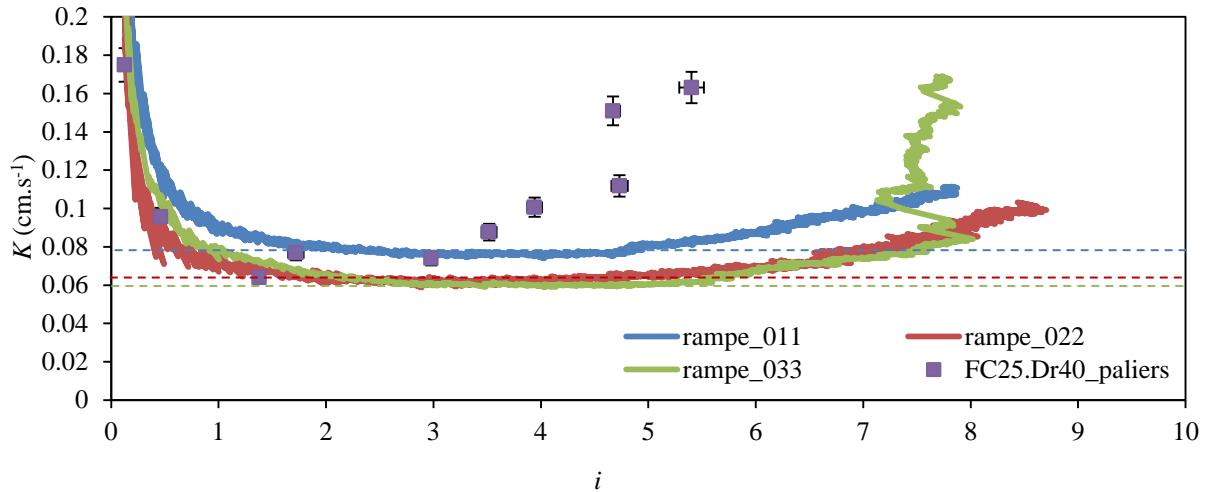


Figure 3.18 : Evolution de la perméabilité en fonction du gradient hydraulique.

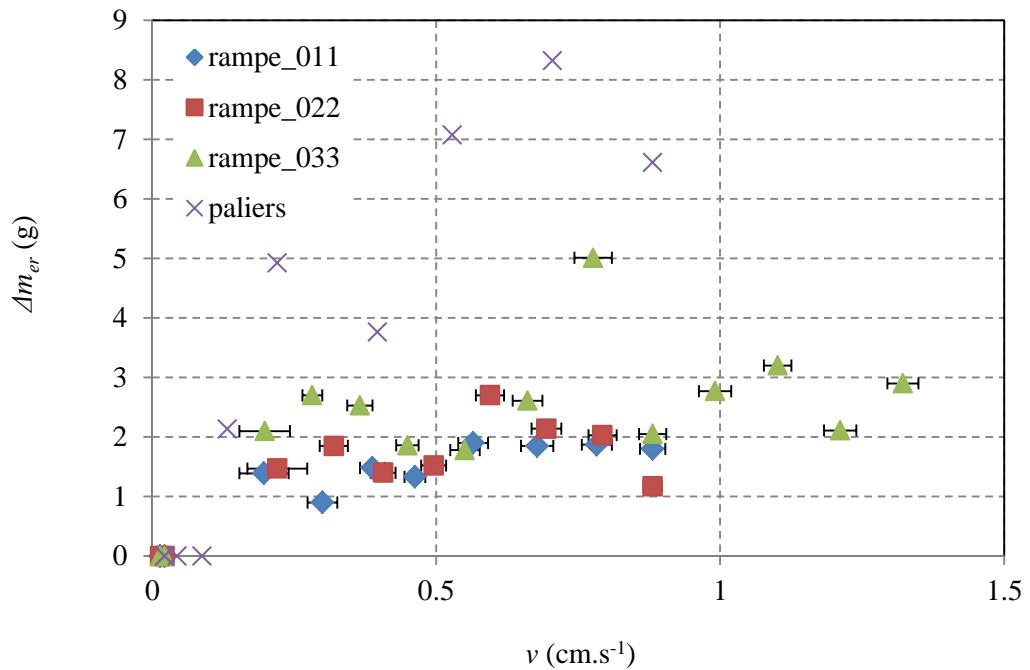


Figure 3.19 : Evolution de la masse des fines érodées en fonction de la vitesse de l'écoulement.

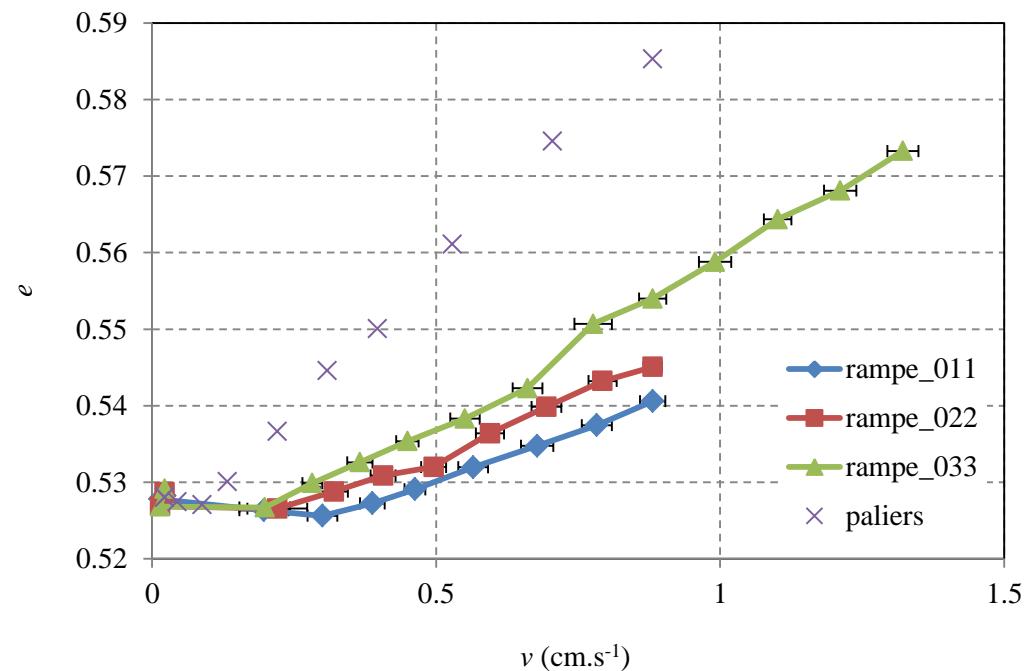


Figure 3.20 : Evolution de l'indice des vides en fonction de la vitesse de l'écoulement.

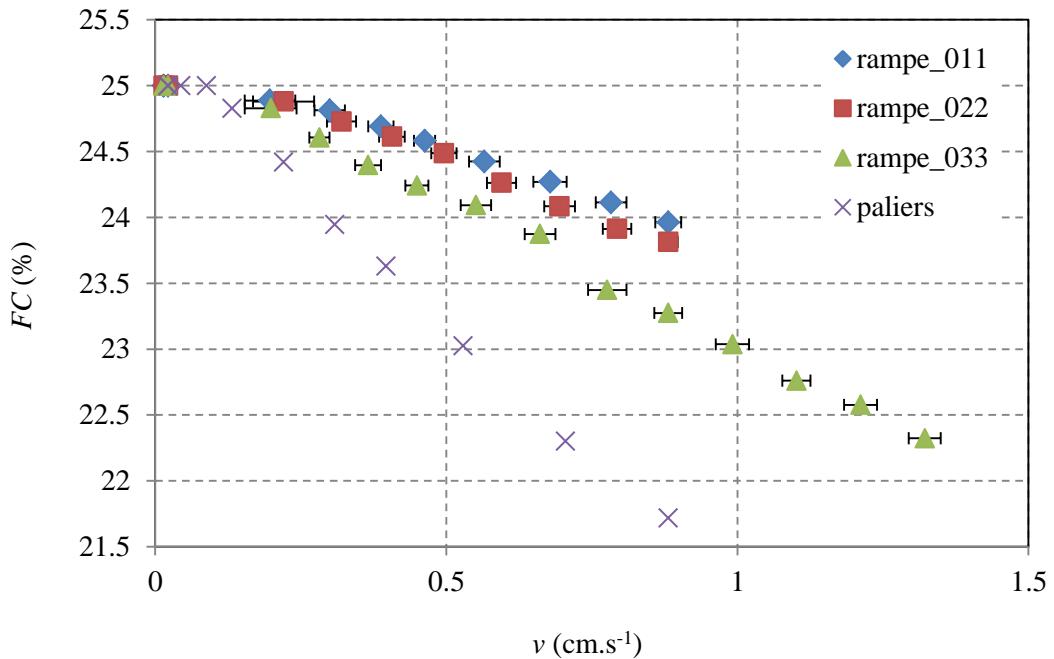


Figure 3.21 : Evolution de la teneur en fines en fonction de la vitesse de l'écoulement.

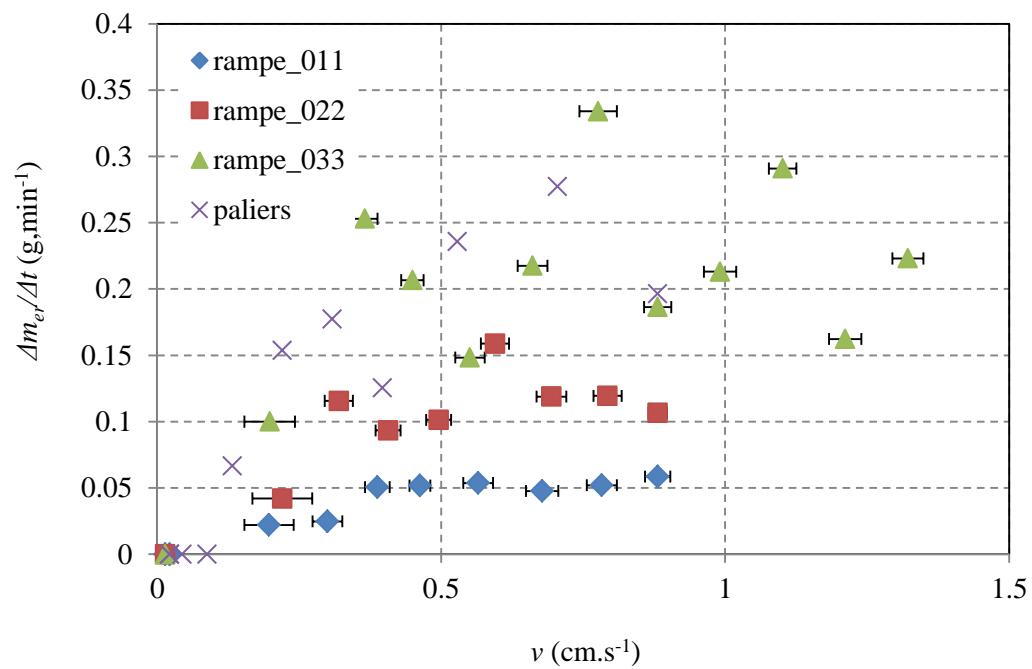


Figure 3.22 : Evolution du taux d'érosion en fonction de la vitesse de l'écoulement.

3.3. Comparaison entre chargement par rampe et chargement par paliers

Dans ce paragraphe, les résultats des essais en rampe et le cas du chargement par paliers des échantillons $FC = 25\%$ et $Dr = 40\%$ sont utilisés pour comparer l'influence du mode de chargement hydraulique sur le comportement du sol.

Concernant la perméabilité, les résultats sont assez comparables dans la partie linéaire mais la perméabilité commence à augmenter un peu plus tôt pour l'essai avec chargement par palier, vers une vitesse proche de 0,2 cm/s et un gradient à peu près égal à 3 (Figure 3.17 et Figure 3.18). Ensuite, l'augmentation de la perméabilité est plus forte avec le chargement en paliers, du fait que l'érosion est plus intense, aussi bien en termes de taux d'érosion que de masse érodée. Il y a donc un écart par rapport au cas de la rampe où les masses érodées sont proches, avec toutefois une très légère augmentation avec le taux de variation de la rampe. Sans doute cela s'explique-t-il par les variations rapides de vitesse lors des passages d'un palier au suivant. Il est aussi à noter que les taux d'érosion de la rampe 0,33 et du chargement en paliers sont similaires, tout comme l'étaient les valeurs des gradients hydrauliques critiques.

Concernant la microstructure, la fraction en fines décroît plus fortement et l'augmentation de l'indice des vides est plus marquée (Figure 3.20). A contrario, l'évolution de l'indice des vides inter-granulaire e_g est assez semblable quel que soit le chargement (Figure 3.23). A noter toutefois des valeurs un peu supérieures pour le chargement intermédiaire (rampe_022). Par ailleurs, il faut souligner que la variation relative totale de e_g est très faible, inférieure à 1,5% (Figure 3.24), comparativement aux variations relatives de l'indice des vides e et la teneur en fines FC qui sont de l'ordre de 5 à 10% (Figure A - 12 et Figure A - 13, Annexe 3). Il est cependant intéressant de remarquer que quel que soit le mode de chargement et sa valeur, l'indice des vides inter-granulaires amorce sa stabilisation vers la même valeur de vitesse d'écoulement. Au-delà de cette valeur, le squelette formé par les grains grossiers semble atteindre un état d'équilibre.

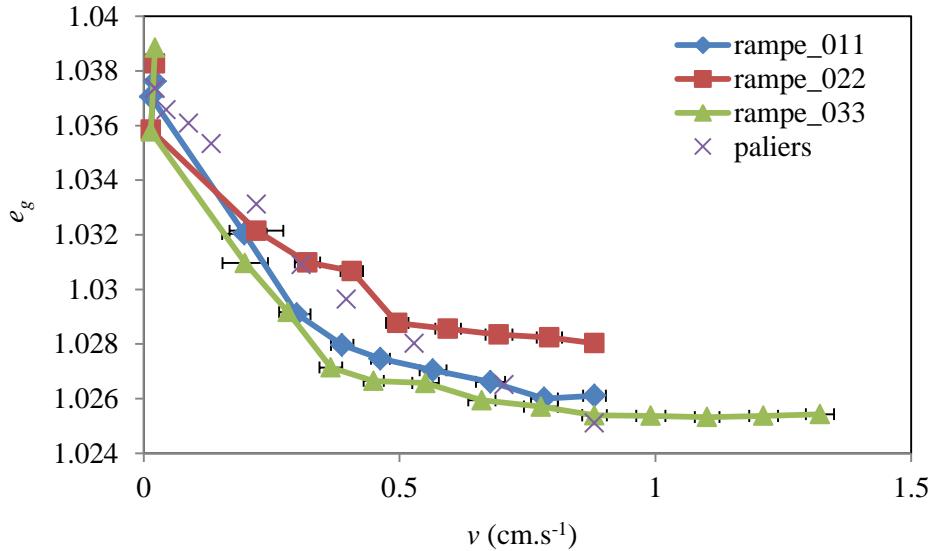


Figure 3.23 : Evolution de l'indice des vides inter-granulaire en fonction de la vitesse de l'écoulement.

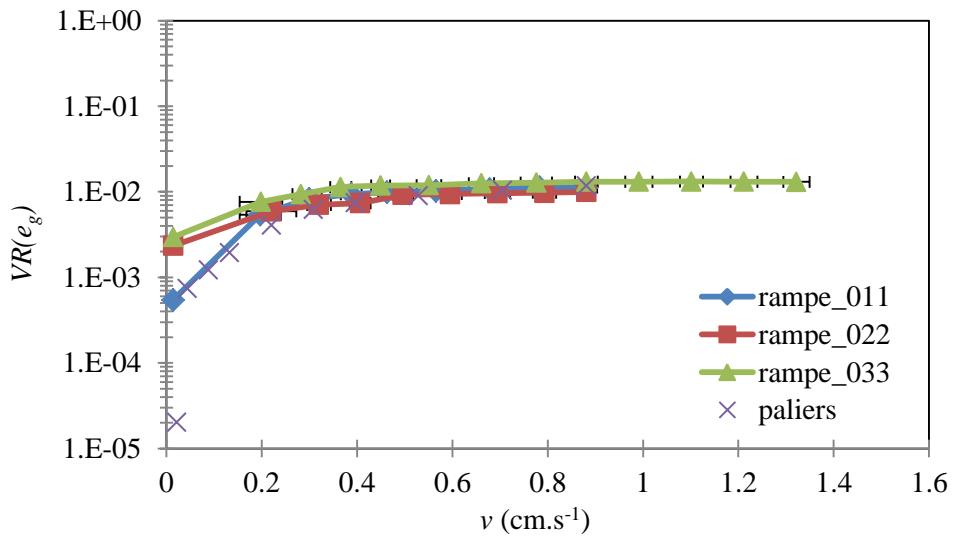


Figure 3.24 : Evolution de la variation relative de l'indice des vides inter-granulaire en fonction de la vitesse de l'écoulement.

3.4. Influence des paramètres de contrôle

3.5.1. Influence de la teneur en fines

La Figure 3.25 présente l'évolution de la masse érodée en fonction du chargement hydraulique pour les échantillons de 40% de densité relative. On voit clairement que : (i) : les seuils de débit d'érosion sont comparables à l'exception du cas FC = 10% qui présente un seuil beaucoup plus haut ; (ii) : les intensités d'érosion par paliers augmentent significativement et

régulièrement avec l'augmentation de FC. En fait, l'augmentation de la teneur en fines entraîne une augmentation de l'indice des vides inter-granulaire, un paramètre souvent utilisé dans l'interprétation du comportement mécanique d'un sol à granulométrie discontinue (mélange de grains fins et grains grossiers). Pour les granulométries utilisées dans cette étude, on a vu que la teneur en fines seuil était autour de 35% (Figure 2.9, chapitre 2). Un indice des vides inter-granulaires élevé doit donc logiquement faciliter la migration interne des fines et, par conséquent, expliquer que le pourcentage des fines érodées augmente avec la teneur en fines initiale.

A partir des valeurs moyennes sur chaque palier, on retrouve une relation de Darcy au-delà du seuil d'érosion avec des valeurs de perméabilités qui diminuent nettement et régulièrement avec la teneur en fines (Figure 3.26). Ces valeurs sont cohérentes avec celles obtenues pour les essais d'érosion par rampe (Figure 3.27). Comme on l'a déjà dit, la perméabilité reste donc assez longtemps proche de sa valeur initiale, bien que des fines soient extraites du milieu avec une perte de volume qui semble compensé par le léger tassemement de l'échantillon. Pour des vitesses plus élevées, il y a ensuite une augmentation progressive de la perméabilité. A noter le cas FC = 35% où le gradient hydraulique chute brutalement puis se stabilise avec, parallèlement, des niveaux d'érosion très élevés.

En s'appuyant sur la relation liant la perméabilité K à la surface spécifique A , $K = c \frac{\rho_v g}{\mu} \frac{e^3}{1+e^2} \frac{1}{A^2}$, on peut tracer en fonction de FC la surface spécifique adimensionnée

par sa valeur pour le sable grossier seul, $\frac{A_{FC}}{A_{FC=0}} = \sqrt{\frac{K_{FC=0}(1+e_{FC=0})e^3}{K_{FC}(1+e)e_{FC=0}^3}}$. On trouve une relation

linéaire, ce qui est cohérent avec l'idée d'une surface spécifique A proportionnelle à la teneur en fines (Figure 3.28). Un ajustement linéaire donne une pente de l'ordre de 8 avec une valeur de perméabilité sans fines tout à fait réaliste : $K_{FC=0} \approx 1,6 \text{ cm.s}^{-1}$ pour un indice des vides $e_{FC=0} = 0,736$.

Concernant les variations des paramètres géométriques (e , FC , e_g) avec la vitesse de l'écoulement (Figure A - 14, Figure A - 15, Figure A - 16, Annexe 3), on retrouve les mêmes tendances, avec des évolutions de plus en plus marquées lorsque la teneur en fines initiale augmente, et avec, ici encore, une variation relative très faible de l'indice des vides inter-granulaires comparativement aux deux autres paramètres, à l'exception du cas FC = 35% où l'érosion est très forte.

Afin de mieux comparer ces variations entre elles, nous avons tracé également $e - e_0$, FC/FC_0 et $e_{g0} - e_g$ en fonction de la vitesse de l'écoulement (Figure A - 17, Figure A - 18,

Figure A - 19, Annexe 3). A l'exception du cas $FC = 35\%$ où l'érosion est très forte, on observe à nouveau que la variation relative e_g reste inférieure à 2% contrairement à celles de e et FC .

Concernant l'influence de la teneur en fines sur la déformation axiale (Figure 3.29), on constate que plus la teneur en fines initiale est élevée et plus la déformation axiale est grande, particulièrement pour la teneur en fines la plus élevée ($FC=35\%$) qui génère une très forte érosion. Une masse érodée plus importante à forte teneur en fines accroît logiquement le niveau de réarrangement de la structure interne de l'échantillon, du fait que beaucoup de particules fines sont en contact, ou s'intercalent, entre les grains grossiers. Le tassemement est particulièrement élevé pour la teneur en fines de 35% avec de nombreux effondrements en cours de paliers comme le montre le suivi présenté à l'Annexe 2 (FC35.Dr40).

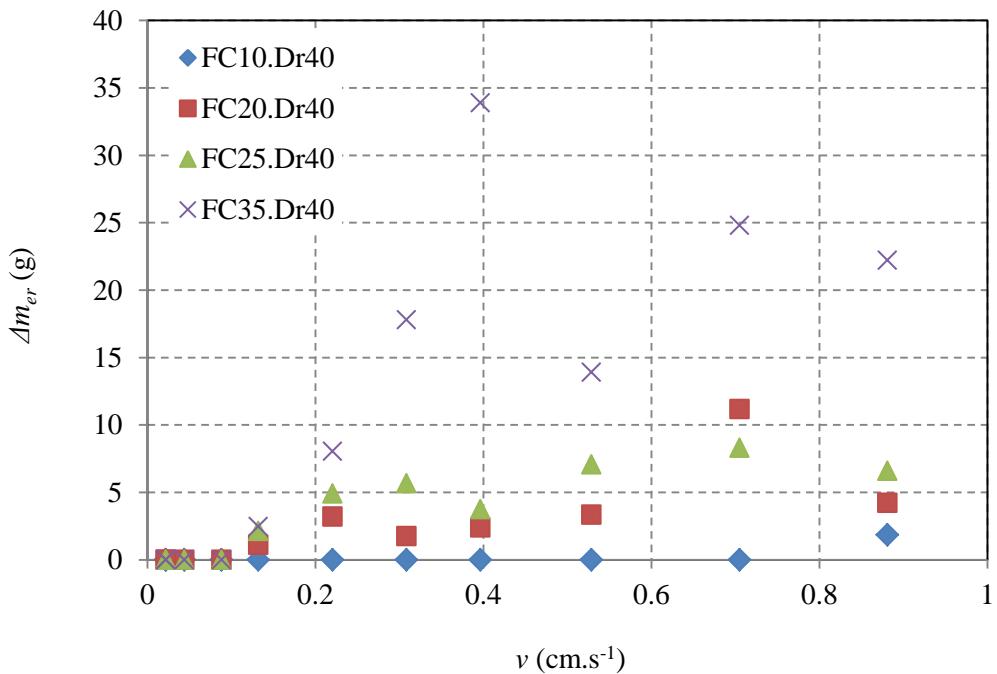


Figure 3.25 : Evolution de la masse des fines érodées en fonction de la vitesse de l'écoulement.

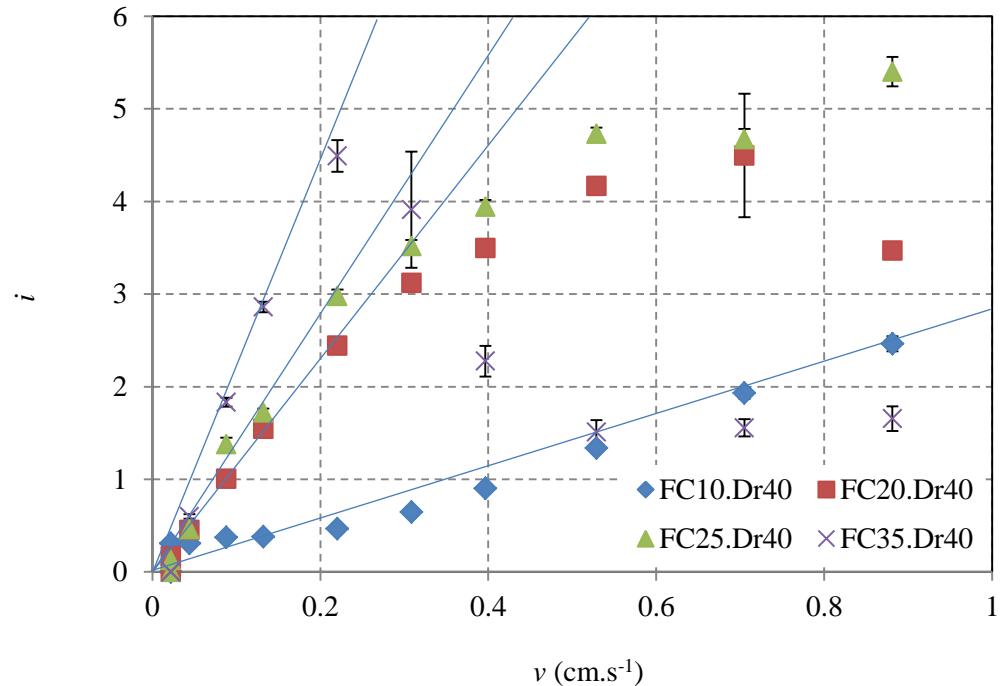


Figure 3.26 : Evolution du gradient hydraulique moyen en fonction de la vitesse de l'écoulement.

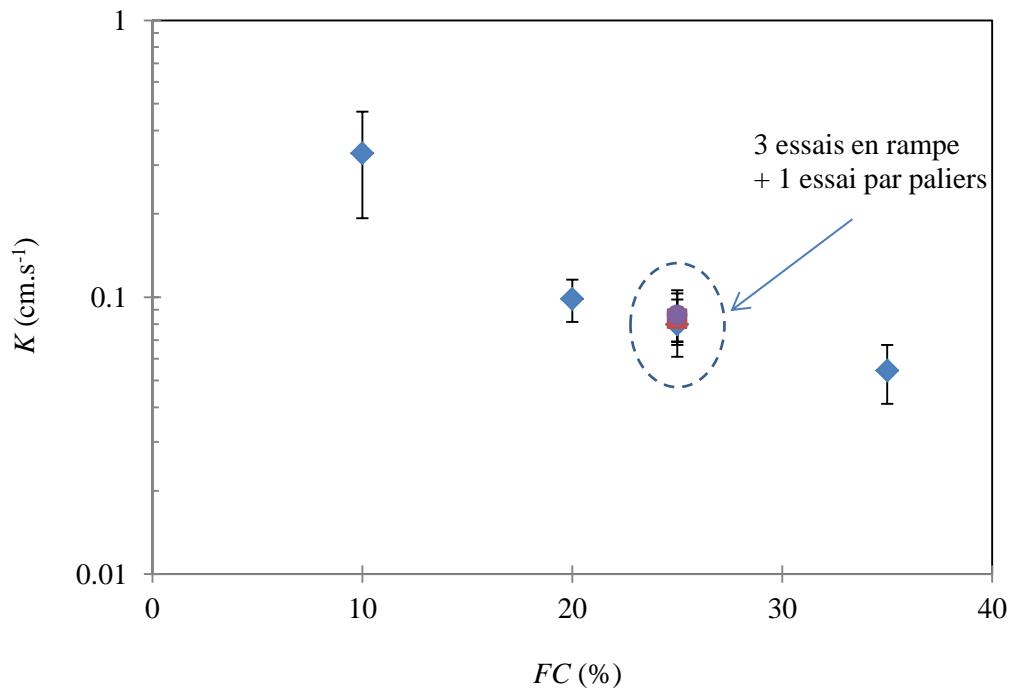


Figure 3.27 : Evolution de la conductivité hydraulique en fonction de la teneur en fines.

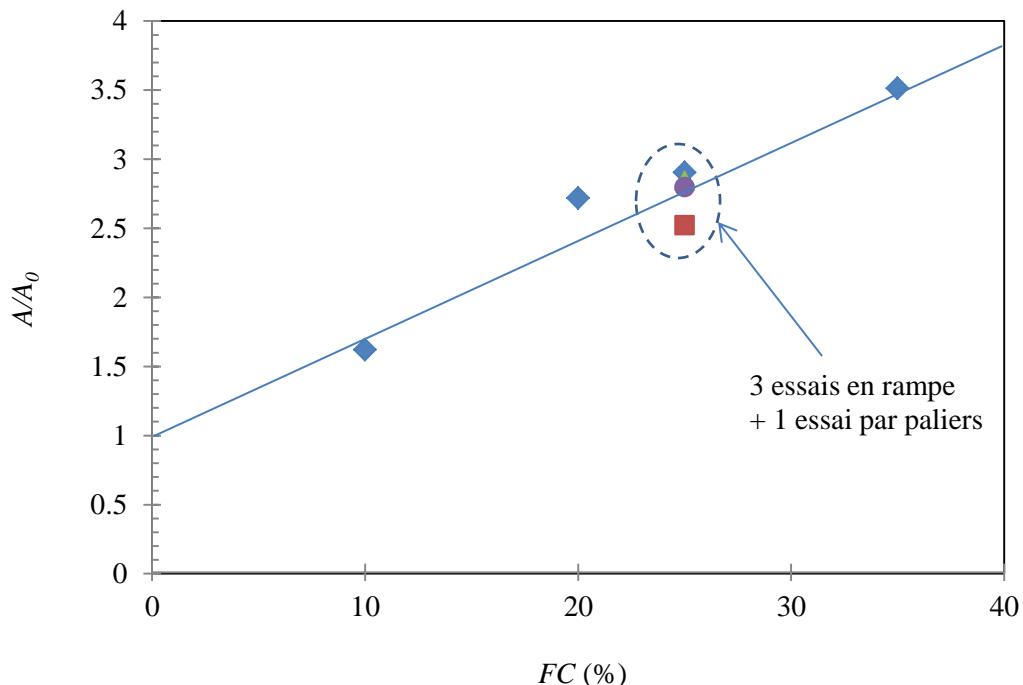


Figure 3.28 : Evolution de la surface spécifique adimensionnée en fonction de la teneur en fines.

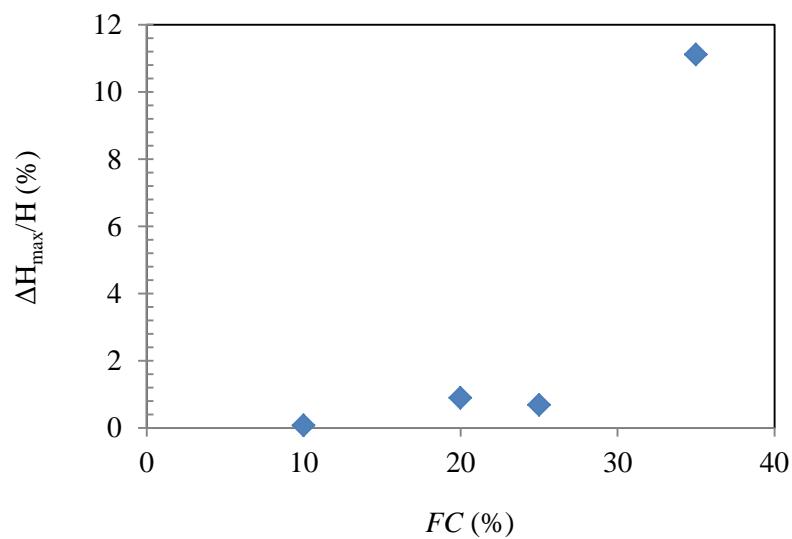


Figure 3.29 : Relation entre la déformation axiale et la teneur en fines initiale pour des échantillons de 40% de densité initiale.

3.5.2. Influence de la densité

Pour des chargements hydrauliques identiques en termes de niveau et de durée des paliers sous écoulement descendant, nous trouvons que le pourcentage en masse de fines érodées à la fin de l'essai ne semble pas varier avec la densité initiale et se situe autour de 12% pour les 3 échantillons de densité relative 20, 40 et 60% et FC égal à 25%. Ici, l'intensité de l'érosion correspond au rapport entre la masse cumulée de fines érodées (et récoltées à la base de l'échantillon) en fin d'essai et la masse de fines initiale. Ce résultat rejoint celui présenté par Wan et Fell (2004) qui indiquent que la variation de densité n'a aucun impact significatif sur l'érosion pour des mélanges silt-sable-gravier ou argile-silt-sable-gravier.

En traçant l'évolution de la masse érodée en fonction de la vitesse de l'écoulement (Figure 3.30), on trouve que les seuils de début d'érosion semblent identiques et que les intensités d'érosion par palier sont très comparables. Concernant l'influence de la densité relative D_r , on constate qu'elle reste très limitée et qu'il n'y a pas de tendance claire.

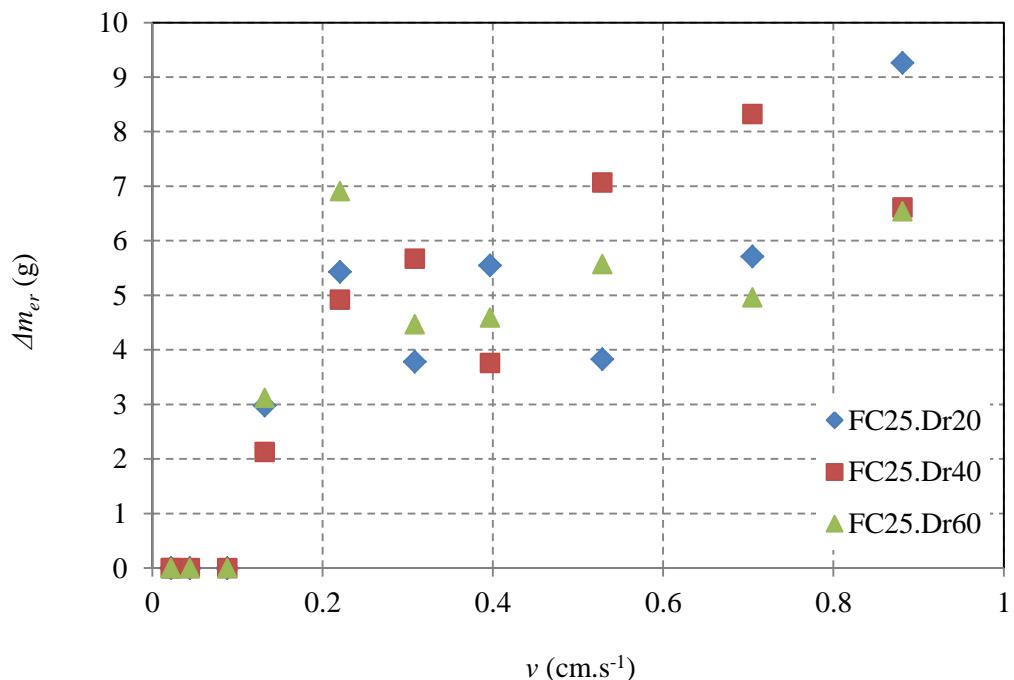


Figure 3.30 : Evolution de la masse érodée en fonction de la vitesse de l'écoulement.

Ensuite, en traçant sur la Figure 3.31 l'évolution du gradient hydraulique en fonction de la vitesse de l'écoulement, tous deux moyennés par palier, on retrouve comme précédemment, une relation de Darcy qui se prolonge au-delà du seuil d'érosion et avec des valeurs de perméabilités qui diminuent nettement et régulièrement avec la densité relative (Figure 3.32).

Là encore, la perte en fines semble être compensée par le tassement, induisant une perméabilité qui n'évolue pratiquement pas. Pour des vitesses plus élevées, il y a ensuite augmentation progressive de la perméabilité et évolution régulière des grandeurs géométriques (e , FC et e_g) (Figure A - 20, Figure A - 21, Figure A - 22, Annexe 3).

Afin de mieux comprendre ces variations entre elles, on trace à nouveau les variations relatives de e , FC et e_g pour constater ici encore que la variation relative de e_g est inférieure à 2% et reste nettement plus faible, quasiment d'un ordre de grandeur, par comparaison à celles de e et FC comme le montrent la Figure A - 25, Figure A - 26 et Figure A - 27 (Annexe 3).

Concernant la déformation axiale pendant l'essai, la tendance prévisible est une diminution progressive pour des densités croissantes comme cela est effectivement observé sur la Figure 3.33. En effet, plus la densité est élevée plus le volume des vides est faible, rendant ainsi le réarrangement des grains grossiers plus difficile et limitant la déformation volumique de l'échantillon.

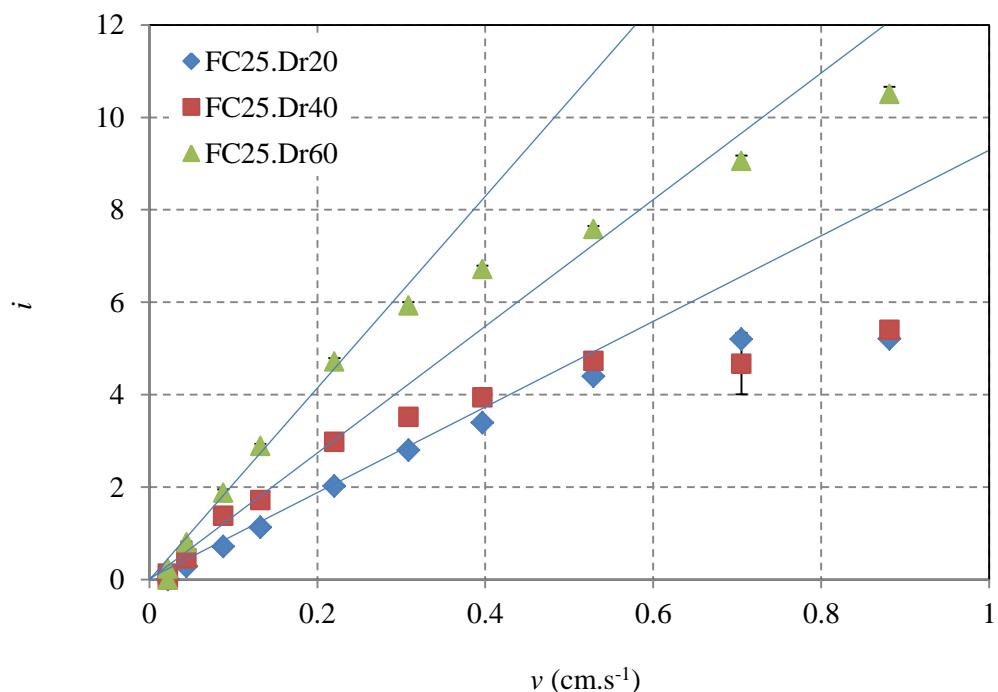


Figure 3.31 : Evolution du gradient hydraulique en fonction de la vitesse de l'écoulement.

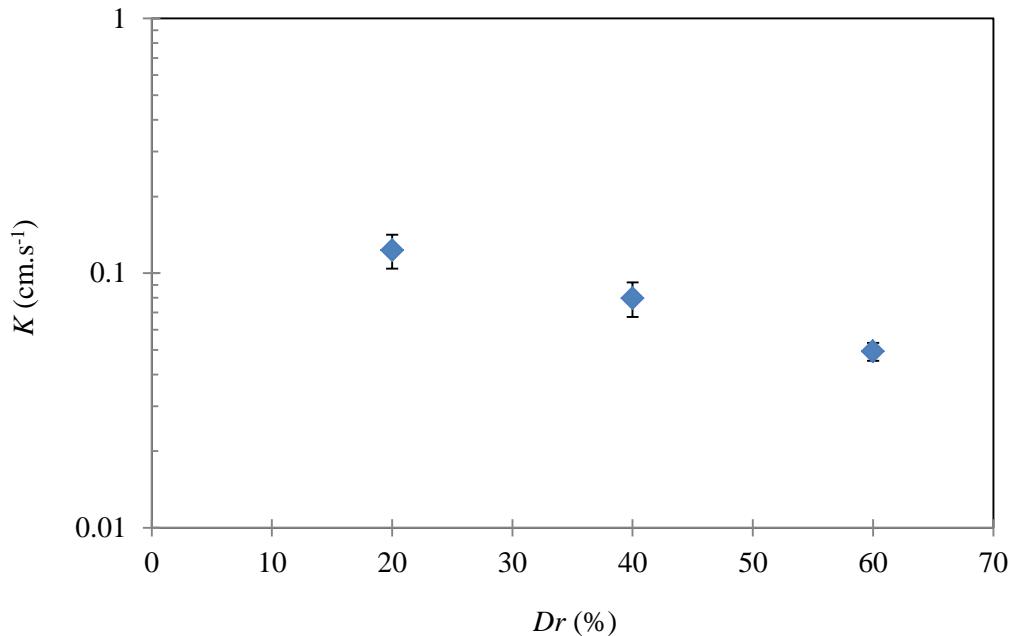


Figure 3.32 : Evolution de la conductivité hydraulique en fonction de la densité relative.

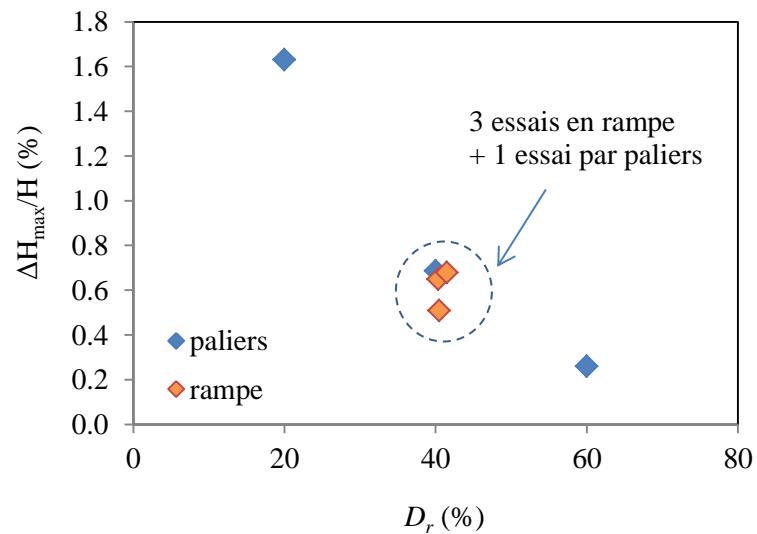


Figure 3.33 : Relation entre la déformation axiale et la densité relative initiale pour des échantillons de 25% de teneur en fines initiale.

3.5. Conditions d'initiation de l'érosion

Le gradient hydraulique critique de suffusion est le paramètre souvent utilisé pour déterminer la condition d'initiation de l'érosion. Un sol qui possède un gradient hydraulique critique élevé est ainsi considéré comme plus résistant à l'érosion. Dans la littérature, la définition choisie pour déterminer la condition critique d'apparition de la suffusion se base généralement

sur un ou plusieurs des critères suivants :

- Changement de la courbe granulométrique de l'échantillon avant et après l'essai d'érosion (Kenney & Lau, 1985).
- Changement de la pente de la courbe reliant la vitesse d'écoulement au gradient hydraulique (Skempton & Borgan 1994).
- Taux mesurable de particules fines érodés (Honjo *et al.*, 1996).
- Observations visuelles de la présence de particules dans l'effluent (Skempton & Brogan, 1994 ; Honjo *et al.*, 1996 ; Moffat, 2005).
- Variation du gradient hydraulique local en fonction du temps (Moffat, 2005).

Comme observé dans le cas de l'essai à écoulement descendant, aussi bien par rampe que par paliers, la relation entre le gradient hydraulique et la vitesse d'écoulement ne s'écarte que très progressivement de la tendance initiale linéaire même si l'évacuation de particules de fines est déjà effective (Figure 3.26). Par conséquent, la définition de l'apparition de la suffusion en se basant sur le changement de pente de la courbe reliant vitesse d'écoulement et gradient hydraulique (Skempton & Borgan, 1994 ; Ke & Takahashi, 2012) peut sous-estimer de façon sensible le gradient hydraulique critique.

Dans notre étude, le gradient hydraulique critique de la suffusion a été évalué en se basant sur le taux de particules érodées et sur les observations visuelles, et correspond à la valeur du gradient hydraulique au moment où les premières particules fines sont récoltées à la base de l'échantillon. La limite de cette méthode est qu'elle peut, elle aussi, sous-estimer le gradient critique sachant que les particules commencent à bouger à l'intérieur de l'échantillon même si aucune n'a encore été récoltée, c'est-à-dire même si le gradient hydraulique n'a pas encore atteint sa valeur critique. Ce constat est exposé et détaillé dans les analyses par techniques optiques de la microstructure d'un matériau soumis à un écoulement, et qui sont présentées dans le chapitre 4 (voir paragraphe 4.1). La vitesse d'écoulement correspondant au gradient hydraulique critique est appelée la vitesse d'écoulement critique.

Les valeurs critiques du gradient hydraulique et de la vitesse d'écoulement en fonction de la densité initiale sont présentées sur la Figure 3.34. Comme indiqué précédemment, il est difficile de déterminer le gradient hydraulique critique avec précision dans les essais d'érosion à débit constant car, bien que le débit appliqué soit maintenu constant, le gradient hydraulique varie au cours d'un palier. Les i_{cr} présentés ci-dessous sont donc les valeurs moyennes calculées au cours du premier palier pour lequel des fines ont été collectées ou les valeurs moyennes calculées entre la première et la deuxième collecte des fines dans les essais en rampe. Pour une même teneur en fines, dans le cas du chargement hydraulique par paliers

constants, le gradient hydraulique critique augmente significativement avec la densité relative tandis que la vitesse d'écoulement critique reste la même. Le sol est donc logiquement plus résistant à l'érosion lorsqu'il est plus dense, ce qui est cohérent. Concernant le gradient hydraulique critique pour un chargement par rampe, on constate que le i_{cr} de l'essai de rampe_022 est quasiment coïncide avec la tendance des i_{cr} des paliers constants.

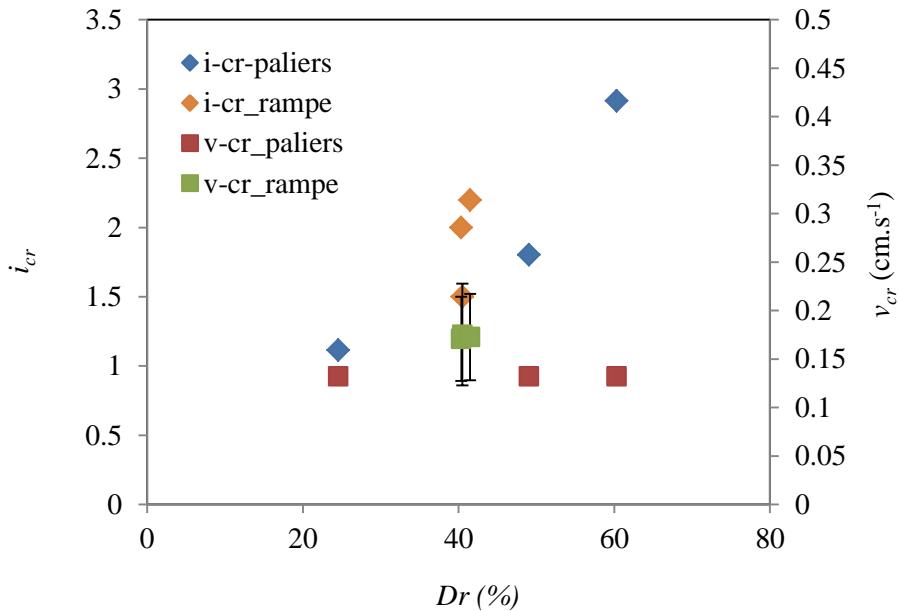


Figure 3.34 : Relation entre les valeurs critiques du gradient hydraulique et de la vitesse d'écoulement et la densité relative après saturation (cas FC = 25%).

La Figure 3.35 présente cette fois-ci la relation entre le gradient hydraulique critique et la teneur initiale en fines pour des échantillons ayant le même indice de densité initiale de 40% et différentes teneurs en fines. A l'exception de l'échantillon ayant une teneur en fines de 10%, pour lequel l'érosion n'a pas été observée (au sens où aucune particule fine n'a été collectée), on constate que le gradient hydraulique critique, dans le cas d'un chargement hydraulique par paliers, augmente quasi-linéairement avec la teneur en fines. Il est à noter que ce résultat n'est pas en accord avec les observations de Ke & Takahashi (2012) qui n'ont pas trouvé d'influence significative de la teneur en fines sur le gradient hydraulique critique. Cette contradiction peut sans doute s'expliquer par le fait que les essais de ces auteurs ont été réalisés dans des conditions différentes : chargement hydraulique pour un écoulement ascendant et densité initiale supérieure à 60%.

Un résultat intéressant concernant la vitesse de l'écoulement critique v_{cr} qui, de façon a priori surprenante, est indépendant de la densité relative et de la teneur en fines pour le chargement

par paliers (elle est autour de 0,15 cm/s). La même conclusion ne peut pas être avancée pour le chargement par rampe étant donné que dans ce cas, nous n'avons testé qu'une seule densité et une seule teneur en fines. Cependant, on remarque qu'elles sont rapprochées de celles des paliers constants.

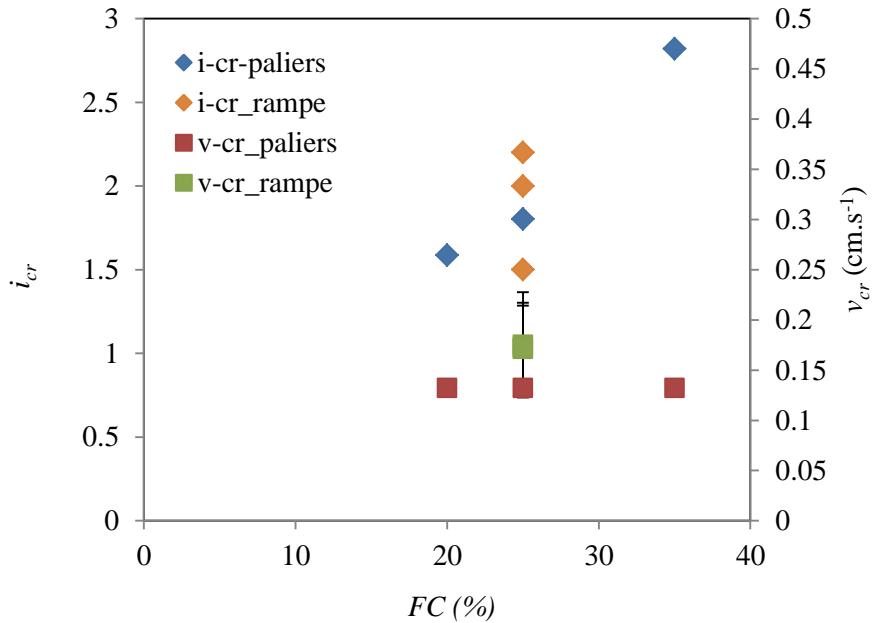


Figure 3.35 : Relation entre le gradient hydraulique critique et la teneur en fines initiale pour les échantillons de 40% de densité relative initiale.

3.6. Conclusions

La caractérisation qualitative et quantitative du phénomène de suffusion et de ses effets sur les caractéristiques géométriques a été réalisée à l'aide de plusieurs configurations d'essais. Les différentes configurations de chargement hydraulique, imitant la nature de l'écoulement in-situ, a permis de mettre en avant un certain nombre de mécanismes propres à l'érosion : l'aspect « dynamique » du chargement hydraulique (variation de chargement hydraulique au cours de l'essai) est vraisemblablement un paramètre important dans l'étude de la suffusion.

La visualisation à travers la paroi de la cellule montre qu'il existe des chemins préférentiels d'écoulement qui se forment, notamment entre le sol et la paroi, impliquant que la suffusion est un processus d'érosion hétérogène. Cela est également confirmé par les photographies prises de la surface supérieure de l'échantillon.

En général, concernant l'évolution de la masse récoltée en particules fines au cours de l'essai, la quantité de particules érodées augmente avec le débit et/ou le gradient hydraulique, mais

pas du tout de façon proportionnelle.

Pour ce qui est du tassement pendant la suffusion, celui-ci est d'autant plus important que la densité initiale est petite. Cela s'explique par le fait que les échantillons lâches ont une microstructure plus métastable à la fabrication (par damage humide) avec la présence d'agrégats et de macro pores plus prononcés. Par ailleurs, la teneur en fines initiale impacte également le tassement, qui augmente avec l'augmentation du pourcentage des fines. Il est intéressant de souligner que le tassement, qui correspond à la variation de l'indice des vides inter-granulaire, c'est-à-dire au squelette grossier, se stabilise autour d'une valeur de vitesse d'écoulement constante quel que soit le mode de chargement et sa valeur. Le squelette formé par les gros grains semble atteindre un état d'équilibre.

Concernant la variation de la densité, celle-ci dépend d'une conjugaison de la perte des fines et du tassement. Toutefois, dans tous les cas, l'état du sol devient plus lâche.

Dans les essais de chargement hydraulique par paliers constants, l'augmentation du chargement hydraulique entraîne une augmentation du gradient hydraulique ainsi qu'un tassement quasi instantané et brusque, et une perte des particules fines qui se fait majoritairement au moment de l'augmentation du débit, pour ensuite s'arrêter au bout d'un moment quelque soit la durée du chargement (tant qu'il est constant). L'érosion ne se reproduit de nouveau que lorsqu'il y a application d'un nouveau palier de chargement hydraulique, pour ensuite s'arrêter. Ce résultat revêt une grande importance car il signifie que l'érosion n'est pas proportionnelle au temps d'essai, et que, par conséquent, il ne semble pas pertinent d'évaluer un taux d'érosion comme cela se fait habituellement.

Dans les essais de chargement hydraulique en rampe, on trouve que le comportement du sol dépend non seulement de l'amplitude du chargement hydraulique mais également de la vitesse à laquelle l'écoulement est augmenté. En effet, le gradient hydraulique et le tassement se stabilisent plus rapidement lorsque la vitesse d'augmentation de débit est plus forte. Par ailleurs, le chargement par rampe n'induit pas des tassements récurrents comme cela a été observé dans le cas du chargement par paliers, ceux-ci se faisant graduellement avec le temps.

Concernant l'influence des paramètres de contrôle sur les paramètres hydrauliques du sol, on remarque que dans l'essai de chargement par paliers constants, le gradient hydraulique critique i_{cr} augmente avec l'augmentation de la densité et de la teneur en fines. Le i_{cr} des essais en rampe est du même ordre de grandeur que celui des essais avec un chargement par paliers. En revanche, la vitesse d'écoulement critique semble indépendante des propriétés du sol et de la procédure d'application de chargement hydraulique, contrairement aux résultats du chargement par palier constants. Enfin, en ce qui concerne la perméabilité, on trouve qu'elle a

la même tendance qui est initialement linéaire puis s'écarte très progressivement lorsque la vitesse de l'écoulement augmente.

Chapitre 4. Suffusion à l'échelle micro-structurelle

Pour accéder à une meilleure compréhension du phénomène de suffusion, qui est apparu hétérogène à travers les résultats et les observations du chapitre précédent, une étude à l'échelle micro-structurelle semble incontournable. Dans ce chapitre, nous présentons deux méthodes complémentaires qui ont été mises en œuvre pour accéder à l'échelle locale des grains, au sein d'un échantillon : l'observation de la suffusion au cours du temps par des techniques optiques (en 2D, par moyenne sur l'épaisseur) sur un matériau modèle (verre borosilicate) et par tomographie à rayons X (en 3D) sur un matériau réel (sable d'Hostun). La première méthode, utilisant un dispositif basé sur les techniques optiques, a pour but de comprendre qualitativement comment un sol suffusif se comporte sous un chargement hydraulique très faible. La deuxième méthode, basée sur les techniques d'observation par tomographie à rayons X, fournit des informations qualitatives et quantitatives permettant de clarifier l'évolution en espace et en temps de la suffusion au sein d'un échantillon de sol.

4.1. Visualisation de la suffusion par techniques optiques

Comme indiqué dans le chapitre 2, l'idée de départ de ce travail est d'utiliser la technique d'ajustement d'indice optique dans un milieu constitué de particules ayant des tailles distinctes afin de visualiser à l'échelle des grains le comportement du sol à la suffusion en fonction des sollicitations hydrauliques. Les particules fines peuvent se déloger et se déplacer dans le massif de sol lorsque les forces hydrauliques générées par l'écoulement sont suffisamment fortes. Généralement, le gradient hydraulique critique de suffusion est déterminé à l'échelle de l'échantillon comme étant le gradient à partir duquel des particules fines sont récoltées à la sortie de la cellule d'essai. Le type d'observation proposé ici permet de détecter le premier détachement et migration des particules les plus fines à l'intérieur de l'échantillon d'un sol modèle et de déterminer par conséquent le gradient critique pour lequel on a initiation de détachement des particules fines. On souligne qu'on ne présente dans cette section que des résultats préliminaires que nous n'avons pas pu approfondir du fait d'un manque de temps au regard de l'ensemble de ce travail de thèse.

Comme présenté dans le chapitre dédié aux techniques expérimentales (Chapitre 2), des particules de verre pilé immergées dans une huile iso-indice ont été utilisées à la place des particules de sol et de l'eau. Une fraction (10%) des particules fines est constituée d'un verre coloré (bleu) tandis que toutes les autres particules sont transparentes. Après avoir appliqué un

écoulement d'huile ascendant, les changements de position des particules fines colorées sont enregistrés. Les Figure 4.1 et Figure 4.2 présentent des photographies au début et à la fin d'un essai d'une durée de 10 minutes, réalisé sous un gradient hydraulique très faible $i \approx 0,07$. Par différences d'images, il est possible d'identifier ici 5 zones où des particules se sont déplacées. A ce stade, la force provoquée par l'écoulement n'est généralement pas suffisamment importante pour transporter des particules fines sur une grande distance et la plupart d'entre elles ne se déplacent que sur une courte distance et se redéposent rapidement à une position voisine de la position initiale dès qu'elles trouvent une nouvelle position d'équilibre (cas 1, 2 et 3 sur la figure). Seules quelques fines sont transportées sur une distance plus longue mais la simple différence d'images ne permet pas alors de suivre le chemin parcouru par ces particules qui peuvent être transportées hors du plan de visualisation (cas 4 et 5 sur la figure). On considère dans ce cas qu'elles ont été évacuées par l'écoulement.

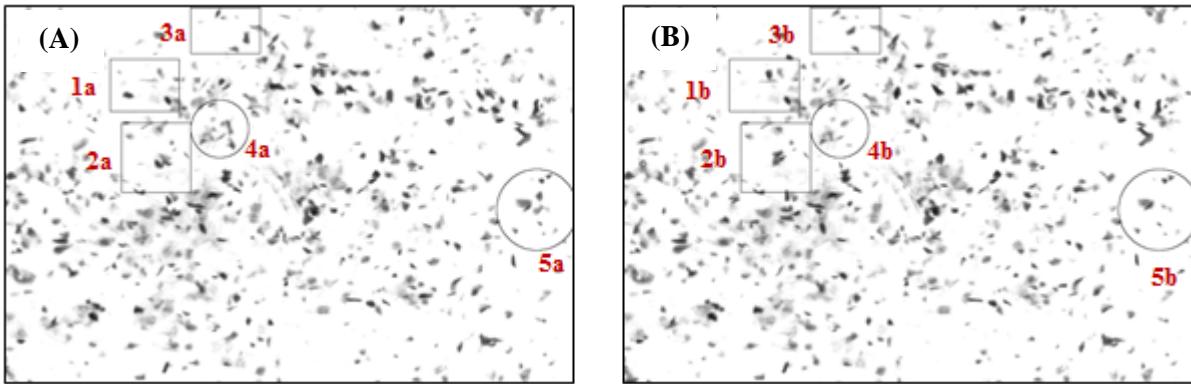


Figure 4.1 : Déplacement des particules fines durant l'essai d'érosion sous un gradient hydraulique $i = 0,07$; (A) à $t_0 = 0$, et (B) à $t = 10$ minutes ; (rectangles : déplacement et blocage des fines ; cercles : lavages des fines).

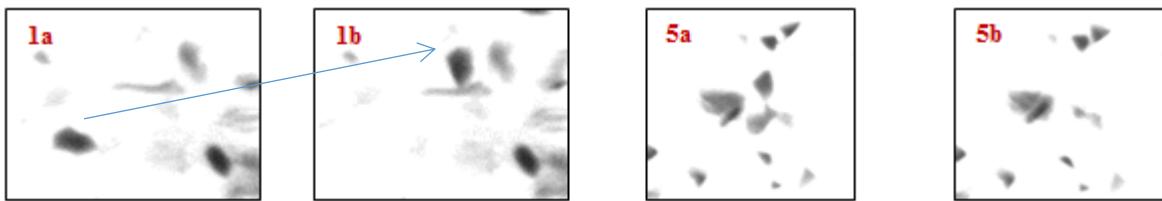


Figure 4.2 : Zoom sur le mouvement de certaines particules : (1a) et (5a) positions initiales, (1b) et (5b) positions après 10 minutes d'essai.

En observant dans la durée le processus d'érosion, on peut constater que le détachement et le transport des particules se font sur une période assez courte, environ 1 à 2 minutes à chaque augmentation de débit. Au-delà de cette durée, le processus d'érosion et de migration interne n'est plus actif bien que le débit soit maintenu constant. Ce type de conclusions a déjà été

mentionné dans le chapitre 3, et est donc confirmé par ces nouvelles observations en temps réel et à l'échelle des grains. La suffusion apparaît donc bien comme un phénomène « sélectif » avec une masse érodée en début de sollicitation, et n'est pas proportionnelle à la durée de l'essai : les particules fines pouvant être érodées sont sélectionnées selon leur taille et leur exposition en fonction du chargement hydraulique appliqué et, dès lors que le palier imposé, l'ensemble de ces particules sont entraînées, après dépassé une certaine durée, le processus d'érosion devient inactif. La visualisation locale du phénomène confirme bien également, comme supposée au chapitre 3, que de petits mouvements de particules sont observés bien avant que les conditions hydrauliques de migration sur de longues distances ne soient atteintes.

4.2. Visualisation de la suffusion par tomographie à rayons X

Comme on l'a déjà mentionné, les résultats de la littérature au sujet du comportement d'un sol soumis à un processus de suffusion ne montrent qu'une observation à l'échelle macroscopique, au même titre que notre étude présentée au chapitre 3. Face à ce manque d'information sur ce processus à l'échelle des grains, la motivation de cette partie de l'étude est de quantifier précisément, à l'aide d'un dispositif de tomographie à rayons et pour les conditions expérimentales présentées au chapitre 2, l'évolution de la microstructure d'un sol érodé par ce type d'érosion dont on sait qu'il se produit initialement à certains endroits seulement, là où des écoulements préférentiels ont lieu, et qu'il progresse ensuite dans une plus large zone de l'échantillon comme présenté dans les paragraphes 3.1.2 (Figure 3.7).

4.2.1. Visualisation des images brutes

Les images 3D reconstituées sont des images de 16 bits, c'est-à-dire que chaque pixel peut prendre une valeur parmi 65535 niveaux de gris. Le volume de chaque image est de $900 \times 900 \times 1700$ pixels, ce qui correspond à un volume de $81 \times 81 \times 153$ mm, soit approximativement 1 dm³ (ou 1 litre). La zone visualisée est un parallélépipède qui contient l'intégralité de l'échantillon cylindrique de sol de 70 mm de diamètre et de 140 mm de hauteur.

La Figure 4.3 présente pour les 4 scans successifs obtenus (*cf.* Figure 2.44) une coupe verticale médiane de l'échantillon. On remarque qu'en augmentant le débit appliqué, l'érosion des particules fines apparaît beaucoup plus importante au bord de l'échantillon qu'en son centre. Cela est confirmé par la Figure 4.4 qui montre pour chaque scan des coupes horizontales à 3 hauteurs différentes de l'échantillon (H/4, H/2 et 3H/4). Si l'on revient plus

en détail sur la Figure 4.3, on peut distinguer des lignes horizontales plus sombres correspondant aux frontières entre les différentes couches de fabrication de l'échantillon. Celles-ci sont bien marquées sur le scan 01 (juste après la saturation) et le scan 02 (après application d'une faible charge hydraulique de 0,05 cm/s). Une fois l'érosion initiée, la séparation entre couches est nettement moins visible au scan 03 et semble avoir totalement disparu au scan 04. Le tassement dû à l'érosion est très net sur les coupes des scans 03 et 04. On peut remarquer que ce tassement induit par l'érosion est assez fortement dissymétrique avec un tassement de plus en plus important en se rapprochant de la paroi latérale.

Le Tableau 4.1 montre l'évolution du volume de sol érodé (déduit de la masse déterminée par pesée) durant l'essai de suffusion lors de l'acquisition de chaque scan successif. Ces valeurs seront utilisées ultérieurement pour comparaison avec celles obtenues à partir du traitement d'images.

Tableau 4.1 : Evolution du volume des deux phases solides déterminées par pesée durant l'essai de suffusion.

	scan 01	scan 02	scan 03	scan 04
Grains grossiers (cm ³)	259,7	259,7	259,7	259,7
Fines (cm ³)	85,7	85,7	65,1	39,0
Grains grossiers + fines (cm ³)	345,4	345,4	324,8	298,7

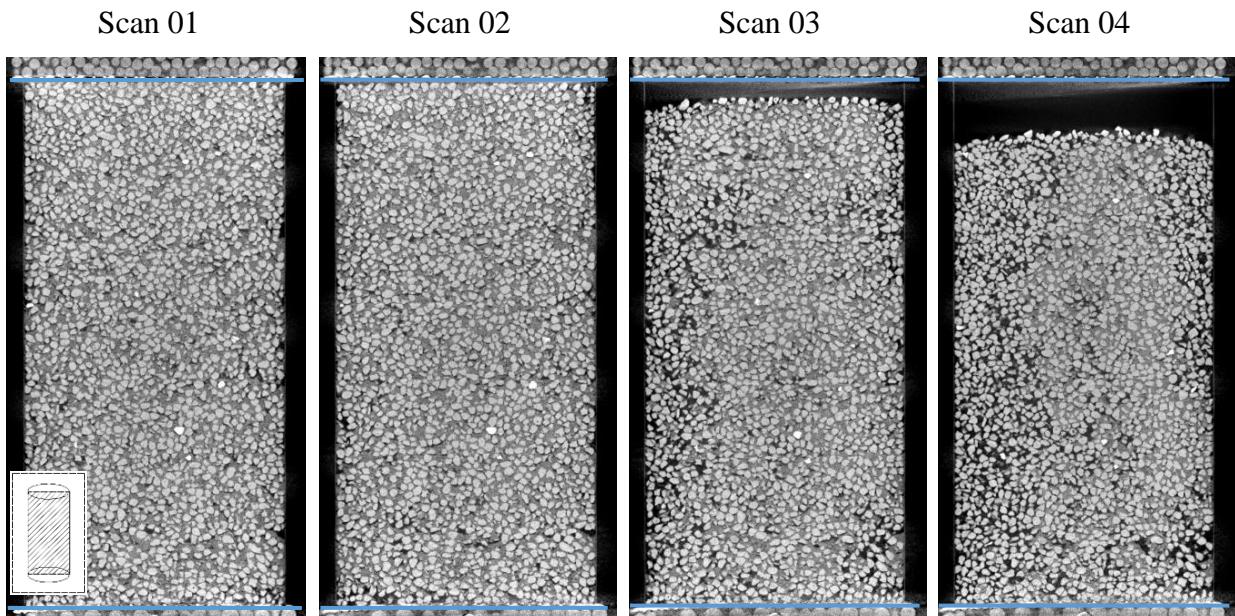


Figure 4.3 : Vue de l'échantillon en coupe verticale médiane pour les 4 scans successifs (de gauche à droite).

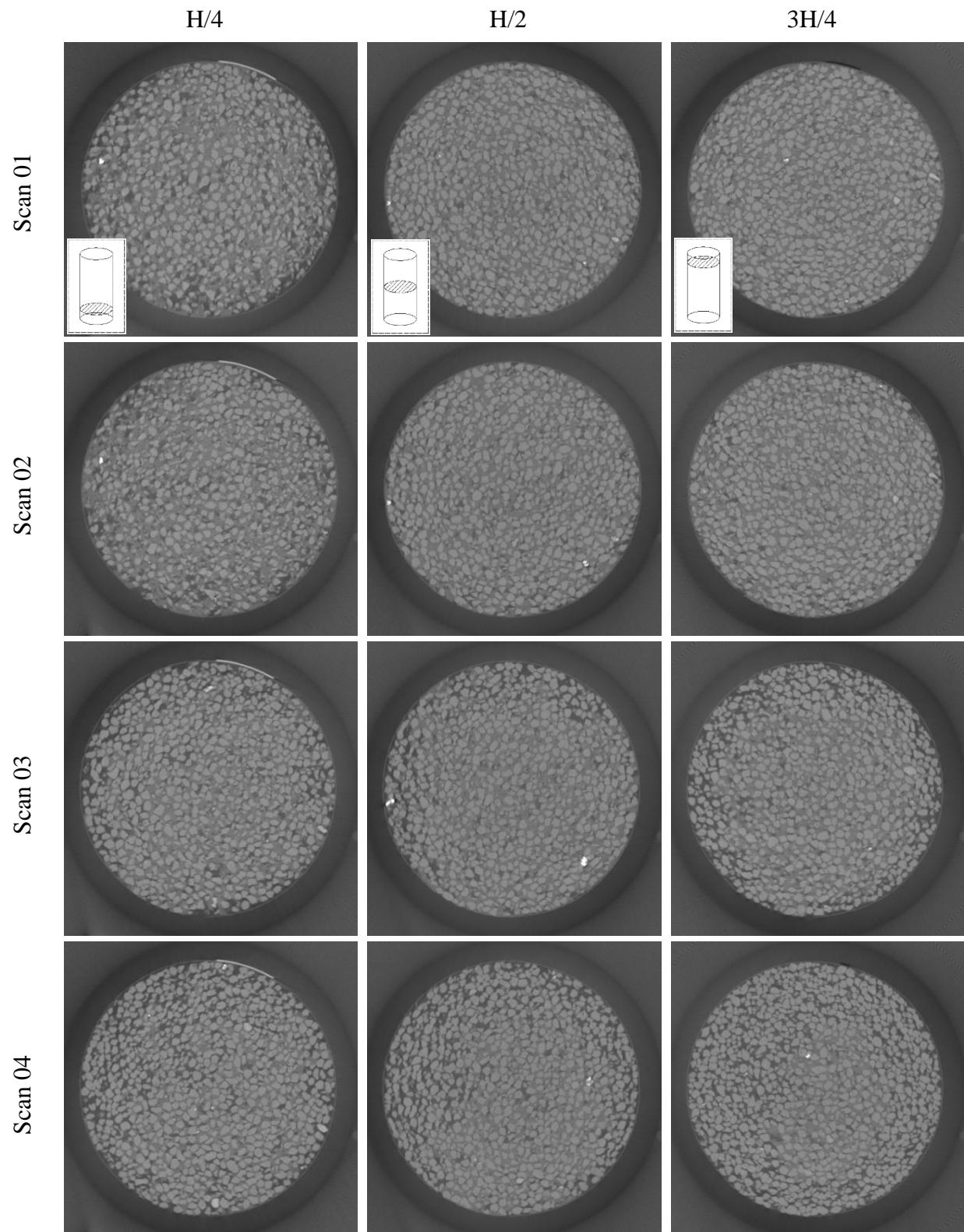


Figure 4.4: Vue de l'échantillon en coupe horizontale à différentes hauteurs (H/4, H/2 et 3H/4) pour les 4 scans successifs (de haut en bas).

4.2.2. Calcul des fractions en particules fines et en grains grossiers

Cette section détaille la façon dont les grains sont identifiés selon leur classe (particules fines ou grains grossiers) dans chaque image en niveaux de gris 3D provenant de la tomographie. C'est une étape importante pour accéder à une analyse à l'échelle micro, *i.e.*, à l'échelle du grain pour le sable grossier. Le langage de programmation Python et le logiciel libre *ImageJ* (en particulier la distribution F_{ij}) sont utilisés pour le traitement d'images. Les étapes suivantes sont mises en œuvre successivement pour analyser les images brutes provenant de chacun des 4 scans.

L'image 3D reconstituée par tomographie est tout d'abord nettoyée à l'extérieur de l'échantillon du sol en imposant un niveau de gris égal à 0 aux zones correspondant aux deux grilles en inox, aux couches de billes de verre inférieure et supérieure, et aux zones radiales hors de l'échantillon. Ayant ainsi conservé uniquement le volume de l'échantillon de sol, la nouvelle image (image reconstituée nettoyée) ne présente plus que des grains grossiers, des particules fines et de l'eau pure (appelée vide par la suite).

Les particules fines et les grains grossiers sont constitués du même matériau (sable siliceux). Les niveaux de gris de ces 2 types de grains sont par conséquent approximativement les mêmes. Cependant, la taille des particules fines étant petite par rapport à la résolution des scans, (taille d'un voxel = $0,43d_{50}$ avec $d_{50} = 210 \mu\text{m}$), le niveau de gris de chaque particule fine ne peut pas être mesuré de manière exacte. Seul des niveaux de gris moyens correspondant au mélange des particules fines et de l'eau interstitielle peuvent être mesurés. Ces valeurs sont par conséquent inférieures à celles correspondant à de la silice pure (grains grossiers) et supérieures à celles correspondant à de l'eau pure. Si les niveaux de gris moyens des grains grossiers et de l'eau interstitielle sont faciles à mesurer, les niveaux de gris du mélange eau/particules fines varient eux dans une plus large gamme selon la compacité locale des fines dans les pores inter-granulaires. L'étape suivante consiste donc à identifier la fraction des grains grossiers de l'échantillon et ensuite à corrélérer les niveaux de gris du mélange eau/fines dans l'espace poral inter-granulaires avec la concentration en fines.

Pour cela, en appliquant un seuil sur l'image reconstituée nettoyée, nous pouvons obtenir une image binarisée qui ne présente que 2 phases complémentaires : celle des vides inter-granulaires et celle des grains grossiers. Comme la taille du voxel est un paramètre connu, le volume des grains grossiers est calculé en multipliant la somme des voxels de grains grossier par la taille du voxel. La valeur seuil de binarisation est alors choisie avec précision de façon que le volume des grains grossiers ainsi calculé corresponde exactement au volume réel des grains grossiers introduits dans l'échantillon (Tableau 4.1). Ces images binarisées du type de

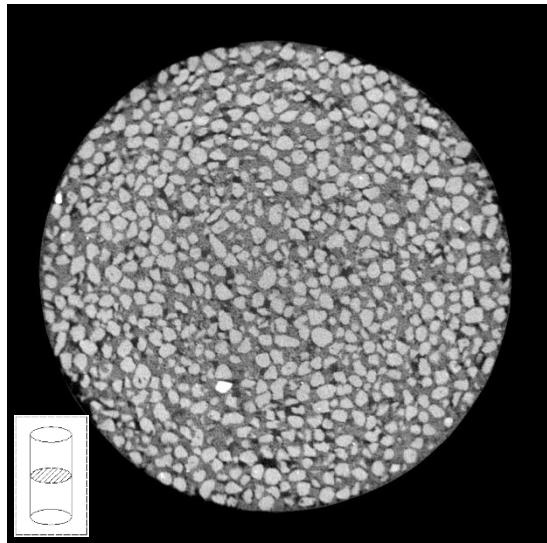
celle présentée à la Figure 4.5b sont utilisées pour le calcul précédent du volume des grains grossiers et donc de l'indice des vides inter-granulaire e_g mais aussi afin de servir de masques pour les calculs du volume des particules fines présenté ci-dessous.

Dans cette étape, les voxels inclus dans les pores inter-granulaires (identifiés dans l'étape précédente) sont redimensionnés de telle sorte que le niveau de gris des voxels ne contenant que de l'eau soit égal à 0 et que celui des voxels à l'intérieur des grains grossiers et remplis uniquement de silice pure soit égal à 1. L'image ainsi obtenue, présentant des niveaux de gris repartis entre 0 et 1, est appelée « image calibrée ». Pour identifier les grains grossiers dans les images calibrées, le masque des grains grossiers obtenu à partir de l'image binarisée est utilisé par superposition, pixel par pixel, à l'image calibrée. Par conséquent, dans l'image calibrée après masquage, le niveau de gris de tous les voxels de grains grossiers est strictement égal à 1, tandis que le niveau de gris de tous les autres voxels varie de 0 (eau pure) à 1, en fonction de la concentration locale en particules fines (Figure 4.5c). Finalement, le volume des particules fines peut être calculé par l'équation suivante :

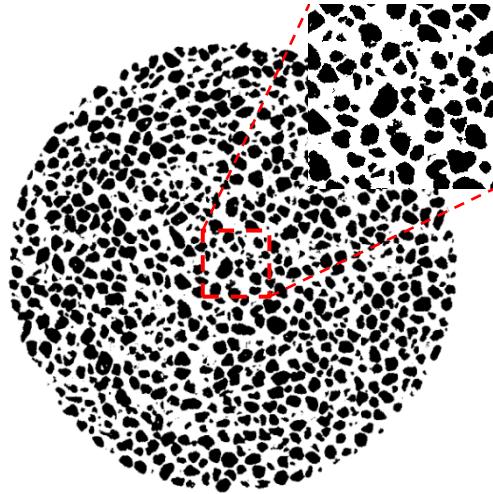
$$V_{PF} = \sum_{voxel \in pores \text{ inter-granulaires}} V_{vox} \times I_{vox}^c \quad \text{Équation 4.1}$$

où V_{PF} est le volume des particules fines, V_{vox} la taille de voxel (90 μm), I_{vox}^c le niveau de gris calibré de chaque voxel.

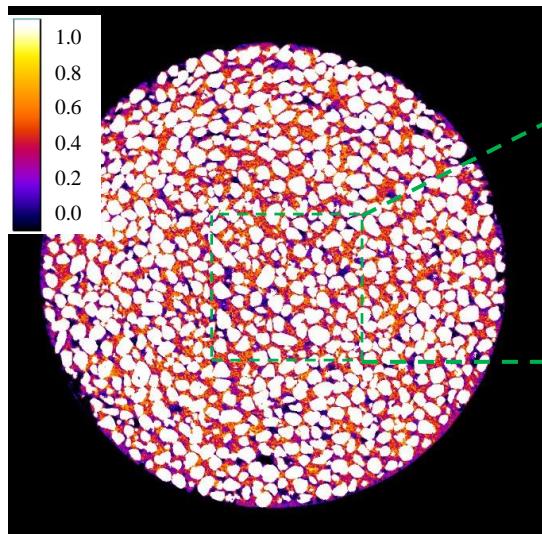
Le traitement d'images décrit ci-dessus a été appliqué aux 4 scans afin de mesurer les volumes des grains grossiers, des particules fines, des vides (eau pure) et d'analyser leurs répartitions spatiales respectives. La Figure 4.6 présente des coupes verticales dans un plan médian de l'échantillon pour les 4 scans où la concentration en fines dans les pores inter-granulaires est représentée par une échelle de couleurs. Quantitativement, le Tableau 4.2 montre les volumes des fines, des grains grossiers et des vides obtenus à partir du traitement d'image. On vérifie bien que le volume des solides dans l'échantillon pour chaque phase de l'essai calculé par traitement d'image est pratiquement égal à celui obtenu par pesée (Tableau 4.1). Par conséquent, notre méthode de traitement d'image est validée et peut être utilisée pour les analyses microstructurales qui suivent.



(a) Image brute



(b) Image binarisée : identification des grains grossiers



(c) Image calibrée (après utilisation du masque) : concentration en fines dans les pores inter-granulaires.

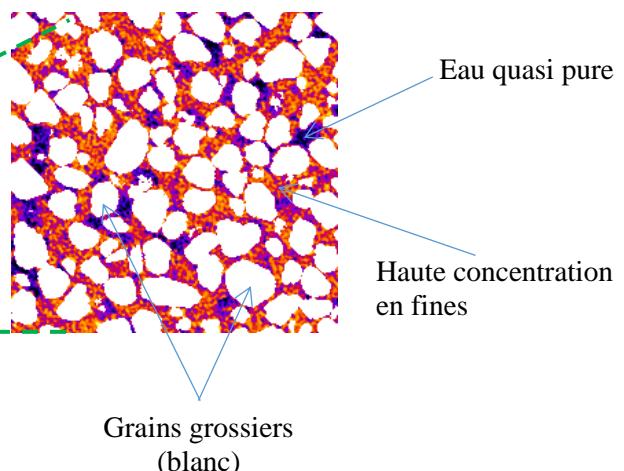


Figure 4.5 : Identification des grains selon leur classe (particules fines et grains grossiers) et des vides dans l'échantillon.

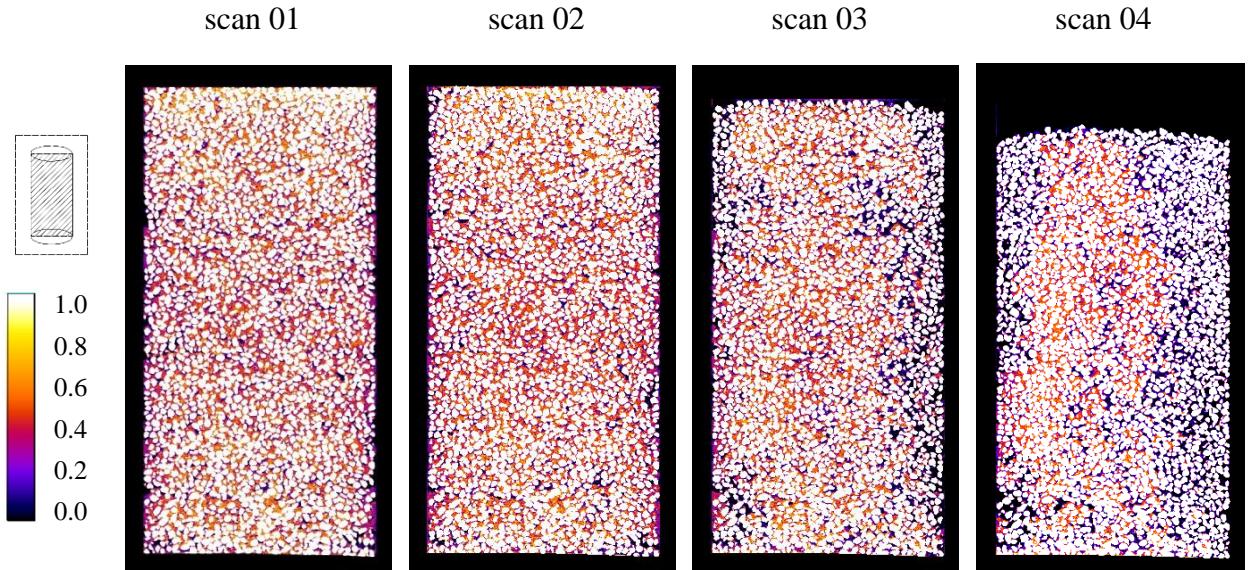


Figure 4.6 : Répartition spatiale de la fraction en fines dans l'espace entre grains grossiers pour les 4 scans successifs (coupes verticales médianes).

Tableau 4.2 : Evolution du volume des deux phases solides déterminées par traitement d'images durant l'essai de suffusion.

	scan 01	scan 02	scan 03	scan 04
Grains grossiers (cm^3)	259,8	259,7	259,6	259,8
Fines (cm^3)	86,1	85,0	64,3	38,5
Grains grossiers + fines (cm^3)	345,9	344,7	323,9	298,3
Volume d'échantillon (cm^3)	535,64	535,44	516,08	481,51
Volume des pores (cm^3)	189,69	190,68	194,25	183,93
(<i>changement de volume des pores, cm^3</i>)	(+0,0)	(+0,99)	(+4,56)	(-5,76)

4.2.3. Teneur en fines, indice des vides et indice des vides inter-granulaires à l'échelle de l'échantillon

L'évolution des propriétés géométriques de l'échantillon (teneur en fines f , indice des vides global e , indice des vides inter-granulaires e_g) pendant l'essai suffusion est tout d'abord étudiée à l'échelle de l'échantillon. Ces paramètres déterminés à partir du traitement d'images sont présentés sur la Figure 4.7 pour les 4 scans successifs.

Une diminution de la teneur en fines f par l'érosion est observée, entraînant systématiquement une augmentation de l'indice des vides global. Par ailleurs, une diminution de l'indice des

vides inter-granulaires e_g est également observée. Néanmoins, au regard de l'évolution de l'indice des vides, il apparaît qu'il y a conjugaison entre la perte de volume liée au départ des fines érodées et le tassemement d'ensemble par réarrangement des grains grossiers.

En regardant plus en détail la variation du volume des vides V_v , pour les scans 03 et 04 pour lesquels le processus de suffusion est important, il est intéressant de déterminer qui de l'érosion des particules fines (*i.e.*, augmentation de volume V_v) ou du tassemement du squelette granulaire (*i.e.*, diminution de volume V_v) est prédominant. Les résultats dans le Tableau 4.2 suggèrent que, pour le scan 03, l'érosion est le processus principal qui modifie la structure globale de l'échantillon en la rendant plus lâche. Cependant, comparé au volume perdu par érosion des particules fines ($-21,7 \text{ cm}^3$) l'augmentation de volume des pores reste très limitée ($+4,56 \text{ cm}^3$). Cela signifie que l'augmentation de volume V_v lié à la perte des fines est presque équivalente à la diminution de volume V_v causée par le tassemement du squelette granulaire. A contrario, le scan 04 est principalement affecté par le tassemement et la densification de la structure avec une diminution modérée du volume des pores ($-5,76 \text{ cm}^3$) même si le taux d'érosion est plus important par rapport à l'étape précédente ($-25,8 \text{ cm}^3$). Comme on le constate ici encore, l'étude de l'érosion à l'échelle de l'échantillon ne permet pas d'analyse plus approfondie de ce mécanisme qui nécessite de travailler à une échelle plus fine. Cela a été rendu possible par ces données de tomographie à rayons X comme montré et détaillé dans les sections suivantes.

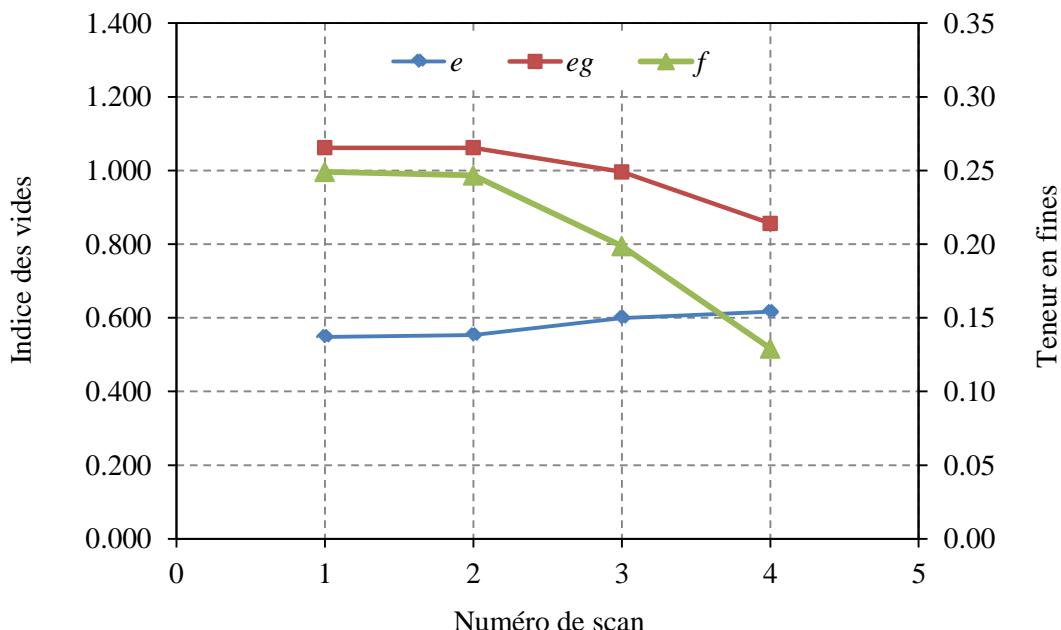


Figure 4.7 : Evolution de l'indice des vides e , de l'indice des vides inter-granulaires e_g et de la teneur en fines f .

4.2.4. Distribution verticale de la teneur en fines, de l'indice des vides et de l'indice des vides inter-granulaires

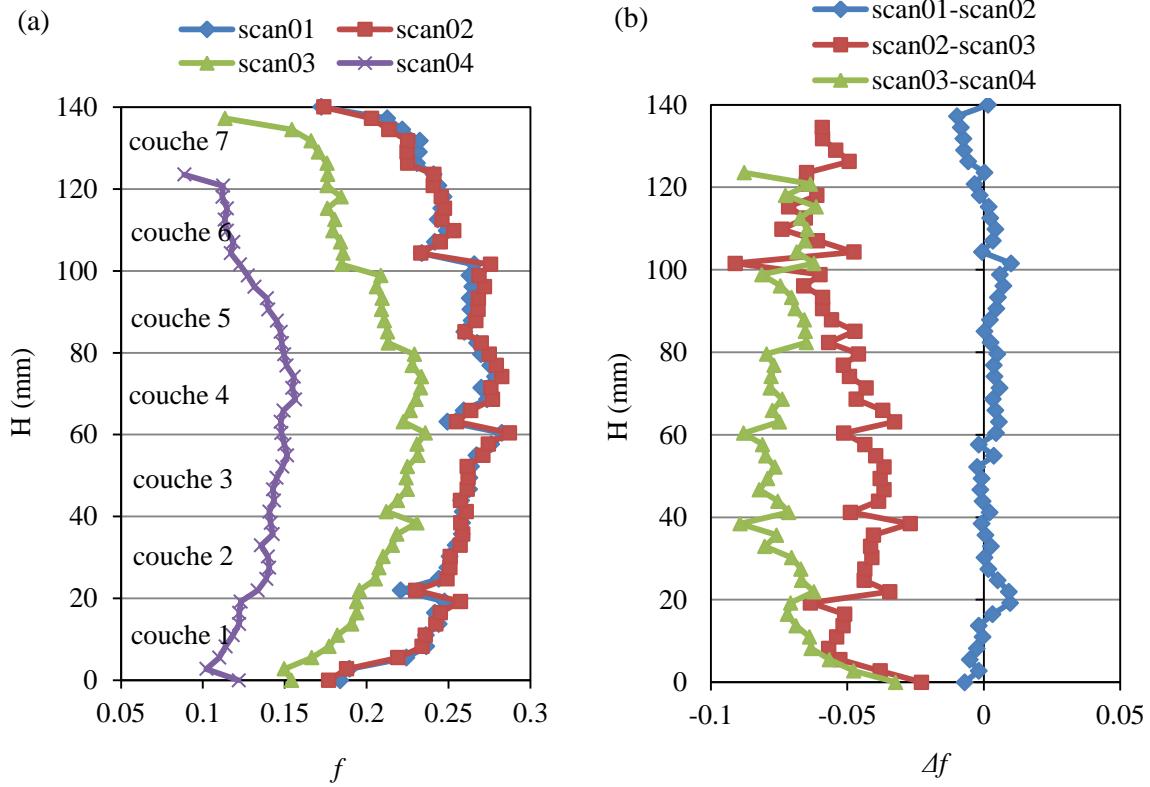
Des profils verticaux de e , e_g et f peuvent également être tracés en effectuant une moyenne sur tous les volumes élémentaires situés autour d'une hauteur donnée. La Figure 4.8 présente l'évolution de ces paramètres et leurs variations incrémentales d'un scan à un autre (le suivant) en fonction de la hauteur le long de l'échantillon. On peut distinguer clairement sur les profils verticaux des scans 01 et 02 les différentes couches de sol déposées par damage humide lors de la fabrication des échantillons. La séparation entre les couches est toujours visible dans le scan 03 mais avec beaucoup moins d'intensité, puis devient indéetectable sur le scan 4. Cela est dû au réarrangement des grains grossiers suite à l'érosion et au départ de particules fines, ainsi qu'au tassemement. On note également sur les scans 01 et 02 que la teneur en fines, ainsi que les indices de vides e et e_g sont plus faibles en haut de l'échantillon par rapport à la valeur moyenne à mi-hauteur de l'échantillon. Cela peut être attribué à un défaut lors de la fabrication de l'échantillon.

En observant la variation de la teneur en fines entre le scan 01 et 02 (Figure 4.8b), bien qu'il soit confirmé que la teneur en fines globale de l'échantillon reste inchangée (puisque l'évacuation des fines n'a pas encore été observée dans cette étape), une légère modification de la distribution verticale des fines est néanmoins visible, avec une variation de la teneur en fines plus significative au sommet de l'échantillon. Pour expliquer cela, il faut rappeler que les scans 01 et 02 sont respectivement obtenus après la phase de saturation réalisée en appliquant un écoulement ascendant et après inversion de l'écoulement (du sens ascendant au sens descendant) pour réaliser ensuite les paliers d'érosion. Ainsi, durant la saturation, quelques particules fines contenues entre et autour des grains grossiers peuvent avoir été déstabilisées et tomber sur une certaine distance. Il est ensuite probable que la modification du sens de l'écoulement ait remobilisé ces particules et, par conséquent, modifié légèrement la concentration en fines avec une perte attendue dans la partie haute de l'échantillon et une légère migration d'ensemble vers le bas de l'échantillon. Sur la Figure 4.8a, les scans 03 et 04 sont caractérisés par une chute nettement plus significative de la teneur en fines sur toute la hauteur de l'échantillon lorsque l'érosion se produit. L'érosion incrémentale est plus prononcée dans les deux couches supérieures dans le scan 03 tandis que le processus est assez homogène dans le scan 04.

En ce qui concerne l'évolution de l'indice des vides (Figure 4.8c), on peut observer qu'à l'exception du haut de l'échantillon, celui-ci varie peu le long de sa hauteur. Cela peut être attribué à un équilibre ou effet conjugué entre l'érosion des fines et le tassemement du squelette granulaire. De manière cohérente, l'indice des vides inter-granulaires diminue

significativement à cause du tassement progressif et de la réorganisation des grains grossiers induits par la perte de fines et la déstabilisation de la structure granulaire.

Il est intéressant de noter qu'il n'y a pas eu d'observation de zones avec forte concentration en fines (sauf celles créées initialement par le mode de préparation) au cours de l'essai, ce qui signifie qu'il n'y a pas eu de phénomène de colmatage durant le processus de suffusion.



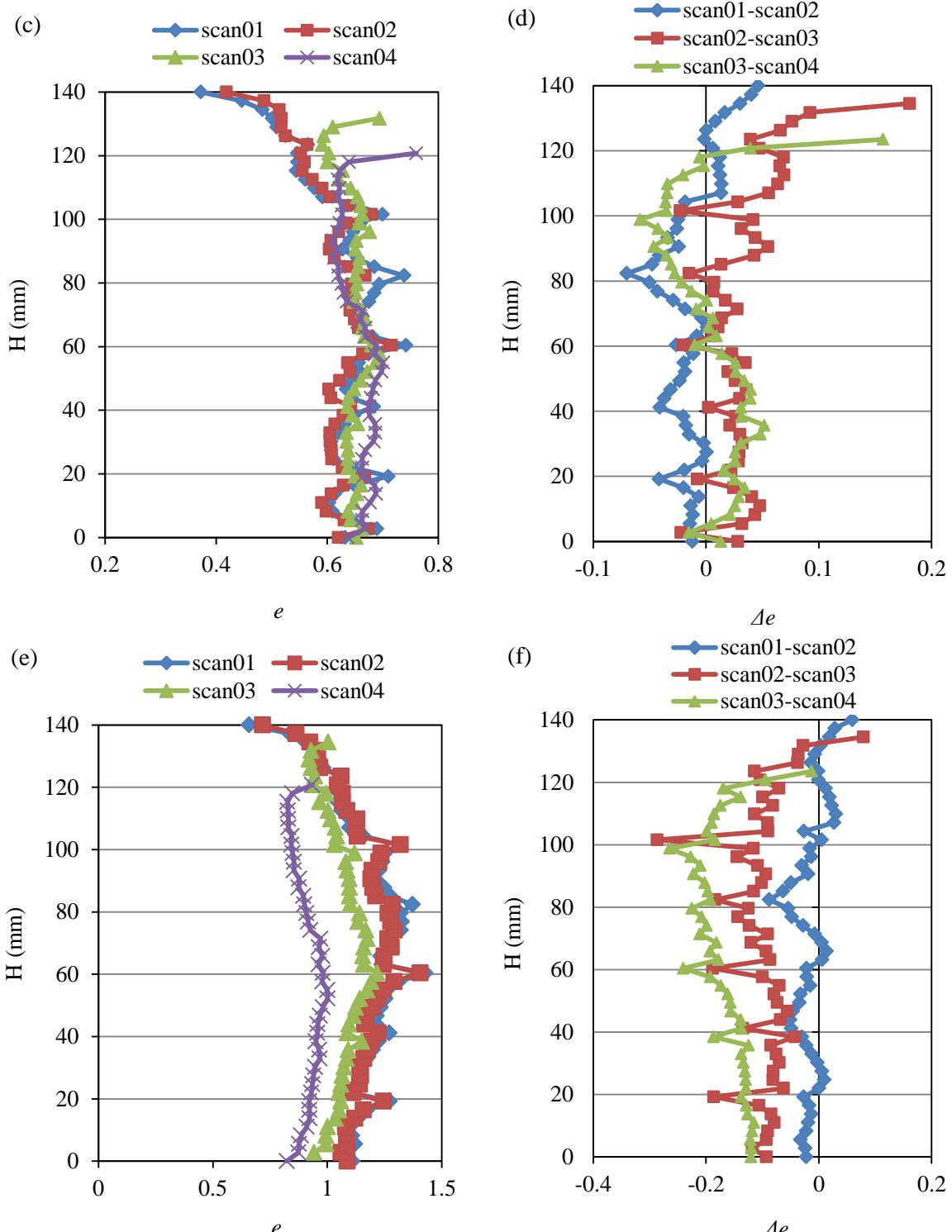


Figure 4.8 : Profils verticaux de : (a) la teneur en fines f et (b) sa variation incrémentale Δf ; (c) l'indice des vides e et (d) sa variation incrémentale Δe ; (e) l'indice des vides inter-granulaires e_g et (f) sa variation incrémentale Δe_g .

4.2.5. Distribution radiale de la teneur en fines, de l'indice des vides et de l'indice des vides inter-granulaires

La Figure 4.9 montre l'évolution des profils radiaux de f , e , e_g et leur variation incrémentale respective pour les 4 scans tracés en effectuant cette fois-ci une moyenne sur tous les volumes élémentaires situés autour d'une distance r (rayon) de l'axe de l'échantillon.

Pour les scans 01 et 02, avant que l'érosion n'apparaisse, on observe bien l'existence d'un effet de bord en périphérie de l'échantillon. On peut noter que la méthode de préparation par damage humide suivie de la phase de saturation ne permet pas de créer un échantillon parfaitement homogène en termes de distribution radiale des fines. La teneur en fines y est plus faible à proximité de la paroi latérale, ce qui entraîne une augmentation de l'indice des vides et de l'indice des vides inter-granulaires au bord de l'échantillon. L'évolution de la teneur en fines du scan 01 au scan 02 est quasiment négligeable. Seul un très léger changement au niveau de la paroi est observé (Figure 4.9a). Dans les scans 03 et 04, la perte de fines près de la périphérie est beaucoup plus élevée que celle au centre et il y a une diminution assez progressive de la teneur en fines en allant vers le centre de l'échantillon. Cependant, en ce qui concerne la variation incrémentale de la teneur en fines (Figure 4.9b), le scan 3 révèle une zone à la périphérie où l'on observe une forte diminution de celle-ci, alors qu'elle reste presque constante dans la zone centrale. Inversement, le scan 04 montre une distribution à peu près constante et homogène de cette variation incrémentale de la teneur en fines. Autrement dit, l'érosion des fines est fortement hétérogène par rapport à la direction radiale dans l'incrément 02-03 et tend ensuite à devenir beaucoup plus homogène dans l'incrément 03-04.

En regardant l'évolution incrémentale de l'indice des vides (Figure 4.9d), on observe qu'au centre de l'échantillon, approximativement pour $r/R < 0,5$ (R étant le rayon de l'échantillon), l'indice des vides est légèrement plus faible, l'état du sol dans cette zone est donc plus dense. Dans cette zone, la perte des fines semble être compensée par la déformation de la structure primaire (*i.e.*, formée par les grains grossiers). Enfin, concernant l'évolution de l'indice des vides inter-granulaires (Figure 4.9e), une densification assez homogène est observée partout dans l'échantillon.

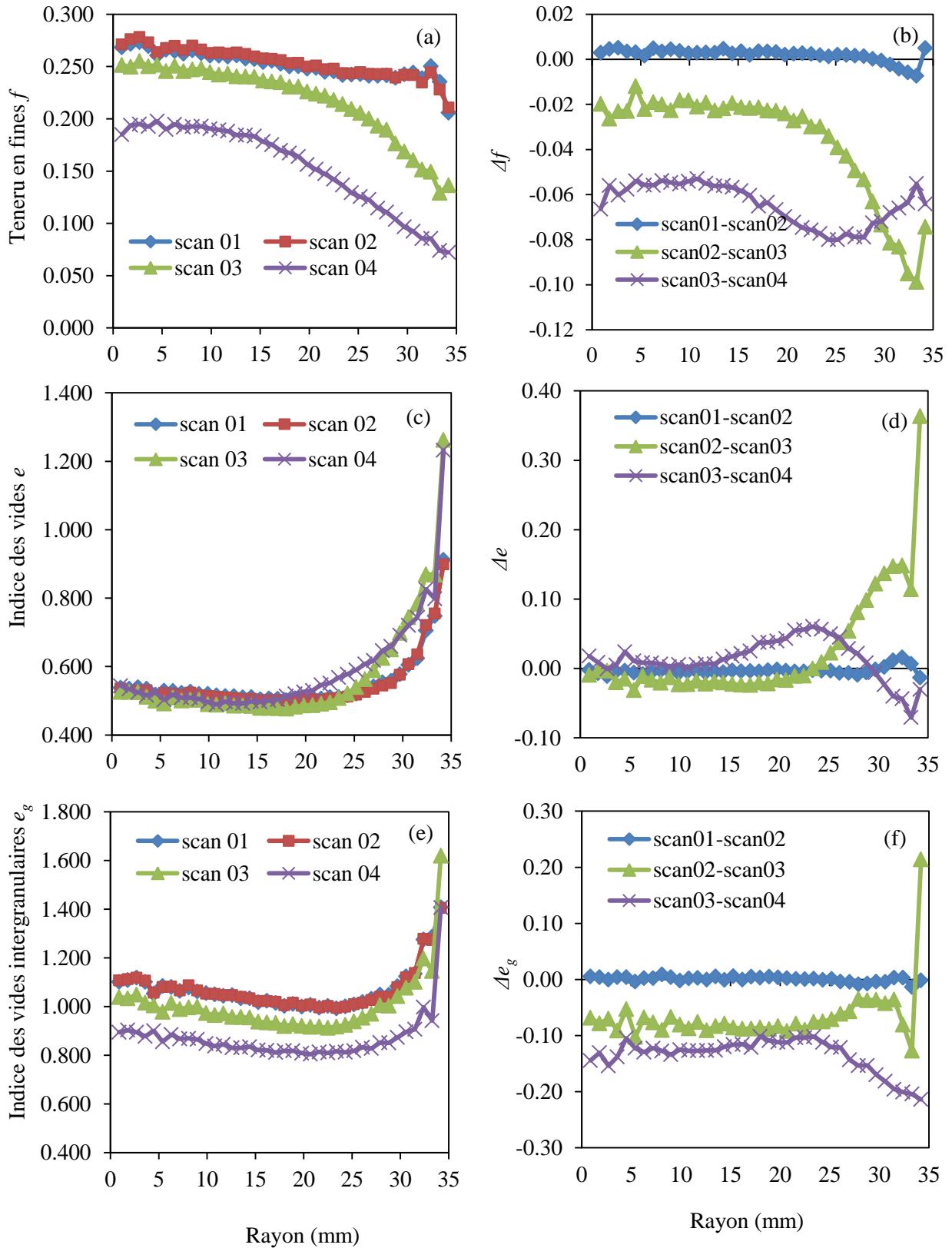


Figure 4.9 : Profils radiaux de la teneur en fines f , de l'indice des vides e et de l'indice des vides inter-granulaires e_g .

4.2.6. Champs de déformations

Comme on l'avait indiqué, la résolution des scans est insuffisante pour identifier chaque particule fine, seuls les grains grossiers sont repérés individuellement. Par conséquent, il est difficile de déterminer la déformation locale des fines dans les pores inter-granulaires, néanmoins le déplacement des grains grossiers est lui accessible avec précision par corrélation d'images. Travailler avec les images complètes est problématique d'une part parce que les déplacements sont importants et d'autre part parce que certaines zones perdent beaucoup de fines, ce qui change la « texture » des zones à corrélérer. Par conséquent, la corrélation d'images s'est faite sur les images binarisées où seuls les gros grains apparaissent et où les vides inter-granulaires sont masqués. Les techniques de traitement d'image utilisées (volumetric Digital Image Correlation) ne sont pas détaillées dans ce document mais sont présentées dans Tudisco *et al.* (2017). Dans les paragraphes qui suivent, nous présentons et discutons les champs de déformation de la fraction grossière de l'échantillon.

La Figure 4.10 montre le déplacement des grains grossiers calculé par rapport à leur position initiale (scan 01). Sur cette figure, le déplacement des grains grossiers dans le scan 04 n'est pas présenté car il n'a pas pu être déterminé à cause de trop grands déplacements. Pour résoudre ce problème de grandes déformations, une solution alternative sur les déformations incrémentales est proposée et sera présentée juste après. On observe un grand déplacement sur la partie haute de l'échantillon (jusqu'à 4,5 mm entre le scan 01 et 03). Logiquement, le déplacement diminue progressivement jusqu'à zéro en s'approchant de la base de l'échantillon qui est bloquée par une grille fixe.

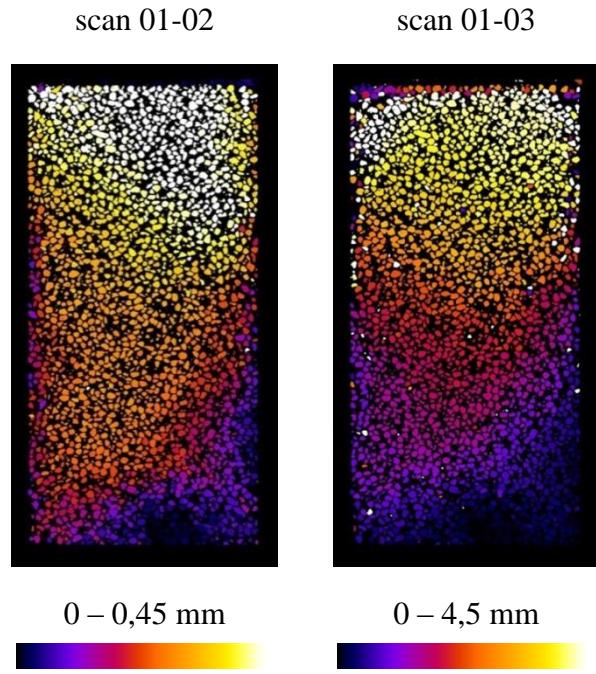


Figure 4.10 : Déplacement vertical des grains grossiers durant l'essai d'érosion.

Pour pouvoir accéder aux champs de déformation de l'échantillon durant tout le processus de suffusion, ceux-ci ne sont plus calculés par rapport à l'état initial et de manière incrémentale (champs de déformation entre les scans 01-02, scans 02-03 et scan 03-04).

Le tenseur de déformation, décomposé en une composante volumétrique et une composante déviatorique, est présenté sur la Figure 4.11. Concernant la déformation volumique, celle-ci est négative (en bleu) et correspond bien à une diminution de volume qui est plus importante à la périphérie de l'échantillon qu'en son centre. Ceci s'explique par un tassement plus important dans cette zone en raison de l'apparition des chemins préférentiels induits à la périphérie, en accord avec la forme conique prise par la surface supérieure de l'échantillon au cours de son tassement et montré sur la Figure 4.6. Sur l'incrément 03-04, nous observons très localement certaines augmentations de volume (sections *a-a* et *b-b*). Dans certaines zones, proches de la limite de l'échantillon, il est possible que la convergence de l'algorithme DIC ne soit pas totale (à cause des déplacements relativement trop importants des grains grossiers). Par conséquent, ces zones très dilatantes (comparativement à la zone voisine fortement contractante) sont vraisemblablement plus un artefact de la DIC elle-même que représentatif d'une réelle dilatation localisée.

L'amplitude de la partie déviatorique du tenseur de contrainte représente la déformation de cisaillement. Comme on le voit sur la Figure 4.11, l'ensemble de l'échantillon est cisaillé

après l'érosion. En fait, il est probable qu'en raison du développement très hétérogène de la suffusion, l'échantillon se retrouve légèrement cisillé sous son propre poids par tassements différentiels. Il est à noter que l'on retrouve ici aussi les mêmes problèmes d'artefact.

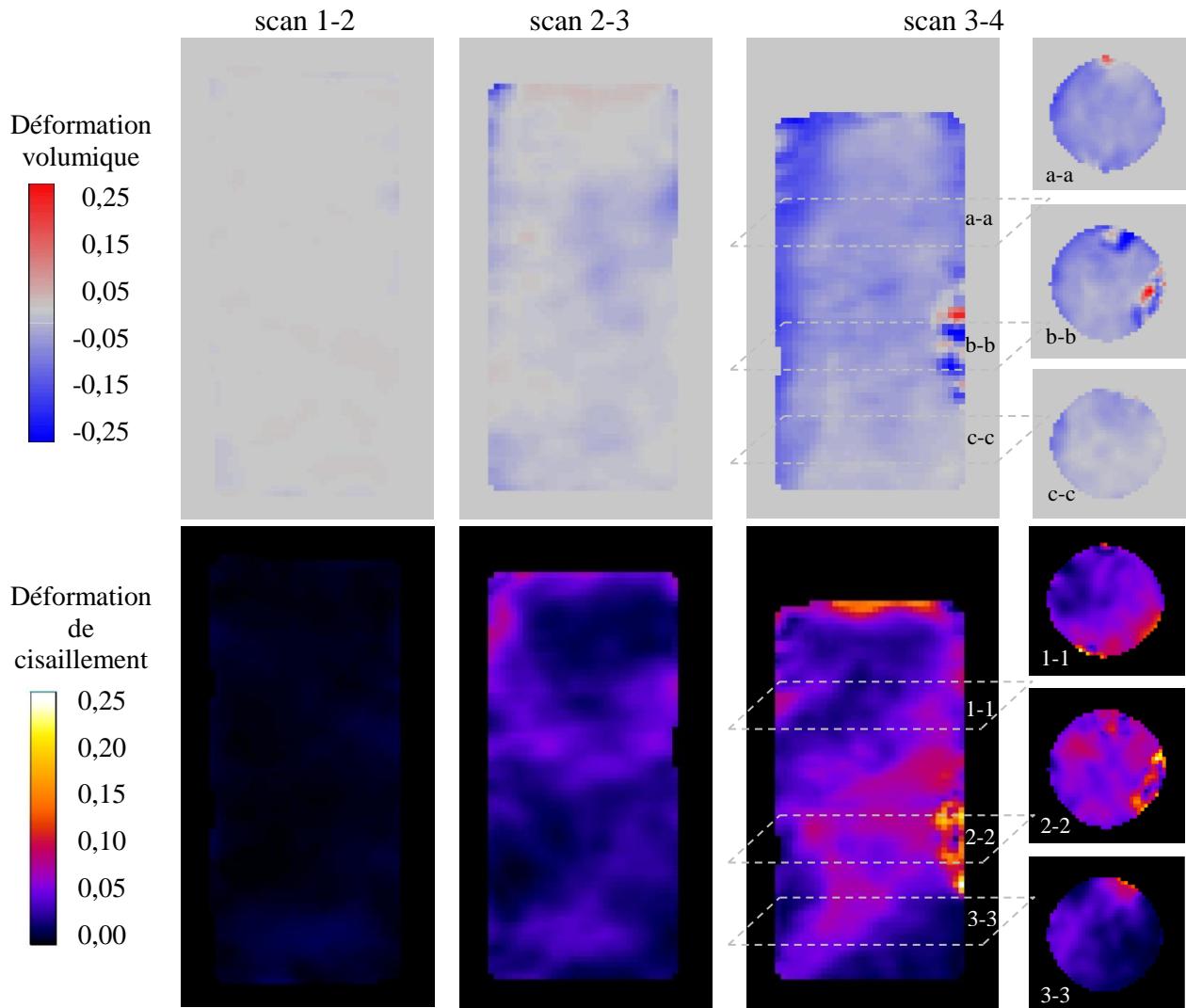


Figure 4.11 : Champs de déformation volumique et de déformation de cisaillement incrémentale entre les scans 1-2, scans 2-3 et scans 3-4, et leurs coupes horizontales pour le scan3-4 à différentes hauteurs de l'échantillon.

4.2.7. Champs spatiaux de la teneur en fines, de l'indice des vides et de l'indice des vides inter-granulaires

Dans cette dernière partie consacrée à l'analyse des données obtenues par tomographie à rayons X, on cherche à déterminer une valeur représentative locale des indicateurs de structure : indices des vides, indices des vides inter-granulaires et teneur en fines. Pour cela,

partant des images calibrées présentées précédemment, l'échantillon est découpé selon un maillage régulier créant ainsi des volumes élémentaires de même taille. Ensuite, la teneur en fines, l'indice des vides et l'indice des vides inter-granulaires sont calculés dans chacun de ces volumes par moyenne des valeurs respectives dans les voxels concernés. Un volume minimal représentatif peut être déterminé dès lors que la valeur obtenue atteint une valeur stable en fonction de la taille du volume élémentaire. Comme illustré sur la Figure 4.12 qui représente l'évolution de l'indice des vides inter-granulaires local, en fonction du volume élémentaire du maillage à différents endroits dans l'échantillon du scan 01, on constate qu'à partir d'un maillage de 50 pixels (4,5 mm), l'indice des vides inter-granulaires devient à peu près indépendant de la taille des volumes élémentaires. Le volume représentatif (VER) pour ce matériau est donc de l'ordre de 4,5 mm, soit environ $2,6D_{50}$. Tous les calculs qui suivent ont été réalisés avec cette taille de maillage.

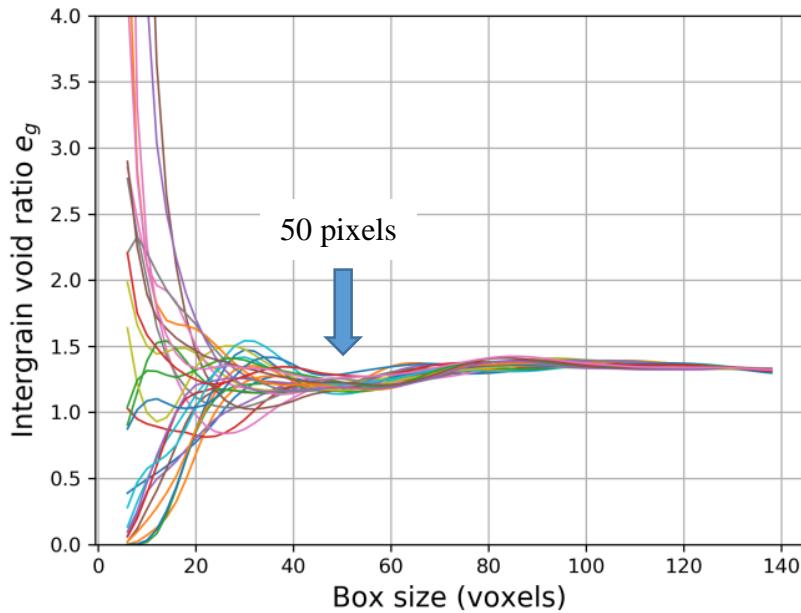


Figure 4.12 : Evolution à différentes locations dans l'échantillon de l'indice des vides inter-granulaires local e_g en fonction du volume élémentaire sur lequel le calcul est réalisé.

La Figure 4.13 montre l'évolution de ces indicateurs locaux de structure (e , e_g et f) pendant l'essai d'érosion dans une coupe verticale médiane de l'échantillon. Chaque point représente une valeur moyennée dans un cube de 4,5 mm de côté.

Après la préparation de l'échantillon, le scan 1 montre une distribution quasi-homogène de e , e_g et f . La comparaison entre les scans 01 et 02 montre également qu'aucune érosion notable n'est observée à ce faible débit. Par contre, dans les scans 03 et 04, après qu'une érosion

significative se soit produite, il y a une diminution notable et hétérogène de la teneur en fines, avec une évacuation majeure des fines principalement à la périphérie de l'échantillon. On retrouve ici les effets de bord et les chemins préférentiels déjà évoqués précédemment, notamment au sujet de la distribution radiale. Cette observation confirme bien et renforce l'idée que des écoulements préférentiels sont initiés à proximité de la paroi de la cellule et s'étendent radialement de façon progressive avec l'augmentation du débit.

Concernant l'évolution de l'indice des vides, comme observé précédemment à l'échelle de l'échantillon, son augmentation est également directement corrélée, à la diminution de la teneur en fines, à l'échelle du VER. En effet, l'échantillon devient globalement plus lâche après l'essai (augmentation de l'indice des vides global), mais en devenant de plus en plus hétérogène à l'échelle locale, l'indice des vides est hétérogène. A contrario, l'indice des vides inter-granulaire ne semble que très peu affecté par les écoulements préférentiels. L'érosion n'induit qu'une diminution assez homogène de l'indice des vides inter-granulaires dans l'ensemble de l'échantillon ; seule une légère hétérogénéité apparaît dans le scan 04.

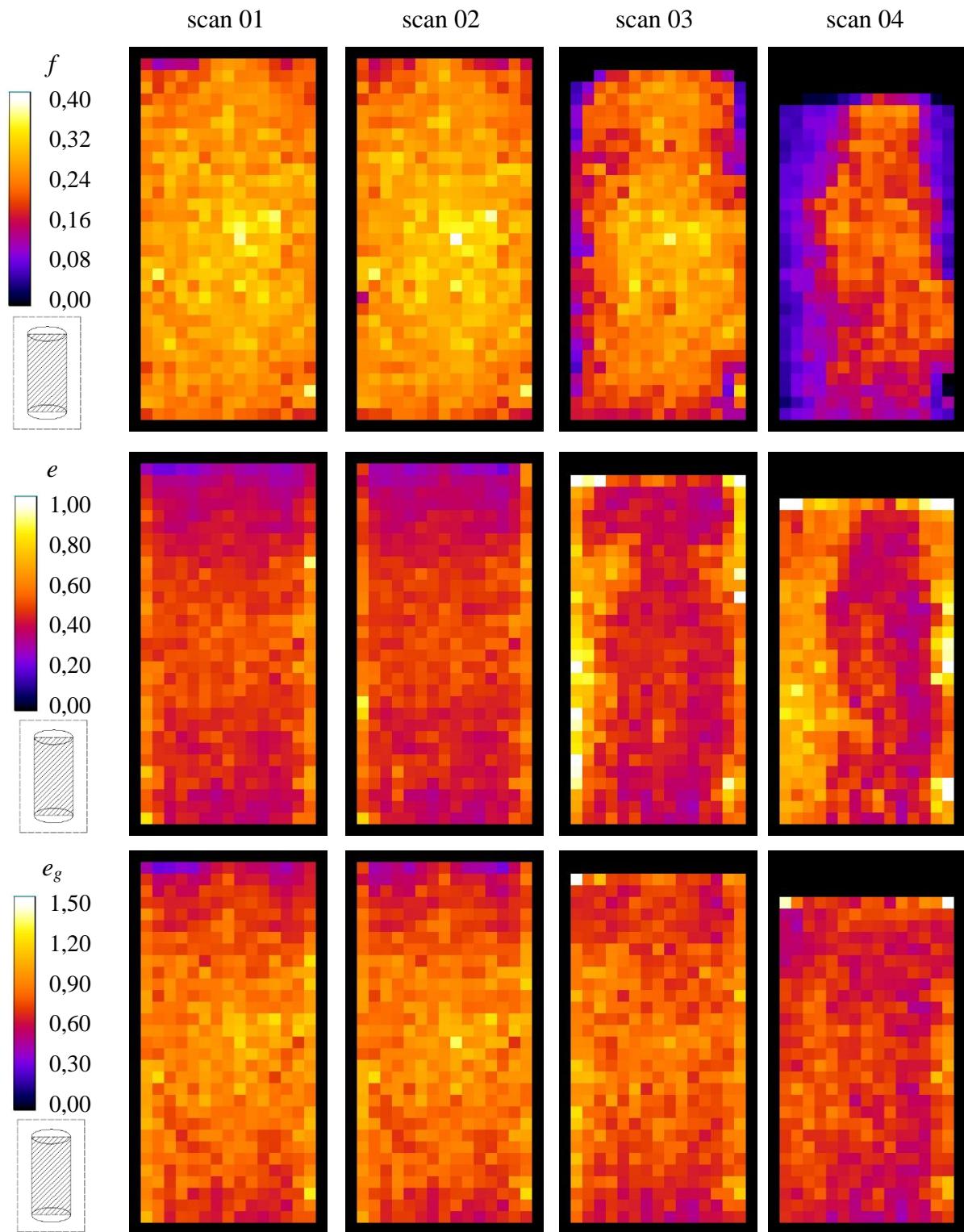


Figure 4.13 : Champs des valeurs moyennes à l'échelle du VER de la teneur en fines f , de l'indice des vides e et de l'indice des vides inter-granulaires e_g pour les 4 scans successifs.

4.3. Conclusion

Dans ce chapitre, les observations faites à l'échelle microscopique (des grains) ont permis d'avoir une meilleure compréhension du comportement du sol vis-à-vis de la suffusion. Elles ont d'une part complété et enrichi les interprétations à l'échelle de l'échantillon, et vont, d'autre part, servir dans les interprétations du comportement mécanique des sols érodés.

L'utilisation des techniques optiques a montré que le gradient hydraulique critique à partir duquel il y a début de détachement et mouvement des particules fines est bien inférieur à celui généralement rapporté dans les résultats de la littérature, ces derniers ayant été obtenus à partir d'analyses faites à l'échelle macroscopique et basés sur l'observation de la sortie des premières particules fines pour la détermination du gradient hydraulique critique. Les observations faites à l'échelle des grains ont également montré que l'érosion des particules fines a lieu majoritairement en début de l'application d'une sollicitation donnée et n'est pas proportionnelle au temps.

L'utilisation de la tomographie par rayons X a permis de caractériser expérimentalement le développement de la suffusion à l'échelle micro de façon claire. Les changements microstructuraux au cours du processus de suffusion ont été étudiés avec précision en termes de champs de déformation et de distribution spatiale de la teneur en fines, de l'indice des vides et de l'indice des vides inter-granulaires par des profils verticaux et radiaux. Le résultat le plus important de cette partie est clairement la mise en évidence de l'apparition d'hétérogénéités significatives en termes de distribution de ces paramètres dans la direction radiale, en particulier sur les bords de l'échantillon. En fait, la perte des fines est sensiblement plus importante près de la paroi de la cellule d'érosion, suggérant des écoulements préférentiels dans cette zone. Dans le sens vertical, c'est-à-dire de l'écoulement, il apparaît qu'en dehors de la partie supérieure de l'échantillon, l'érosion des fines est assez uniforme montrant ainsi que l'érosion est beaucoup plus hétérogène dans le plan radial que vertical.

Ces hétérogénéités, qui induisent également des singularités dans certaines zones, ont conduit à la présence d'une déformation par cisaillement et à un champ de déformation volumétrique non uniforme dans l'échantillon après le processus de suffusion. Cet état de fait n'est pas sans conséquences sur la réponse mécanique des sols érodés lorsqu'ils sont soumis à un chargement externe, comme nous le verrons dans le chapitre suivant.

Chapitre 5. Comportement mécanique des sols non érodés et érodés

Dans ce chapitre, nous étudions le comportement mécanique des sols non érodés et des sols ayant subi un phénomène d'érosion par suffusion, sous cisaillement à l'appareil triaxial, tout d'abord en conditions drainées puis en conditions non drainées.

Dans une première partie, nous présentons les travaux relatifs au comportement drainé des sols granulaires non érodés et érodés, suivis, dans une deuxième partie, des travaux relatifs au comportement non drainé de ces matériaux. Une comparaison du comportement mécanique des sols érodés et non érodés ainsi qu'une approche permettant de prédire le comportement mécanique des sols érodés sont également présentées dans ce chapitre.

5.1. Comportement mécanique drainé

L'étude du comportement drainé du sable d'Hostun sous cisaillement monotone a été menée dans le but de déterminer ses propriétés physiques et mécaniques, en termes de comportement volumique (contractance, dilatance), de résistance au pic et de résistance à la rupture, c'est-à-dire à l'état de plasticité parfaite ou état critique. L'ensemble des essais réalisés avec leurs conditions expérimentales initiales est présenté dans le Tableau 5.1 (pour les sols non érodés), le Tableau 5.2 (pour les sols érodés) et le Tableau 5.3 (pour les sols reconstitués à la teneur en fines obtenue dans le cas des échantillons érodés). Les résultats des essais de répétabilité qui figurent dans ces tableaux sont regroupés et présentés dans l'Annexe 4. Le code d'essai représente les propriétés initiales de l'échantillon, soit, dans l'ordre la teneur en fines (FC), la densité relative (Dr), la contrainte de confinement (Pc) ; les notations de a , b , c , d , e pour les essais de répétabilité (il en manque certains) ; les notations de er et rec pour sols érodés et sols « érodés » reconstitués, respectivement ; les notations de L , M correspondent aux échantillons érodés à chargements hydrauliques faibles et modérés.

Les résultats des essais sur les sols non érodés serviront de base de comparaison dans l'interprétation du comportement mécanique des sols érodés. L'utilisation de sols « érodés » reconstitués est motivée par les résultats obtenus dans le Chapitre 4 sur les observations micro-structurelles par tomographie à rayons X qui montrent que l'état des sols érodés dans le perméamètre est hétérogène en termes de distribution de la teneur en fines et de l'indice des vides. Cette différence au niveau de la microstructure peut causer un impact sur le

comportement mécanique. Afin de bien mettre en évidence l'influence de cette hétérogénéité, nous avons reconstitué des échantillons artificiels « érodés » ayant les mêmes propriétés macroscopiques que les échantillons érodés (teneur en fines et indice des vides). Ainsi, ces échantillons reconstitués possèdent les mêmes valeurs de e , e_g et FC que les sols érodés mais, néanmoins, ils ont une microstructure plus homogène en ce qui concerne la distribution de l'indice des vides et de la teneur en fines puisque le mode de reconstitution, avec damage humide, est bien contrôlé.

Les résultats des essais triaxiaux drainés réalisés sont présentés et analysés dans les plans (q , ε_I) pour les courbes de cisaillement, (ε_v , ε_I) pour les déformations volumiques des échantillons, (q et p') pour les chemins de contraintes. Pour rappel, q est le déviateur des contraintes, ε_I la déformation axiale, ε_v la déformation volumique et p' la contrainte moyenne effective.

Tableau 5.1 : Caractéristiques des essais drainés réalisés sur les sols non érodés.

Code d'essai	FC_i (%)	D_{ri} (%)	e_i	e_{gi}	D_{rc} (%)	e_c	e_{gc}	P_c (kPa)
FC0.Dr40.Pc100	0	40	0,736	0,736	58,2	0,698	0,698	100
FC10.Dr40.Pc100	10	40	0,566	0,842	57,9	0,526	0,795	100
FC20.Dr20.Pc100	20	20	0,590	0,988	34,5	0,557	0,947	100
FC20.Dr40.Pc100	20	40	0,545	0,931	60,3	0,498	0,873	100
FC25.Dr20.Pc100	25	20	0,578	1,104	37,9	0,534	1,046	100
FC25.Dr40.Pc50	25	40	0,529	1,039	51,4	0,502	1,002	50
FC25.Dr40.Pc100a	25	40	0,529	1,039	50,8	0,503	1,004	100
FC25.Dr40.Pc100c	25	40	0,529	1,039	52,1	0,500	1,000	100
FC25.Dr40.Pc100d	25	40	0,529	1,039	59,0	0,483	0,978	100
FC25.Dr40.Pc100e	25	40	0,529	1,039	69,1	0,458	0,945	100
FC25.Dr40.Pc200a	25	40	0,529	1,039	63,9	0,471	0,962	200
FC25.Dr40.Pc200b	25	40	0,529	1,039	60,8	0,479	0,972	200
FC25.Dr40.Pc400b	25	40	0,529	1,039	68,1	0,461	0,948	400
FC25.Dr60.Pc100	25	60	0,481	0,974	69,8	0,457	0,942	100
FC35.Dr40.Pc100	35	40	0,527	1,350	57,4	0,482	1,281	100
FC100.Dr40.Pc100b	100	40	0,962	-	44,7	0,944	-	100
FC100.Dr40.Pc100c	100	40	0,962	-	44,6	0,945	-	100

FC_i : teneur en fines initiale ; D_{ri} , e_i , e_{gi} : densité relative, indice des vides et indice des vides inter-granulaires initiaux, respectivement ; D_{rc} , e_c , e_{gc} : densité relative, indice des vides et indice des vides inter-granulaires post-consolidation, respectivement ; P_c : contrainte de confinement.

Tableau 5.2 : Caractéristiques des essais drainés réalisés sur sols érodés.

Code d'essai	FC_{er} (%)	Dr_{er} (%)	e_{er}	e_{ger}	Dr_{er-c} (%)	e_{er-c}	e_{ger-c}	P_c (kPa)
FC25.Dr20.Pc100er	18,2	15,1	0,609	0,966	24,7	0,587	0,939	100
FC25.Dr40.Pc50er	17,9	16,1	0,608	0,959	21,0	0,597	0,945	50
FC25.Dr40.Pc100er-a	16,5	19,8	0,605	0,922	30,4	0,581	0,894	100
FC25.Dr40.Pc100er-b	15,1	18,9	0,613	0,901	38,2	0,569	0,850	100
FC25.Dr40.Pc100er-c	16,9	6,6	0,633	0,966	17,4	0,609	0,937	100
FC25.Dr40.Pc100er-L	24,2	38,7	0,535	1,026	48,8	0,510	0,994	100
FC25.Dr40.Pc100er-M	20,8	5,3	0,622	1,049	20,2	0,588	1,006	100
FC25.Dr40.Pc200er	19,3	25,3	0,581	0,959	48,2	0,529	0,894	200
FC25.Dr60.Pc100er	17,3	15,0	0,613	0,950	34,4	0,569	0,897	100

FC_{er} : teneur en fines post-érosion ; Dr_{er} , e_{er} , e_{ger} : densité relative, indice des vides et indice des vides inter-granulaires post-érosion, respectivement ; Dr_{er-c} , e_{er-c} , e_{ger-c} : densité relative, indice des vides et indice des vides inter-granulaires post-consolidation, respectivement ; P_c : contrainte de confinement.

Tableau 5.3 : Caractéristiques des essais drainés réalisés sur sols « érodés » reconstitués.

Code d'essai	FC_{rec} (%)	Dr_{rec} (%)	e_{rec}	e_{g-rec}	Dr_{rec-c} (%)	e_{rec-c}	$e_{g-rec-c}$	P_c (kPa)
FC25.Dr20.Pc100rec	18,2	15,1	0,609	0,966	33,7	0,567	0,915	100
FC25.Dr60.Pc100rec	17,3	15,0	0,613	0,950	33,8	0,570	0,899	100

FC_{rec} : teneur en fines post-érosion ; Dr_{rec} , e_{rec} , e_{g-rec} : densité relative, indice des vides et indice des vides inter-granulaires post-érosion, respectivement ; Dr_{rec-c} , e_{rec-c} , $e_{g-rec-c}$: densité relative, indice des vides et indice des vides inter-granulaires post-consolidation, respectivement ; P_c : contrainte de confinement.

5.1.1. Sols non érodés

5.1.1.1. Influence de densité

L'indice de densité est un paramètre fondamental qui, combiné à l'état de contrainte initiale appliquée, conditionne pour une grande part le comportement mécanique des sols. Afin de mettre en évidence son influence, la Figure 5.1 présente la réponse des échantillons de sol ayant 25% de teneur en fines, préparés à trois différentes densités relatives initiales ($D_r = 20$, 40, 60%), et consolidés sous une même contrainte isotrope $P_c = 100$ kPa (voir Annexe 4 pour les échantillons à 20% de teneur en fines). Ces essais sont regroupés en fonction de la densité

pour une même teneur en fines afin de faire ressortir l'influence de la densité relative seule. On constate ainsi que la résistance au cisaillement obtenue au pic augmente légèrement avec l'indice de densité (Figure 5.1). Sur la courbe contrainte-déformation, on observe une augmentation régulière du déviateur des contraintes avec la déformation axiale jusqu'à une valeur maximale, suivie d'une légère décroissance à partir de 15% de déformation environ. Au-delà, cette décroissance semble se stabiliser progressivement vers une valeur correspondant à l'état ultime ou état critique. Néanmoins, on note ici que cet état n'est pas parfaitement atteint, malgré une déformation axiale pouvant être supérieure à 25%, comme en témoignent les variations volumiques.

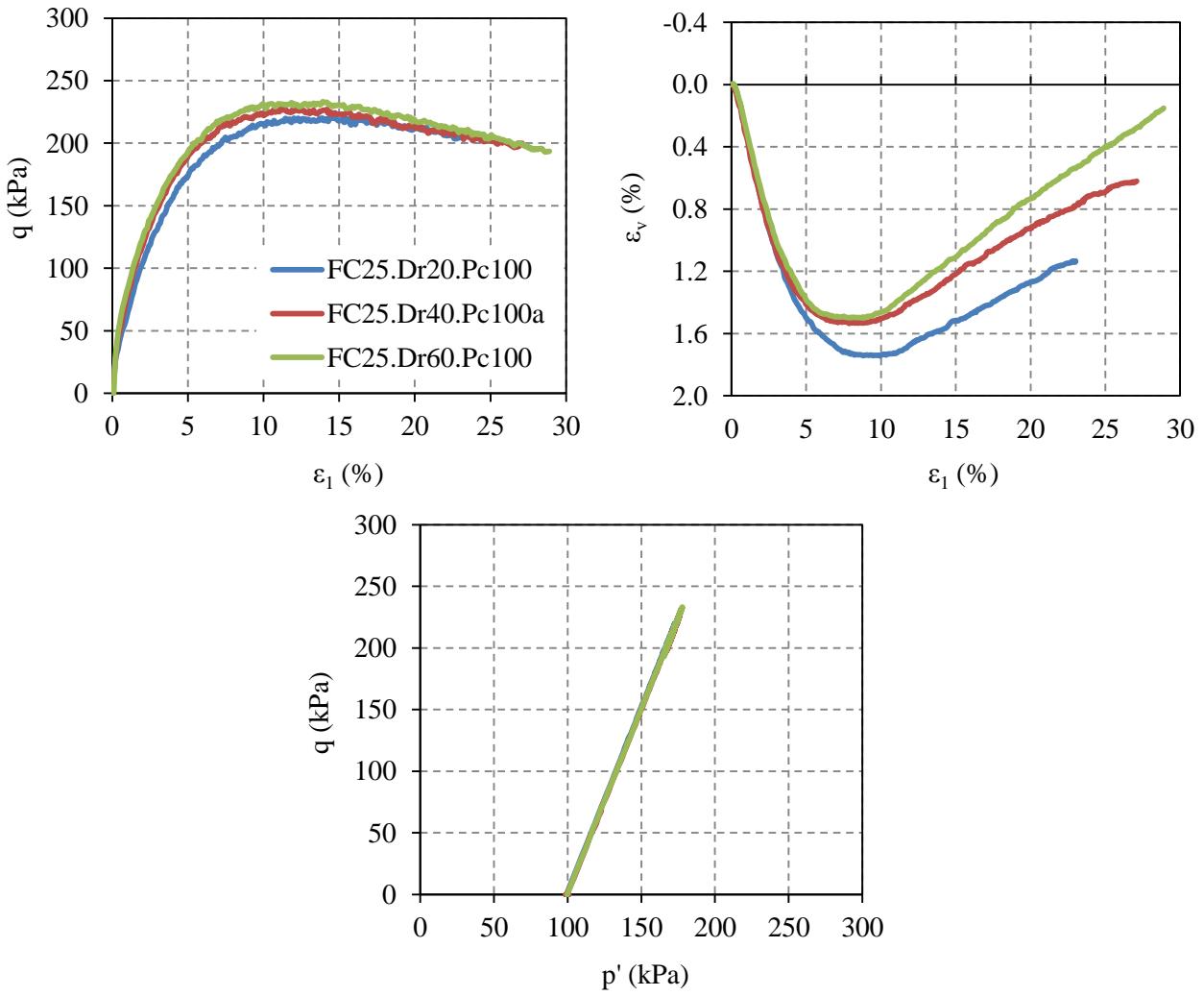


Figure 5.1: Comportement drainé des sols non érodés, à différentes densités initiales et à 25% de teneur en fines initiale.

En ce qui concerne justement l'évolution des déformations volumiques, celle-ci est caractérisée dans les trois cas par une phase initiale de contractance suivie d'une phase de

dilatance. Cependant, pour le sable le plus lâche, la phase de contractance est plus importante et la dilatance ne s'amorce qu'à partir d'une déformation axiale de 10% alors que pour le sable dense ($D_r = 60\%$), celle-ci apparaît plus tôt, pour une déformation axiale de 6,5%.

Ce comportement est aussi observé pour les échantillons à 20% de teneur en fines et à différentes densités (Annexe 4).

5.1.1.2. Influence de la contrainte de confinement

De même que pour l'indice de densité, l'augmentation de la pression de confinement a pour effet d'augmenter la résistance au cisaillement comme le montre la Figure 5.2. Les courbes de cisaillement sont pratiquement proportionnelles à la pression de confinement appliquée. Il est intéressant de noter que le déviateur des contraintes atteint l'état critique, ou tout du moins s'en approche plus rapidement, pour une pression de confinement de 50 kPa comparativement à une pression de 200 kPa.

Concernant l'évolution de la déformation volumique, on constate que la contractance du matériau est plus forte lorsque la pression de confinement est plus élevée. Ceci est conforme à ce qui est classiquement observé.

5.1.1.3. Influence de la teneur en fines

Afin d'investiguer l'effet des fines sur le comportement drainé du sable d'Hostun, une comparaison des résultats d'essais réalisés sur des échantillons préparés à la même densité relative initiale mais avec un pourcentage des fines qui varie de 0, 15, 20, 25, 35 et 100% a été réalisée (Figure 5.3). On constate que le pic du déviateur de contrainte est plus grand pour les échantillons de 0% et de 100% de teneur en fines, c'est-à-dire pour les deux catégories de sable non mélangé, fin et grossier, à granulométrie uniforme (Figure 5.4). Concernant les échantillons constitués de mélanges de ces deux sables, il est intéressant de voir que la résistance au pic diminue en premier lieu avec l'augmentation du pourcentage des fines, puis tend à se stabiliser lorsqu'on avoisine la teneur en fines seuil, qui est ici au voisinage de 30%, pour ensuite augmenter au-delà de cette valeur. Ces résultats mécaniques confirment d'une part la valeur seuil de teneur en fines trouvée par la détermination de l'évolution des indices des vides minimum et maximum, et montrent d'autre part que la résistance au cisaillement au pic est influencée par la teneur en fines. Toutefois, cette influence semble s'effacer à la grande déformation, comme le montrent les courbes de déviateur des contraintes qui semblent tendre toutes vers une même valeur ultime.

Concernant les déformations volumiques, celles-ci sont plus sensibles à la teneur en fines. Si tous les échantillons conservent un comportement contractant – dilatant, on peut observer cependant que les échantillons de sable mono-taille (échantillon FC0 et FC100) sont beaucoup plus dilatants par rapport aux échantillons de mélanges de fines et grains grossiers.

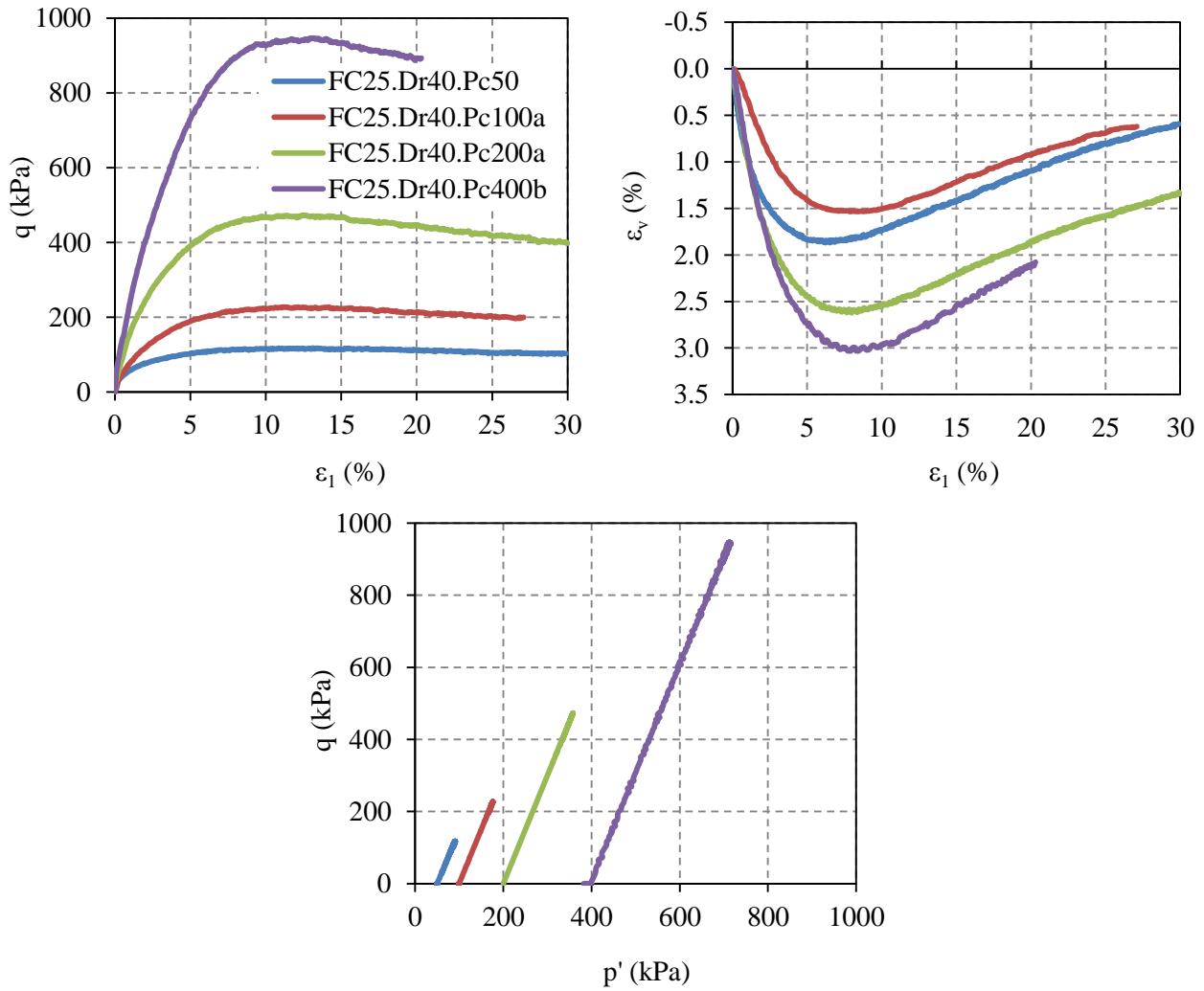


Figure 5.2: Comportement drainé des échantillons, à 40% de densité relative initiale et à 25% de teneur en fines, consolidés à différentes contraintes.

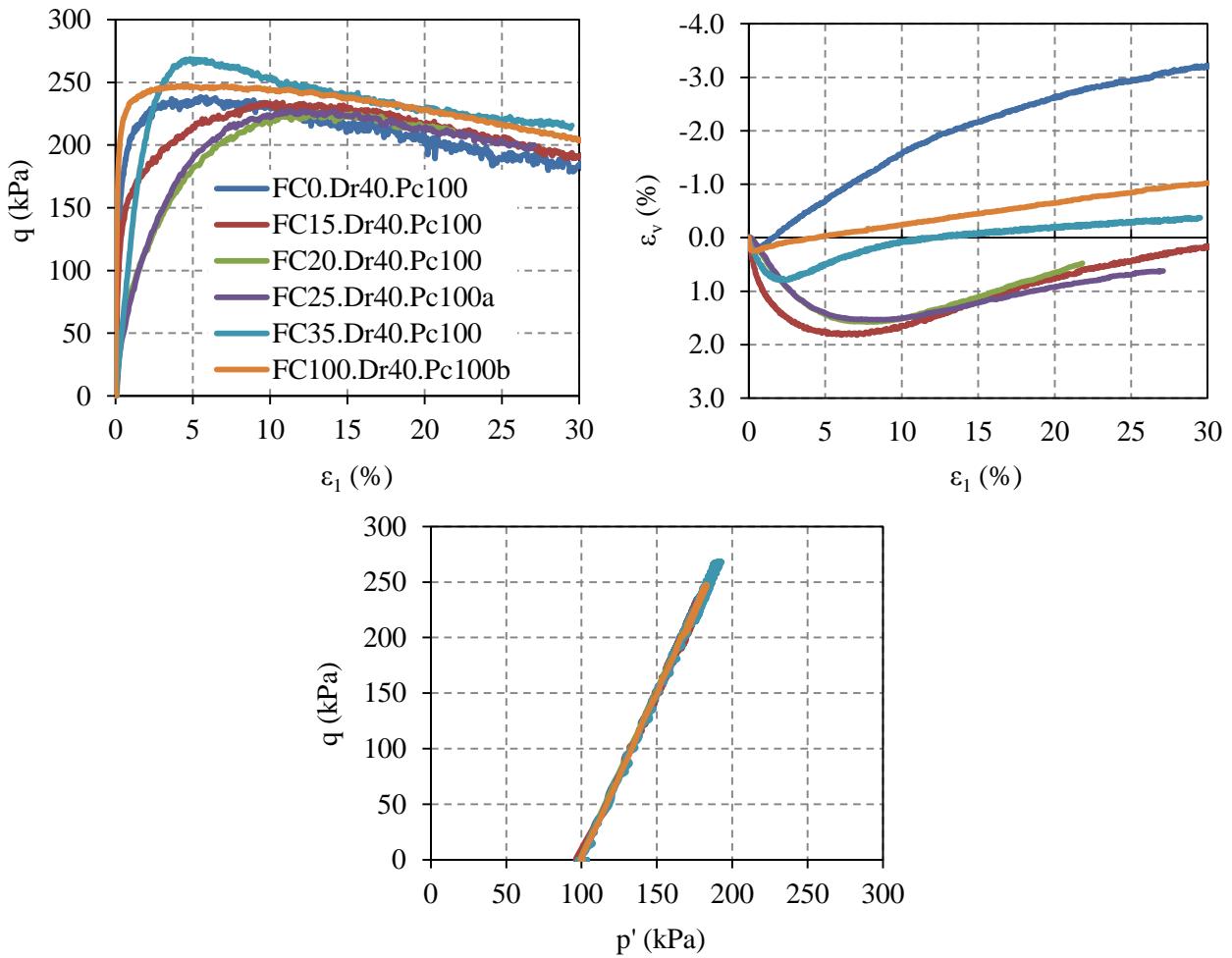


Figure 5.3: Comportement drainé des échantillons, à 40% de densité relative initiale et consolidés à $P_c=100$ kPa, pour différentes teneurs en fines initiales.

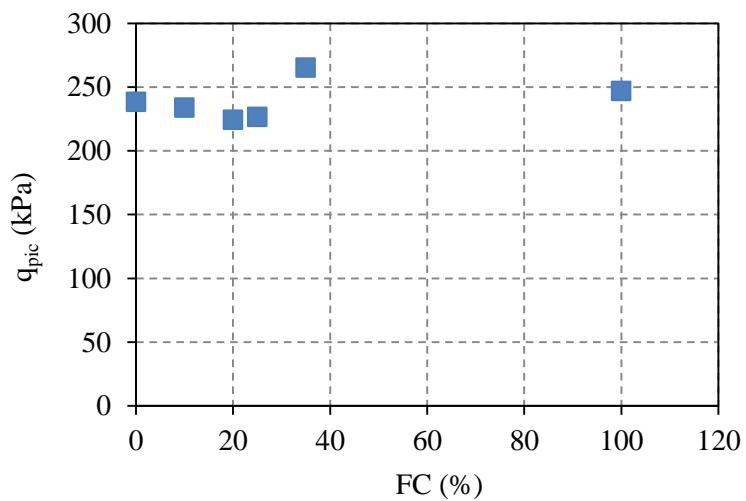


Figure 5.4: Evolution de q_{pic} en fonction de la teneur en fines initiales pour des échantillons à 40% de densité relative initiale et consolidés à $P_c=100$ kPa.

5.1.2. Sols érodés

Comme présenté dans le Chapitre 2, pour être soumis à un chargement triaxial drainé en compression, les échantillons de sol érodés sont directement récupérés après un essai au perméamètre de suffusion grâce à la procédure de congélation/décongélation qui assure la préservation de leur microstructure induite par l'érosion. On rappelle qu'après érosion trois principaux paramètres du sol sont modifiés, à savoir la teneur en fines, l'indice des vides global et l'indice des vides inter-granulaires sont modifiés. On notera également que, comme vu aux chapitres précédents, l'état du sol érodé est caractérisé par une microstructure rendue fortement hétérogène par l'érosion. Toutefois, ces modifications de la microstructure ne sont pas, ou peu, discernables à l'œil nu et nécessitent l'utilisation de techniques de visualisation comme celle présentées dans le chapitre précédent.

La détermination de la densité après érosion montre que l'état final du sol est systématiquement plus lâche. Par exemple, pour l'essai FC25.Dr40.Pc100, on passe d'une valeur de densité initiale de 40% avant érosion à une valeur de ~20% après érosion. Notons que le calcul de la densité finale tient compte à la fois du lessivage des fines et du tassement éventuel de l'échantillon. Cette diminution de la densité a pour conséquence d'induire une diminution de la résistance au cisaillement tel que montré sur la Figure 5.5, mais cette diminution est plus importante que ce qui aurait pu être attendu au regard des résultats obtenus sur sols non érodés (Figure 5.1). Ceci pourrait être une conséquence de l'hétérogénéité microstructurelle induite par l'érosion. Cependant, l'évolution des déformations volumiques ne semble pas aller dans le sens de la diminution de la densité et de la résistance au cisaillement. En effet, on aurait pu penser que l'échantillon moins résistant, en l'occurrence le sol érodé, exhiberait une déformation volumique plus contractante. Or, celle-ci est quasiment identique à celle du sol non érodé. Ceci semble lié à un effet combiné de la teneur en fines restante et de l'indice des vides inter-granulaires après érosion, qui semble plus marqué sur les déformations volumiques que sur la résistance au cisaillement. En effet, malgré une teneur en fines plus basse après érosion (16,5%), le squelette granulaire est devenue plus dense (e_g passe de 1,004 à 0,894), conférant ainsi un caractère moins contractant à l'échantillon. On voit donc que, sans que l'on puisse pour le moment bien interpréter cet effet, la compétition entre la perte du volume des fines et le renforcement du squelette granulaire semble s'équilibrer pour ce qui concerne la dilatance, mais n'explique pas la diminution de la résistance au cisaillement.

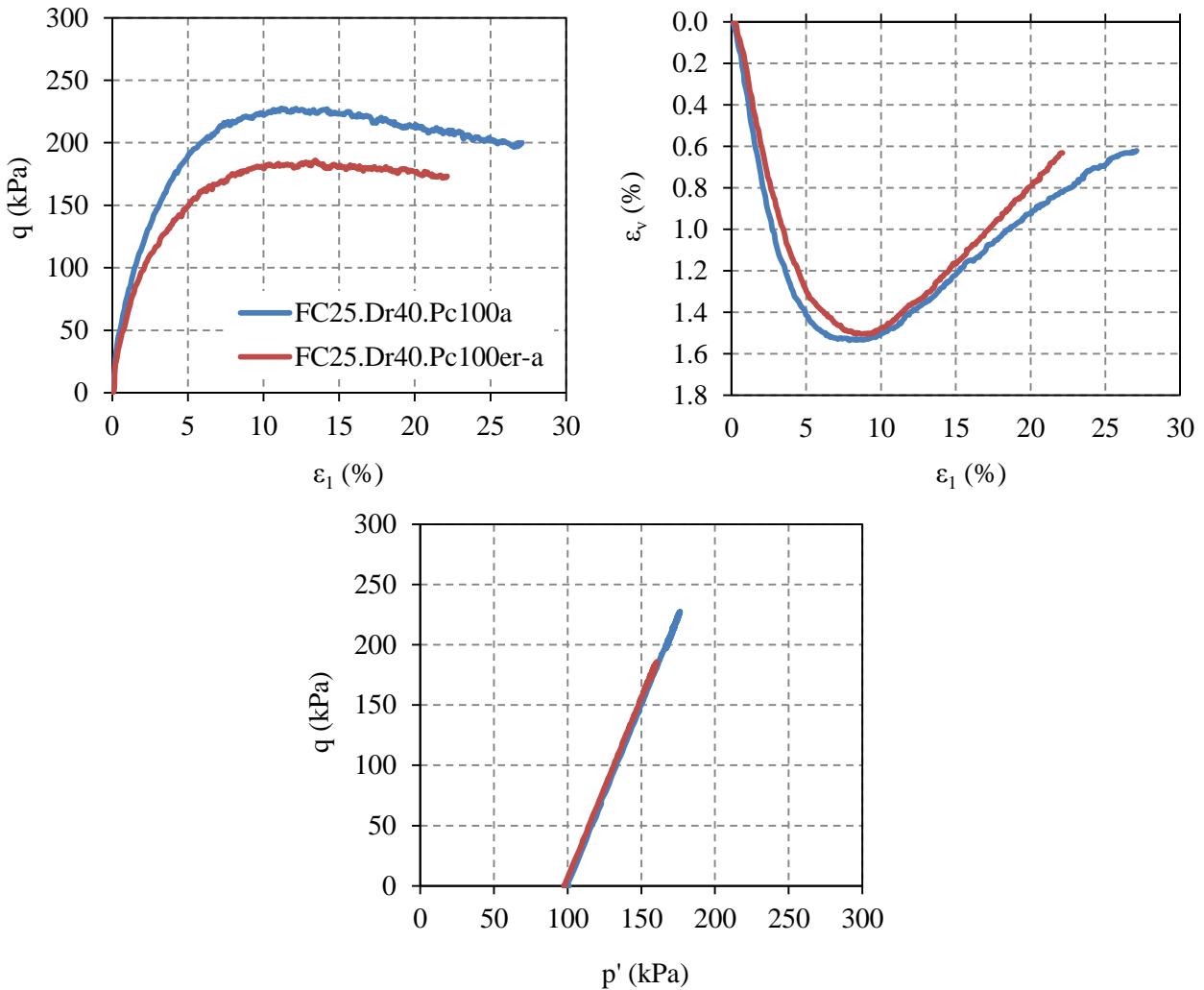


Figure 5.5: Comparaison du comportement drainé d'un échantillon non érodé (FC25.Dr40.Pc100a) et d'un échantillon érodé de même état initial (FC25.Dr40.Pc100er-a).

5.1.2.1. Influence de la densité

Figure 5.6 présente le comportement des échantillons érodés ayant une densité relative initiale différente (densité avant l'essai d'érosion). On remarque que l'échantillon à 20% de densité initiale présente pourtant une résistance au pic plus élevée que celle des échantillons à 40% et 60% de densité relative alors que, après érosion et consolidation, cet échantillon présente une densité plus faible, égale à 24,7% (contre 30,4% pour $D_{ri}=40\%$ et 34,4% pour $D_{ri}=60\%$), et un indice des vides inter-granulaires plus grand, égale à 0,939 (contre 0,894 pour $D_{ri}=40\%$ et 0,897 pour $D_{ri}=60\%$). Ceci s'explique par le fait que la teneur en fines final de cet échantillon est légèrement plus grande que celui des deux autres (*cf.* Tableau 5.2) et confirme donc qu'il y a un effet combiné de l'indice des vides inter-granulaires et du pourcentage des fines. Par

conséquent, la densité relative n'est pas le seul paramètre qui influence le comportement du sol érodé. A terme, une interprétation complète de la réponse mécanique des sols érodés devra donc nécessairement inclure la prise en compte conjointe de la teneur en fines et de l'indice des vides inter-granulaires, ainsi que de la structure interne et de son hétérogénéité.

Le comportement volumique des sols érodés est similaire à celui des sols non érodés avec une phase de contractance suivie d'une phase de dilatance, sauf que, là encore, l'échantillon le moins dense initialement est celui qui présente le moins de contractance. Donc, logiquement, l'effet combiné de l'indice des vides inter-granulaires et de la teneur en fines est également retrouvé pour les variations volumiques. On notera que, même jusqu'à une déformation axiale 25%, l'état critique des sols n'est pas encore atteint.

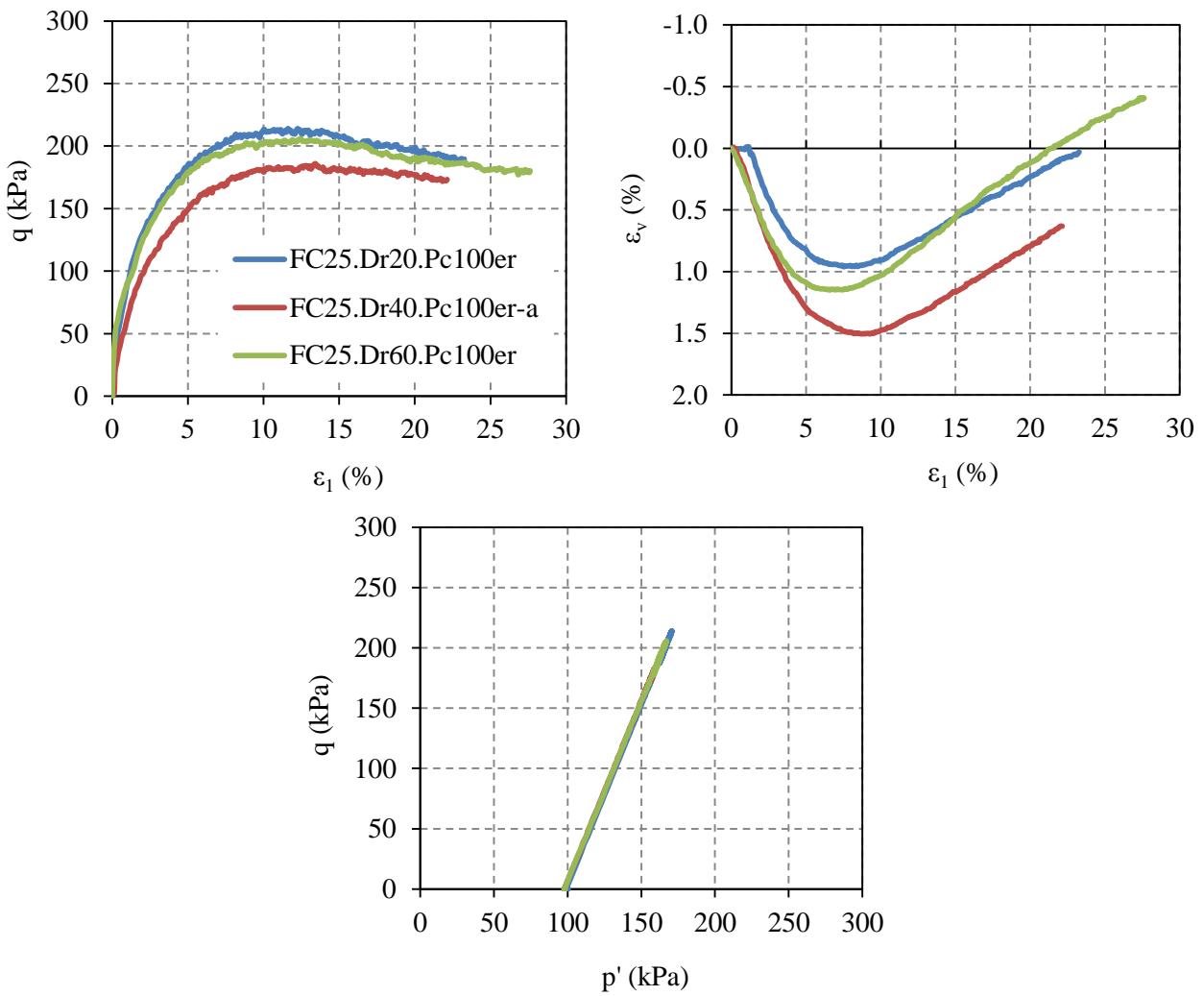


Figure 5.6: Comportement drainé des sols érodés à différents densités initiales et à même teneur en fines initiale FC25.

5.1.2.2. Influence de la contrainte de confinement

L'influence de la contrainte de consolidation isotrope sur le comportement des sols érodés est présentée sur la Figure 5.7. L'augmentation de la pression de confinement entraîne une augmentation de la résistance au cisaillement et de la contractance comme dans le cas du sol non érodé.

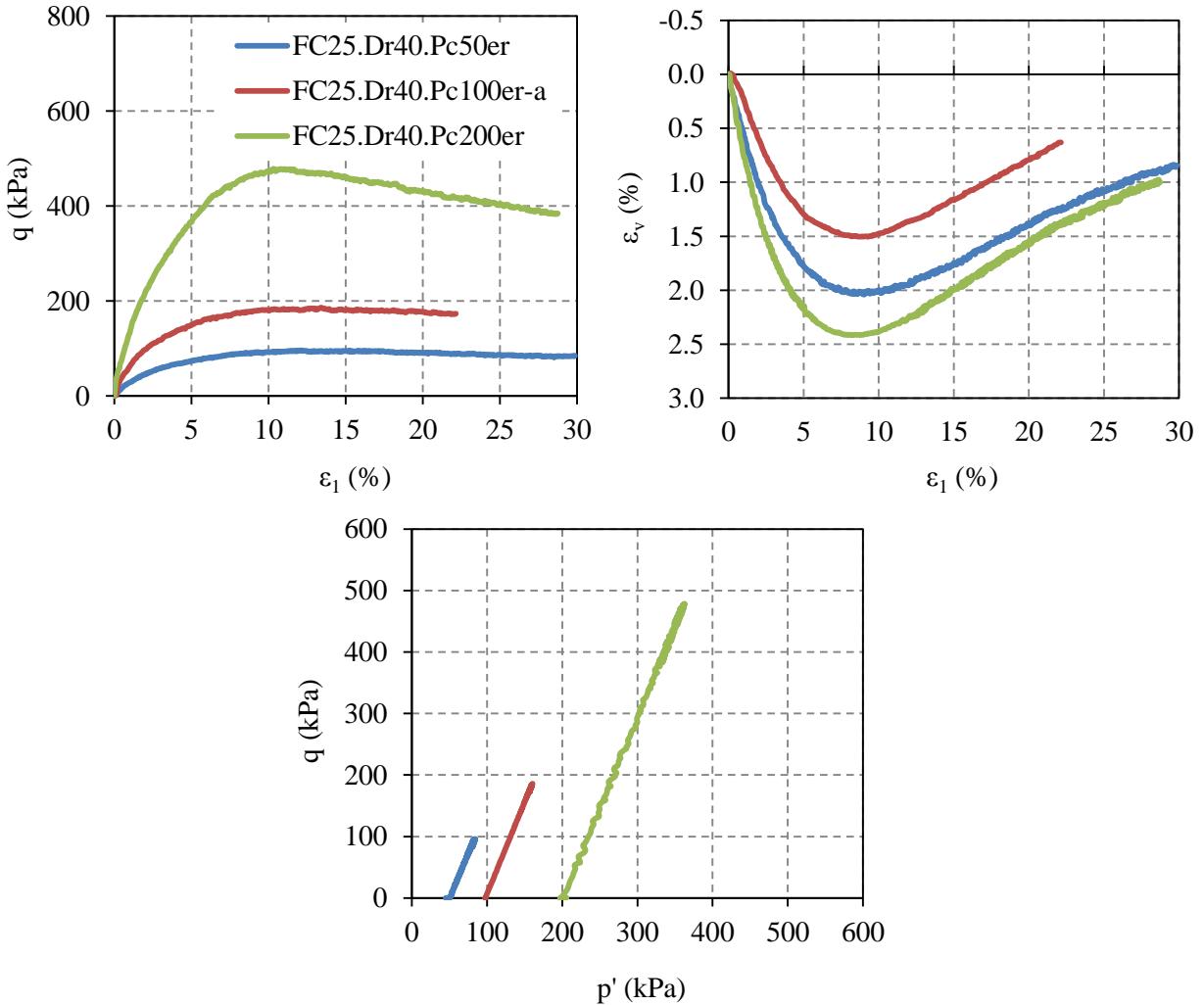


Figure 5.7: Comportement drainé des échantillons érodés à 25% de teneur en fines initiale et confinés à différentes contraintes.

5.1.2.3. Influence de la masse de fines érodés

L'étude de l'influence de la perte de fines après essai d'érosion sur le comportement mécanique du sol est présentée sur la Figure 5.8. Nous avons reporté les courbes d'un échantillon de sol non érodé (FC25.Dr40.Pc100a), et de trois échantillons d'état initial

identique ($FC=25\%$, $D_r=40\%$) mais ayant subi des intensités d'érosion, et donc des masses fines érodées, croissantes. Les teneurs en fines post-érosion de ces échantillons sont ainsi égales à $FC_{er}=24,2\%$ (FC25.Dr40.Pc100er-L), $FC_{er}=20,8\%$ (FC25.Dr40.Pc100er-M) et $FC_{er}=16,5\%$ (FC25.Dr40.Pc100er-a). On constate que le déviateur de contraintes au pic diminue lorsque le pourcentage de fines érodées augmente. Néanmoins, lorsque l'érosion des fines n'est pas significative (de l'ordre de 3% dans cette étude) la résistance maximale au cisaillement ne semble pas être impactée. Ainsi, la comparaison entre les deux échantillons FC25.Dr40.Pc100a, échantillon non érodé et FC25.Dr40.Pc100er-L, échantillon dont l'érosion est très faible, montre que l'évolution du déviateur des contraintes des deux sols est identique, ce qui indiquerait que l'érosion a concerné uniquement des fines non-actives (flottantes dans les vides et sans participation au réseau de contact ni aux chaînes des forces) sans impact sur la porosité et la résistance au cisaillement.

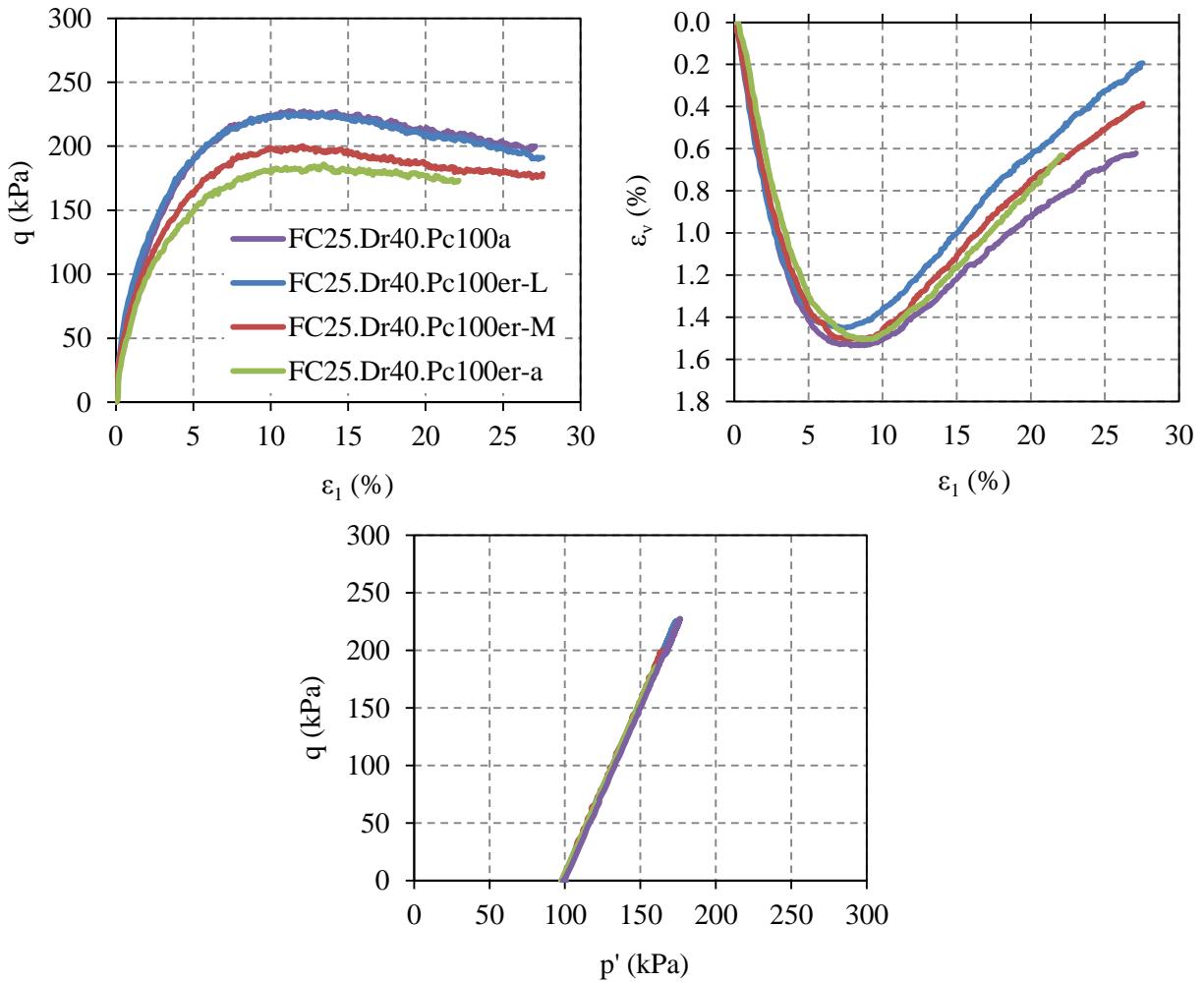


Figure 5.8: Comportement drainé des échantillons érodés en fonction de la masse de fines érodées et, pour comparaison, comportement d'un échantillon non érodé de même état initial.

Concernant la déformation volumique, les quatre échantillons suivent approximativement un même chemin contractant-dilatant. De prime abord, il semble que la déformation volumique soit principalement gouvernée par la structure dominante du sol, soit ici le squelette formé par les grains grossiers car la teneur en fines est inférieure à la valeur seuil. Si on regarde plus en détail l'influence des paramètres physiques, on constate qu'il y a encore un effet conjugué du squelette granulaire (indice des vides inter-granulaires) et des fines. Par exemple, pour des teneurs en fines très proches, l'échantillon FC25.Dr40.Pc100er-L a un indice des vides inter-granulaires légèrement plus petit que l'échantillon non érodé, $e_{ger-c} = 0,994$ contre $e_{ger-c}=1,004$ pour l'échantillon FC25.Dr40.Pc100-a, et présente une contractance plus faible.

5.1.3. Sols « érodés » reconstitués

Beaucoup de travaux de recherche portant sur l'effet des fines dans le comportement des sols granulaires, notamment et en lien avec leur érosion, sont conduits en réalisant des essais avec des échantillons reconstitués à différentes teneurs en fines. Or, comme nous l'avons vu dans la partie liée à l'investigation par tomographie à rayons X, la diminution des fines par érosion aboutit à des sols ayant une microstructure hétérogène, différente de celle que l'on obtient sur un échantillon reconstitué à la même teneur en fines. On s'attend donc à observer dans les deux cas des réponses mécaniques différentes. Afin de vérifier cela, nous avons réalisé des essais triaxiaux sur des échantillons reconstitués par la méthode de damage humide aux densités et teneurs en fines obtenues sur des échantillons érodés. La Figure 5.9 compare ainsi le comportement d'un sol reconstitué et d'un sol érodé. Pour les deux densités testées, le comportement mécanique, que ce soit pour la résistance maximale au cisaillement ou pour les déformations volumiques, n'est pas le même malgré des conditions initiales en terme d'indice des vides et de teneur en fines identiques. Cette différence est plus visible dans le cas des échantillons ayant une densité relative initiale de 60%. En effet, ces deux échantillons, érodé et reconstitué, auraient dû présenter les mêmes réponses quantitativement étant donné que leurs densités relatives avant cisaillement sont quasiment similaires. Or, on voit bien que l'échantillon reconstitué possède une résistance au cisaillement et une contractance plus élevées comparées à celles de l'échantillon érodé. Par ailleurs, on note également que la rigidité des échantillons reconstitués est supérieure. Les différences observées peuvent être attribuées à un effet de microstructure qui n'est pas la même pour les deux types d'échantillons, érodés et reconstitués. Dans le cas d'une déposition par damage humide, on obtient une structure plus ou moins homogène, alors que l'érosion par suffusion induit des hétérogénéités au sein de l'échantillon, avec des zones pauvres et d'autres concentrées en fines, faisant ainsi varier significativement l'indice des vides par endroit. Concernant la

résistance au cisaillement à l'état critique, celle-ci semble converger vers la même valeur, ce qui implique que l'effet de l'hétérogénéité s'estompe à l'état critique, allant ainsi dans le sens de la théorie d'un état critique unique pour une teneur en fines donnée.

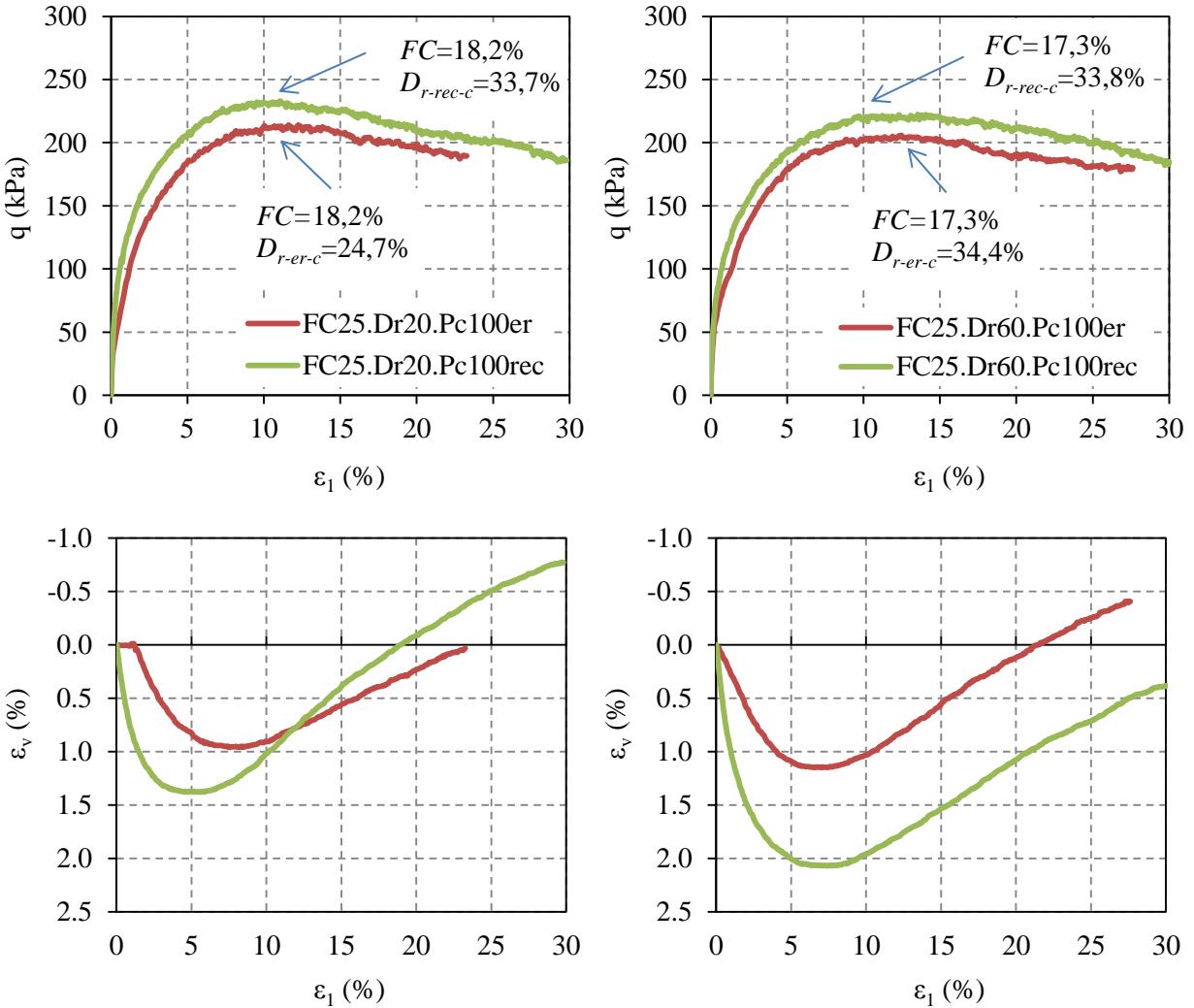


Figure 5.9 : Comportement drainé des échantillons érodés et reconstitués à une teneur en fines initiale de 25% et pour des densités relatives initiales de 20% (à gauche) et 60% (à droite).

5.1.4. Analyse de la résistance des sols non érodés et érodés en conditions drainées

On s'intéresse dans cette partie à l'évaluation des caractéristiques mécaniques du sol au pic de résistance ou à l'état caractéristique ainsi qu'à la rupture, à travers l'angle de frottement interne au pic ou à l'état critique. A noter que, en toute rigueur, l'état critique n'est pas atteint dans nos essais. Comme on peut le voir dans la suite de ce chapitre, un état stationnaire est

atteint en contraintes mais pas en déformations. Le matériau en fin d'essai correspond donc à un état à forte déformation que l'on assimilera abusivement à un état critique.

Dans un essai triaxial, l'inclinaison des contraintes, notée η , traduit le niveau de frottement mobilisé et s'exprime en fonction de l'angle de frottement interne φ :

$$\eta = \frac{q}{p'} = \frac{6 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} \quad \text{Équation 5.1}$$

A partir de cette équation, on en déduit l'angle de frottement mobilisé :

$$\varphi = \arcsin \left(\frac{3\eta}{6 + \eta} \right) \quad \text{Équation 5.2}$$

5.1.4.1. Angle de frottement interne au pic de résistance

Pour calculer l'angle de frottement au maximum de résistance, on a reporté tous les points obtenus au pic de résistance sur les échantillons érodés (FC25_{ER}) et non érodés (FC25), dans le plan des contraintes $q-p'$ comme présenté sur la Figure 5.10. On constate que les points obtenus pour les échantillons à 25% de fines et non érodés s'alignent parfaitement sur une seule droite donnant un angle de frottement autour de 32,5°. Il est aussi intéressant de constater que les points des échantillons érodés semblent également s'aligner sur une seule droite, et cela malgré un pourcentage de fines variable. La pente de cette droite est légèrement plus petite et donne un angle de frottement autour de 31,5°. L'angle de frottement au pic ne semble donc pas être fortement impacté par l'érosion. Cela peut s'expliquer d'une part par un comportement mécanique gouverné par le squelette granulaire, la teneur en fines étant inférieure à la valeur seuil, et d'autre part par la nature des fines (forme, minéralogie, etc.) qui est parfaitement similaire à celle du sable grossier. En effet, les deux matériaux sont du sable d'Hostun provenant de la même carrière. Notons que le léger écart observé peut être attribué à l'influence de l'hétérogénéité des échantillons érodés ou à la précision des mesures. Ce résultat nécessiterait d'être confirmé par des essais complémentaires, soumis à d'autres contraintes de confinement, et pour lesquels la teneur en fines après érosion varie considérablement.

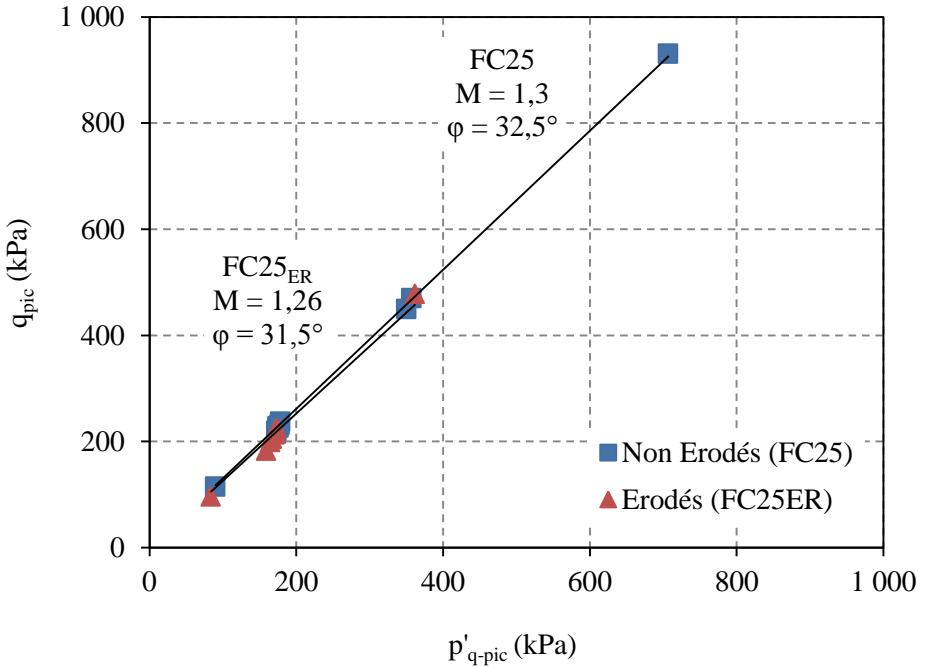


Figure 5.10 : Angle de frottement au pic des sols non érodés (FC25) et érodés (FC25_{ER}) à 25% de teneur en fines initiale.

5.1.4.2. Angle de frottement interne à l'état critique

La Figure 5.11 présente les points d'état critique obtenus sur les échantillons non érodés et érodés, dans le plan des contraintes $q-p'$. Comme pour l'angle de frottement au pic de résistance, on constate que les points d'état critique de l'ensemble des essais réalisés sur les échantillons non érodés sont parfaitement alignés sur une même droite, donnant un angle de frottement d'environ 31°. La même observation est faite pour les échantillons érodés qui, malgré une teneur en fines variable à cause de l'érosion, se trouvent regroupés autour d'une même droite. Néanmoins, cette droite se positionne légèrement en dessous de celle des sols non érodés. L'angle de frottement des sols érodés est d'environ 28,6°. La différence observée d'environ 2,5% peut être attribuée à l'échantillon non érodé consolidé à 400 kPa dont l'essai a été arrêté à 20% de déformation, dans un état de contraintes plus éloigné de l'état critique comparé aux autres essais. En effet, si on fait abstraction de cet essai, la différence entre les angles de frottement des deux matériaux, non érodé et érodé, est plus petite. Elle peut probablement être considérée comme négligeable, comme celle concernant les angles de frottement internes au pic mais nécessiterait tout de même d'être vérifiée par des essais complémentaires afin de voir si elle n'est pas une conséquence de l'hétérogénéité, aussi minime soit-elle.

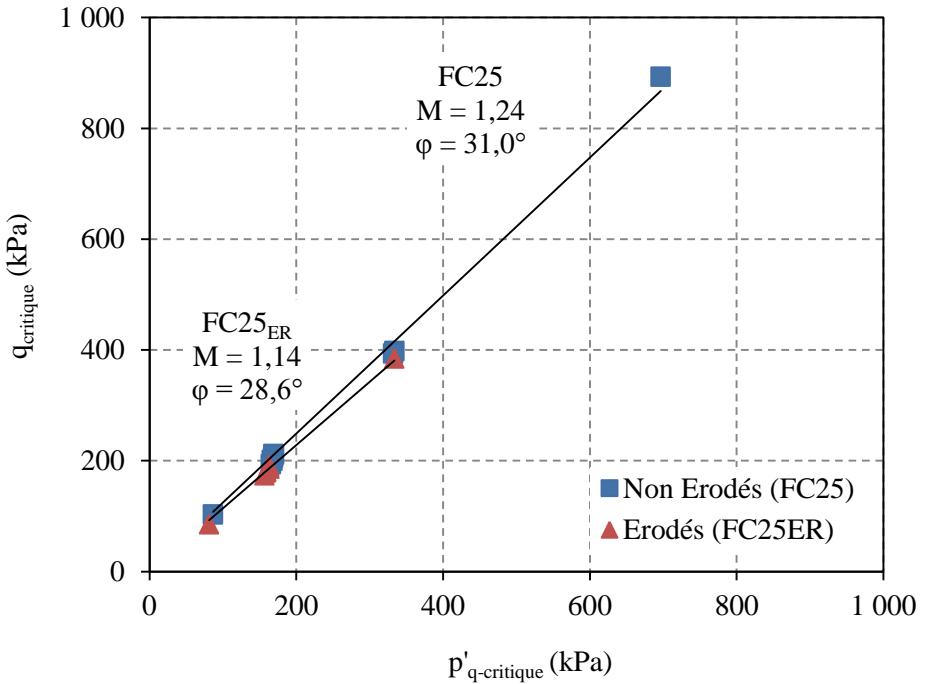


Figure 5.11 : Angle de frottement à l'état critique des sols non érodés (FC25) et érodés (FC25_{ER}) à 25% de teneur en fines initiale.

5.1.4.3. Analyse de la ligne d'état critique

a. Ligne d'état critique dans le plan $e - \log(p')$

La relation entre l'indice des vides et la contrainte moyenne effective dans le plan $e - \log(p')$ est donné sur la Figure 5.12. Le plan $e - \log(p')$ montre que les échantillons érodés, dont la teneur en fines a diminué, sont situés au-dessus des échantillons non érodés, qui ont un pourcentage de 25% de fines. En outre, plus un sol est érodé et plus sa ligne d'état critique se trouve déplacée vers le haut, à une densité plus faible. Ce déplacement témoigne de l'évolution de l'indice des vides à l'état critique avec la diminution des fines, associée à une augmentation de la résistance au cisaillement. Donc, la résistance au cisaillement d'un sol à l'état critique se trouve améliorée après érosion et départ des fines, pour un même indice des vides. Cette conclusion est cohérente dans la mesure où, pour un indice des vides constant, la diminution des fines est compensée par un squelette granulaire plus dense, et donc une résistance plus importante, d'autant plus qu'il est connu actuellement que, lorsque la fraction des fines est inférieure à la valeur seuil, le transfert des forces se fait majoritairement par la matrice grossière.

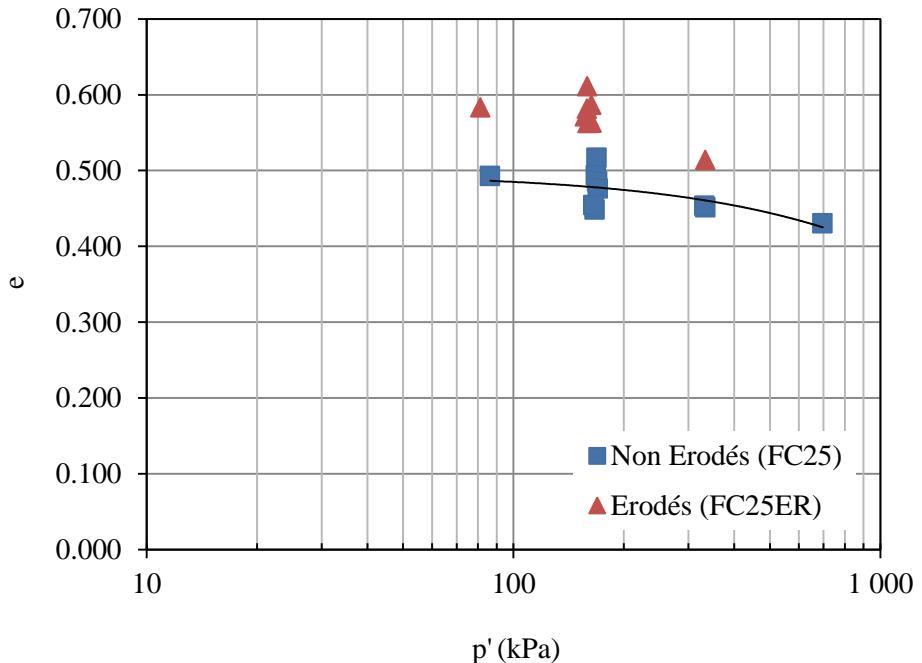


Figure 5.12 : Représentation de l'état critique dans le plan $e - \log(p')$ pour les sols non érodés (FC25) et érodés (FC25_{ER}) à 25% de teneur en fines initiale. La ligne correspond à une courbe de tendance de forme exponentielle pour les sols non érodés (FC25)

b. Ligne d'état critique dans le plan $e_g - \log(p')$

La Figure 5.13 présente l'analyse de la ligne d'état critique faite cette fois-ci dans le plan $e_g - \log(p')$ reliant l'indice des vides inter-granulaires et la contrainte moyenne effective. Le concept de l'indice des vides inter-granulaires a été introduit en partant de l'hypothèse que, lorsque la teneur en fines est faible, ces dernières sont contenues dans les vides formés par les grains grossiers et ne participent pas aux chaînes de forces formées par les grains grossiers. Les particules fines sont dites inactives et leur volume est alors assimilé à vide (Mitchell, 1986 ; Kenney, 1977, Kuerbis *et al.*, 1988, Georgiannou *et al.*, 1990, Pitman *et al.*, 1994, Thevanayagam, 1998, Chu et Leong, 2002, Ni *et al.*, 2004).

Contrairement à ce qui est observé dans le plan $e - \log(p')$, les points d'état critiques des échantillons érodés sont situés en dessous de la ligne d'état critique des échantillons non érodés dans le plan $e_g - \log(p')$. Ceci signifie que, pour un indice des vides inter-granulaires donné, la résistance au cisaillement diminue lorsque l'on réduit la teneur en fines. Par conséquent, plus le phénomène de suffusion est important et plus la résistance du sol à l'état critique est faible. Cette observation peut se comprendre dans la mesure où, pour une matrice granulaire inchangée, la plus grande présence de vides dans les pores amène à une moindre

résistance mécanique d'ensemble.

Il est important de mentionner que la ligne d'état critique des échantillons érodés n'a pas pu être tracée : seuls les points correspondant à l'état critique des différents échantillons ont été représentés individuellement. Cela est dû au fait que les essais d'érosion réalisés ont abouti à des échantillons possédant une teneur en fines variable d'un échantillon à un autre, or il est maintenant communément admis que chaque sol ayant une teneur en fines donnée possède sa propre ligne d'état critique. Pour tracer cette ligne, il faudrait plusieurs points d'état critique pour une même teneur en fines et sur un intervalle d'indice des vides étalé. Cependant, avec les techniques expérimentales actuelles, il est impossible de contrôler la quantité de fines érodées lors d'un essai de suffusion.

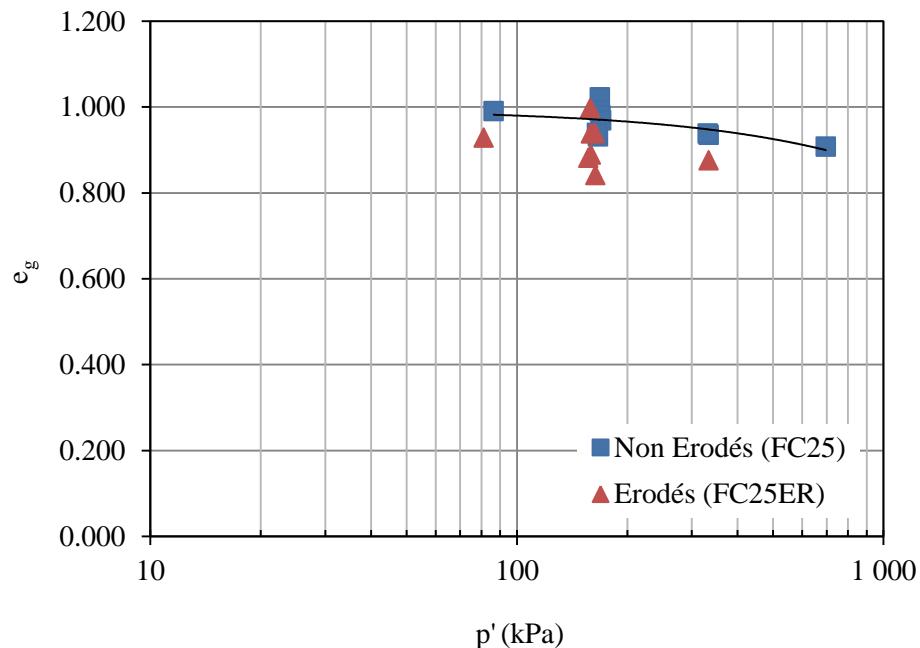


Figure 5.13 : Représentation de l'état critique dans le plan $e_g - \log(p')$ pour les sols non érodés (FC25) et érodés (FC25_{ER}) à 25% de teneur en fines initiale. La ligne correspond à une courbe de tendance de forme exponentielle pour les sols non érodés (FC25).

c. Ligne d'état critique dans le plan $e_g^{eq} - \log(p')$

Dans cette section, l'analyse des points d'état critique est cette fois réalisée en utilisant un indice des vides inter-granulaires équivalent. Ce paramètre a été introduit en premier lieu par Thevanayagam *et al.* (2002) dans le but d'améliorer le concept de l'indice des vides inter-granulaire qui était trop simplificateur. En effet, lorsque la teneur en fines est importante et se rapproche de la valeur seuil, les fines ne doivent plus être considérées comme inactives dans

leur totalité car une fraction d'entre elles commence à avoir un rôle dans le transfert des forces et la résistance au cisaillement du sol. L'indice des vides inter-granulaires équivalent e_{g}^{eq} est donné en fonction de l'indice des vides e et de la teneur en fines f par l'équation suivante :

$$e_{g}^{eq} = \frac{e + (1-b)f_c}{e - (1-b)f_c} \quad \text{Équation 5.3}$$

Le coefficient b représente la portion des fines participant activement aux chaînes de force ($0 \leq b \leq 1$). Il dépend notamment de la forme des grains grossiers, de celle des fines et du rapport de tailles entre grains grossiers et fines. Certains auteurs ont calé la valeur de b par rétro-analyse afin d'obtenir le meilleur ajustement aux données expérimentales (Ni *et al.* 2004; Yang *et al.* 2006b, c). Cela signifie que la valeur de b a été choisie arbitrairement en étant supposé constante pour une certaine gamme de teneurs en fines. D'autres ont utilisé l'équation proposée par Rahman *et al.* (2008) mais celle-ci est assez ambiguë physiquement et ne tient notamment pas compte de la densité du sol. Or, plus celle-ci augmente et plus les fines auront la possibilité de venir en contact avec les grains grossiers et de commencer à prendre part à la chaîne des forces et à contribuer au transfert des contraintes. Par conséquent, nous avons utilisé dans cette étude le paramètre b proposé par Nguyen *et al.* (2014) dont l'équation est assez fondée d'un point de vue physique et qui repose sur un calcul de probabilité du nombre de coordination. Ce paramètre b est calculé par l'équation ci-après :

$$b = 1 - \left[1 + \exp \left(1,702 \frac{\bar{C}_s - 3,5}{\sigma} \right) \right]^{-1} + \left[1 + \exp \left(1,702 \frac{\bar{C}_s}{\sigma} \right) \right]^{-1} \quad \text{Équation 5.4}$$

où \bar{C}_s et σ sont respectivement la valeur moyenne et l'écart type de la distribution du nombre de coordination des particules fines et s'écrivent :

$$\bar{C}_s = \frac{6(1-f_c + 2f_c X)}{(e + f_c)X} \quad \text{et} \quad \sigma = 2\bar{C}_s \quad \text{Équation 5.5}$$

avec e l'indice des vides, f_c la teneur en fines et $X = D_{50}/d_{10}$, D_{50} étant le diamètre moyen des grains grossiers et d_{10} le diamètre effectif des fines.

Sur la Figure 5.14 nous avons ainsi représenté dans le plan $e_{g}^{eq} - \log(p')$ les points d'état critique obtenus sur la série d'essais triaxiaux réalisée sur les échantillons érodés et non érodés ayant une teneur en fines de 25%, ainsi que sur des échantillons non érodés ayant d'autres teneurs en fines, y compris du sable grossier pur. On constate qu'indépendamment de la

teneur en fines, l'ensemble des points semble mieux converger vers une courbe unique d'état critique grâce à l'introduction du paramètre e^{eq}_g .

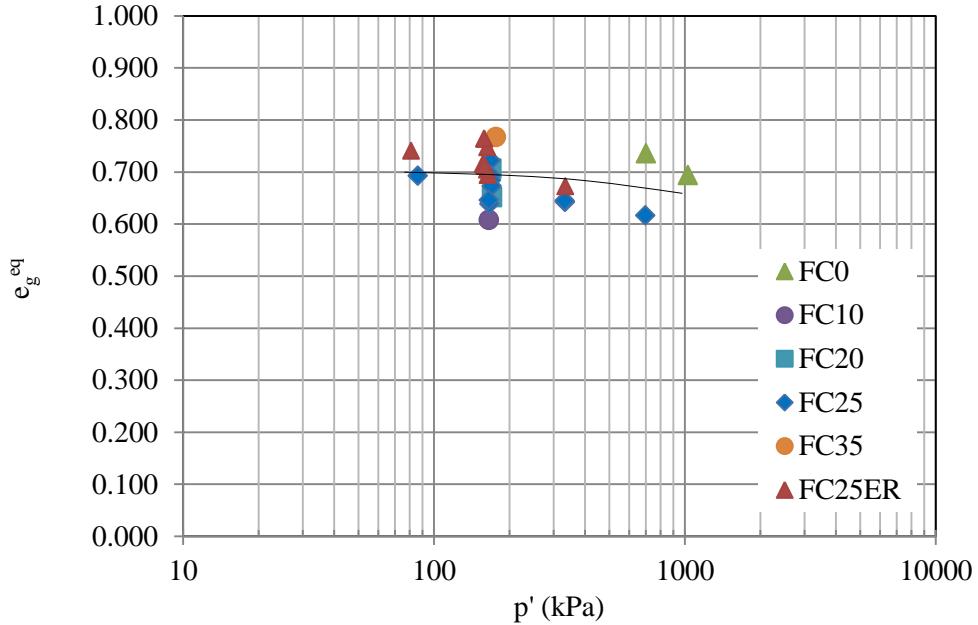


Figure 5.14 : Représentation de l'état critique dans le plan $e_g^{eq} - \log(p')$ pour les sols non érodés à différentes teneurs en fines (FC0, FC10, FC20, FC25 et FC35) et érodés (FC25ER) à 25% de teneur en fines initiale. La ligne correspond à une courbe de tendance de forme exponentielle pour tous les sols non érodés.

A partir de la représentation ci-dessus et l'équation proposée pour b (Équation 5.3), la détermination de l'état critique dans le plan initial $e - \log(p')$ peut être réalisée pour n'importe quelle teneur en fines.

Ainsi, sur la Figure 5.15, nous avons représenté dans le plan $e - \log(p')$ la ligne d'état critique des échantillons érodés à 25% de teneur en fines. Nous avons également reporté les points d'état critique de certains échantillons érodés qui ont tous atteint un pourcentage de fines autour de 17% après érosion (le nombre limité de points ne nous permettant pas de tracer directement la ligne d'état critique). Ensuite, à partir de la ligne d'état critique dans le plan $e_g^{eq} - \log(p')$ (Figure 5.14), nous avons construit une nouvelle ligne d'état critique « théorique » dans le plan $e - \log(p')$ correspondant à des échantillons non érodés qui aurait 17% de fines. Ce choix a été motivé, d'une part, par le fait que plusieurs échantillons érodés ont atteint un pourcentage de fines d'environ 17% après érosion (voir le Tableau 5.2), et d'autre part, afin de valider la méthodologie adoptée pour la détermination de la ligne d'état critique pour un pourcentage de fines donné. Il est très intéressant de voir que les points correspondants aux

échantillons érodés se trouvent presque confondus avec la ligne « théorique » déterminée pour une teneur en fines de 17%. Cette observation valide la ligne critique « théorique » et démontre surtout que la microstructure hétérogène induite par le processus d'érosion ne semble pas influencer la valeur de la résistance à l'état critique des sols érodés, comparés aux sols non érodés. Néanmoins, ce résultat demande à être confirmé par la réalisation d'une série d'essai triaxiaux sur des échantillons de sol non érodés et reconstitués à la même teneur en fines que celle des sols érodés afin d'obtenir une comparaison directe et d'éviter le recours par la ligne d'état critique « théorique ».

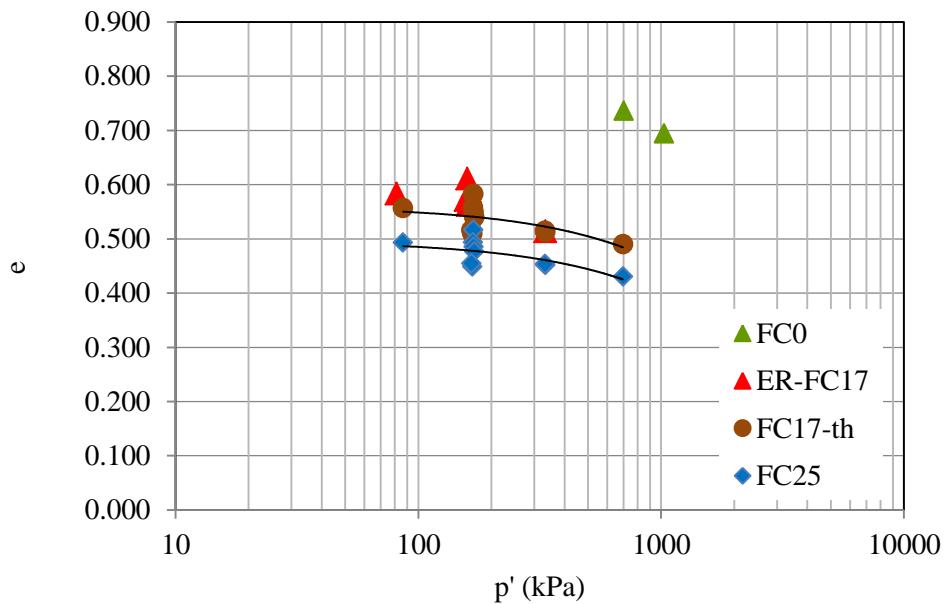


Figure 5.15: Représentation de l'état critique dans le plan $e - \log(p')$ pour les sols non érodés (FC0, FC25 et FC17-th) et pour les sols érodés ayant une teneur en fines post-érosion proche de 17% (ER-FC17). Les lignes correspondent à la courbe de tendance de forme exponentielle pour les sols non érodés à 25% de teneur en fines (FC25) et à son extrapolation théorique au cas d'une teneur en fines de 17% (FC17-th).

5.2. Comportement mécanique non drainé

L'étude du comportement non drainé a pour objectif d'approfondir la connaissance du comportement des sols érodés et non érodés en cisaillement non drainé à l'appareil triaxial. Un autre objectif visé est celui de voir si le sol, une fois érodé, peut devenir instable vis-à-vis du phénomène de liquéfaction. Le programme expérimental a été défini de sorte à mettre en évidence l'influence de différents paramètres tels que l'indice des vides (ou densité relative), la teneur en fines et la contrainte de consolidation sur le comportement des échantillons non érodés ainsi que ceux érodés.

Le programme expérimental comprend trois séries d'essais de cisaillement. La première série est réalisée sur des échantillons non érodés (Tableau 5.4), la seconde série réalisée sur les sols érodés (Tableau 5.5) et la troisième est réalisée sur les sols « érodés » reconstitués (Tableau 5.6). Les données dans ces tableaux comprennent également les essais de répétabilité dont les résultats sont regroupés et présentés dans l'annexe 5.

Les résultats des essais triaxiaux non drainés sont présentés et analysés dans les plans (q, ε_I) pour les courbes de cisaillement, ($\Delta u, \varepsilon_I$) pour les évolutions de la surpression interstitielle, (q, p') pour les chemins de contraintes, q étant le déviateur des contraintes, ε_I la déformation axiale, Δu la surpression interstitielle, p' la contrainte moyenne effective.

Tableau 5.4 : Caractéristiques des essais non drainés réalisés sur échantillons non érodés.

Code d'essai	FC_i (%)	D_{ri} (%)	e_i	e_{gi}	D_{rc} (%)	e_c	e_{gc}	P_c (kPa)
FC0.Dr40.Pc100	0	40	0,736	0,736	53,6	0,707	0,707	100
FC0.Dr60.Pc100	0	60	0,694	0,694	73,3	0,666	0,666	100
FC15.Dr40.Pc100	15	40	0,566	0,842	58,8	0,524	0,793	100
FC20.Dr20.Pc100	20	20	0,590	0,988	42,9	0,538	0,923	100
FC20.Dr40.Pc100	20	40	0,545	0,931	55,9	0,508	0,886	100
FC20.Dr60.Pc100	20	60	0,499	0,874	76,4	0,462	0,827	100
FC25.Dr20.Pc100	25	20	0,578	1,104	32,2	0,548	1,064	100
FC25.Dr40.Pc50	25	40	0,529	1,039	50,4	0,504	1,005	50
FC25.Dr40.Pc100b	25	40	0,529	1,039	58,4	0,484	0,979	100
FC25.Dr40.Pc100c	25	40	0,529	1,039	51,2	0,502	1,003	100
FC25.Dr40.Pc100d	25	40	0,529	1,039	50,9	0,503	1,004	100
FC25.Dr40.Pc200a	25	40	0,529	1,039	64,1	0,471	0,961	200
FC25.Dr40.Pc200b	25	40	0,529	1,039	56,6	0,489	0,985	200
FC25.Dr40.Pc400	25	40	0,529	1,039	67,0	0,464	0,952	400
FC25.Dr60.Pc100	25	60	0,481	0,974	73,3	0,448	0,931	100
FC35.Dr40.Pc100	35	40	0,527	1,350	56,7	0,484	1,283	100
FC100.Dr40.Pc100a	100	40	0,527	-	44,6	0,945	-	100
FC100.Dr40.Pc100b	100	40	0,552	-	44,2	0,946	-	100

FC_i : teneur en fines initiale ; D_{ri} , e_i , e_{gi} : densité relative, indice des vides et indice des vides inter-granulaires initiaux, respectivement ; D_{rc} , e_c , e_{gc} : densité relative, indice des vides et indice des vides inter-granulaires post-consolidation, respectivement ; P_c : contrainte de confinement ;

Tableau 5.5 : Caractéristiques des essais non drainés réalisés sur échantillons érodés.

Code d'essai	FC_{er} (%)	Dr_{er} (%)	e_{er}	e_{ger}	Dr_{er-c} (%)	e_{er-c}	e_{ger-c}	P_c (kPa)
FC25.Dr20.Pc100er-a	13,8	2,3	0,653	0,917	12,8	0,630	0,891	100
FC25.Dr20.Pc100er-b	21,5	8,1	0,614	1,057	29,5	0,564	0,993	100
FC25.Dr40.Pc50er	17,0	15,3	0,613	0,943	20,5	0,602	0,929	50
FC25.Dr40.Pc100er-a	20,7	8,0	0,616	1,038	32,4	0,560	0,967	100
FC25.Dr40.Pc100er-b	14,8	0,1	0,656	0,944	12,2	0,629	0,913	100
FC25.Dr60.Pc100er	16,6	14,6	0,616	0,938	24,9	0,593	0,910	100

FC_{er} : teneur en fines post-érosion ; Dr_{er} , e_{er} , e_{ger} : densité relative, indice des vides et indice des vides inter-granulaires post-érosion, respectivement ; Dr_{er-c} , e_{er-c} , e_{ger-c} : densité relative, indice des vides et indice des vides inter-granulaires post-consolidation, respectivement ; P_c : contrainte de confinement ;

Tableau 5.6 : Caractéristiques des essais non drainés réalisés sur sols « érodés » reconstitués.

Code d'essai	FC_{rec} (%)	Dr_{rec} (%)	e_{rec}	e_{g-rec}	Dr_{rec-c} (%)	e_{rec-c}	$e_{g-rec-c}$	P_c (kPa)
FC25.Dr20.Pc100rec-b	13,8	2,3	0,653	0,917	17,5	0,620	0,878	100
FC25.Dr40.Pc100rec	14,8	0,0	0,656	0,944	15,1	0,622	0,905	100
FC25.Dr60.Pc100rec	16,6	14,6	0,616	0,938	29,2	0,584	0,898	100

FC_{rec} : teneur en fines post-érosion ; Dr_{rec} , e_{rec} , e_{g-rec} : densité relative, indice des vides et indice des vides inter-granulaires post-érosion, respectivement ; Dr_{rec-c} , e_{rec-c} , $e_{g-rec-c}$: densité relative, indice des vides et indice des vides inter-granulaires post-consolidation, respectivement ; P_c : contrainte de confinement ;

5.2.1. Sols non érodés

5.2.1.1. Influence de la densité

La Figure 5.16 présente le résultat des essais réalisés sur des échantillons ayant 25% en masse de fines et fabriqués à différentes densités relatives initiales (20, 40, 60%). On constate que les trois échantillons de sol présentent un comportement de cisaillement qualitativement similaire. L'allure des courbes du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale est caractérisée par une montée de la résistance au cisaillement jusqu'à l'atteinte d'un pic pour une déformation axiale relativement faible (de l'ordre de 1%), suivi d'un léger radoucissement en moyennes déformations (3 à 4%), puis d'un regain de résistance au-delà d'une déformation axiale de 4% (durcissement) correspondant à un comportement de type contractance-dilatance

simultanément. Quantitativement, le pic de résistance augmente légèrement avec la densité relative, la résistance au cisaillement la plus faible étant obtenue pour l'échantillon le plus lâche FC25.Dr20.Pc100. Il est important de souligner qu'aucun radoucissement marqué n'a été observé, même dans le cas où la densité est la plus faible.

En observant l'évolution des surpressions interstitielles, les échantillons présentent tout d'abord une augmentation rapide de la surpression interstitielle, qui coïncide avec la phase de contractance en début d'essai, pour ensuite diminuer progressivement avec l'apparition de la dilatance. Le maximum de surpression interstitielle diminue avec l'augmentation de l'indice de densité. Il atteint une valeur de 72 kPa pour l'échantillon FC25.Dr20.Pc100 et environ 70 kPa pour les échantillons FC25.Dr40.Pc100 et FC25.Dr60.Pc100.

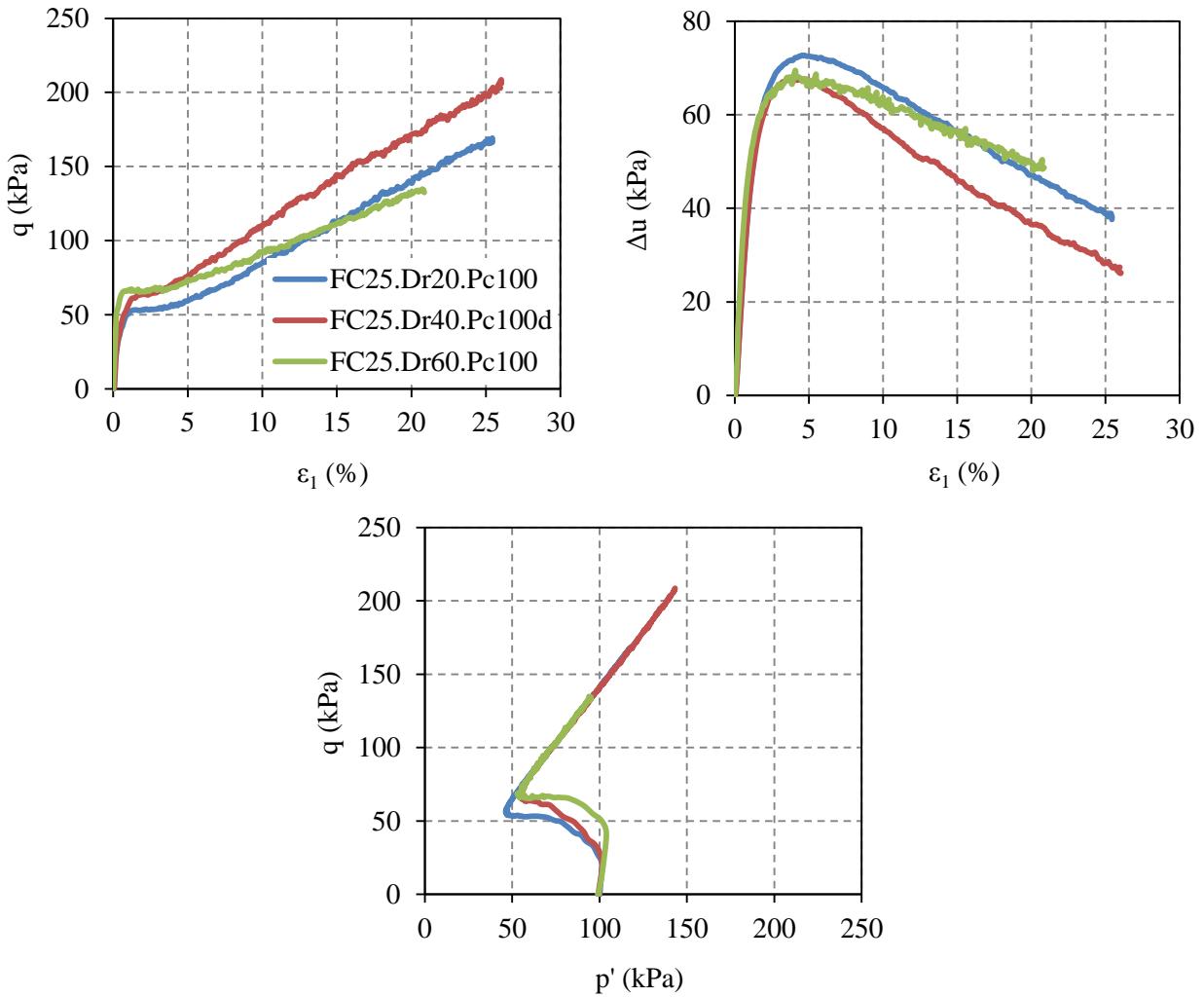


Figure 5.16 : Comportement non drainé des échantillons non érodés ayant 25% de teneur en fines initiales et différentes densités relatives.

Le chemin des contraintes effectives suivi au cours des essais présente un déplacement vers l'origine des axes traduisant, ainsi une phase initiale contractante, puis atteint un point de rebroussement et s'oriente vers la droite avec augmentation de la contrainte effective moyenne correspondant à l'apparition de la phase de dilatance. Ce point de transition d'un comportement contractant à un comportement dilatant est appelé point de transformation de phase (PT) selon Ishihara *et al.* (1975) ou seuil d'état caractéristique selon Luong (1980). Dans le cas des essais non drainés, l'état de transformation de phase (ou l'état caractéristique) peut être déterminé soit à la valeur minimale de la contrainte moyenne effective dans le plan de $q-p'$, soit à la valeur maximale de la surpression interstitielle.

5.2.1.2. Influence de la contrainte de confinement

L'effet de la contrainte de confinement a été étudié en réalisant des essais non drainés sur des échantillons ayant la même densité relative, Dr égale à 40%, et consolidés à 50, 100, 200 et 400 kPa. Dans la Figure 5.17, les courbes du déviateur des contraintes montrent que la résistance au cisaillement non drainée augmente avec la contrainte de confinement comme dans le cas des essais drainés. Les courbes de cisaillement sont pratiquement proportionnelles à la pression de confinement appliquée, la surpression interstitielle est d'autant plus forte que l'est le confinement, et le caractère contractant des échantillons augmente avec ce confinement.

5.2.1.3. Influence de teneur en fines

La Figure 5.18 présente les résultats d'essais non drainés obtenus sur des échantillons non érodés et préparés à différentes teneurs en fines : 0, 15, 20, 25, 35 et 100%. Un comportement similaire à celui trouvé dans le cas drainé est observé. Le pic du déviateur de contraintes est plus grand pour les échantillons de 0% et 100% de teneur en fines. Pour les autres pourcentages, la résistance au pic diminue en premier lieu avec l'augmentation de la teneur en fines, tend à se stabiliser lorsqu'on avoisine la teneur en fines seuil, vers 35%, puis augmente au-delà de cette valeur en se rapprochant de la courbe obtenue pour la teneur en fines de 100% (Figure 5.19). Il est intéressant de voir que les échantillons à 35% (proche de la valeur seuil) et 100% présentent un comportement fortement dilatant par rapport aux autres échantillons de plus faibles teneurs en fines. Ceci montre que les sols à granulométrie discontinue avec un pourcentage de fines inférieur à la valeur seuil présentent une phase de contractance assez prononcée.

La série des échantillons à 60% de densité relative est présentée dans l'annexe 5 (Figure A - 35).

Concernant le comportement à la rupture, les chemins de contraintes effectives montrent qu'indépendamment de la teneur en fines, tous les échantillons sont alignés quasiment sur la même droite de rupture. Ce point sera vu plus en détail dans la partie 5.2.4.

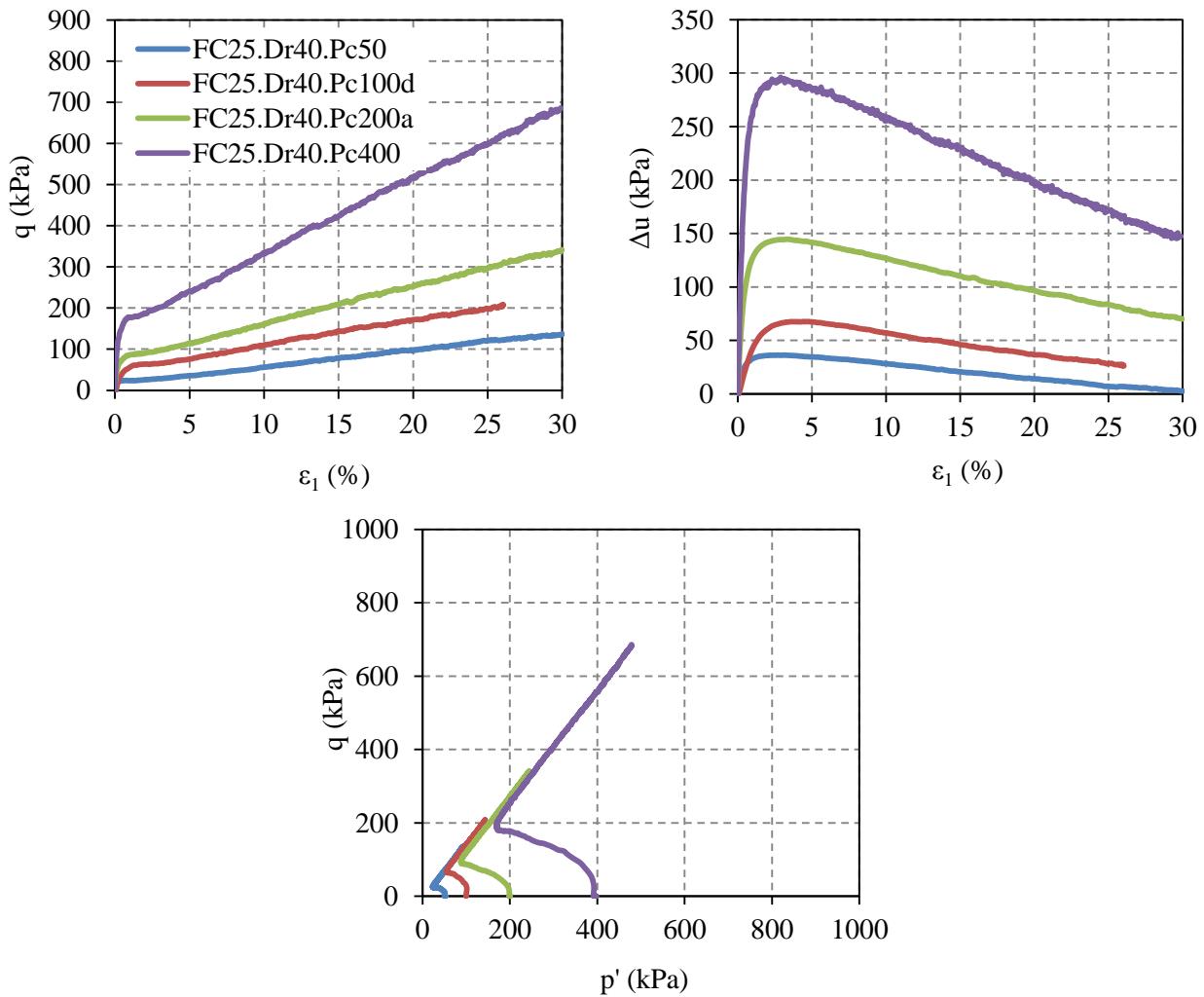


Figure 5.17 : Comportement non drainé des échantillons non érodés à différentes contraintes de confinement.

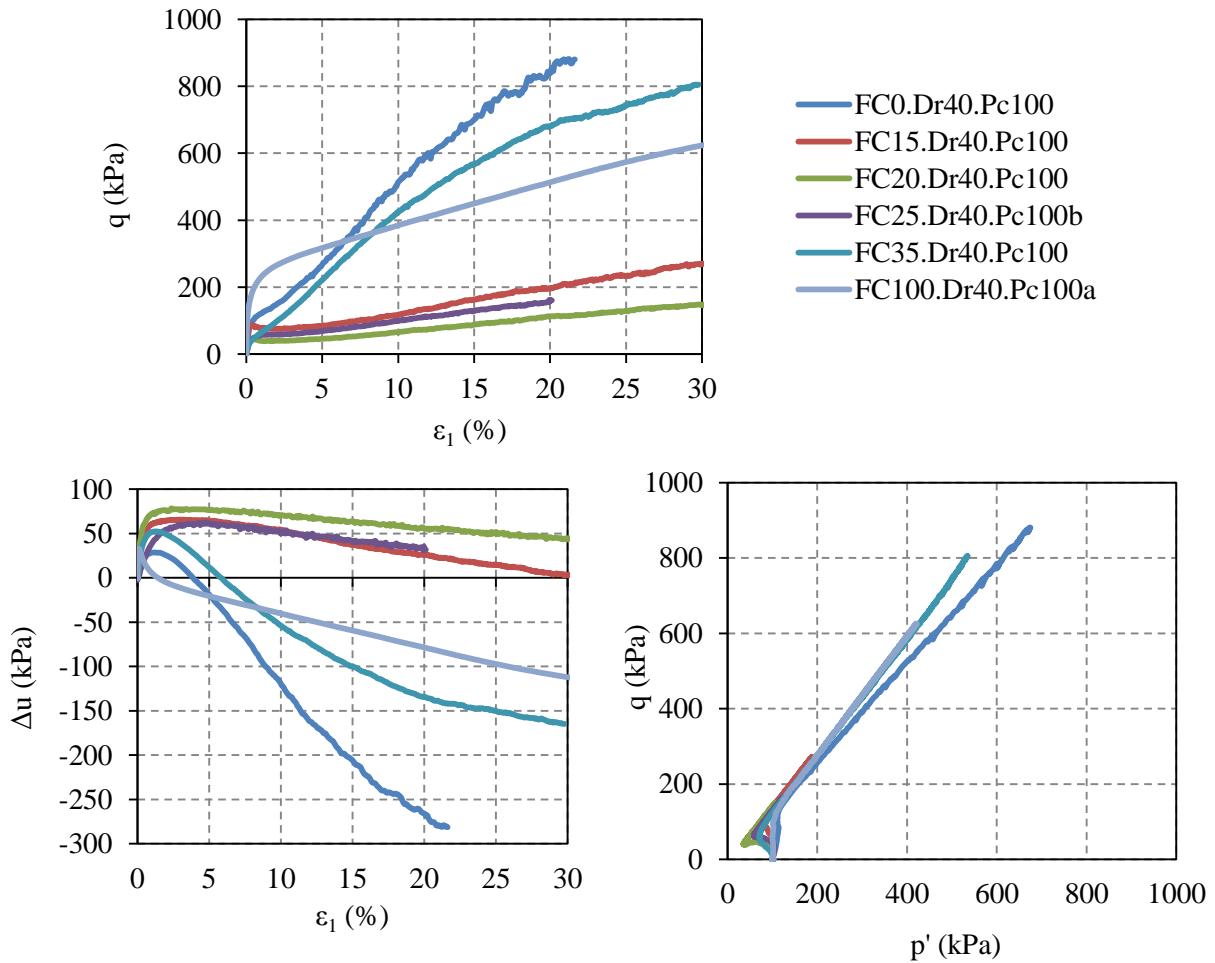


Figure 5.18 : Comportement non drainé des échantillons ayant 40% de densité relative initiale et à différentes teneurs en fines.

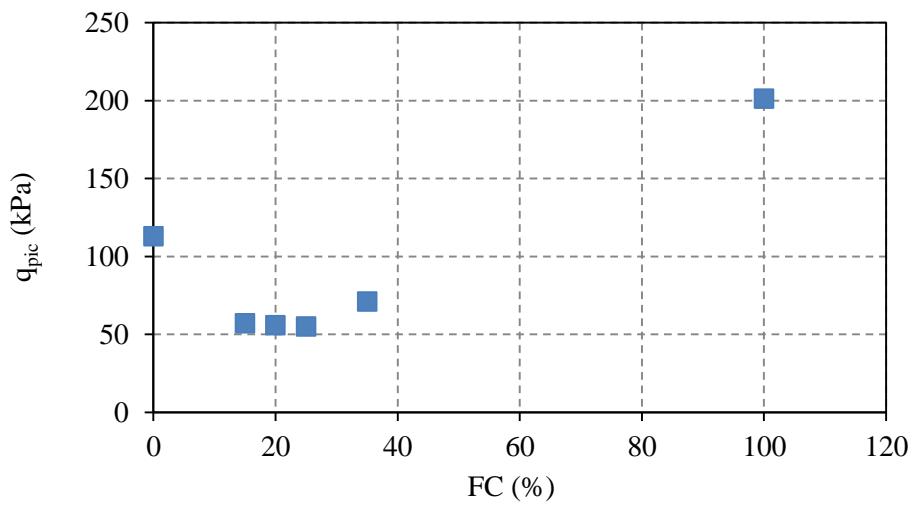


Figure 5.19 : Evolution de q_{pic} en fonction de la teneur en fines initiale pour des sols consolidés à $P_c=100$ kPa.

5.2.2. Sols érodés

Comme présenté dans le Tableau 5.5, après érosion, la teneur en fines dans les mélanges diminue, le sol devient plus lâche (la densité diminue), l'indice des vides global et l'indice des vides inter-granulaires changent. Ces paramètres vont être utilisés pour interpréter le comportement des sols après érosion dans les paragraphes suivants.

La Figure 5.20 présente la réponse mécanique, avant et après érosion, des échantillons préparés à 25% de teneur en fines, 40% de densité relative initiale et cisaillé sous 100 kPa de contrainte de confinement.

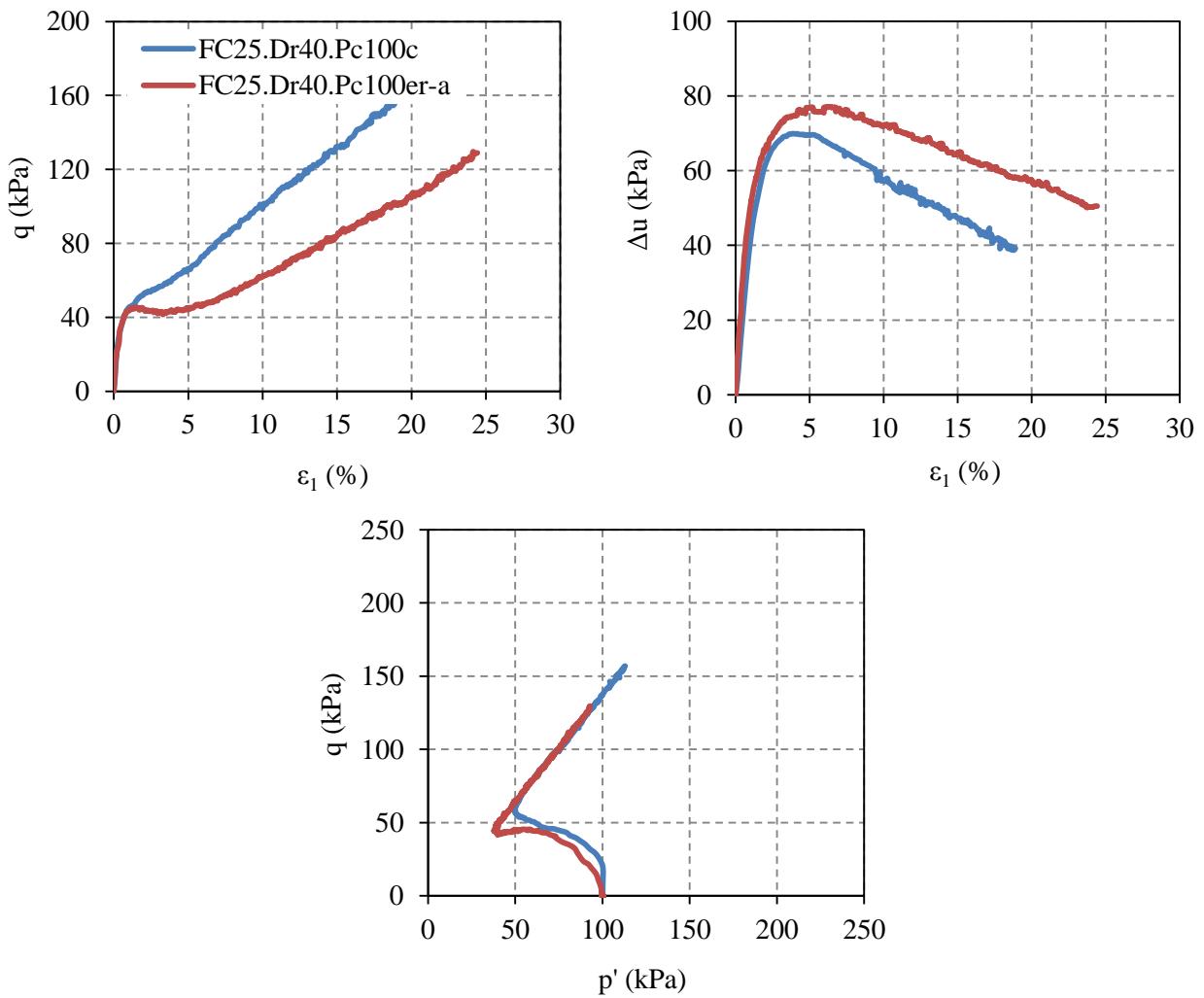


Figure 5.20 : Comparaison du comportement non drainé d'un échantillon non érodé et d'un échantillon érodé, tous deux ayant une densité relative initiale de 40%, une teneur en fines initiale de 25% et une pression de confinement de 100kPa.

Quantitativement, les sols présentent un comportement similaire, de type contractant-dilatant que ce soit pour l'échantillon érodé ou le non érodé. Même si on constate que le pic du déviateur des contraintes pour le sol érodé est légèrement plus faible par rapport à celui du sol non érodé, il semble toutefois que l'érosion n'ait pas une forte influence sur l'évolution du déviateur des contraintes jusqu'au pic en conditions non-drainées. Ce constat semble aller dans le même sens que celui observé par Ke & Takahashi (2014) et Xiao & Shwiyah (2012). Au-delà du pic, un regain de résistance apparaît autour d'une déformation axiale d'environ 2% pour le sol non érodé et 5% pour le sol érodé. Ceci est probablement dû à un fort réarrangement des grains (densification) après un certain niveau de déformation qui est atteint plus rapidement dans le sol érodé.

Concernant l'évolution de la surpression interstitielle, dans le cas d'un échantillon érodé, celle-ci augmente par rapport au cas non érodé. En fait, après l'érosion, l'indice des vides global augmente, impliquant un état plus lâche qui induit une augmentation de la surpression interstitielle.

5.2.2.1. Influence de la densité

La Figure 5.21 présente le comportement des sols érodés à différentes densités relatives initiales. Il faut noter que l'indice de densité initiale est différent de celui après érosion. La variation de densité dépend aussi du tassement qui peut avoir lieu au cours de l'essai d'érosion. Les densités relatives des échantillons FC25.Dr20.Pc100er-a, FC25.Dr40.Pc100er-b, FC25.Dr60.Pc100er après érosion et consolidation sont respectivement de 12,8% ; 12,2% et 25,0%. La teneur en fines des trois échantillons est respectivement de 13,8% ; 14,8% et 16,6%. Il apparaît que la résistance au cisaillement de l'échantillon FC25.Dr20.Pc100er-a est sensiblement plus faible comparée à celle des deux autres échantillons bien que sa densité relative soit similaire à celle de l'échantillon FC25.Dr40.Pc100er-b. Pareillement, cet échantillon possède un plus petit indice des vides inter-granulaires, donc une matrice granulaire plus dense qui aurait dû manifester un comportement plus résistant. Toutefois, si on regarde la valeur de sa teneur en fines, celle-ci est bien inférieure à celle des deux autres échantillons (Dr40 et Dr60). Par conséquent, l'interprétation du comportement des sols érodés basée sur la densité relative n'est pas pertinente. Il est nécessaire de prendre en compte l'effet conjugué de l'indice des vides inter-granulaires et de la teneur en fines.

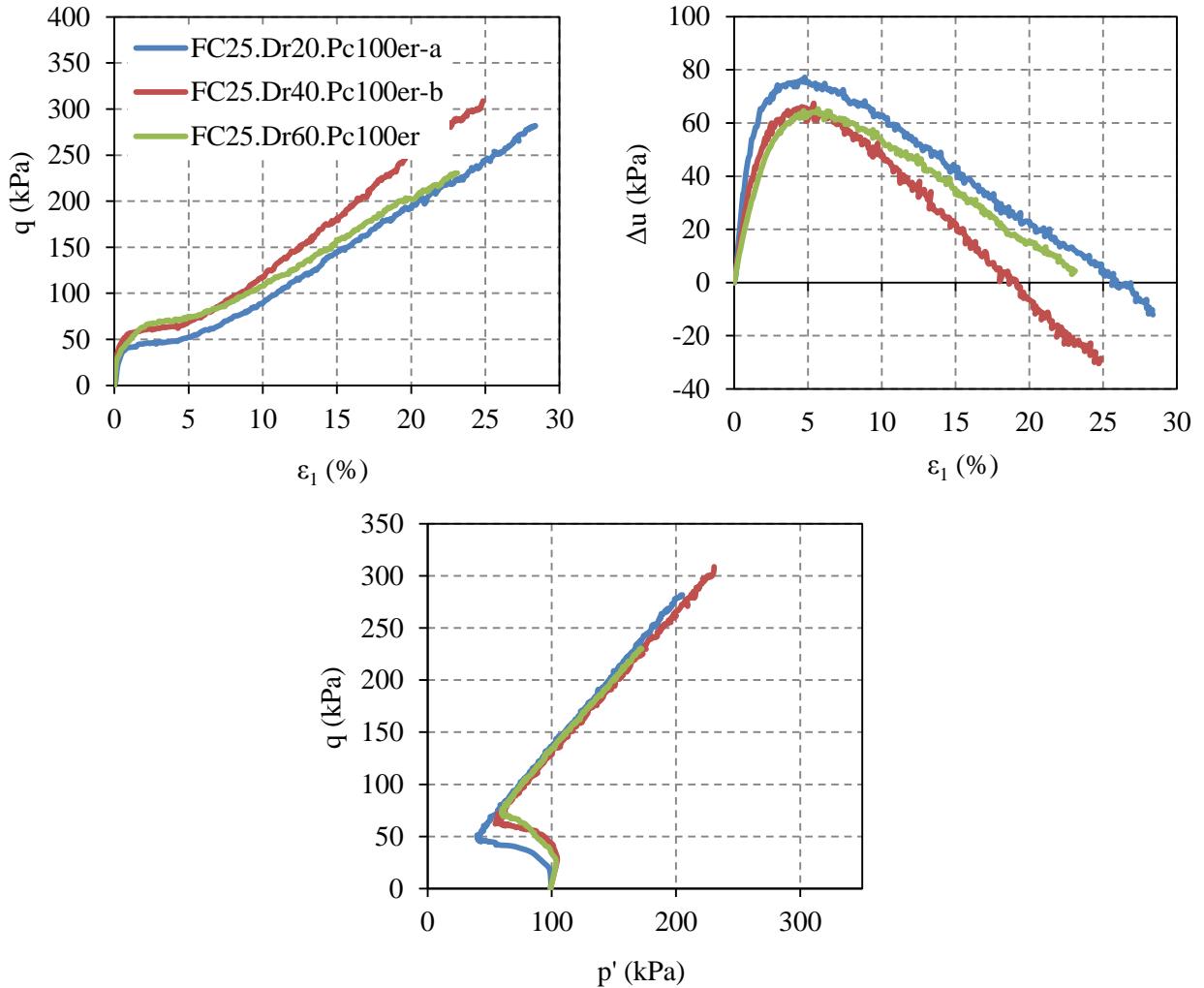


Figure 5.21 : Comportement non drainé des échantillons érodés ayant différentes densités relatives initiales.

5.2.2.2. Influence de la contrainte de confinement

Tout comme pour les sols non érodés, la contrainte de confinement a un effet favorable sur la résistance au cisaillement des sols érodés. Ainsi, on voit bien sur la Figure 5.22 que la résistance des sols augmente avec la contrainte de confinement. Cependant, il est assez difficile dans ce cas de tirer des conclusions claires étant donné que nous avons un effet conjugué de plusieurs paramètres. L'échantillon FC25.Dr40.Pc50er a une densité relative plus faible après érosion comparée à celle de l'échantillon FC25.Dr40.Pc100er-a (15,3% et 8%, respectivement) mais celle-ci est plus élevée après la consolidation (20,5% comparée à 32,4%). Par ailleurs l'indice des vides inter-granulaires de FC25.Dr40.Pc50er est plus petit, ce qui signifie que le squelette grossier est plus dense mais aussi que la teneur en fines est plus

petite.

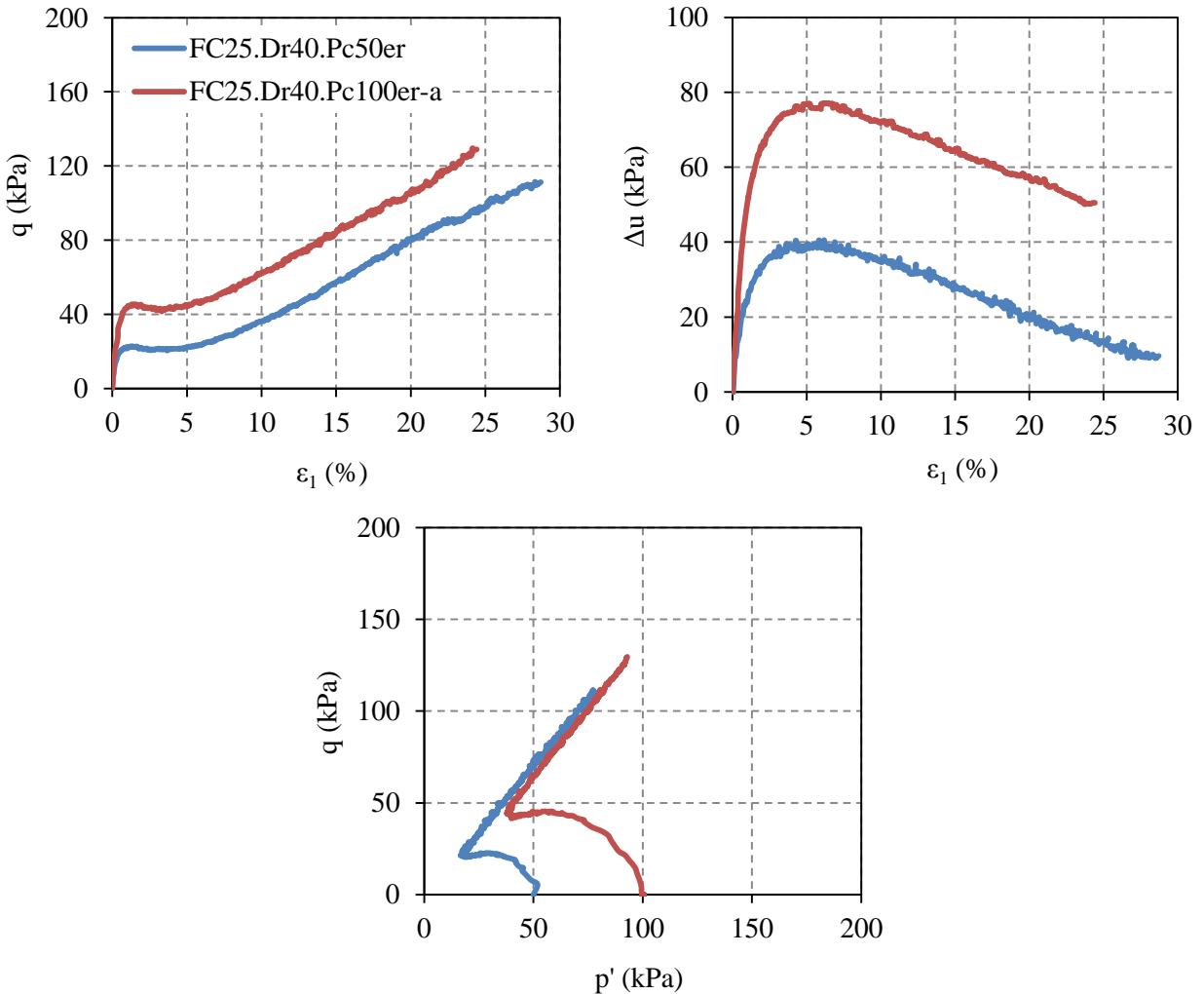


Figure 5.22 : Comportement non drainé des échantillons érodés à différentes contraintes de confinement.

5.2.3. Sols « érodés » reconstitués

Comme dans le cas des essais drainés, des échantillons de sols ont été reconstitués avec les mêmes caractéristiques que celles obtenues sur les échantillons érodés dans le perméamètre, c'est-à-dire aux mêmes valeurs de teneur en fines et d'indice des vides obtenues après l'essai de suffusion. La comparaison du comportement mécanique entre les échantillons « érodés » reconstitués et les échantillons érodés dans le perméamètre permet de donner une idée sur l'influence de l'hétérogénéité des échantillons érodés sur leur réponse mécanique non drainé.

Sur la Figure 5.23, le déviateur des contraintes montre une évolution quasi identique en petites

et moyennes déformations pour les deux échantillons, érodé et reconstitué, avec un pic de résistance sensiblement plus élevé pour le sol érodé, suivi d'un léger radoucissement jusqu'à 5% de déformation axiale. Ensuite, l'échantillon reconstitué présente un comportement durcissant plus important que l'échantillon érodé. La différence est sans doute due à une microstructure différente pour les deux échantillons, comme expliqué dans la partie drainée. Il est probable que la distribution des fines dans l'échantillon érodé soit très hétérogène avec des zones faibles de concentrations en fines ayant un impact prépondérant sur la réponse mécanique lors du cisaillement, notamment en grandes déformations. A contrario, la réorganisation granulaire de l'échantillon reconstitué a dû se faire de façon plus homogène lors du cisaillement, conduisant à un comportement plus durcissant par la suite. Un comportement similaire est trouvé pour les échantillons FC25.Dr20.Pc100 et FC25.Dr60.Pc100 (Annexe 5, Figure A - 37).

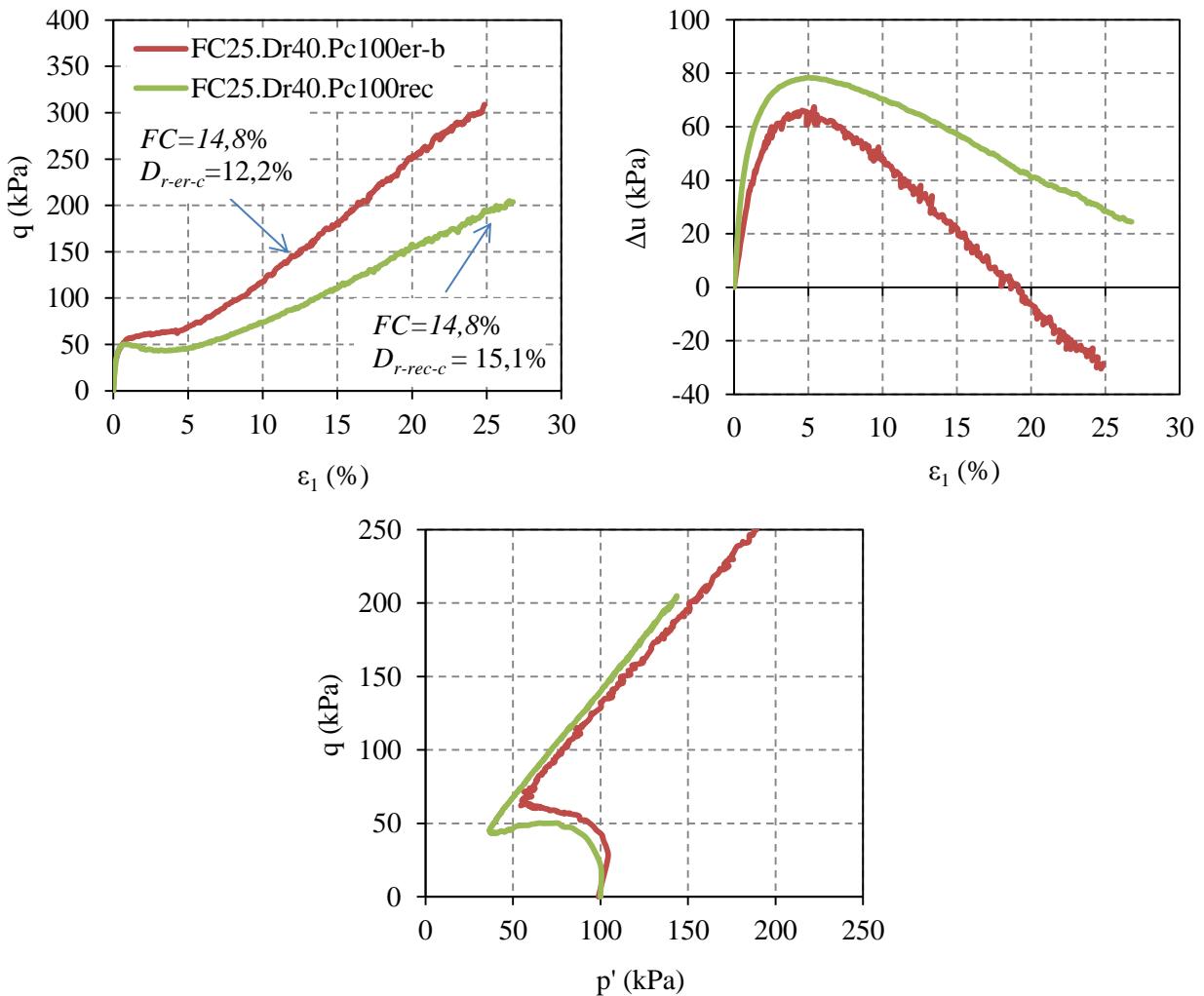


Figure 5.23 : Comportement non drainé du sol érodé et du sol reconstitué.

5.2.4. Analyse de la résistance des sols non érodés et érodés en conditions non drainées

5.2.4.1. Angle de frottement interne au pic de résistance

Afin de déterminer l'angle de frottement au pic de résistance, nous avons reporté dans l'espace des contraintes $q-p'$ toutes les valeurs du déviateur des contraintes au pic et de la contrainte moyenne effective correspondante pour nos échantillons non érodés et érodés. Soulignons que le pic de résistance n'étant pas très marqué pour beaucoup d'essais, c'est la moyenne des premières valeurs maximales de résistance qui a été prise en compte. On constate sur la Figure 5.24 que les sols non érodés et les sols érodés présentent deux angles de frottement au pic légèrement différents, de la même manière que cela a été observé pour les essais drainés, l'angle de frottement des échantillons érodés étant inférieur à celui des échantillons non érodés ($20,0^\circ$ et $22,1^\circ$, respectivement). Toutefois, la dispersion des données, notamment pour les sols érodés, ne permet pas d'obtenir une bonne précision sur ces valeurs d'angles et de conclure de façon définitive. Comme on l'a dit, cette dispersion est liée à la difficulté de déterminer avec précision le pic de résistance pour certains essais. On peut cependant noter que l'ordre de grandeur de ces angles correspond bien aux valeurs typiques d'angle d'instabilité généralement observables sur des sols instables présentant des phases de radoucissement très importantes et une susceptibilité à la rupture par liquéfaction.

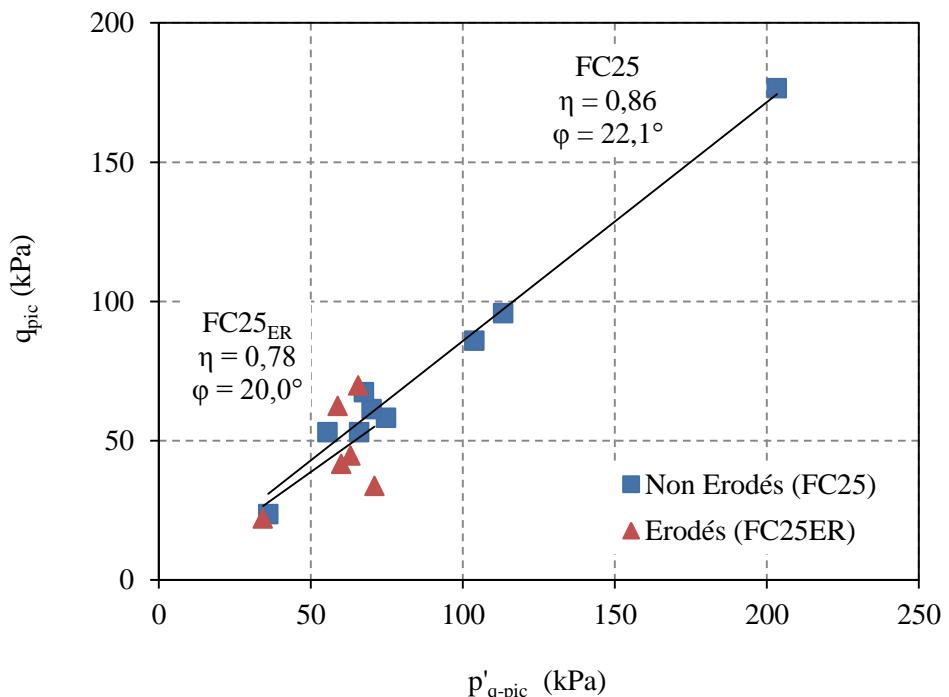


Figure 5.24: Angle de frottement interne au pic des sols non érodés (FC25) et érodés (FC25_{ER}) à 25% de teneur en fines initiale.

5.2.4.2. Angle de frottement interne à l'état critique

Afin de déterminer l'angle de frottement interne, à l'état critique de déformation dans le plan des contraintes $q-p'$, toutes les valeurs du déviateur des contraintes et de la contrainte moyenne effective correspondante sont reportées sur la Figure 5.25 pour les échantillons à l'état stable de déformation ou à la fin de l'essai (vers 20-30% de déformation axiale selon essai).

A l'état critique, les échantillons non érodés et érodés présentent des angles de frottement interne très voisins, avec une valeur légèrement inférieure pour les sols érodés ($34,8^\circ$ et $33,4^\circ$, respectivement) sans que cet écart soit très significatif. Notons que cet angle est nettement plus grand que celui obtenu précédemment au pic de résistance.

Il est intéressant de souligner la tendance qui semble se dessiner avec des angles de frottement des sols érodés inférieurs à ceux des sols non érodés, que ce soit au pic de résistance ou à l'état critique, en conditions drainées ou non drainées.

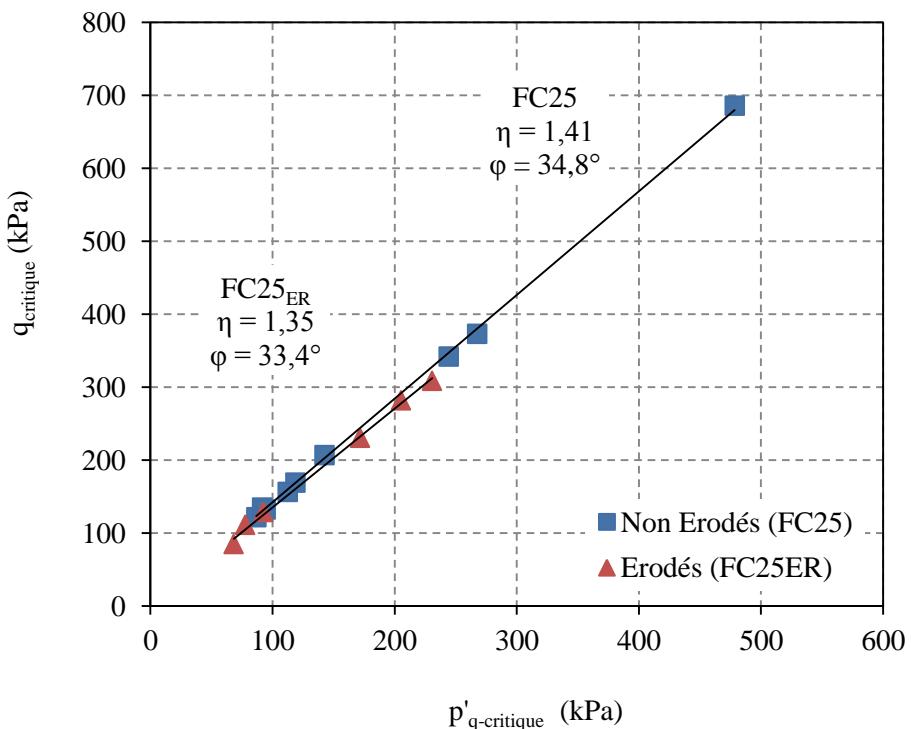


Figure 5.25: Angle de frottement interne à l'état critique des sols non érodés (FC25) et érodés (FC25_{ER}) à 25% de teneur en fines initiale.

5.2.4.3. Analyse de l'état critique

a. Ligne d'état critique dans le plan $e - \log(p')$

Par une même démarche que dans les essais drainés, les points d'état critique (à la fin de l'essai) sont reportés à la Figure 5.26 dans le plan $e - \log(p')$. Après érosion, comme dans le cas de l'essai drainé, la teneur en fines des échantillons érodés est inférieure à celle des sols non érodés et les lignes d'état critique des sols érodés se placent au-dessus de la ligne d'état critique du sol non érodé. La résistance au cisaillement à l'état critique augmente donc après érosion.

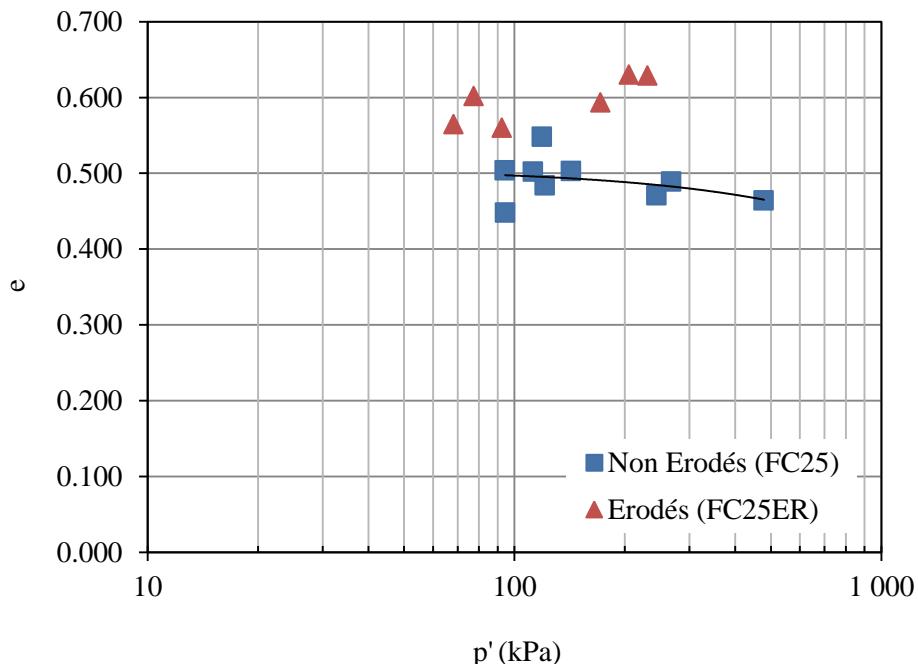


Figure 5.26 : Représentation de l'état critique dans le plan $e - \log(p')$ des sols non érodés (FC25) et érodés (FC25_{ER}) à 25% de teneur en fines initiale. La ligne correspond à une courbe de tendance de forme exponentielle pour tous les sols non érodés (FC25).

b. Ligne d'état critique dans le plan $e_g - \log(p')$

Sur la Figure 5.27, les différents états critiques sont cette fois présentés dans le plan délimité par l'indice des vides inter-granulaires et contrainte moyenne effective, plan $e_g - \log(p')$. Comme dans le cas des essais drainés, on observe un déplacement des états critiques des sols érodés vers le bas par rapport à la ligne d'état critique des sols non érodés. Cela signifie que la résistance au cisaillement diminue avec la teneur en fines pour un indice des vides inter-granulaires donné. Par conséquent, plus des fines sont érodés par suffusion et plus la

résistance du sol à l'état critique diminuée.

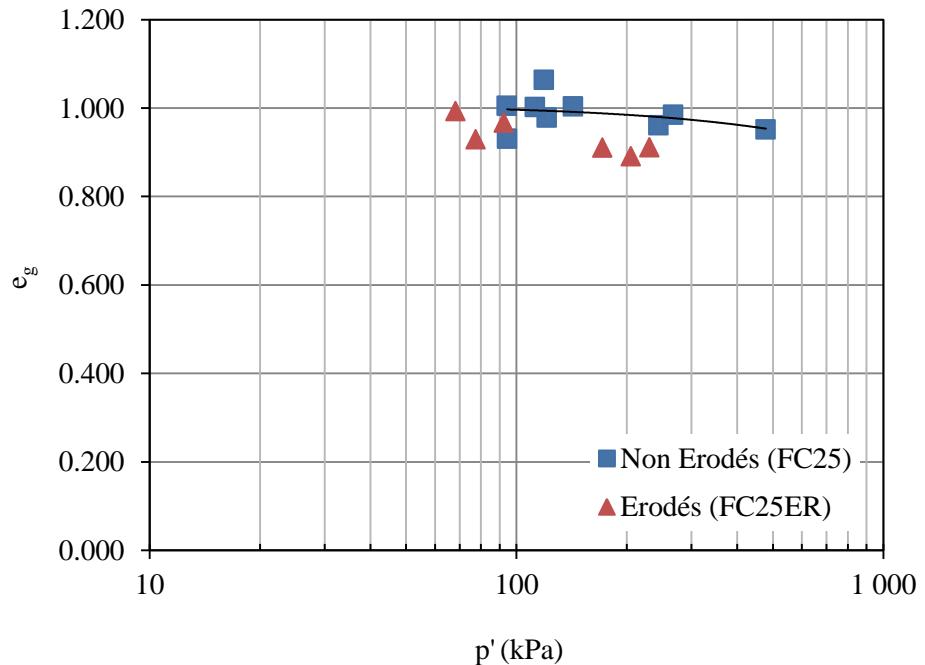


Figure 5.27 : Représentation de l'état critique dans le plan $e_g - \log(p')$ des sols non érodés (FC25) et érodés (FC25_{ER}) à 25% de teneur en fines initiale. La ligne correspond à une courbe de tendance de forme exponentielle pour tous les sols non érodés (FC25).

c. *Ligne d'état critique dans le plan $e_g^{eq} - \log(p')$*

Comme dans le cas des essais drainés, l'analyse des états critiques est finalement réalisée dans le plan $e_g^{eq} - \log(p')$, permettant un meilleur regroupement des points précédents mais aussi données supplémentaires issues de sols non érodés préparés avec d'autres valeurs de teneurs en fines. A partir de la courbe unique ainsi obtenue et en calculant le paramètre b à partir de l'Équation 5.3, on peut déterminer les valeurs de e d'un sol à n'importe quelle teneur en fines.

La Figure 5.29 présente les états critiques des échantillons érodés dont la teneur en fines en fin d'essai de suffusion a atteint une valeur autour de 17%. Ces valeurs sont comparées à la ligne d'état critique « théorique » qu'aurait un sol non érodé à cette même teneur en fines de 17%. On observe que la résistance des sols érodés se rapproche de la courbe « théorique » (FC17-th). Toutefois ce résultat demande à être confirmé par des expériences complémentaires en réalisant des essais triaxiaux sur des échantillons de sols non érodés et reconstitués à la même teneur en fines que nos sols érodés.

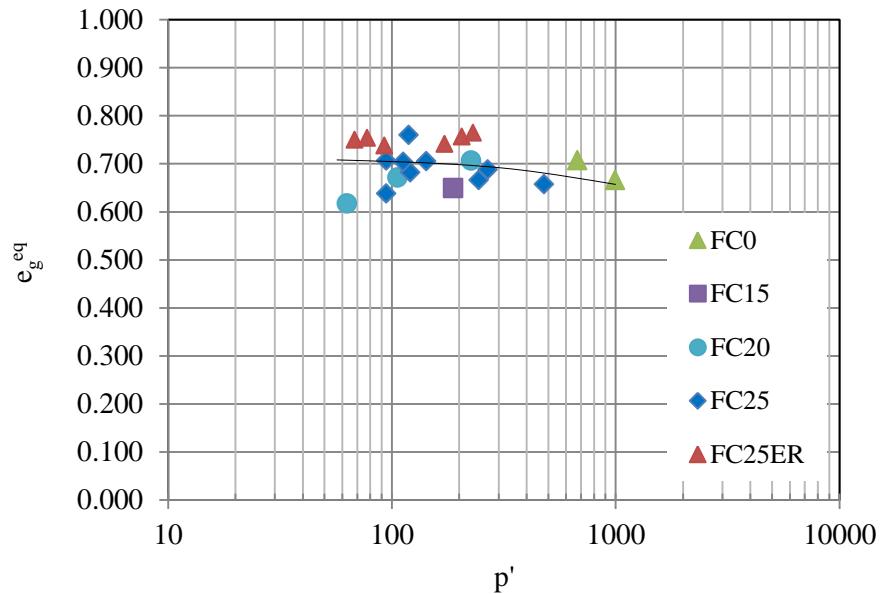


Figure 5.28: Représentation de l'état critique dans le plan $e_{eq} - \log(p')$ pour les sols non érodés à différentes teneurs en fines (FC0, FC15, FC20 et FC25) et érodés (FC25ER) à 25% de teneur en fines initiale. La ligne correspond à une courbe de tendance de forme exponentielle pour tous les sols non érodés.

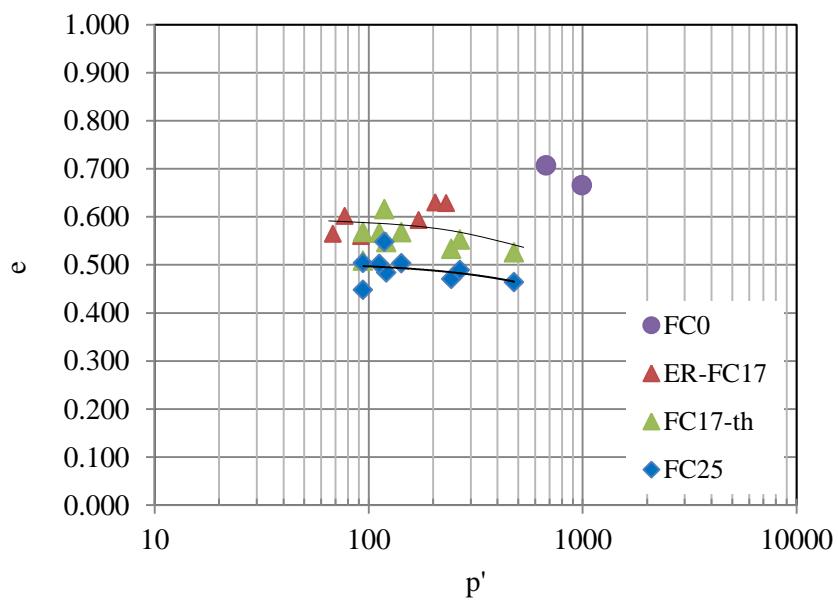


Figure 5.29: Représentation de l'état critique dans le plan $e - \log(p')$ pour les sols non érodés (FC0, FC25 et FC17-th) et pour les sols érodés ayant une teneur en fines post-érosion proche de 17% (ER-FC17). Les lignes correspondent à la courbe de tendance de forme exponentielle pour les sols non érodés à 25% de teneur en fines (FC25) et à son extrapolation théorique au cas d'une teneur en fines de 17% (FC17-th).

5.3. Méthode d'évaluation de la résistance au cisaillement

A partir de l'analyse des résultats d'essais triaxiaux obtenus sur les échantillons érodés et non érodés, une approche pour prédire la réponse mécanique des sols érodés est proposée ci-après. Elle est basée sur l'analyse de la résistance au pic des sols non érodés et érodés et de la variation du taux de vides.

La comparaison de la résistance au cisaillement des sols non érodés et érodés est représentée sur la Figure 5.30 en fonction termes de la différence entre leur rapport de contrainte au pic $\Delta\eta_p$ ($\eta_p = q_p/p'_p$, où q_p et p'_p sont respectivement le déviateur de contrainte au pic et la contrainte effective moyenne correspondante) et la variation de volume liée au processus d'érosion, notée δ . Le calcul pour obtenir cette variation de volume, δ , est donné ci-dessous :

$$\delta = (V_{v-ES} - V_{v-NS})/V_g \quad \text{Équation 5.6}$$

Où V_{v-ES} et V_{v-NS} sont les volumes des vides des sols érodés et non érodés respectivement.

Pour rappel, les équations de l'indice des vides e , de l'indice des vides inter-granulaires e_g et de la teneur en fines sont données par :

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_v}{V_g + V_f} ; \quad e_g = \frac{V_v + V_f}{V_g} ; \quad f = \frac{V_f}{V_g + V_f}$$

Où V_v est le volume des vides, V_g est le volume des gros grains et V_f est le volume des fines

Par conséquent,

$$\frac{V_f}{V_g} = \frac{f}{1-f} \quad \text{et} \quad e_g = \frac{e+f}{1-f}$$

Le processus d'érosion est associé au lessivage des particules fines. Comme l'érosion des grains grossiers est interdite par la grille en bas de la cellule, le volume V_g est supposé rester constant. D'où,

$$V_v = eV_s = e(V_g + V_f) = \frac{eV_g}{1-f}$$

En divisant V_s par V_g , l'équation adimensionnée suivante est obtenue :

$$\frac{V_v}{V_g} = \frac{e}{1-f}$$

On obtient finalement,

$$\delta = \left(\frac{e}{1-f} \right)_{ES} - \left(\frac{e}{1-f} \right)_{NS}$$

Équation 5.7

Comme on l'a vue la suffusion peut provoquer deux évolutions antagonistes de la microstructure. D'une part, le départ des fines entraîne une augmentation de la porosité de l'échantillon mis, d'autre part, le tassement du sol amène une diminution des vides.

Lorsque $\delta > 0$, l'augmentation des vides induite par le départ des fines n'est pas pleinement compensée par le tassement. La résistance du sol érodé dans ce cas est diminuée par rapport au sol non érodé tel que cela est illustré sur la Figure 5.30 par la valeur négative de la différence du rapport des contraintes au pic.

Lorsque δ avoisine la valeur 0, le tassement est prédominant durant le processus d'érosion, ou tout du moins compense totalement la perte en fines. Dans ce cas, la résistance du sol érodé est conservée ou améliorée.

Il est important de noter que dans certains essais non drainés, le déviateur des contraintes au pic est difficile à déterminer. Le rapport de contraintes utilisé pour ces essais est le rapport de contraintes juste après l'étape de transformation de phase. L'interprétation est à prendre avec précaution et nécessite plus d'investigations.

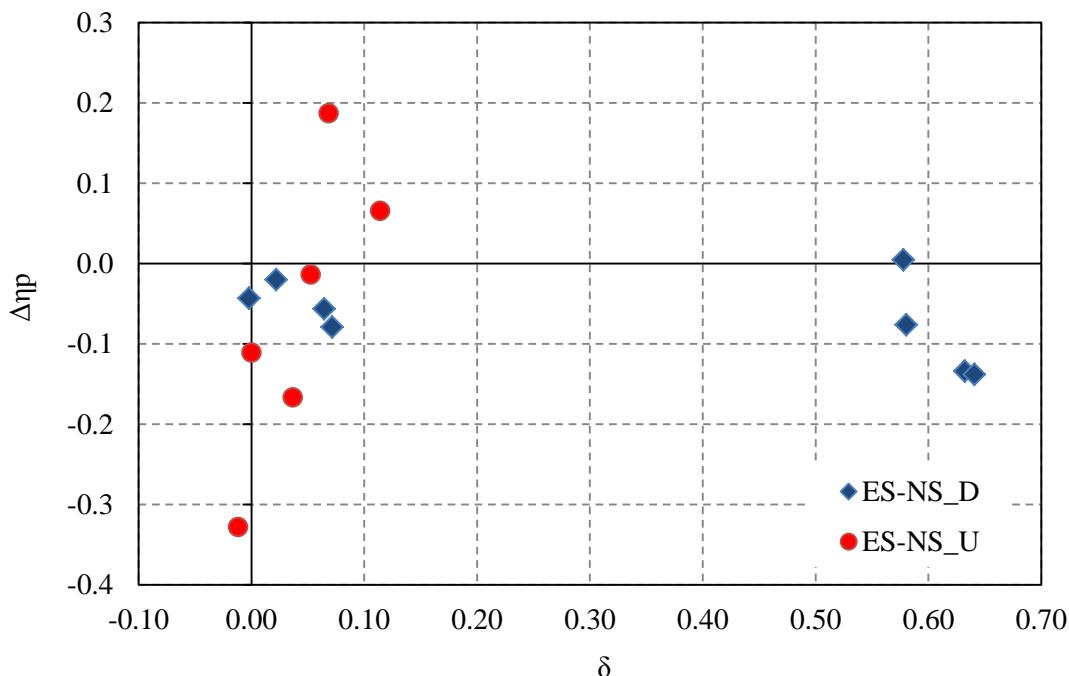


Figure 5.30: Relation entre le rapport des contraintes au pic et la variation du volume des vides liée au processus d'érosion (ES-NS_D : essais drainés; ES-NS_U : essais non drainés).

5.4. Conclusion

Ce chapitre s'articule autour d'essais de compression triaxiale en conditions drainées et non drainées sur des échantillons non érodés et érodés afin de mettre en évidence l'impact de la suffusion sur leurs propriétés de résistance au cisaillement.

Les sols érodés présentent une résistance au cisaillement au pic légèrement plus faible, ou parfois égale à celle des sols non érodés, et cela en dépit d'une variation de densité relative importante après érosion. Ceci est attribué à un effet combiné de la variation de la teneur en fines et de l'indice des vides inter-grains suite à l'occurrence de tassements successifs. Par conséquent, le paramètre « densité » à lui seul, ne semble pas pertinent pour comparer le comportement des sols érodés et non érodés.

La résistance des sols érodés à l'état critique ne semble pas être influencée significativement par la suffusion, et est pratiquement similaires à celle des sols non érodés, indépendamment des différences de microstructure entre les deux types de sols, et de l'hétérogénéité induite par la suffusion. Ce résultat confirmerait l'unicité de l'état de critique, incluant les sols érodés, mais nécessiterait d'être confirmé par d'autres investigations.

L'analyse de la ligne d'état critique dans le plan $e - \log(p')$ montre que les sols érodés seraient plus résistants que les non-érodés pour un même indice des vides. En revanche, dans le plan $e_g - \log(p')$, la résistance au cisaillement des sols diminue avec l'érosion pour un même indice des vides inter-granulaire.

En prenant en compte les particules fines actives dans l'analyse mécanique du sol (représentées par le paramètre « b ») et en calculant l'indice des vides inter grains équivalent pour un sol non érodé, la ligne d'état critique d'un sol érodé, ayant un teneur en fines donnée (après érosion), peut être déterminée indirectement dans le plan $e - \log(p')$. Au vu des résultats obtenus dans cette étude, celle-ci apparaît quasiment identique à celle d'un sol non érodé de même teneur en fines. Cela veut dire que l'hétérogénéité induite par la suffusion et mise en évidence au Chapitre 4 n'influence pas significativement la résistance du sol. Il est toutefois nécessaire de confirmer cette première conclusion par des essais complémentaires.

Cette étude propose également une approche originale pour évaluer la résistance au pic d'un sol après érosion. Celle-ci est basée sur la comparaison de l'état du sol après érosion en tenant compte de la compétition entre l'augmentation du volume de vide par départ de particules fines et la diminution de vide par tassement/effondrement du squelette granulaire. Sur ce plan, lorsque le départ des fines n'est pas compensé par le tassement (le sol devient plus lâche), la résistance au pic du sol est diminuée. À l'inverse, lorsque le tassement compense le départ des fines, la résistance du sol érodé est conservée ou même éventuellement améliorée.

Conclusions et perspectives

Ce travail de thèse a porté sur l'amélioration de la compréhension du phénomène d'érosion interne par le mécanisme de suffusion, aux échelles macroscopique et microscopique. Ce mécanisme correspond, dans un sol à granulométrie étendue, à l'arrachement et au transport de particules fines à travers les espaces poreux de la matrice granulaire sous l'effet d'écoulements interstitiels. L'impact de la suffusion sur le comportement mécanique des sols érodés a également été analysé de façon systématique. A l'issue de ce travail, différentes conclusions et remarques peuvent être formulées tandis qu'apparaissent plusieurs pistes de recherches futures qu'il serait intéressant d'approfondir et de développer, comme autant de perspectives de travaux à venir.

Conclusions principales

Développements expérimentaux

Durant ce travail, plusieurs développements notables ont été réalisés en ce qui concerne les dispositifs et les méthodologies mises en œuvre pour l'étude de la suffusion à l'échelle de l'échantillon et à l'échelle des grains.

Ainsi, pour caractériser le comportement du sol à la suffusion à l'échelle de l'échantillon, un dispositif innovant appelé « perméamètre de suffusion » a été développé. L'originalité de ce dispositif est qu'il permet de récupérer l'échantillon érodé en fin d'essai afin de le transférer dans la cellule triaxiale sans perturber sa microstructure induite par la suffusion. Cela est possible grâce à sa cellule principale formée de deux demi-coques amovibles et à une procédure de congélation/décongélation qui a pu être validée au cours de ce travail. Par ailleurs, ce dispositif est également équipé d'un capteur ultrasonore qui permet de suivre le tassemement de l'échantillon avec précision pendant l'essai de suffusion.

Concernant la visualisation de l'initiation de la suffusion par méthodes optiques, là encore une méthodologie assez originale a été mise en place en fabriquant un matériau artificiel transparent, respectant une mise à l'échelle cohérente vis-à-vis du matériau réel, et en jouant sur l'opacité d'une fraction de la population de particules fines afin de visualiser, par contraste, leurs déplacements sous l'effet d'un écoulement interstitiel.

Un autre point original à souligner est la réalisation d'un essai de suffusion dans la chambre de tomographie à rayons X, avec des adaptations du perméamètre pour ce faire. L'analyse et

l'interprétation de cet essai ont permis d'accéder à la microstructure et à mettre en évidence l'apparition de fortes hétérogénéités suite au processus d'érosion.

Comportement du sol à la suffusion à l'échelle de l'échantillon

Trois configurations d'essais ont été étudiées, liées à trois modes de chargement hydraulique : par paliers constants en écoulement ascendant, par paliers constants en écoulement descendant, et par rampe en écoulement descendant. L'influence de deux propriétés physiques du sol, la densité relative et la teneur en fines initiale, a également été étudiée.

Le chargement hydraulique par paliers constants en écoulement ascendant n'a été que peu analysé car, après une augmentation linéaire du gradient hydraulique avec le débit, de fortes fluctuations sont observées du fait de la déstabilisation d'ensemble du matériau par fluidisation, ou boulance. En outre, un lessivage très important des fines a lieu sans que celui-ci puisse être mesuré et quantifié, les fines restant piégées au sommet de l'échantillon, au sein d'une couche fluidisée.

Une série d'essais de chargement hydraulique par paliers constants en écoulement descendant a été réalisée et a permis de mettre en évidence plusieurs points importants.

Tout d'abord, en accord avec des travaux antérieurs, nous avons pu observer que l'érosion des fines semble toujours s'amorcer au bord de l'échantillon, sur une zone plus sensible et très probablement soumise à des écoulements préférentiels, puis s'étend progressivement aux zones avoisinantes. Les fines érodées sont ainsi fluidisées et transportées par ces écoulements préférentiels.

La variation très rapide de débit provoquée par le passage d'un palier au suivant semble avoir un impact crucial sur l'érosion. En effet, elle entraîne systématiquement un tassemement de l'échantillon couplé à une augmentation brutale du gradient hydraulique. Au cours du maintien du palier constant, le gradient hydraulique relaxe lentement tandis que, sauf exception, il n'y a plus aucun tassemement d'observé jusqu'au passage à l'échelon suivant. Cette relaxation du gradient hydraulique est probablement due à l'érosion et au transport des particules érodées, processus nécessitant un certain temps contrairement au tassemement qui est lui instantané. La relaxation n'est pas observée à très faible débit mais apparaît rapidement, avant que des particules soient collectées à la sortie et donc que l'érosion soit détectée à l'échelle de l'échantillon, c'est-à-dire même dans des conditions où l'érosion reste faible et le transport très limité. A débit plus élevé, cette relaxation est plus marquée.

La relation entre le gradient hydraulique et la vitesse d'écoulement reste linéaire sur un domaine assez étendu, notamment dans des conditions où l'érosion se produit déjà mais où le changement de la structure du sol reste suffisamment limité. Les petits tassements subis par l'échantillon semblent relativement bien compenser la perte en fines de telle façon que la perméabilité n'est pas significativement modifiée. Cette dernière augmente ensuite progressivement dès que le tassement, bien que de plus en plus important au fur et à mesure que la sollicitation hydraulique augmente, ne parvient plus à équilibrer la trop forte érosion des fines.

Pour ce qui concerne l'intensité de l'érosion mesurée à chaque palier (masse érodée ou taux d'érosion après division par la durée du palier), celle-ci est nulle à faible sollicitation hydraulique puis augmente à partir d'une valeur seuil, caractérisée de façon équivalente par un gradient hydraulique critique ou par une vitesse critique. Cette augmentation est toutefois loin d'être linéaire, aussi bien avec la vitesse que le gradient hydraulique, contrairement à ce qui est souvent postulé dans les lois cinétiques d'érosion usuelles. Au cours d'un palier, un pic d'érosion, reflété ici par une collecte des particules fines qui se fait majoritairement juste après de l'augmentation du débit, est d'abord observé, puis l'érosion relaxe lentement jusqu'à disparaître, typiquement ici au bout de 10 à 15 minutes. Ceci montre bien que, même si la sollicitation hydraulique est maintenue constante, ou quasi-constante, durant toute la durée du palier, l'érosion ne se maintient pas à un niveau égal et s'estompe progressivement contrairement, là encore, à ce que la littérature propose comme lois cinétiques d'érosion. Le phénomène de suffusion est donc intrinsèquement transitoire alors même que les contraintes imposées sont stationnaires. Ce résultat revêt une grande importance car il signifie que l'érosion n'est pas proportionnelle au temps, du moins pour les matériaux granulaires sans cohésion dont il est question dans ce travail, et, par conséquent, il ne semble pas pertinent d'évaluer un taux d'érosion comme cela se fait habituellement.

Comme on l'a vu, les transitions rapides entre paliers posent problème et limitent l'interprétation pouvant être proposée pour les essais correspondants. Afin de contourner cette difficulté, quelques essais de chargement hydraulique par rampe en écoulement descendant ont été réalisés avec 3 valeurs différentes de rampe, c'est-à-dire de taux d'augmentation du débit. Plusieurs points communs avec les essais précédents par paliers sont à noter mais aussi des différences importantes.

Ainsi, on retrouve toujours une relation linéaire entre gradient hydraulique et vitesse d'écoulement avant érosion mais aussi après, tant que la structure de l'échantillon reste peu impactée. Même au-delà de ce domaine, on observe que l'indice des vides inter-granulaires évolue très peu comparativement à la teneur en fines et à l'indice des vides, avec une variation

relative qui est systématiquement restée inférieure à 1,5% dans tous nos essais (par paliers et par rampe), contre 5 à 10% pour les deux autres grandeurs. Ceci implique qu'une fois l'état d'équilibre atteint, le squelette granulaire n'est plus modifié quel que soit le mode de chargement et sa durée.

La masse totale de fines érodée lors de ces essais est à peu près la même quelle que soit la rampe utilisée, avec une légère augmentation pour la rampe la plus rapide. En revanche, cette masse est sensiblement plus faible que celle obtenue dans l'essai par paliers pour un même échantillon initial et un même débit maximal de sollicitation hydraulique. De façon encore plus intéressante, nous avons pu mettre en évidence sur ces trois essais par rampe que, à chaque prélèvement, la masse érodée est toujours approximativement la même pour une gamme de vitesse d'écoulement donnée, correspondant à la moyenne entre deux prélèvements, et donc indépendamment de la durée entre ces prélèvements qui varie, elle, directement avec la valeur de la rampe utilisée. Le taux d'érosion, rapport de ces deux grandeurs, n'apparaît donc pas comme étant un paramètre pertinent pour décrire le processus de suffusion. On retrouve là encore la signature d'un phénomène transitoire. Ce résultat, qui demande encore à être confirmé par des essais complémentaires, permettrait donc de conclure qu'une condition de sollicitation hydraulique va générer, en un temps assez court, une masse érodée finie de particules fines quelle que soit la durée totale de la sollicitation. Un niveau de sollicitation un peu plus élevé mobilisera une nouvelle masse de fines, par augmentation des contraintes générées par l'écoulement et par extension de la zone d'érosion. Ce résultat serait d'une importance capitale dans le contexte de la sûreté des ouvrages hydrauliques. En effet, la vision actuelle de la suffusion sous chargement hydraulique stationnaire est celle d'une érosion continue, avec un taux constant qui, même très faible (et possiblement non mesurable expérimentalement), est susceptible de générer au bout d'un temps suffisamment long une érosion massive et potentiellement dangereuse pour la pérennité d'un ouvrage. Or, s'il était confirmé que c'est bien la masse totale érodée et non le taux d'érosion qui est imposée par l'écoulement, le facteur temps disparaîtrait totalement du problème, tout du moins pour les sols de types granulaires sans cohésion car d'autres mécanismes de vieillissement interviennent dans les sols cohérents.

Un dernier résultat notable au sujet de ces essais de suffusion à l'échelle de l'échantillon concerne l'analyse des conditions d'initiation de la suffusion qui suggère l'existence d'une vitesse critique unique, proche ici de 0,15-0,20 cm/s. Cette valeur a été retrouvée d'une part avec le chargement par paliers, pour plusieurs teneurs en fines et densités relatives différentes, et, d'autre part, pour un même échantillon sollicité par une rampe, avec 3 valeurs différentes de rampe, et par paliers. Le gradient hydraulique critique, qui est plus communément utilisé

dans la littérature, présente lui des variations avec la teneur en fines et la densité relative qui sont le simple reflet des différences existant en termes de perméabilité initiale des échantillons testés. Les valeurs de gradient critique obtenues sont également modifiées entre un chargement par paliers et par rampe ainsi que par la valeur de la rampe. Pour ce qui concerne enfin l'influence de la densité relative sur la suffusion, celle-ci apparaît globalement très limitée, voire négligeable, au contraire de l'impact de la teneur en fines initiale sur l'intensité de l'érosion qui est nettement plus significatif.

Comportement du sol à la suffusion à l'échelle des grains

La visualisation interne par méthodes optiques a montré que le détachement des particules s'initie sous un chargement hydraulique très faible, qui est inférieur aux valeurs communément mentionnées dans la littérature (celles-ci étant déterminées à partir d'observation des premières particules évacuées hors du sol), mais qu'il se limite alors à de petits déplacements de courte durée et circonscrits à l'intérieur de l'échantillon. Les limitations du dispositif actuel n'ont toutefois pas permis d'aller plus loin que cette conclusion purement qualitative et phénoménologique.

Les mesures par tomographie à rayons X et l'analyse des images reconstituées qui en a été faite ont mis en évidence plusieurs résultats intéressants.

Tout d'abord, avant même de se pencher sur le développement spatio-temporel de la suffusion, l'analyse spatiale de l'échantillon initial a montré que la préparation par damage humide en couches ne créait pas un échantillon parfaitement homogène puisque des variations importantes de l'indice des vides sont observées à chaque frontière entre deux couches. Mises à part ces écarts aux interfaces entre couches, l'homogénéité de l'échantillon est assez satisfaisante en termes d'indice des vides, d'indice des vides inter-granulaires et de teneur en fines, à la fois sur les plans verticaux, les plans horizontaux et aussi les champs spatiaux. Seules la couche supérieure, la couche inférieure et la périphérie de l'échantillon présentent une teneur en fines légèrement inférieure à la valeur moyenne, ce qui entraîne une augmentation de l'indice des vides et une diminution de l'indice des vides inter-granulaires dans ces zones. Soulignons tout de même que la première observation (1^{er} scan) a été faite après la phase de saturation, qui a pu impacter la distribution des fines, et qu'un scan juste après la mise en place serait nécessaire pour conclure sur la méthode de déposition et son effet sur la microstructure initiale du sol.

Après chacun des deux paliers d'érosion, seule la distribution de l'indice des vides inter-granulaires est restée assez homogène, de façon cohérente avec ce qui a été trouvé avec le

perméamètre de suffusion tandis que la teneur en fines et l'indice des vides de l'échantillon sont caractérisés par de fortes hétérogénéités, particulièrement en périphérie de l'échantillon, induisant certaines singularités. Sur les champs de déformation après érosion que nous avons pu calculer ici, on constate bien la présence d'un champ de déformation volumétrique non uniforme (la diminution de volume est plus importante à la périphérie, très probablement du fait d'un tassement différentiel dans cette zone) et d'une déformation par cisaillement de l'ensemble de l'échantillon en raison de ce développement hétérogène de la suffusion.

Comportement mécanique du sol non érodé et érodé

En résumé des différents résultats obtenus, il apparaît que les sols non érodés, avec les granulométries testées, présentent systématiquement un comportement de type contractance-dilatance, même pour des échantillons lâches. Bien que sensibles à la suffusion, ces types de granulométrie ne semblent donc pas être susceptibles aux instabilités mécaniques de type liquéfaction par exemple. On observe en outre que la résistance du sol non érodé augmente avec la densité relative et la contrainte de confinement. Concernant l'influence de la teneur en fines, la résistance au pic diminue lorsque le pourcentage de fines augmente, puis tend à se stabiliser lorsque l'on avoisine la teneur en fines seuil, pour ensuite augmenter avec la teneur en fines. Ce résultat rejoint ceux de la littérature, qui sont souvent obtenus sur des granulométries beaucoup plus fines, et confirme donc le cadre théorique proposé pour interpréter l'influence de la teneur en fines : structure granulaire dominante à teneur en fines en dessous d'un seuil, et structure des fines dominante au-dessus de ce seuil.

L'étude du comportement mécanique des sols érodés, par comparaison à ceux non érodés, montre que l'érosion induit une baisse de la résistance mécanique au pic, qui néanmoins, ne semble pas aussi importante que ce qu'on aurait pu a priori supposer. De plus, lorsque l'état initial du sol est lâche, cette diminution de résistance devient négligeable du fait d'un tassement important lors de la suffusion qui densifie de ce fait le squelette grossier, dont le rôle dans la résistance au sol est prédominant (structure granulaire dominante). Un sol dense verrait sa résistance diminuer de façon plus importante vu l'augmentation de sa porosité avec le départ des fines non compensé par un tassement restant minime.

Par ailleurs, la comparaison du comportement entre sol non érodé et sol érodé montre bien que le paramètre « densité », à lui seul, ne semble pas pertinent. En effet, des échantillons ayant des densités différentes au moment du cisaillement, ont manifesté des comportements similaires, et réciproquement. Ceci peut être attribué aux effets combinés et antagonistes de la

baisse de la teneur en fines due à la perte de matière érodée et de la diminution de l'indice des vides inter-grains par tassements successifs.

Le comportement volumique des sols érodés montre une tendance à la contractance moins marquée, ce qui est surprenant au regard de la réponse mécanique en termes de résistance et de variation de densité induite. A l'issue de ce travail, il ne nous a pas été possible de donner une explication claire à cette observation, mais nous supposons que la microstructure hétérogène du matériau, induite par la suffusion et mise en évidence par les investigations au tomographe à rayons X, intervient considérablement dans son comportement volumique.

L'effet de la microstructure a été clairement mis en évidence sur le comportement des sols, en particulier à la résistance au pic. Cela a été montré à travers des comparaisons faites entre le comportement des échantillons érodés dans le perméamètre et des échantillons intacts préparés avec les mêmes propriétés physiques que les échantillons érodés. On trouve que la rigidité et la résistance au pic en conditions drainées de ces sols « pseudo-érodés » artificiels sont plus élevées par rapport à celles obtenues pour les sols érodés dans le perméamètre. A contrario, ces derniers sont plus résistants, avec un radoucissement moins marqué, en conditions non drainées.

La suffusion ne semble pas influencer significativement la résistance des sols à l'état critique qui apparaît pratiquement identique, indépendamment des différences de microstructure entre sols non érodés et sols érodés, liées notamment à l'hétérogénéité induite par la suffusion. Ce résultat irait dans le sens d'une unicité de l'état de critique mais il semble toutefois nécessaire de confirmer cette première conclusion par d'autres investigations.

L'analyse de la ligne d'état critique dans les plans $e - \log(p')$ et $e_g - \log(p')$ pour les sols non érodés et érodés à différentes teneurs en fines montre que pour un indice des vides constant, la résistance au cisaillement du sol à l'état critique augmente avec son taux d'érosion (taux de diminution des particules fines), tandis que pour un indice des vides inter-granulaire constant, celle-ci diminue avec l'érosion. Ce résultat rejoint ceux déjà présentés dans la littérature concernant l'influence des fines dans une matrice granulaire, mais avec une extension aux sols ayant perdu des fines par érosion.

En utilisant le paramètre « b » (T. K. Nguyen, 2014) qui prend en compte la fraction de particules fines actives participant aux chaînes de forces, il est possible de définir un indice des vides inter-granulaire équivalent et une ligne d'état critique dans le plan $e_g^{eq} - \log(p')$ capable d'unifier les résultats pour plusieurs teneurs en fines. A partir de ce cadre, et dans une analyse inverse, la ligne d'état critique des sols érodés à la même teneur en fines peut être déterminée indirectement dans le plan usuel $e - \log(p')$, celle-ci ayant été validée

par les points expérimentaux obtenus sur sols érodés. Ce résultat confirme qu'à l'état critique, la résistance du sol érodé est quasiment identique à celle d'un sol similaire non érodé, et cela indépendamment des hétérogénéités apparues au cours de la suffusion. Cependant, il est nécessaire de valider définitivement cette conclusion par des essais expérimentaux complémentaires.

Enfin, une approche a été proposée pour évaluer qualitativement l'impact de l'érosion sur la résistance au cisaillement d'un sol. Celle-ci est basée sur la comparaison directe entre l'augmentation du volume de vide par départ de particules fines et la diminution de ce même volume par tassemement/effondrement au cours de l'essai de suffusion. On observe ainsi que, lorsque le départ des fines n'est pas compensé par le tassemement (le sol devenant donc plus lâche), la résistance du sol est diminuée. A l'inverse, lorsque le tassemement équilibre le départ des fines, la résistance du sol érodé est conservée ou même améliorée.

Conséquences de l'hétérogénéité

Les hétérogénéités mises en évidence remettent en question les interprétations usuelles des essais de suffusion à l'échelle de l'échantillon, où la structure du sol et le processus d'érosion sont implicitement supposés homogènes à l'échelle locale. En outre, le fait que ces hétérogénéités soient susceptibles d'être induites par des écoulements préférentiels proches des parois rigides de la cellule d'essai interroge quant à la pertinence de caractériser le comportement des matériaux vis-à-vis de la suffusion avec des dispositifs à petite échelle, ayant leurs propres limites inhérentes sachant que de telles situations en vraie grandeur (à grande échelle) ont des conditions aux limites totalement différentes.

Il en va, a priori, de même pour les essais mécaniques sur des échantillons de sol érodés, dont les résultats sont utilisés pour déterminer l'impact de la suffusion sur la résistance mécanique et prédire une dégradation possible de la résistance au cisaillement. Cela étant dit, la comparaison des résultats obtenus sur des échantillons reconstitués, considérés artificiellement érodés mais homogènes du fait du mode de préparation (damage humide), avec leurs homologues érodés a montré que l'hétérogénéité induite par la suffusion impacte peu la résistance au cisaillement à l'état critique des sols érodés.

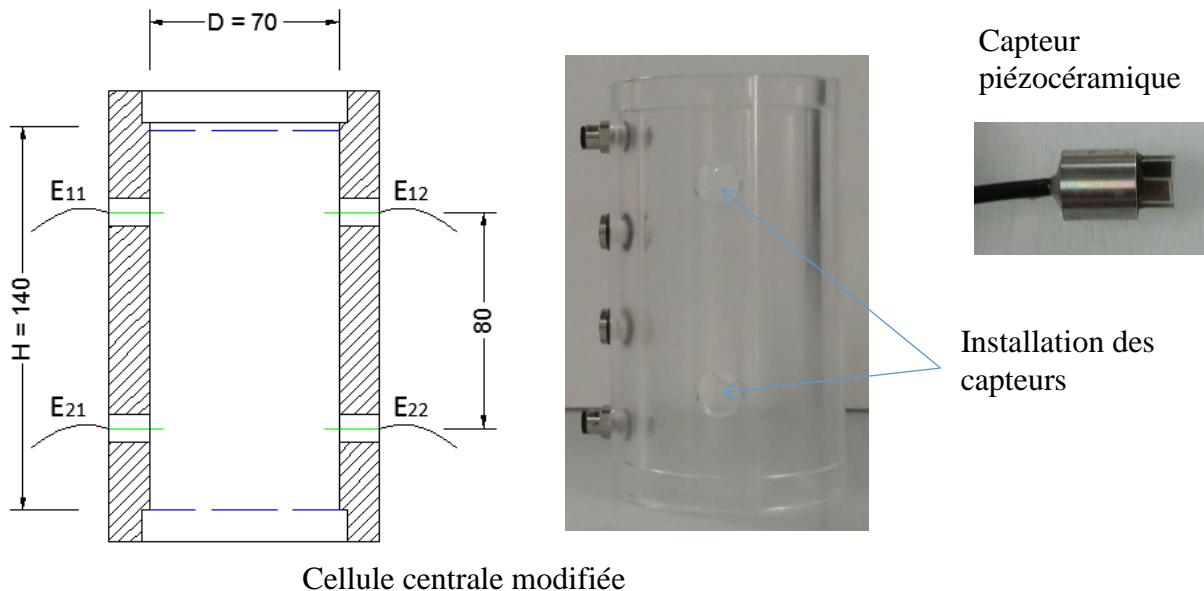
Perspectives et recommandations pour de futures investigations

Ce travail de thèse a permis d'une part une meilleure compréhension du phénomène d'érosion interne par suffusion, notamment à l'échelle microstructurale, et d'autre part, a mis en avant l'intérêt de poursuivre ces travaux de recherche sur plusieurs aspects, soit en complément direct des résultats obtenus, soit amorçant de nouveaux objectifs d'étude.

Développements expérimentaux

Tout d'abord, l'étude du dispositif utilisant les techniques optiques n'est restée ici qu'au stade préliminaire. Mais au vu des résultats très encourageants obtenus, une nouvelle cellule est en cours de développement afin d'assurer un écoulement uniforme dans l'échantillon et une analyse quantitative pourra être menée avec variation systématique de plusieurs paramètres de contrôle.

Concernant le perméamètre de suffusion, une adaptation de la cellule centrale d'érosion a été réalisée afin d'installer des capteurs piézocéramiques de type « bender elements » sur le pourtour latéral de l'échantillon. Ces capteurs piézocéramiques, développés à l'Université de Bristol au Royaume-Uni (Nash *et al.*, 2006, Sukolrat *et al.*, 2008) puis utilisés dans le cadre de la thèse de M. Aris (2012) au laboratoire géomécanique d'Irstea Aix-en-Provence, vont être utilisés pour mesurer la vitesse de propagation des ondes de cisaillement dans le plan horizontal et déterminer ainsi le module de rigidité G_0 au cours de l'érosion. Le détail de la modification est donné dans la figure ci-dessous.



Une deuxième adaptation portant sur l'introduction d'un système de chargement axial avec capteur de force submersible dans le perméamètre de suffusion serait pertinente afin de simuler des conditions de chargement œdométriques couplées à des phénomènes d'érosion.

Un autre point intéressant à développer serait le contrôle de la masse érodée durant l'essai d'érosion. Ceci permettrait d'aboutir à des masses de fines érodées contrôlées et, par conséquent, d'obtenir une base de données permettant de réaliser des comparaisons directes avec un nombre d'essais limité.

Enfin, il serait également intéressant de se rapprocher des conditions *in situ*, comme par exemple réaliser des essais de suffusion en condition de confinement isotrope. A cette fin, une modification de la cellule triaxiale devra être envisagée.

Comportement du sol à la suffusion à l'échelle de l'échantillon et des grains

La réalisation d'un dispositif dédié à l'érosion interne par suffusion et les résultats obtenus à l'aide de ce dispositif, notamment via la possibilité de caractériser mécaniquement les échantillons érodés, ouvrent de nombreuses pistes de recherche qu'il serait intéressant de traiter et d'approfondir et qui apparaissent comme autant de perspectives de prolongation de ce travail.

A l'échelle de l'échantillon, les premiers résultats obtenus avec la configuration de chargement hydraulique en rampe a permis d'améliorer notre interprétation, à cette échelle, du processus de suffusion mais demandent encore à être validés et complétés. Cette configuration pourrait ensuite être utilisée pour analyser de façon plus systématique l'influence de plusieurs paramètres comme la densité relative ou la teneur en fines, afin de confirmer nos observations préliminaires, mais aussi les paramètres morphologiques des grains. Les grains fins du sable d'Hostun utilisés dans cette étude pourront être remplacés par un autre type de sable à grains arrondis (sable de Fontainebleau par exemple) ou par des billes de verres.

A l'échelle de la microstructure, la réalisation d'observations par tomographie à rayons X sur des échantillons juste après la phase de fabrication (par damage humide dans ce cas-là), et avant la saturation, permettrait de vérifier, d'une part, l'influence du mode de dépôt et, d'autre part, celui de la saturation sur la microstructure du sol. Par ailleurs, l'observation du changement (éventuel) de la microstructure dû au processus de congélation/décongélation serait également intéressante à réaliser car elle permettrait d'appuyer la comparaison faite sur les résultats mécaniques obtenus pour des échantillons non congelés et congelés.

Comportement mécanique du sol non érodé et sol érodé

Concernant l'influence de l'hétérogénéité sur le comportement mécanique, il serait intéressant d'étudier celle-ci en formant plusieurs types d'hétérogénéités « artificielles ». L'une d'elles serait par exemple de reproduire des échantillons avec des zones de porosité et des zones de distribution de fines variables afin de se rapprocher de la microstructure qu'induit la suffusion. Comparer ensuite leur comportement mécanique à celui obtenu sur les échantillons non érodés et sur les échantillons érodés dans le perméamètre permettrait de clarifier le rôle de l'hétérogénéité sur la résistance mécanique, au-delà du contexte de la suffusion. Toujours dans le cadre de l'effet de l'hétérogénéité sur la réponse mécanique, des essais triaxiaux pourront également être réalisés séparément et comparativement sur des échantillons érodés puis divisés en deux, partie haute et partie basse. Une autre piste consisterait à tester une configuration simulant une hétérogénéité induite par la mise en place telle que l'apparition d'une ségrégation entre grains grossiers et grains fins, ou une variation de densité liée à des différences d'énergie de compactage.

Les analyses à l'état critique du comportement mécanique des sols érodés ont montré que l'hétérogénéité ne semble pas influencer de façon significative la résistance du sol. Cependant, comme mentionné auparavant, cette conclusion devrait être confirmée par des expérimentations complémentaires. Celles-ci consisteraient à réaliser une série d'essais triaxiaux sur des échantillons fabriqués par damage humide pour obtenir une structure globalement homogène, et à une teneur en fine égale à celle à laquelle ont abouti les sols érodés. On peut alors déterminer la ligne d'état critique correspondante et de la comparer à celle des sols érodés, ainsi qu'à celle obtenue « théoriquement » en s'appuyant sur l'approche proposée par T. K. Nguyen (2014) sur la détermination du paramètre « b ». Ce dernier point validerait définitivement l'utilisation du concept de l'indice des vides inter-grains équivalent et du coefficient « b » pour la détermination des lignes d'état critique des sols érodés.

Enfin, l'approche proposée pour l'évaluation de la résistance au pic des sols érodés ne semble pas être complètement validée en conditions non drainées. Cela peut être lié à la difficulté à identifier clairement un pic de résistance (sol moyennement contractant sans une phase de radoucissement distincte). Il serait donc intéressant de reconstituer un matériau plus instable mécaniquement, en faisant par exemple varier les particules fines (minéralogie, forme des grains, etc.) en leur conférant notamment un angle de frottement différent de la matrice grossière.

Bibliographies

- Aboul Hosn R. (2017). *Suffusion and its effects on the mechanical behavior of granular soils: numerical and experimental investigations*. Grenoble Alpes Université.
- Aris M. (2012). *Investigations expérimentales des effets de la microstructure sur le comportement des milieux granulaires et sur l'instabilité de liquéfaction*. Aix Marseille Université.
- Ayadat T., Belouahri B., & Ait Ammar R. (1998). *La migration des particules fines comme approche d'explication du mécanisme de l'effondrement des sols*. Revue française de géotechnique(83), 73-81.
- Béguin R., Philippe P., & Faure Y-H.. (2012). *Pore-scale flow measurements at the interface between a sandy layer and a model porous medium: Application to statistical modeling of contact erosion*. Journal of Hydraulic Engineering, 139(1), 1-11.
- Benahmed N. (2001). *Comportement mécanique d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique: application aux phénomènes de liquéfaction et mobilité cyclique*. Marne-la-vallée, ENPC.
- Bendahmane F., Marot D., & Alexis A. (2008). *Experimental parametric study of suffusion and backward erosion*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 134(1), 57-67.
- Bonelli S. (2013). *Erosion in geomechanics applied to dams and levees*. John Wiley & Sons.
- Bonelli S., & Marot D. (2008). *On the modelling of internal soil erosion*. Paper presented at the The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG).
- Brunier-Coulin F., Cuéllar P., & Philippe P. (2017). *Erosion onset of a cohesionless granular medium by an immersed impinging round jet*. Physical Review Fluids, 2(3), 034302.
- Burenkova V.V. (1993). *Assessment of suffusion in non-cohesive and graded soils*. Paper presented at the Filters in geotechnical and hydraulic engineering. Balkema, Rotterdam.
- Canou J. (1989). *Contribution à l'étude et à l'évaluation des propriétés de liquéfaction d'un sable*. Ph. D. Thesis, ENPC.
- Castro G. (1969). *Liquefaction of sands*. Ph. D. Thesis, Harvard Soil Mech.
- Chang D.S., & Zhang, L.M. (2011). *A stress-controlled erosion apparatus for studying internal erosion in soils*. Geotechnical Testing Journal, 34(6), 579-589.
- Chang D.S., & Zhang L.M. (2012). *Critical hydraulic gradients of internal erosion under complex stress states*. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 139(9), 1454-1467.
- Chang, D.S., & Zhang, L.M. (2013). Extended internal stability criteria for soils under seepage. *Soils and Foundations*, 53(4), 569-583.
- Chang D.S., Zhang L.M., & Cheuk J. (2014). *Mechanical consequences of internal soil erosion*. HKIE Transactions, 21(4), 198-208.
- Chapuis R.P., Contant A., & Baass K.A. (1996). *Migration of fines in 0 20 mm crushed base during placement, compaction, and seepage under laboratory conditions*. Canadian geotechnical journal, 33(1), 168-176.
- Chareyre B., Cortis A., Catalano E., & Barthélémy E. (2012). Pore-scale modeling of viscous flow and induced forces in dense sphere packings. *Transport in porous media*, 94(2), 595-615.
- Chu J., & Leong WK. (2002). *Effect of fines on instability behaviour of loose sand*. Géotechnique, 52(10), 751-755.

- Cuéllar P., Benseghier Z., Luu L-H, Bonelli S., Delenne J-Y., Radjaï F., & Philippe P. (2017). *Numerical insight into the micromechanics of jet erosion of a cohesive granular material*. Paper presented at the EPJ Web of Conferences.
- De Mello VF. (1975). *Some lessons from unsuspected, real and fictitious problems in earth dam engineering in Brazil*. Paper presented at the Proceedings 6th Regional Soil Mechanics and Foundation Engineering Conference for Afrika.
- Desrues J, Chambon R, Mokni M, & Mazerolle F. (1996). Void ratio evolution inside shear bands in triaxial sand specimens studied by computed tomography. *Géotechnique*, 46(3), 529-546.
- Dijksman J.A., Rietz F., Lörincz K.A., van Hecke M., & Losert W.. (2012). *Invited article: Refractive index matched scanning of dense granular materials*. Review of Scientific Instruments, 83(1), 011301.
- Dumberry K., Duhaime F., & Ethier Y.A. (2017). Erosion monitoring during core overtopping using a laboratory model with digital image correlation and X-ray microcomputed tomography. *Canadian Geotechnical Journal*, 55(2), 234-245.
- Fannin R.J., & Moffat R. (2006). *Observations on internal stability of cohesionless soils*. *Geotechnique*, 56(7), 497-500.
- Fonseca J., Sim W., Shire T., & O'sullivan C. (2014). Microstructural analysis of sands with varying degrees of internal stability. *Géotechnique*, 64(5), 405-411.
- Frost J.D., & Park J.Y. (2003). *A critical assessment of the moist tamping technique*. *Geotechnical Testing Journal*, 26(1), 57-70.
- Fry J.J. (2012). *Chapitre 1-Introduction à l'érosion interne dans les barrages et les digues*. Erosion des géomatériaux, Traité MIM série Risques Naturels, Hermès Science Publication.
- Fujisawa K., Murakami A., & Nishimura S. (2010). *Numerical analysis of the erosion and the transport of fine particles within soils leading to the piping phenomenon*. *Soils and foundations*, 50(4), 471-482.
- Garner S.J., & Sobkowicz J.C. (2002). *Internal instability in gap-graded cores and filters*. Congrès annuel.
- Georgiannou V.N., Burland J.B., & Hight D.W. (1990). *The undrained behaviour of clayey sands in triaxial compression and extension*. *Geotechnique*, 40(3), 431-449.
- Hall S.A., Bornert M., Desrues J., Pannier Y., Lenoir N., Viggiani G., & Bésuelle P. (2010). Discrete and continuum analysis of localised deformation in sand using X-ray [mu] CT and volumetric digital image correlation. *Géotechnique*, 60(5), 315.
- Hasan A., & Alshibli K.A. (2010). Experimental assessment of 3D particle-to-particle interaction within sheared sand using synchrotron microtomography. *Géotechnique*, 60(5), 369.
- Homberg U., Baum D., Prohaska S., Kalbe U., & Witt K. (2012). Automatic extraction and analysis of realistic pore structures from µCT data for pore space characterization of graded soil.
- Honjo Y., Haque M.A., & Tsai K.A. (1996). *Self-filtration behaviour of broadly and gap-graded cohesionless soils*. Paper presented at the Proceedings of Geofilters.
- Hunter R.P., & Bowman E.T. (2015). *Visualisation of internal erosion of a granular material via a new transparent soil permeameter*.
- Indraratna B., & Radampola S. (2002). *Analysis of critical hydraulic gradient for particle movement in filtration*. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 128(4), 347-350.
- Kawano K., Shire T. & O'Sullivan C. (2018). Coupled particle-fluid simulations of the initiation of suffusion. *Soils and foundations*, 58(4), 972-985.

- Ke L., & Takahashi A. (2012). *Strength reduction of cohesionless soil due to internal erosion induced by one-dimensional upward seepage flow*. Soils and Foundations, 52(4), 698-711.
- Ke L., & Takahashi A. (2014a). *Experimental investigations on suffusion characteristics and its mechanical consequences on saturated cohesionless soil*. Soils and Foundations, 54(4), 713-730.
- Ke L., & Takahashi A. (2014b). *Triaxial erosion test for evaluation of mechanical consequences of internal erosion*. Geotechnical Testing Journal, 37(2).
- Kenney T.C., & Lau D. (1985). *Internal stability of granular filters*. Canadian Geotechnical Journal, 22(2), 215-225.
- Kenney T.C., & Lau D (1986). *Internal stability of granular filters: Reply*. Canadian Geotechnical Journal, 23(3), 420-423.
- Kenney T.C. (1977). *Residual strength of mineral mixtures*. Paper presented at the Proceeding of 9th International Conference on Soil Mechanics.
- Kézdi Á. (1979). *Soil physics: selected topics*.
- Konrad J.-M., Flavigny E., & Meghachou M. (1991). *Comportement non drainé du sable d'Hostun lâche*. Revue française de géotechnique(54), 53-64.
- Kovacs G. (1981). *Seepage hydraulics*.
- Kuerbis R., Negussey D., & Vaid Y.P. (1988). *Effect of gradation and fines content on the undrained response of sand*. Paper presented at the Hydraulic fill structures.
- Lafleur J. (1999). *Selection of geotextiles to filter broadly graded cohesionless soils*. Geotextiles and Geomembranes, 17(5), 299-312.
- Lafleur J., Mlynarek J., & Rollin A.L. (1989). *Filtration of broadly graded cohesionless soils*. Journal of Geotechnical Engineering, 115(12), 1747-1768.
- Li M.. (2008). *Seepage induced instability in widely graded soils*.
- Li M., & Fannin J.R. (2008). *Comparison of two criteria for internal stability of granular soil*. Canadian Geotechnical Journal, 45(9), 1303-1309.
- Li M., & Fannin J.R. (2011). *A theoretical envelope for internal instability of cohesionless soil*. Géotechnique, 62(1), 77-80.
- Lominé F., Scholtes L., Sibille L., & Poullain P. (2013). Modeling of fluid–solid interaction in granular media with coupled lattice Boltzmann/discrete element methods: application to piping erosion. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 37(6), 577-596.
- Lubochkov E.A. (1969). *The calculation of suffosion properties of non-cohesive soils when using the non-suffosion analog*. Paper presented at the Proceedings of Int Conf Hyd Res, Pub Tech Univ Brno, Svazek B-5, Brno, Czechoslovakia.
- Luo Y.L., Qiao L., Liu X.-X., Zhan M.L., & Sheng J.C. (2013). *Hydro-mechanical experiments on suffusion under long-term large hydraulic heads*. Natural hazards, 65(3), 1361-1377.
- Marot D., Bendahmane F., & Konrad J.M. (2011). *Multichannel optical sensor to quantify particle stability under seepage flow*. Canadian Geotechnical Journal, 48(12), 1772-1787.
- Marot D., Le V.D., Garnier J., Thorel L., & Audrain P. (2012). Study of scale effect in an internal erosion mechanism: centrifuge model and energy analysis. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 16(1), 1-19.
- Mehdizadeh A., & Disfani M. (2018). *Micro Scale Study of Internal Erosion using 3D X-Ray Tomography*.

- Mena S.E., Luu L.H., Cuéllar P., Philippe P., & Curtis J.S. (2017). *Parameters affecting the localized fluidization in a particle medium*. AIChE Journal, 63(5), 1529-1542.
- Milligan V. (1986). *Internal stability of granular filters: Discussion*. Canadian Geotechnical Journal, 23(3), 414-418.
- Moffat R. (2005). *Experiments on the internal stability of widely graded cohesionless soils*.
- Moffat R.A., & Fannin J.R. (2006). *A large permeameter for study of internal stability in cohesionless soils*. Geotechnical Testing Journal, 29(4), 273-279.
- Moffat R.A., & Fannin J.R. (2011). *A hydromechanical relation governing internal stability of cohesionless soil*. Canadian Geotechnical Journal, 48(3), 413-424.
- Moffat R.A., & Fannin J.R., & Garner S.J. (2011). *Spatial and temporal progression of internal erosion in cohesionless soil*. Canadian Geotechnical Journal, 48(3), 399-412.
- Moffat R.A., & Herrera P. (2015). *Hydromechanical model for internal erosion and its relationship with the stress transmitted by the finer soil fraction*. Acta Geotechnica, 10(5), 643-650.
- Monnet A. (1998). *Boulance, érosion interne, renard. Les instabilités sous écoulement*. Revue Française de géotechnique(82), 3-10.
- Muir Wood D., Maeda K., & Nukudani E. (2010). *Modelling mechanical consequences of erosion*. Géotechnique, 60(6), 447-457.
- Nash D.L.M, Benahmed N., & Sukolrat J. (2007). *The effects of controlled destructuring on the small strain shear stiffness G'0 of Bothkennar clay*. Soil Stress-Strain Behavior: Measurement, Modeling and Analysis (pp. 287-298): Springer.
- Nguyen T.K. (2014). *Etude expérimentale du comportement instable d'un sable silteux: application aux digues de protection*. Aix-Marseille.
- Ni Q., Tan T.S., Dasari G.R., & Hight D.W. (2004). *Contribution of fines to the compressive strength of mixed soils*. Géotechnique, 54(9), 561-569.
- Papadopoulou A., & Tika T. (2008). *The effect of fines on critical state and liquefaction resistance characteristics of non-plastic silty sands*. Soils and foundations, 48(5), 713-725.
- Pitman T.D., Robertson P.K., & Sego D.C. (1994). *Influence of fines on the collapse of loose sands*. Canadian Geotechnical Journal, 31(5), 728-739.
- Radjai F, Wolf D.E., Jean M., & Moreau J.-J. (1998). *Bimodal character of stress transmission in granular packings*. Physical review letters, 80(1), 61.
- Raut A.K., & Indraratna B. (2008). Further advancement in filtration criteria through constriction-based techniques. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(6), 883-887.
- Reboul N., Vincens E., & Cambou B. (2010). A computational procedure to assess the distribution of constriction sizes for an assembly of spheres. *Computers and Geotechnics*, 37(1-2), 195-206.
- Reddi L.N., Lee I.-M., & Bonala M.V.S. (2000). *Comparison of internal and surface erosion using flow pump tests on a sand-kaolinite mixture*. ASTM geotechnical testing journal, 23(1), 116-122.
- Richards K.S., & Reddy K.R. (2010). *True triaxial piping test apparatus for evaluation of piping potential in earth structures*.
- Royer P., & Lino M. (2005). *Méthodologie de diagnostic pluridisciplinaire des digues fluviales*. Ingénierie, eau, agriculture, territoires, 73-81.
- Sanchez R.L., Strutynsky A.I., & Silver M.L. (1983). *Evaluation of the erosion potential of embankment core materials using the laboratory triaxial erosion test procedure*: DTIC Document.

- Sanvitale N, & Bowman E.T. (2012). *Internal imaging of saturated granular free-surface flows*. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, 4(12), 129-142.
- Scholtès L., Hicher P-Y., & Sibille L. (2010). *Multiscale approaches to describe mechanical responses induced by particle removal in granular materials*. Comptes Rendus Mécanique, 338(10), 627-638.
- Sherard J.L., & Dunnigan L.P. (1986). *Internal stability of granular filters: Discussion*. Canadian Geotechnical Journal, 23(3), 418-420.
- Sherard J.L. (1979). *Sinkholes in dams of coarse, broadly graded soils*. 13th Int. Paper presented at the Congress on Large Dams, New Delhi Q.
- Shire T., & O'Sullivan C. (2013). Micromechanical assessment of an internal stability criterion. *Acta Geotechnica*, 8(1), 81-90.
- Shields A. (1936). *Application of similarity principles and turbulence research to bed-load movement*.
- Shwiyat N., & Xiao M. (2010). *Effect of suffusion on mechanical characteristics of sand Scour and Erosion* (pp. 378-386).
- Silveira A. (1965). *An analysis of the problem of washing through in protective filters*. Paper presented at the Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montréal, Québec.
- Silveira A, de Lorena Peixoto T, & Nogueira J. (1975). *On void size distribution of granular materials*. Paper presented at the Proceedings of the 5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires.
- Skempton A.W., & Brogan J.M. (1994). *Experiments on piping in sandy gravels*. Geotechnique, 44(3), 449-460.
- Sladen J.A., D'hollander R.D., & Krahn J. (1985). *The liquefaction of sands, a collapse surface approach*. Canadian Geotechnical Journal, 22(4), 564-578.
- Stamatopoulos C.A. (2010). *An experimental study of the liquefaction strength of silty sands in terms of the state parameter*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 30(8), 662-678.
- Sterpi D. (2003). *Effects of the erosion and transport of fine particles due to seepage flow*. International Journal of Geomechanics, 3(1), 111-122.
- Sukolrat J., Nash D.F.T., Ling M.L., & Benahmed N. (2006). *The assessment of destructuration of Bothkennar clay using bender elements*. Paper presented at the Soft Soil Engineering: Proceedings of the Fourth International Conference on Soft Soil Engineering, Vancouver, Canada.
- Taylor H.F., O'Sullivan C., & Sim W.W. (2015). A new method to identify void constrictions in micro-CT images of sand. *Computers and Geotechnics*, 69, 279-290.
- Taylor H.F., O'Sullivan C., & Sim W.W. & Carr S.J. (2017). Sub-particle-scale investigation of seepage in sands. *Soils and Foundations*, 57(3), 439-452.
- Terzaghi K. (1939). *45th James Forrest Lecture, 1939. Soil Mechanics-A New Chapter In Engineering Science*. Journal of the ICE, 12(7), 106-142.
- Thevanayagam S. (1998). *Effect of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124(6), 479-491.
- Thevanayagam S., & Martin G.R. (2002). *Liquefaction in silty soils—screening and remediation issues*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 22(9-12), 1035-1042.
- Tomlinson S.S., & Vaid Y.P. (2000). *Seepage forces and confining pressure effects on piping erosion*. Canadian Geotechnical Journal, 37(1), 1-13.

- Tudisco E., Andò E., Cailletaud R., & Hall S.A. (2017). *TomoWarp2: a local digital volume correlation code*. SoftwareX, 6, 267-270.
- Vaid Y.P., Sivathayalan S., & Stedman D. (1999). *Influence of specimen-reconstituting method on the undrained response of sand*. Geotechnical Testing Journal, 22(3), 187-195.
- Vincens E., Reboul N., & Cambou B. (2012). The process of filtration in granular materials. *Erosion of geomaterials*, 81-114.
- Vincens E., Witt K.J., & Homberg U. (2015). Approaches to determine the constriction size distribution for understanding filtration phenomena in granular materials. *Acta Geotechnica*, 10(3), 291-303.
- Wan C.F., & Fell R. (2004). *Experimental investigation of internal instability of soils in embankment dams and their foundations*: University of New South Wales, School of Civil and Environmental Engineering.
- Wan C.F., & Fell R. (2008). *Assessing the potential of internal instability and suffusion in embankment dams and their foundations*. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering.
- Wautier A. (2018). Analyse micro-inertie des instabilités mécaniques dans les milieux granulaires, application à l'érosion interne.
- Xiao M., & Shwiyhat N. (2012). *Experimental investigation of the effects of suffusion on physical and geomechanic characteristics of sandy soils*. Geotech Testing J, 35(6), 890-900.
- Yang S., Lacasse S., & Sandven R. (2005). *Determination of the transitional fines content of mixtures of sand and non-plastic fines*. Geotechnical Testing Journal, 29(2), 102-107.
- Yang S.L., Sandven R., & Grande L. (2006a). *Instability of sand-silt mixtures*. Soil dynamics and earthquake engineering, 26(2-4), 183-190.
- Yang S.L., Sandven R., & Grande L. (2006b). *Steady-state lines of sand-silt mixtures*. Canadian Geotechnical Journal, 43(11), 1213-1219.
- Zlatovic S., & Ishihara K. (1997). *Normalized behavior of very loose non-plastic soils: effects of fabric*. Soils and foundations, 37(4), 47-56.

Annexes

Annexe 1 : Pilotage et Instrumentation du perméamètre de suffusion

Le programme permet un contrôle complet du banc et une visualisation des différents paramètres physiques. Il permet la mesure des pressions relatives à deux hauteurs différentes dans l'échantillon et de la pression différentielle entre l'entrée et la sortie de l'échantillon. Il contrôle aussi la saturation en eau de l'échantillon par pilotage d'une pompe contrôlée via une sortie analogique. Un capteur ultrasons permet de mesurer le tassement de l'échantillon. Les données sont acquises avec une carte National Instrument reliée en USB à un ordinateur.

a. Interface de pilotage

Le code développé, avec le logiciel LabVIEW, est une interface au niveau de la carte d'acquisition entre l'ordinateur et le dispositif expérimental.

b. Capteurs de pression

On dispose de deux capteurs de pression relative et d'un capteur de pression différentielle, de marque Keller, couvrant tous la gamme 0-100 kPa. Trois entrées analogiques (0-10 V) sont nécessaires pour récupérer les tensions issues des capteurs de pressions. Une calibration des 3 capteurs est réalisée annuellement avec un étalon de pression raccordée au système SI (accréditation DKD-D type ISO 17025) permettant de corriger une éventuelle dérive.

c. Contrôle de la saturation en eau.

La saturation en eau de l'échantillon est maîtrisée via le contrôle du débit d'eau entrant délivré par une pompe à palette. Cette pompe est pilotée avec une entrée analogique 0-10 V, à partir de la carte d'acquisition.

d. Mesure du tassement de l'échantillon par capteur ultrasons.

Un capteur ultrasons est inséré dans le dispositif, au-dessus de l'échantillon de sol, et permet de mesurer le tassement de l'échantillon par mesure de la distance le séparant de la surface supérieure de l'échantillon. Nous utilisons un capteur ultrasons immergeable de marque Imasonic avec un transducteur mono-élément plan de fréquence nominale 1,60 MHz et de diamètre actif de 12,7 mm. Le schéma ci-après, réalisé avec le logiciel CIVA, permet de modéliser le comportement du faisceau ultrasonore issu de notre capteur.

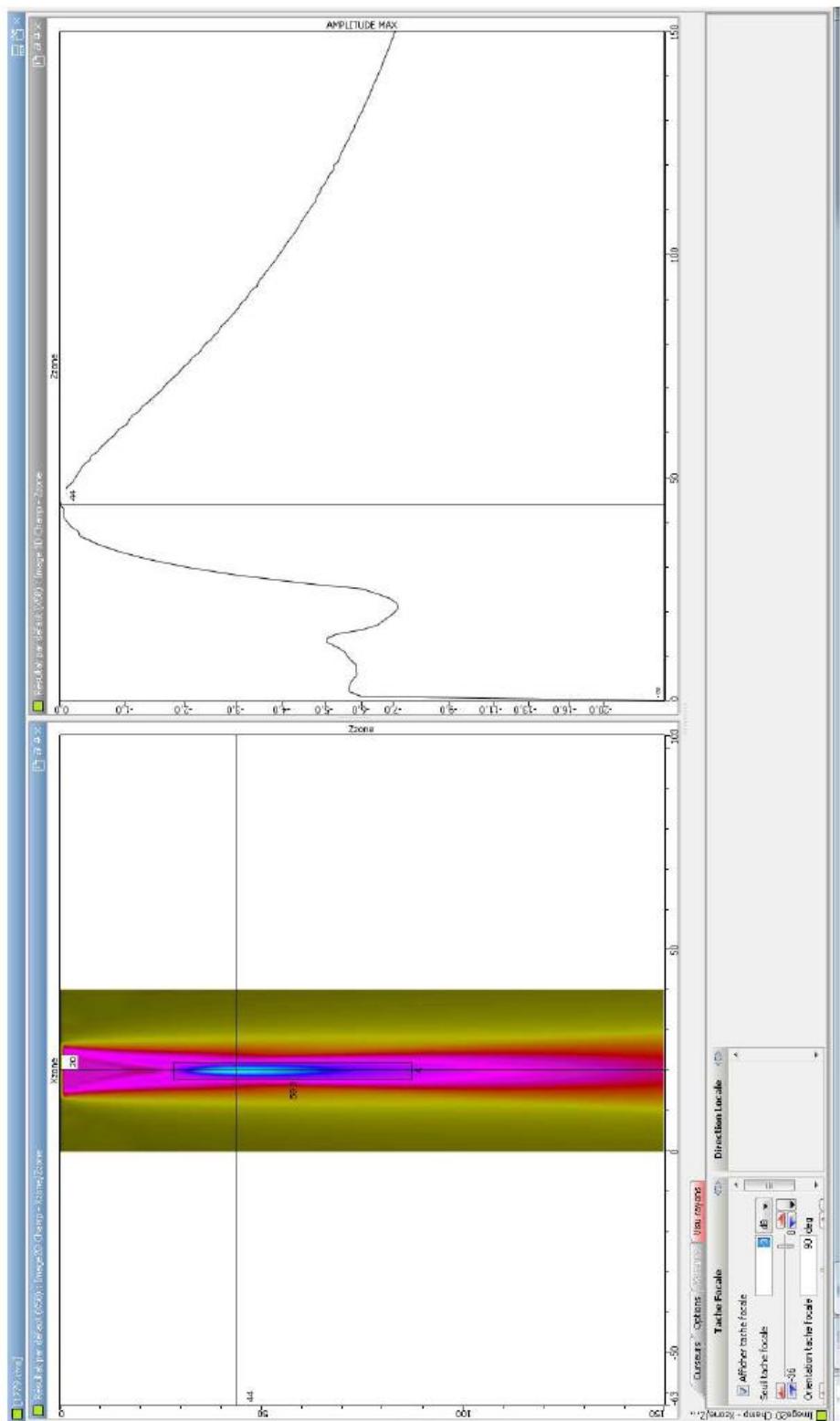


Figure A - 1 : Comportement du faisceau ultrasonore issu de capteur Imasonic.

On identifie sur la dynamique du faisceau une focale acoustique à 44 mm. Le capteur sera alors disposé entre 40 et 44 mm de la base haute l'échantillon pour obtenir un maximum d'énergie et donc une meilleure sensibilité de la détection du tassemement. Le capteur est alimenté par un générateur de signaux (marque RIGOL, modèle DG2021A 25 MHz). On utilise la sortie du générateur pour créer l'onde d'excitation de notre capteur. Pour cela, on lui envoie un signal sinusoïdal de fréquence 1,6 MHz et d'amplitude 20 V en mode burst (rafale). Le signal du capteur est visualisé avec une voie d'un oscilloscope numérique (marque Tektronix, modèle TdS 3024B 200 MHz). On observe à l'oscilloscope le signal ultrasonore où l'on repère l'onde d'émission et de réception. Par application de la méthode de mesure de temps de vol de l'onde (TOF Time Of Flight), on détermine la distance entre le capteur et l'échantillon.

Plus précisément, un script intégré dans le code LabView scanne en continu les points du signal de l'oscilloscope pour rechercher le maximum en amplitude de l'onde d'émission et fournir le temps associé que nous identifierons comme t_0 . De même, l'onde de réception nous indique un temps t_1 . Le temps de vol, t_v , est alors le temps de parcours de l'onde tel que : $t_v(s) = t_1 - t_0$. Connaissant la vitesse de propagation C de l'onde dans l'eau et le temps de vol mesuré à l'oscilloscope, on remonte facilement à la distance entre le capteur et l'échantillon : $d(m) = \frac{Ct_v}{2}$. A noter qu'il est nécessaire de diviser le temps de vol par 2, car l'onde fait physiquement un aller-retour avant d'être détectée par notre capteur.

L'oscilloscope disposant d'une carte réseau, nous avons mis en place un réseau local entre l'ordinateur et l'oscilloscope, via une connectique réseau RJ45 permettant un échange de données allant jusque 100 Mbits/sec. La variation de la distance est ainsi suivie et enregistrée au cours de l'expérience à la fréquence souhaitée.

e. Fichier de sortie

L'utilisateur peut paramétriser les données qu'il souhaite récupérer et leur fréquence d'acquisition. Le code génère in fine un fichier de sortie au format Excel, sur lequel sont indexées les grandeurs physiques (pressions et distance) choisies en fonction du temps de l'acquisition et du débit de la pompe.

Annexe 2 : Chargement hydraulique en écoulement descendant par paliers constants

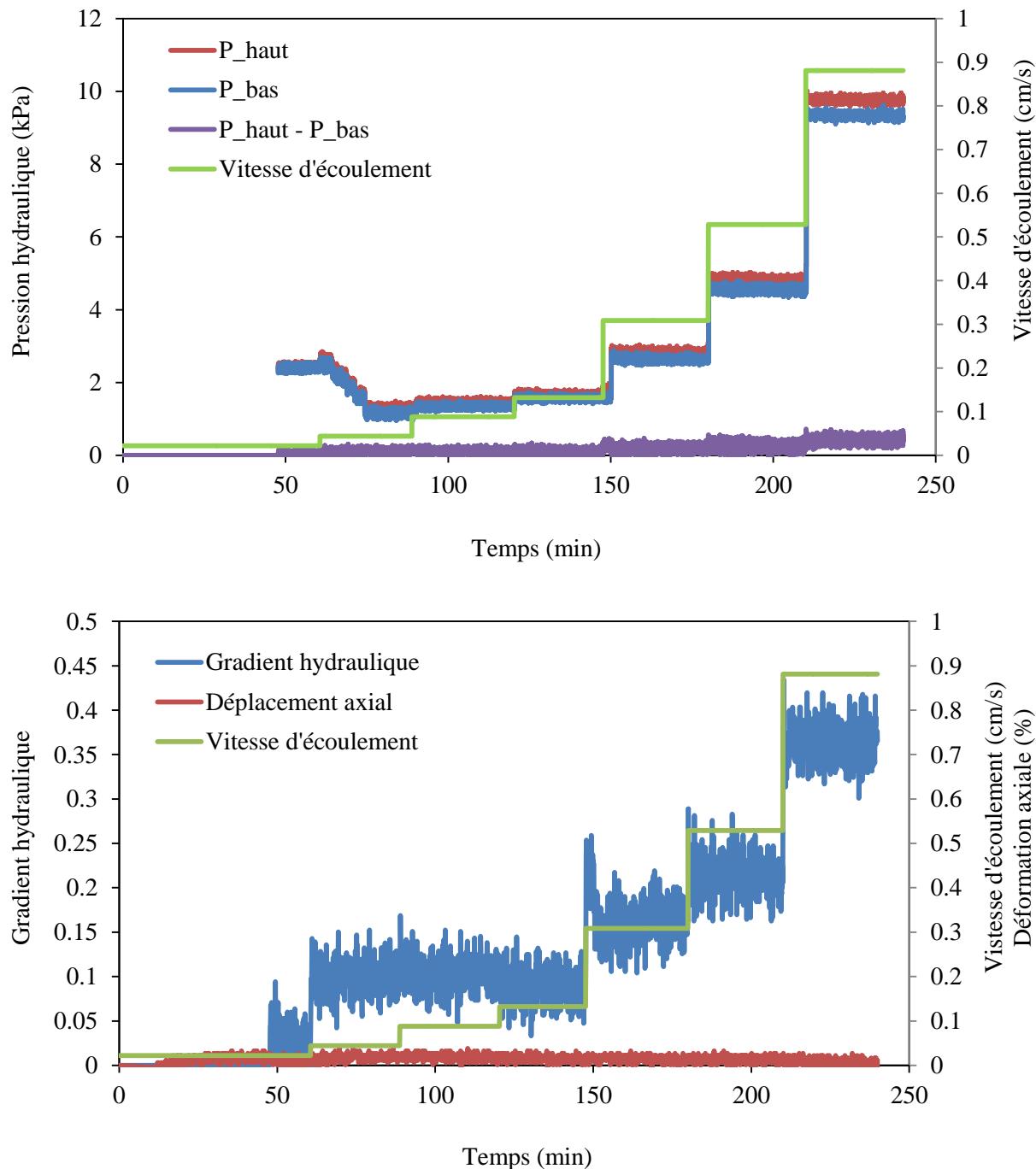


Figure A - 2 : Essai de suffusion FC0.Dr40.

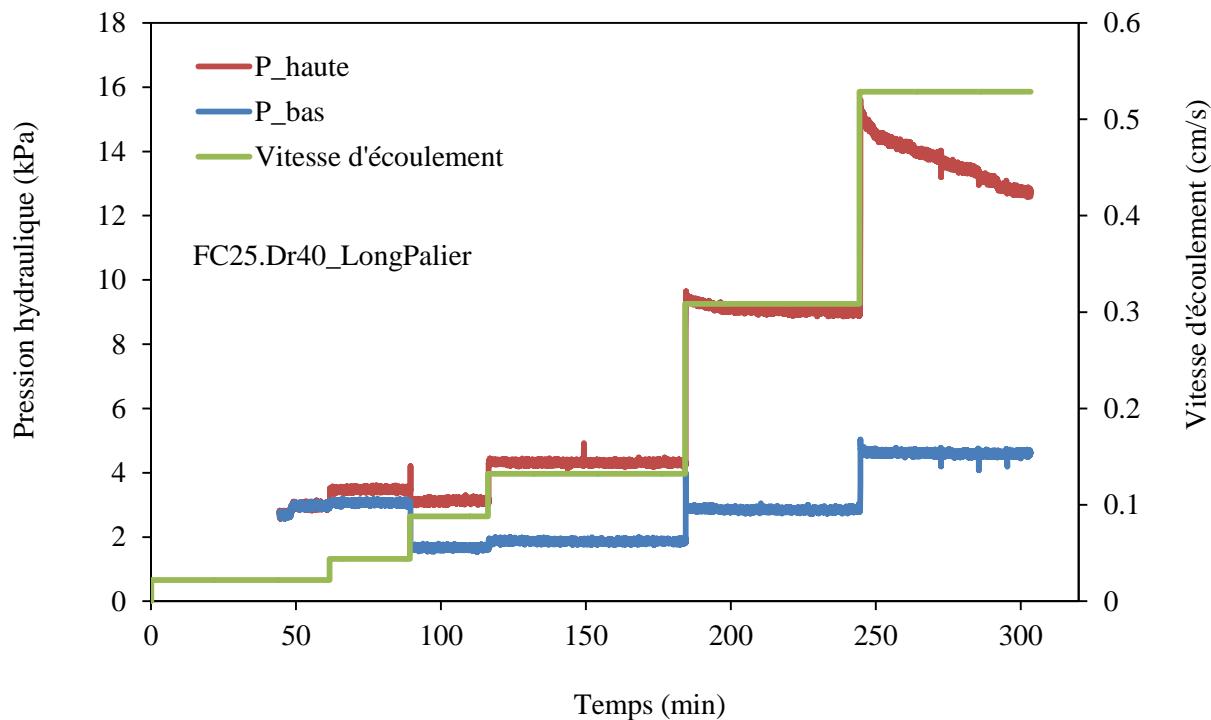


Figure A - 3 : Evolution des pressions hydrauliques à différentes positions dans l'échantillon en fonction du temps (FC25.Dr40_LongPalier).

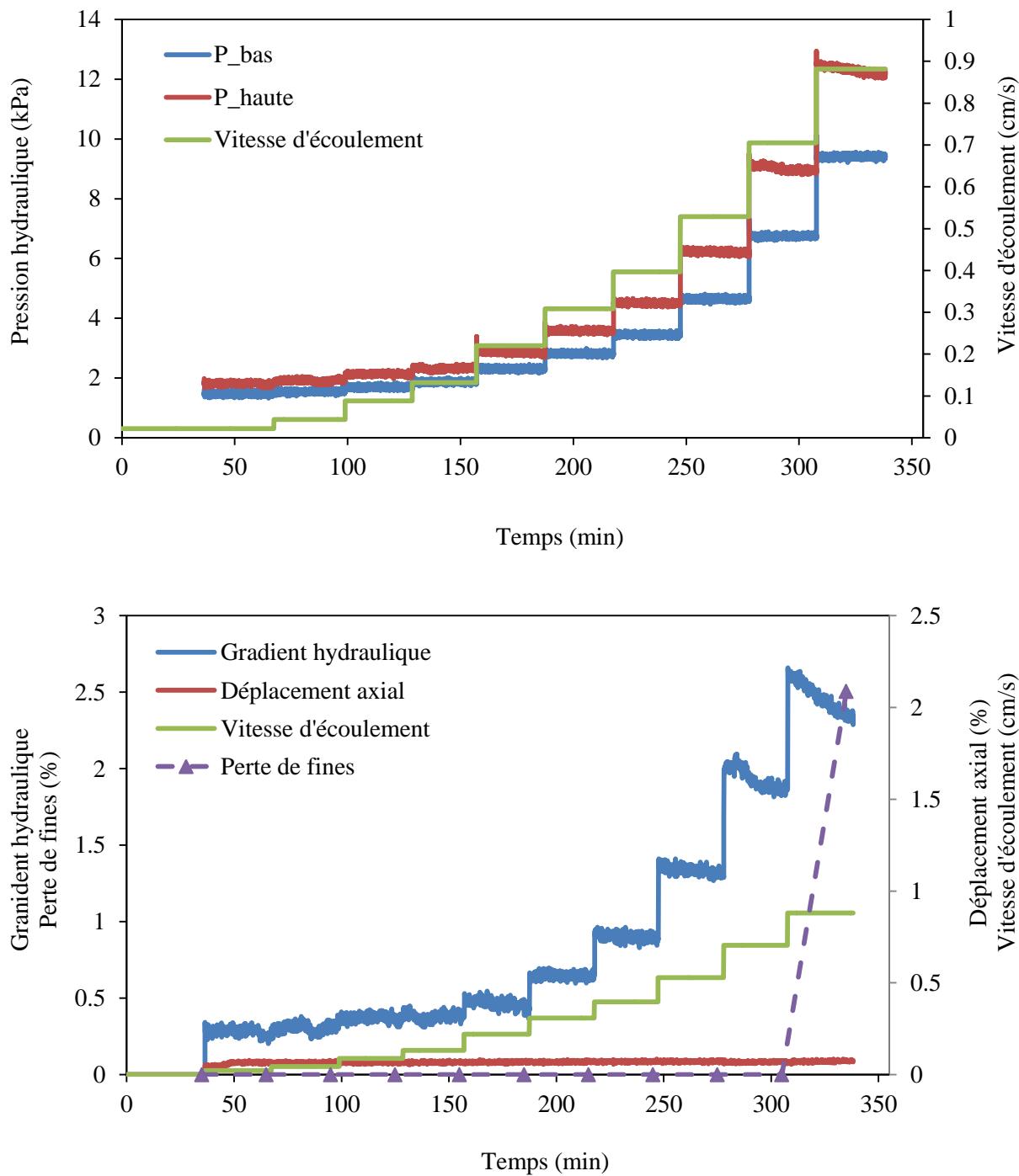
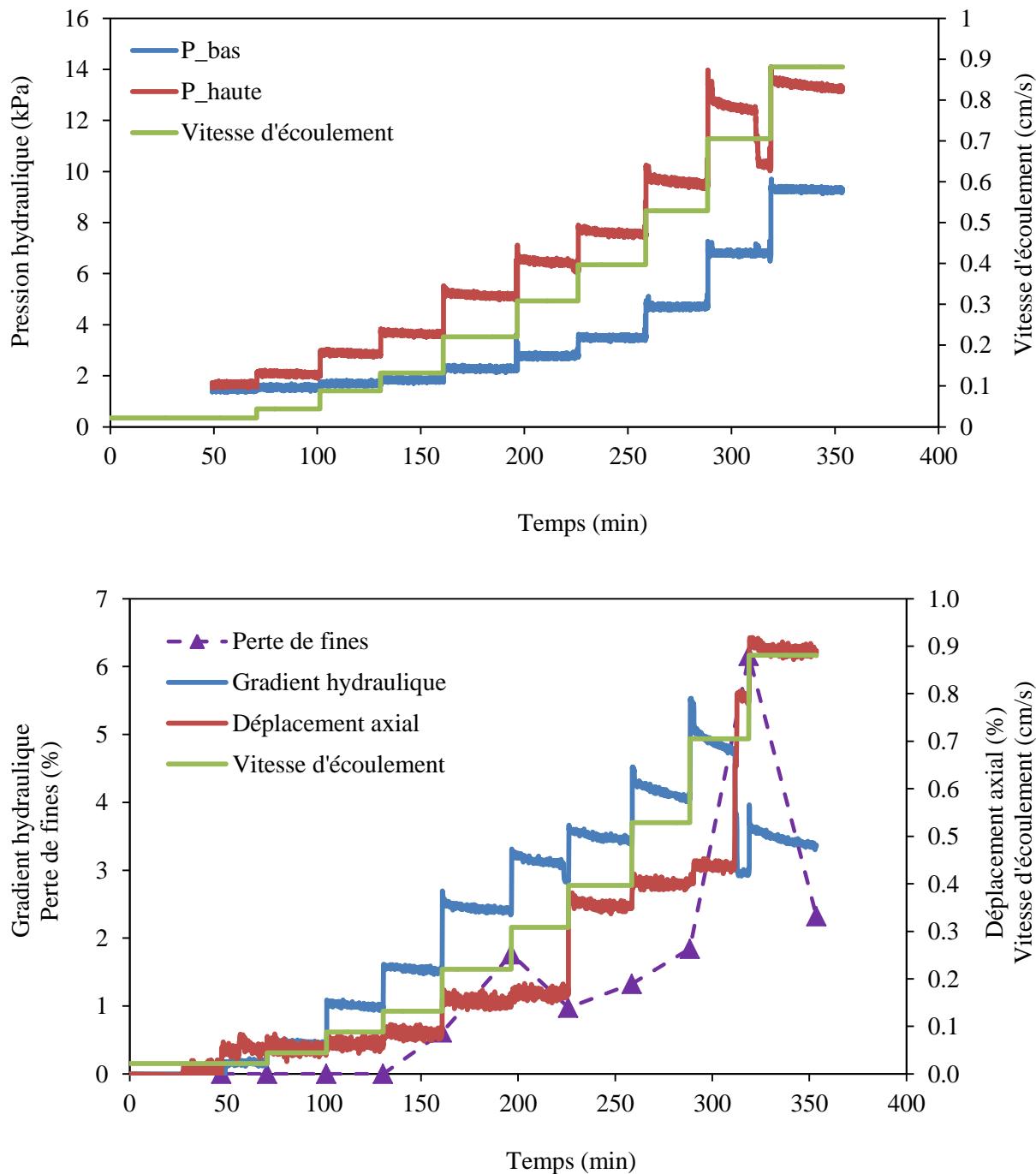


Figure A - 4 : Essai de suffusion FC10.Dr40.



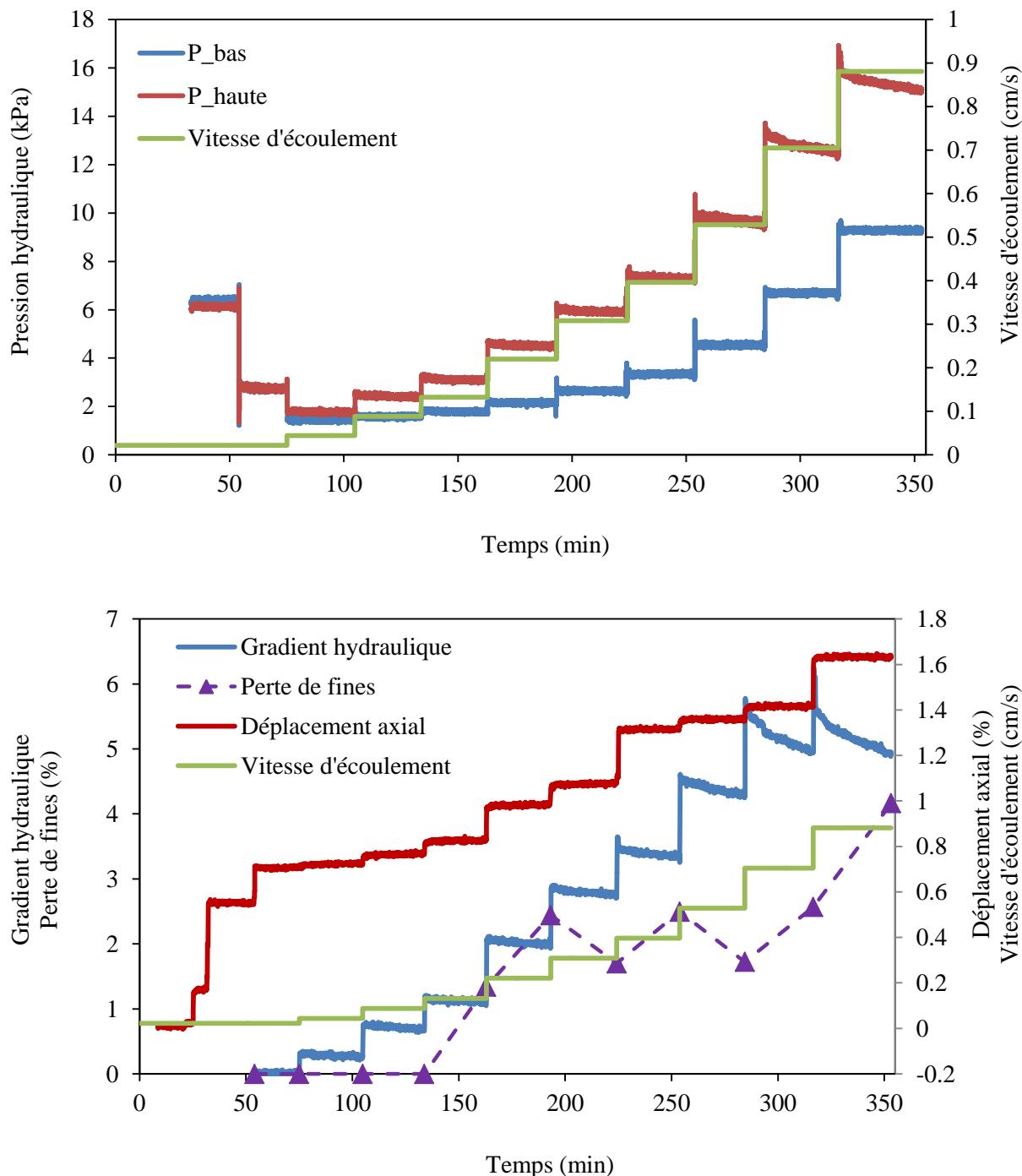


Figure A - 6 : Essai de suffusion FC25.Dr20.

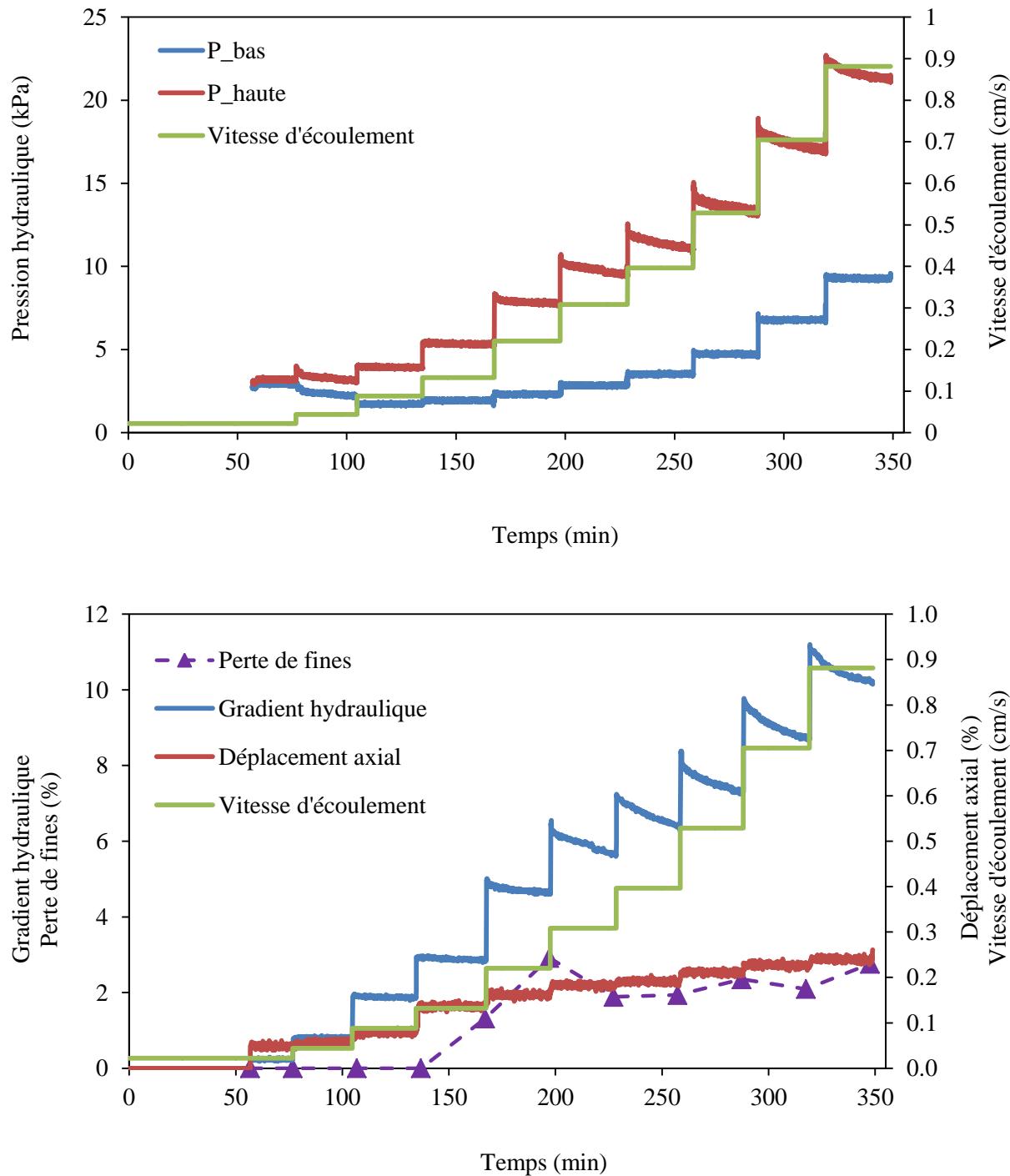


Figure A - 7 : Essai de suffusion FC25.Dr60.

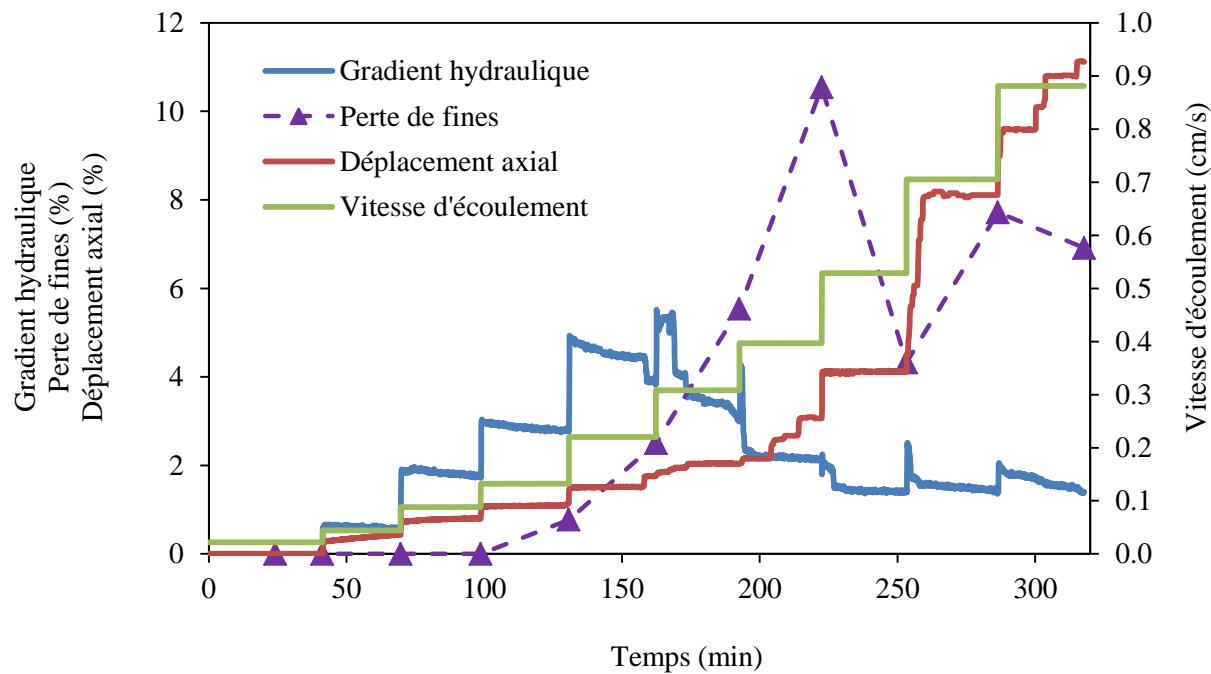
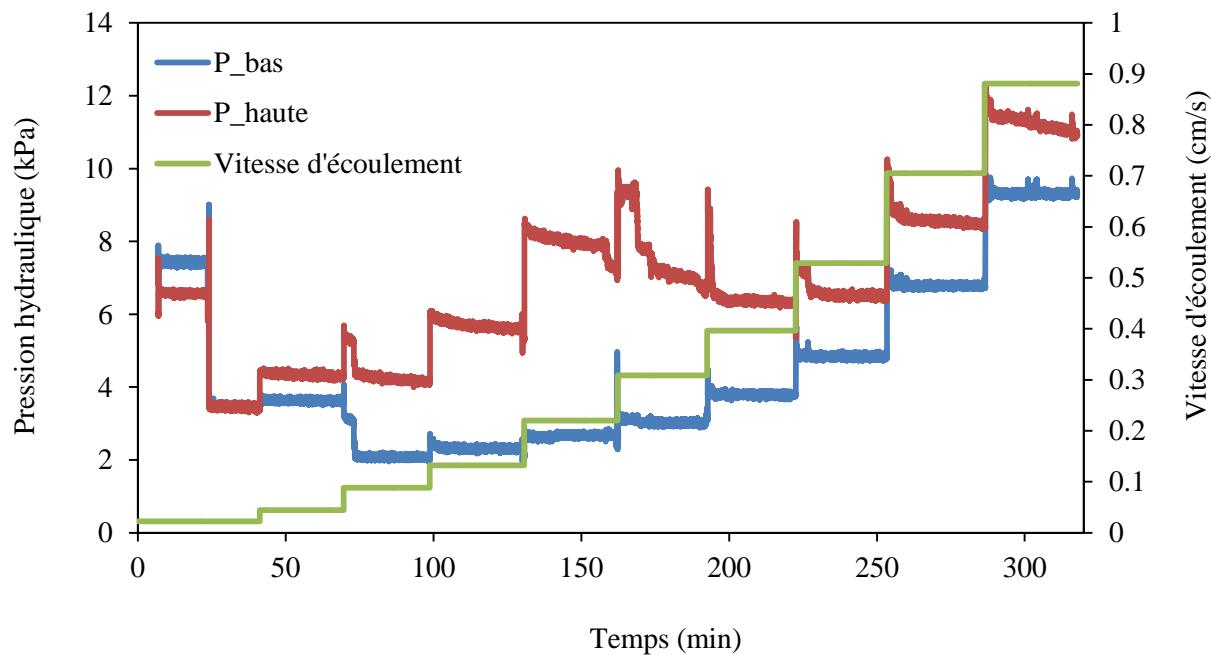


Figure A - 8 : Essai de suffusion FC35.Dr40.

Annexe 3 : Chargement hydraulique en écoulement descendant par rampe

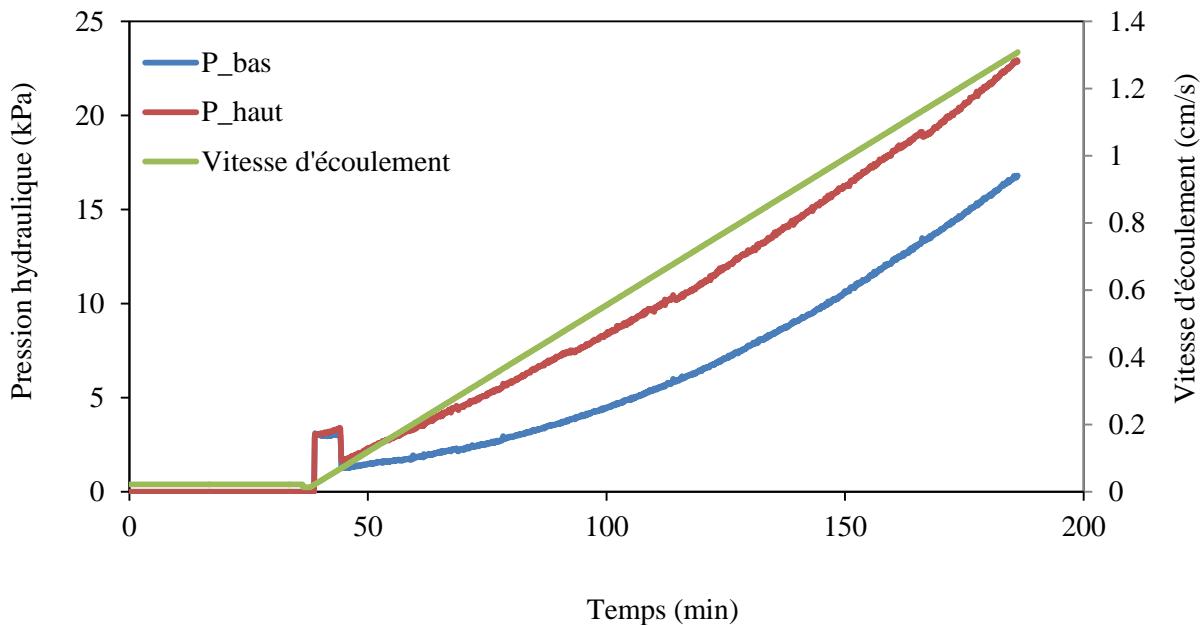


Figure A - 9 : Evolution des pressions hydrauliques à différentes positions dans l'échantillon en fonction du temps (FC25.Dr40_rampe011).

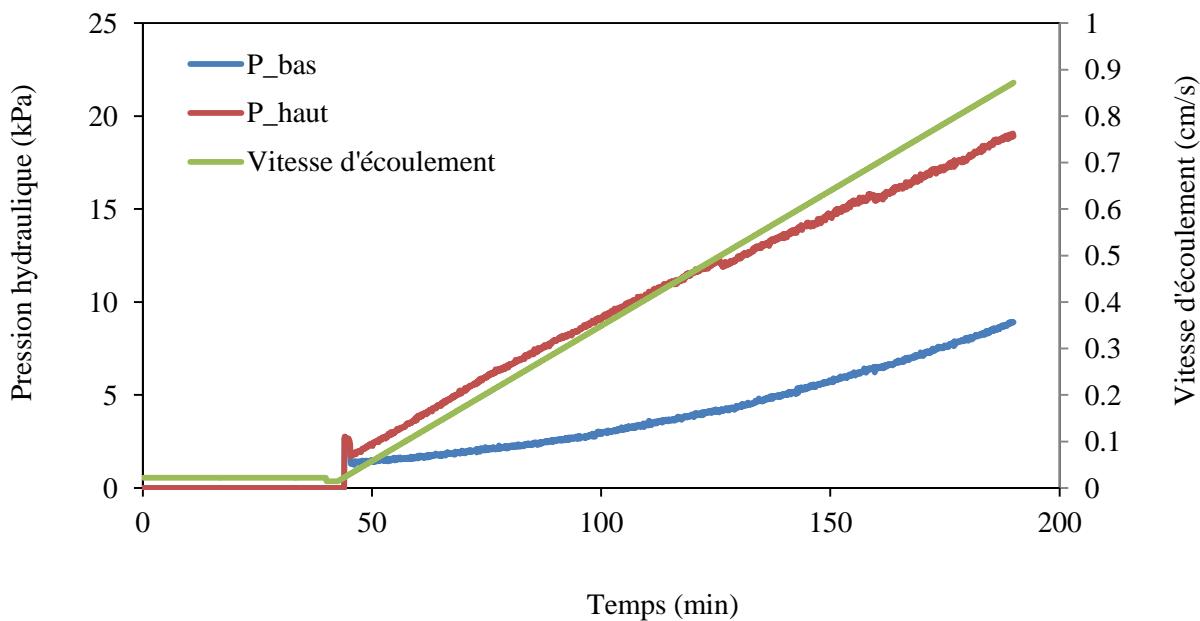


Figure A - 10 : Evolution des pressions hydrauliques à différentes positions dans l'échantillon en fonction du temps (FC25.Dr40_rampe022).

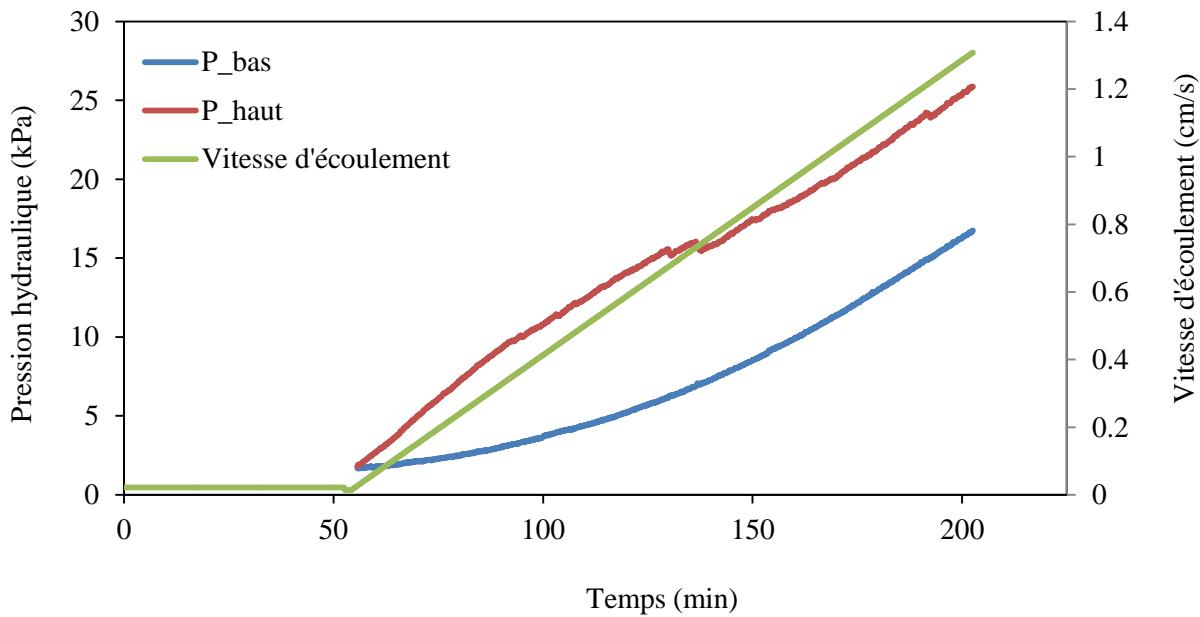


Figure A - 11 : Evolution des pressions hydrauliques à différentes positions dans l'échantillon en fonction du temps (FC25.Dr40_rampe033).

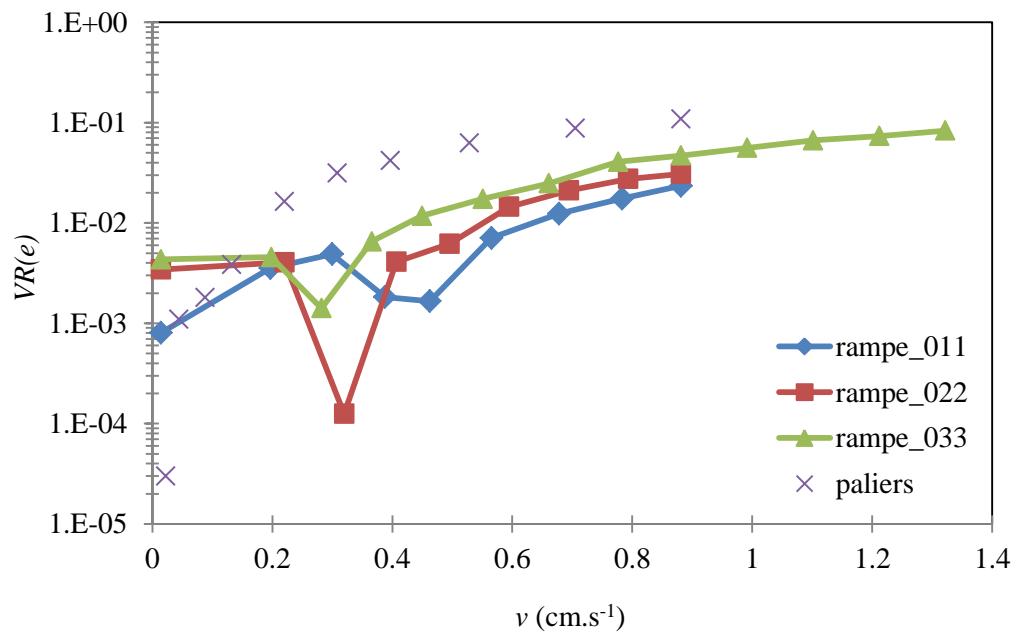


Figure A - 12 : Evolution de la variation relative de l'indice des vides en fonction de la vitesse de l'écoulement.

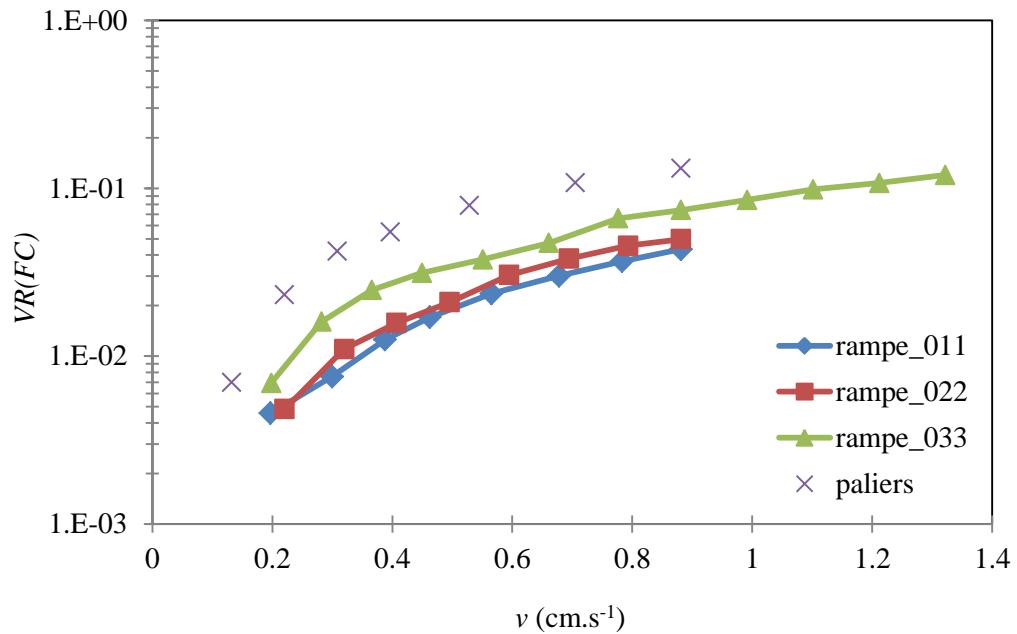


Figure A - 13 : Evolution de la variation relative de la teneur en fines en fonction de la vitesse de l'écoulement.

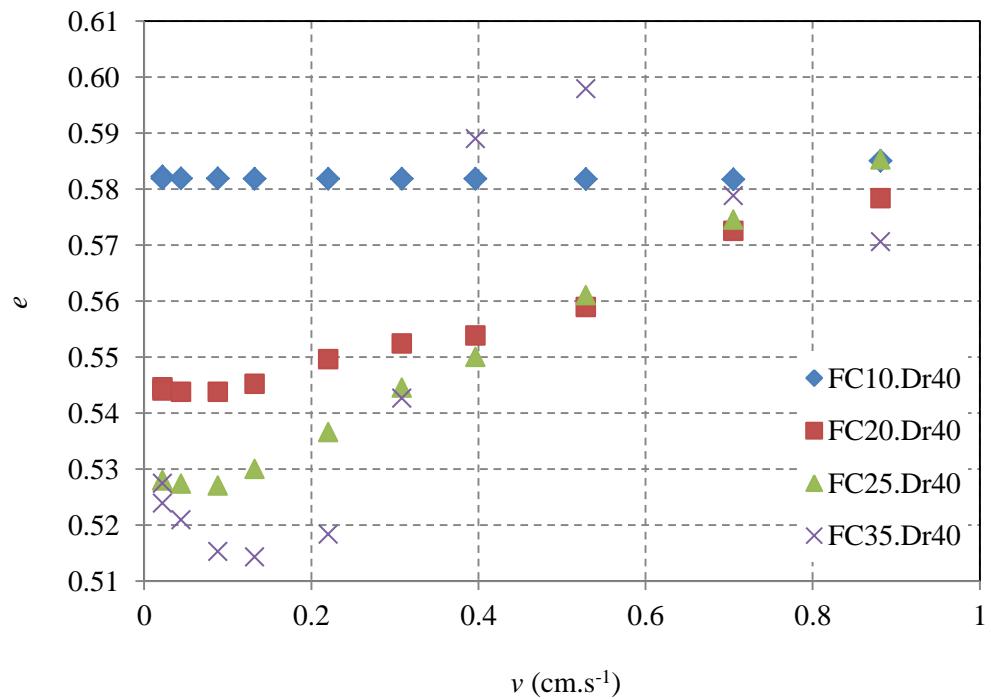


Figure A - 14 : Variation de l'indice des vides en fonction de la vitesse de l'écoulement.

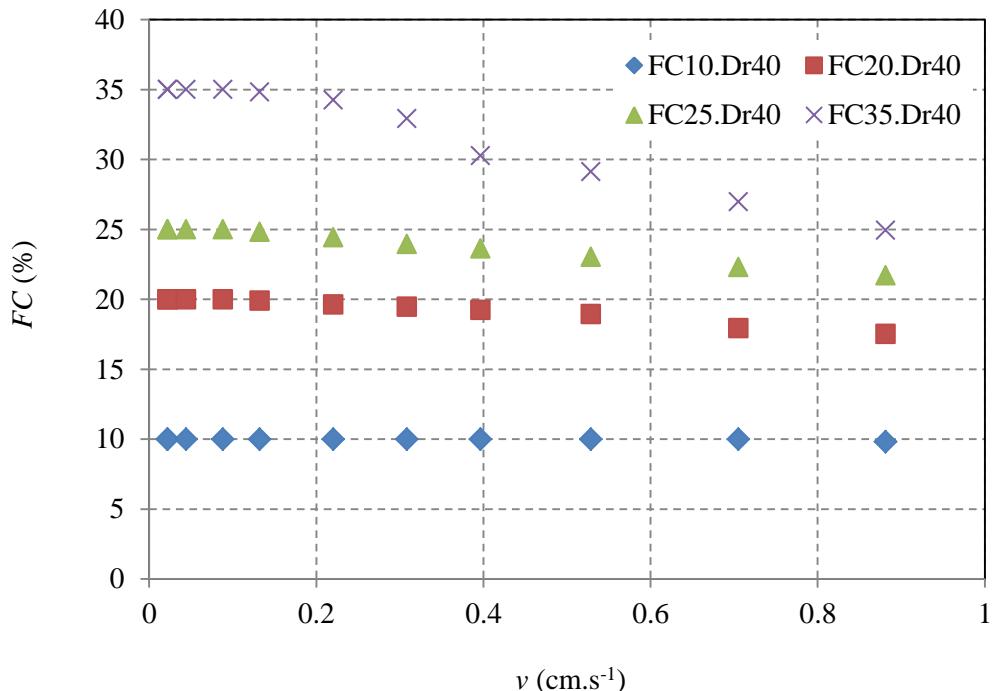


Figure A - 15 : Variation de la teneur en fines en fonction de la vitesse de l'écoulement.

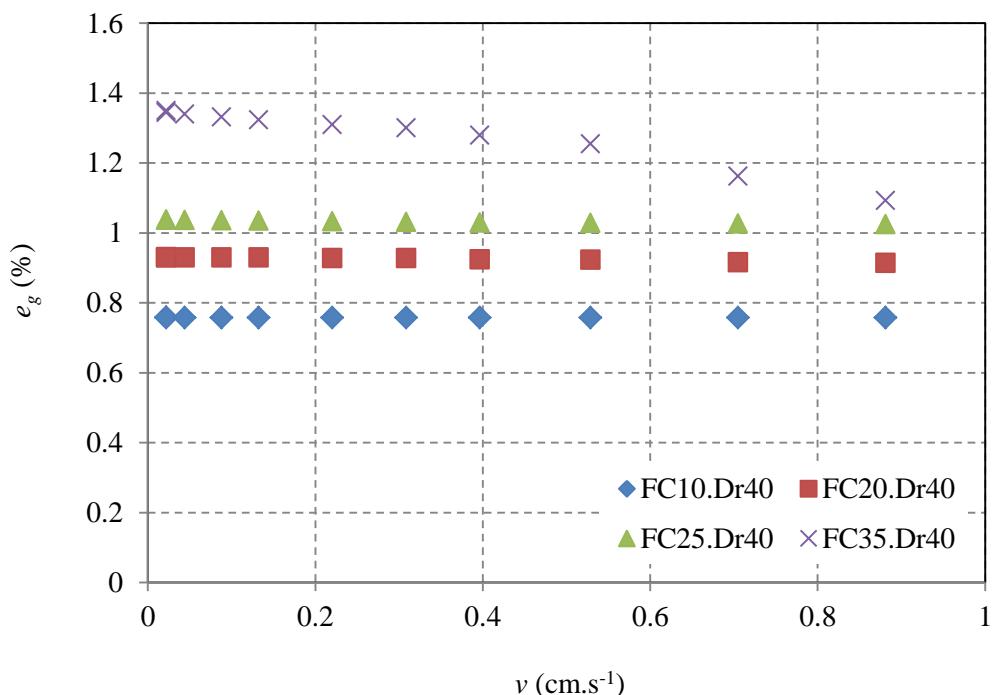


Figure A - 16 : Variation de l'indice des vides inter-granulaires en fonction de la vitesse de l'écoulement.

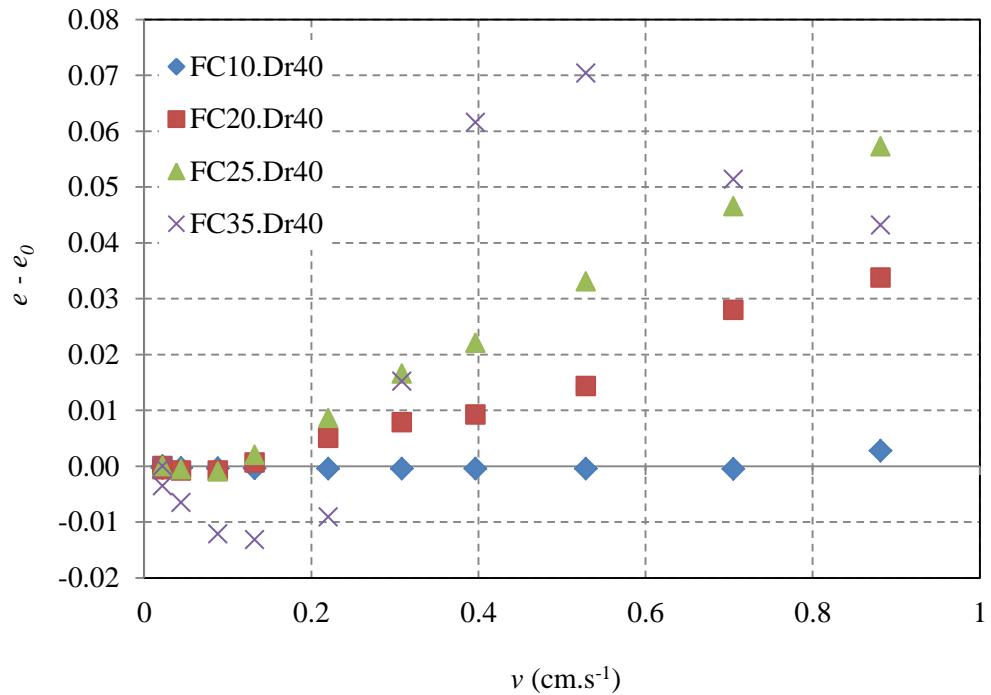


Figure A - 17 : Evolution des variations de l'indice des vides en fonction de la vitesse de l'écoulement.

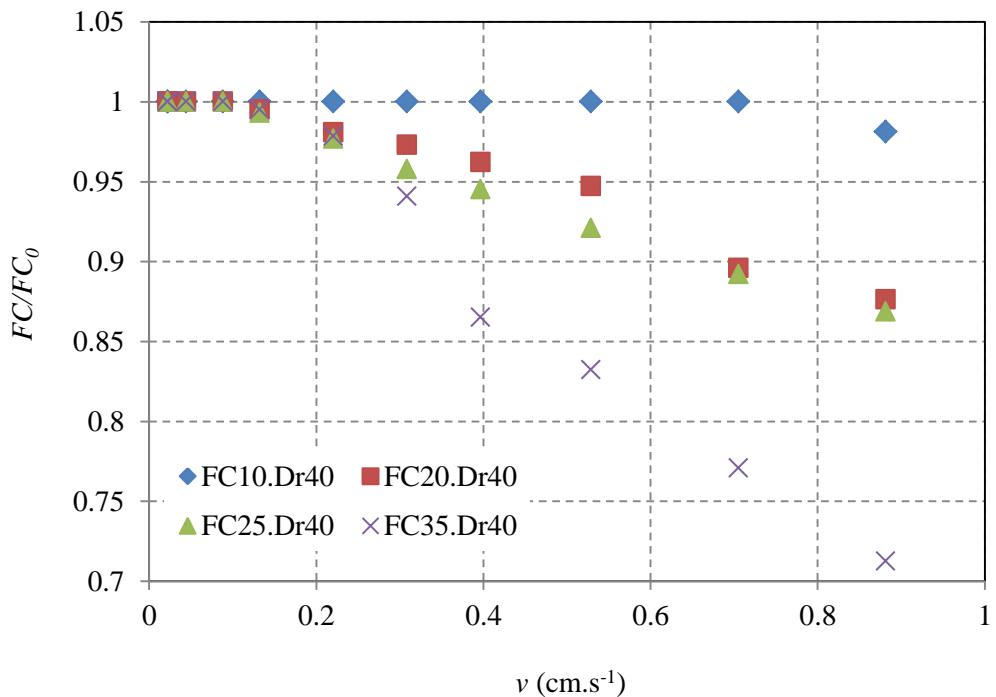


Figure A - 18 : Evolution des variations de la teneur en fines en fonction de la vitesse de l'écoulement.

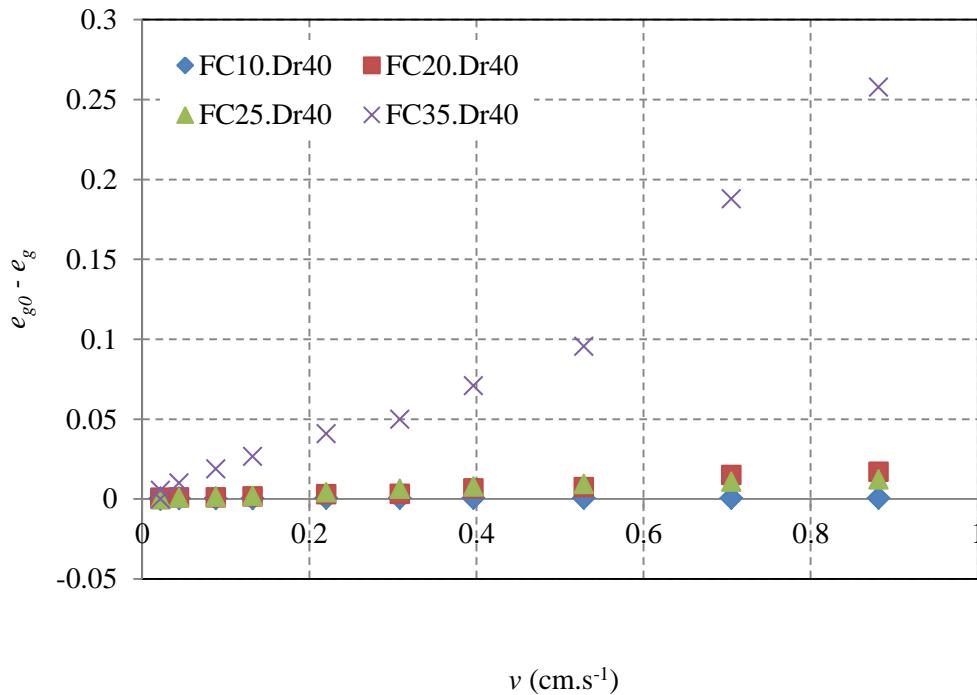


Figure A - 19 : Evolution des variations de l'indice des vides inter-granulaires en fonction de la vitesse de l'écoulement.

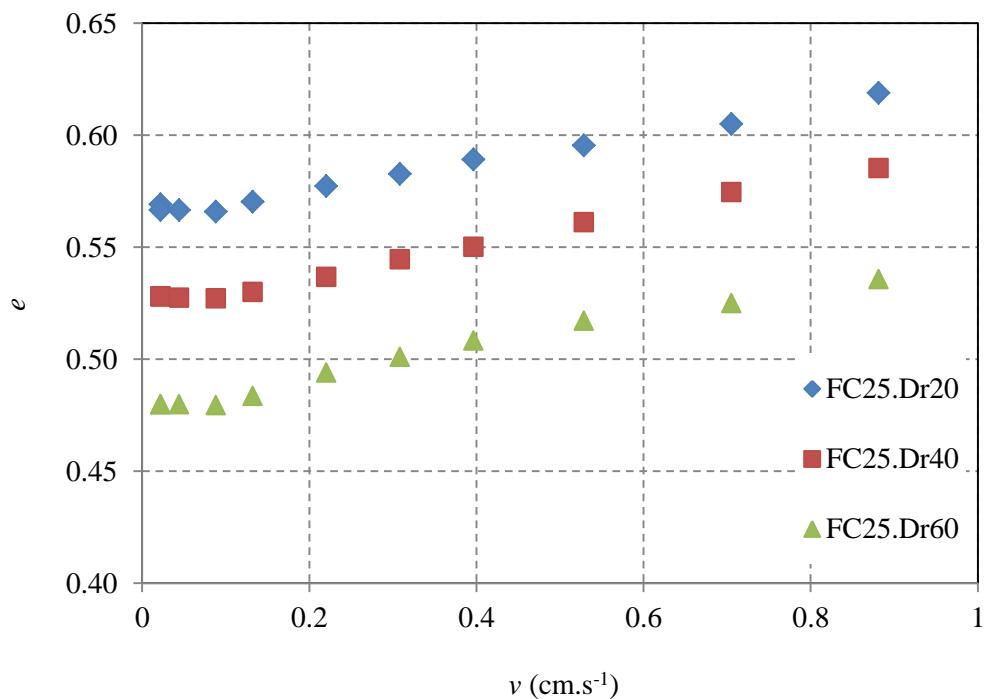


Figure A - 20 : Variation de l'indice des vides en fonction de la vitesse de l'écoulement.

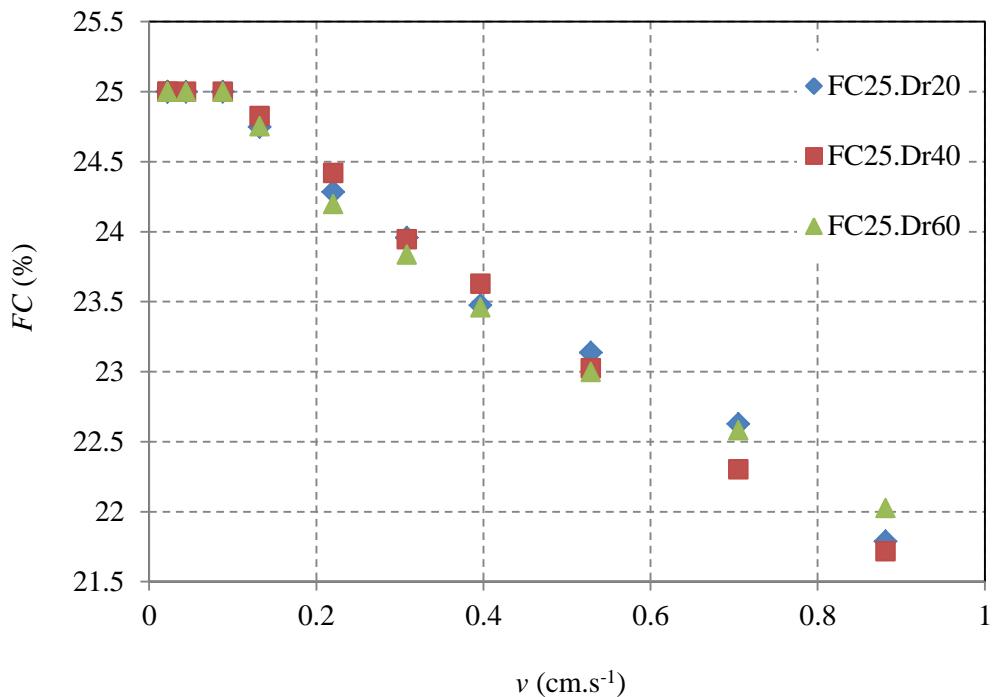


Figure A - 21 : Variation de la teneur en fines en fonction de la vitesse de l'écoulement.

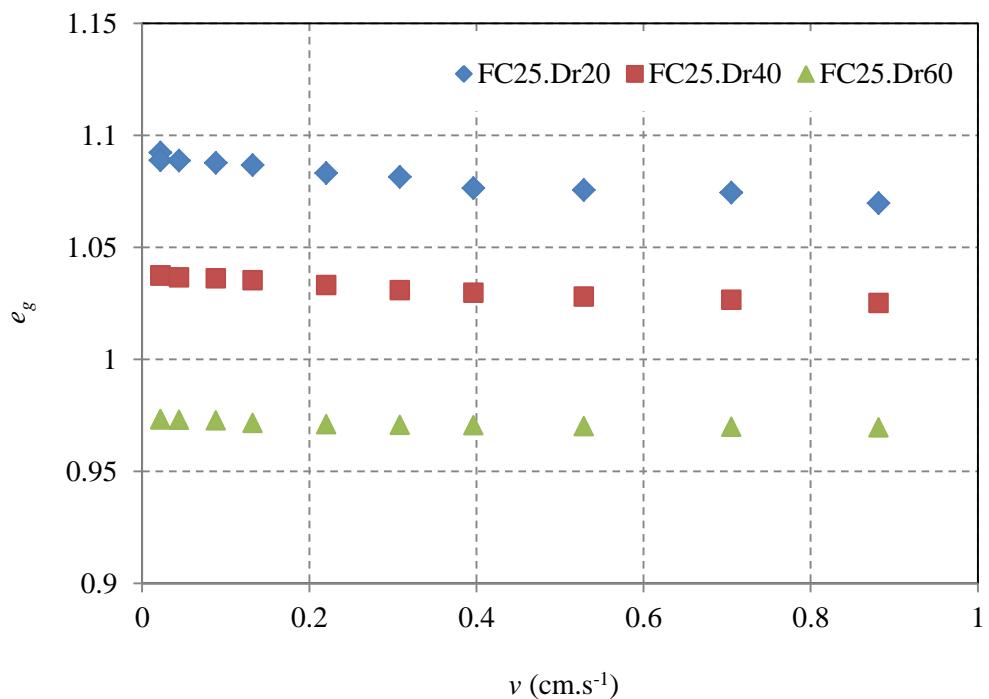


Figure A - 22 : Variation de l'indice des vides inter-granulaires en fonction de la vitesse de l'écoulement.

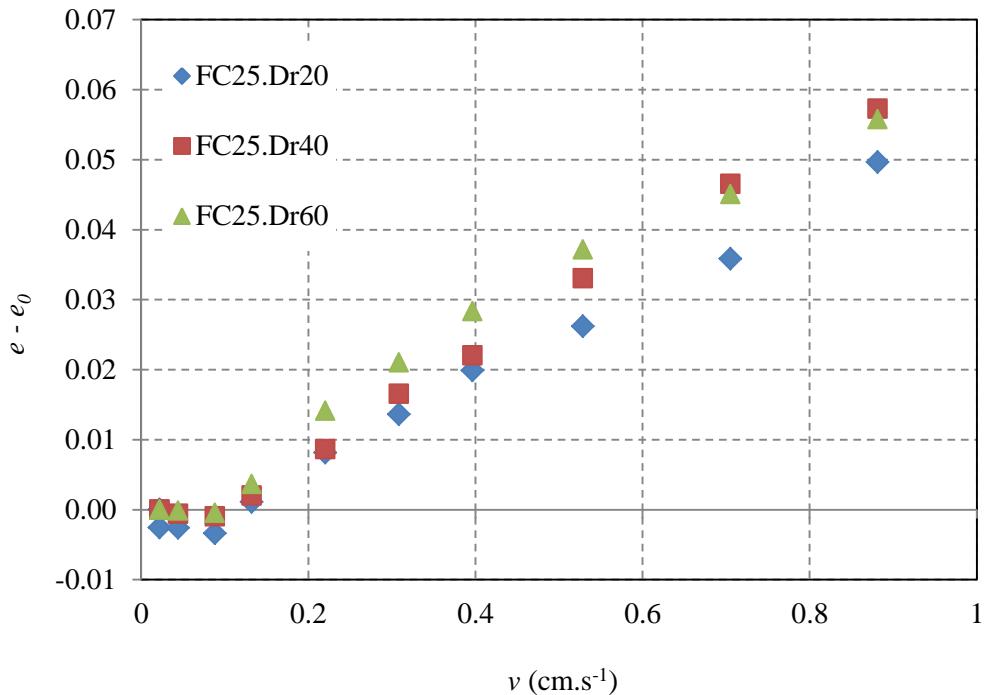


Figure A - 23 : Variation de e en fonction de la vitesse de l'écoulement.

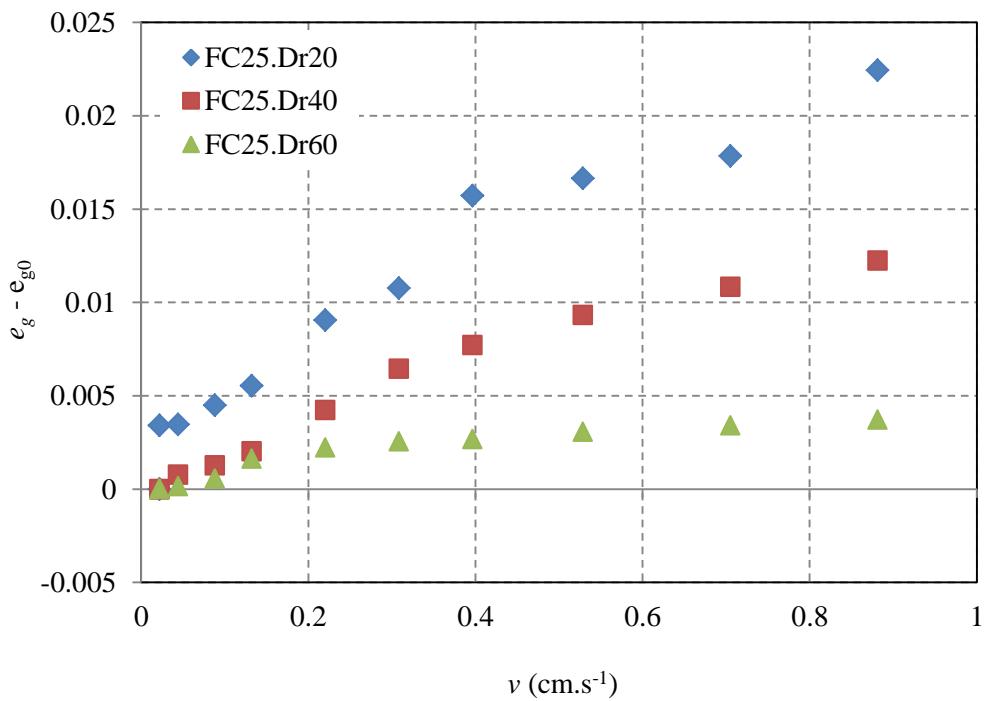


Figure A - 24 : Variation de e_g en fonction de la vitesse de l'écoulement.

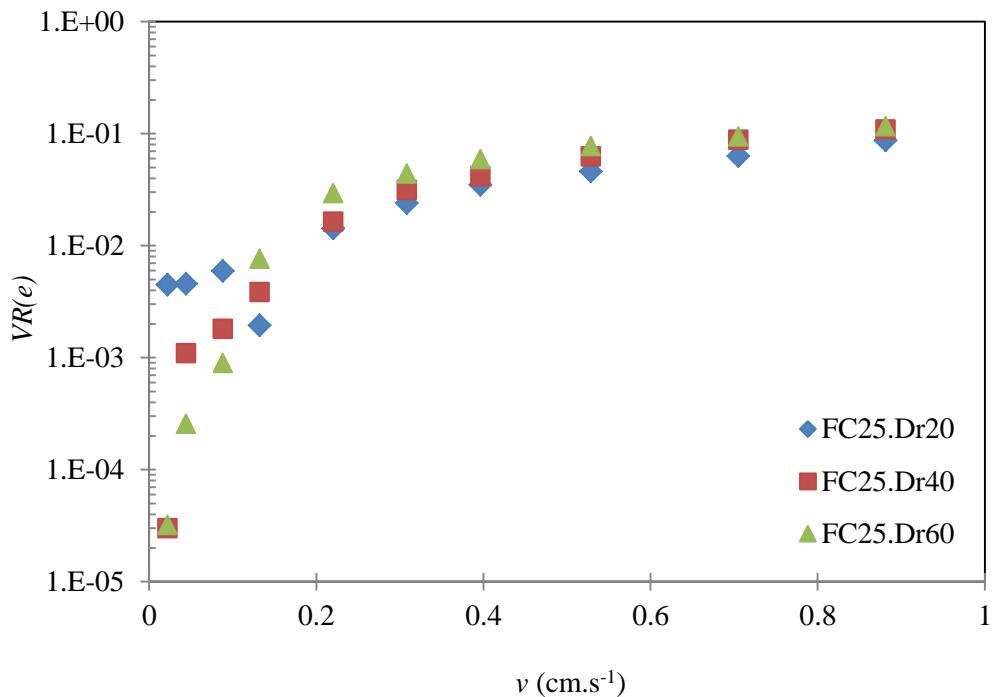


Figure A - 25 : Variations relatives de l'indice des vides en fonction de la vitesse de l'écoulement.

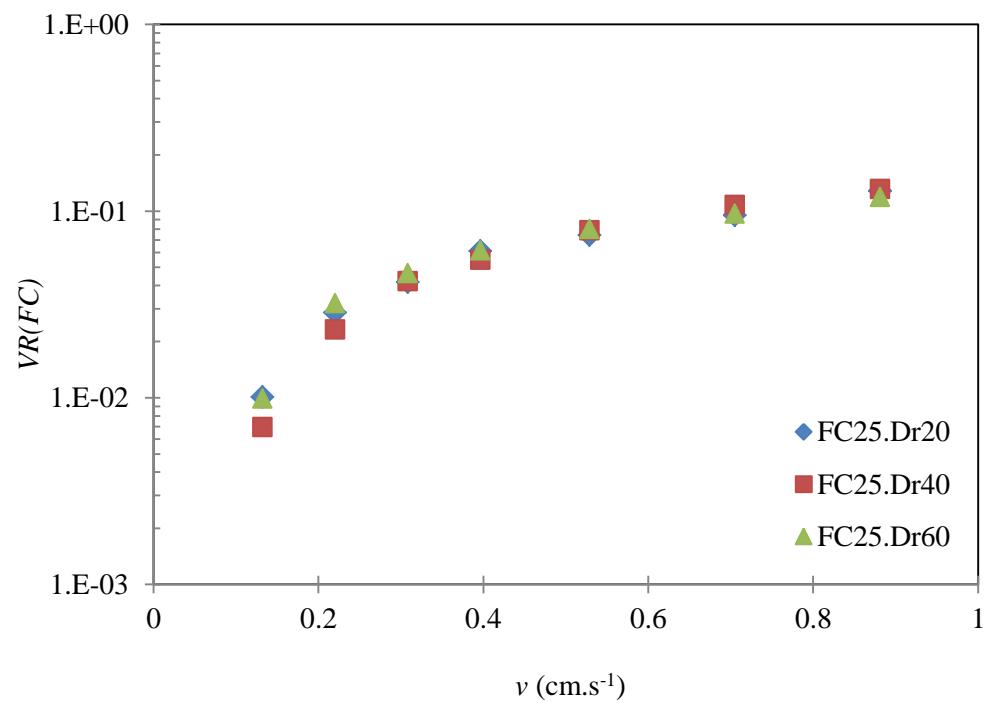


Figure A - 26 : Variations relatives de la teneur en fines en fonction de la vitesse de l'écoulement.

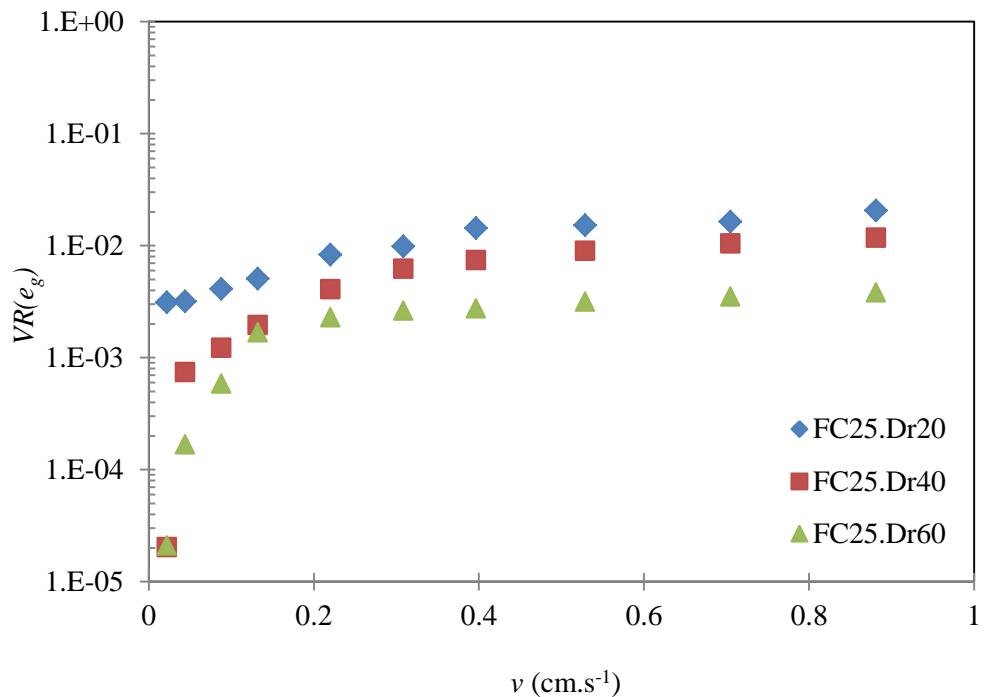


Figure A - 27 : Variations relatives de l'indice des vides inter-granulaires en fonction de la vitesse de l'écoulement.

Annexe 4 : Comportement mécanique drainé des sols non érodés et érodés

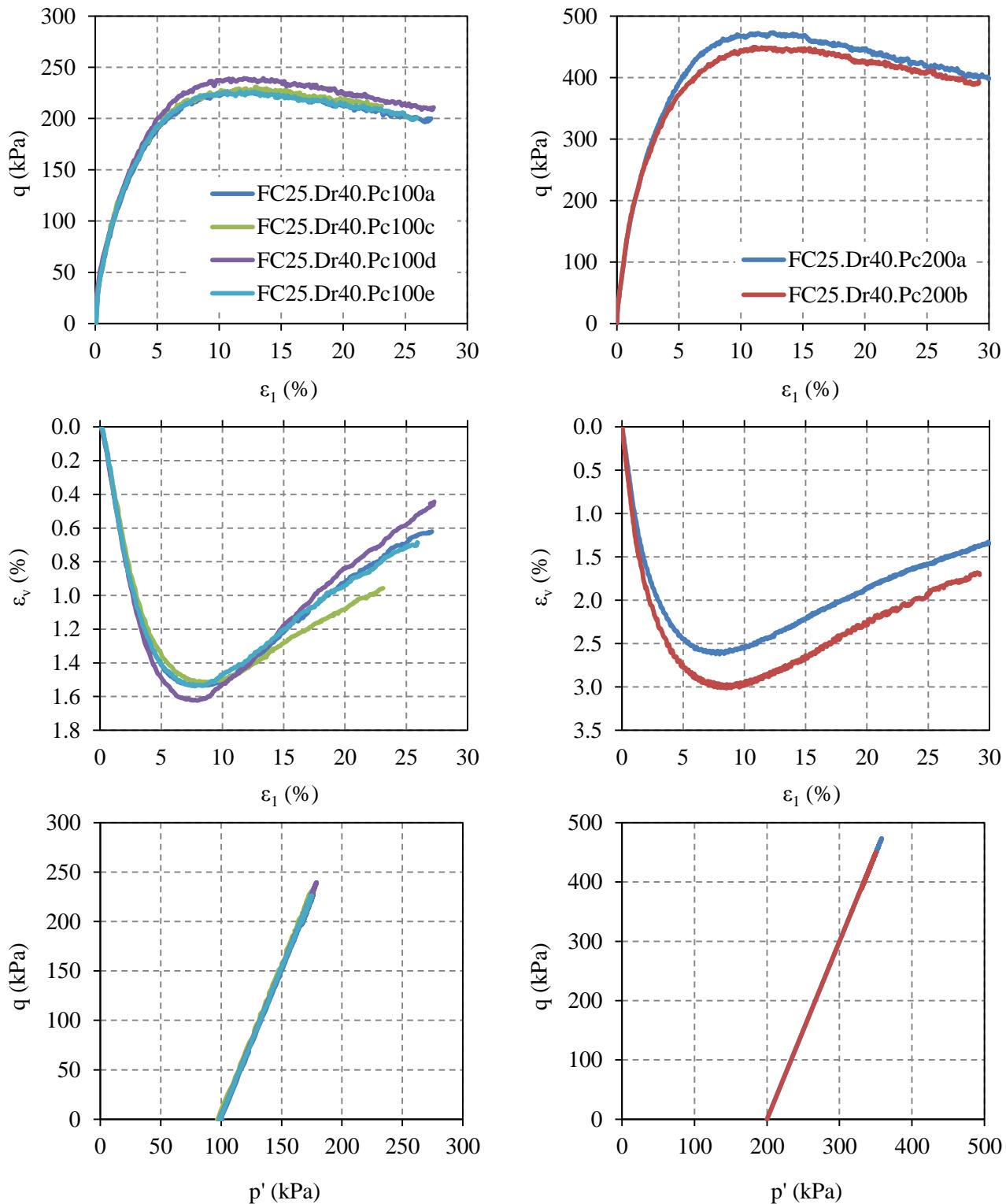


Figure A - 28 : Comportement drainé des échantillons non érodés FC100.Dr40.Pc100 (colonne gauche) et FC25.Dr40.Pc200 (colonne droite) – Essai de répétabilité.

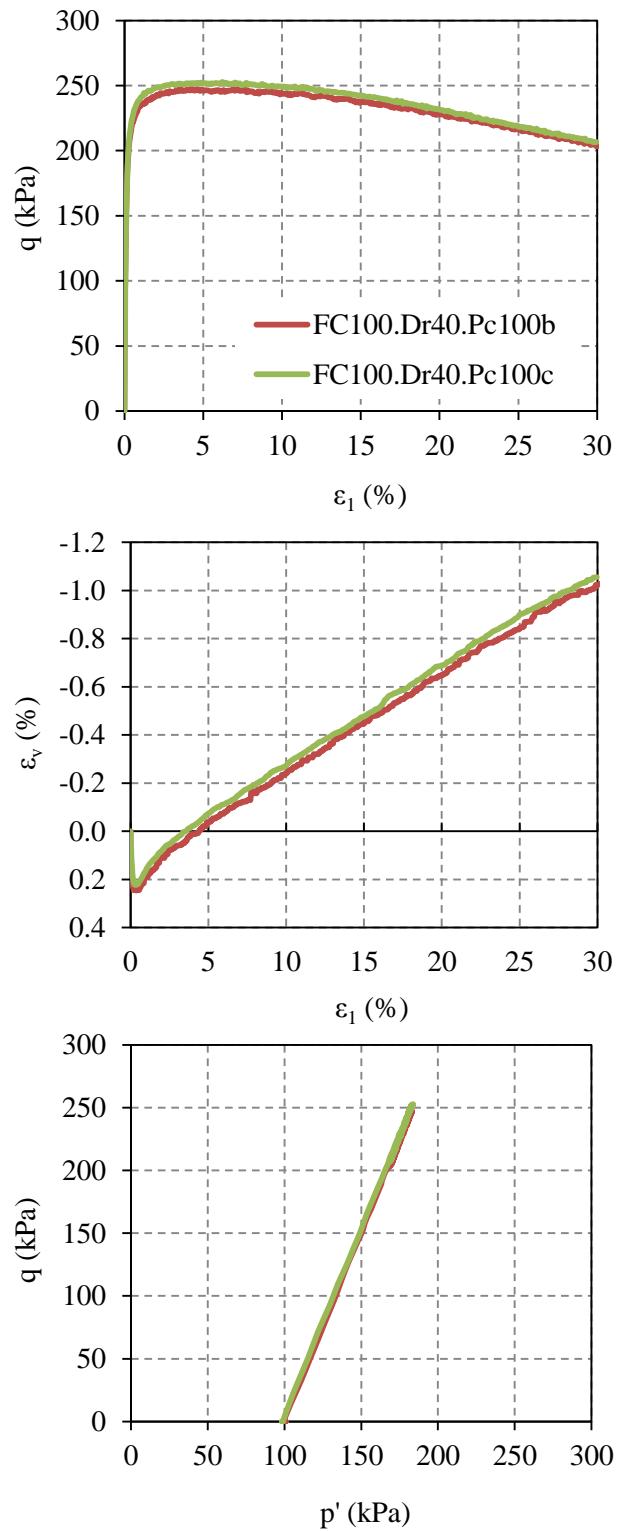


Figure A - 29 : Comportement drainé des échantillons non érodés FC100.Dr40.Pc100 – Essai de répétabilité.

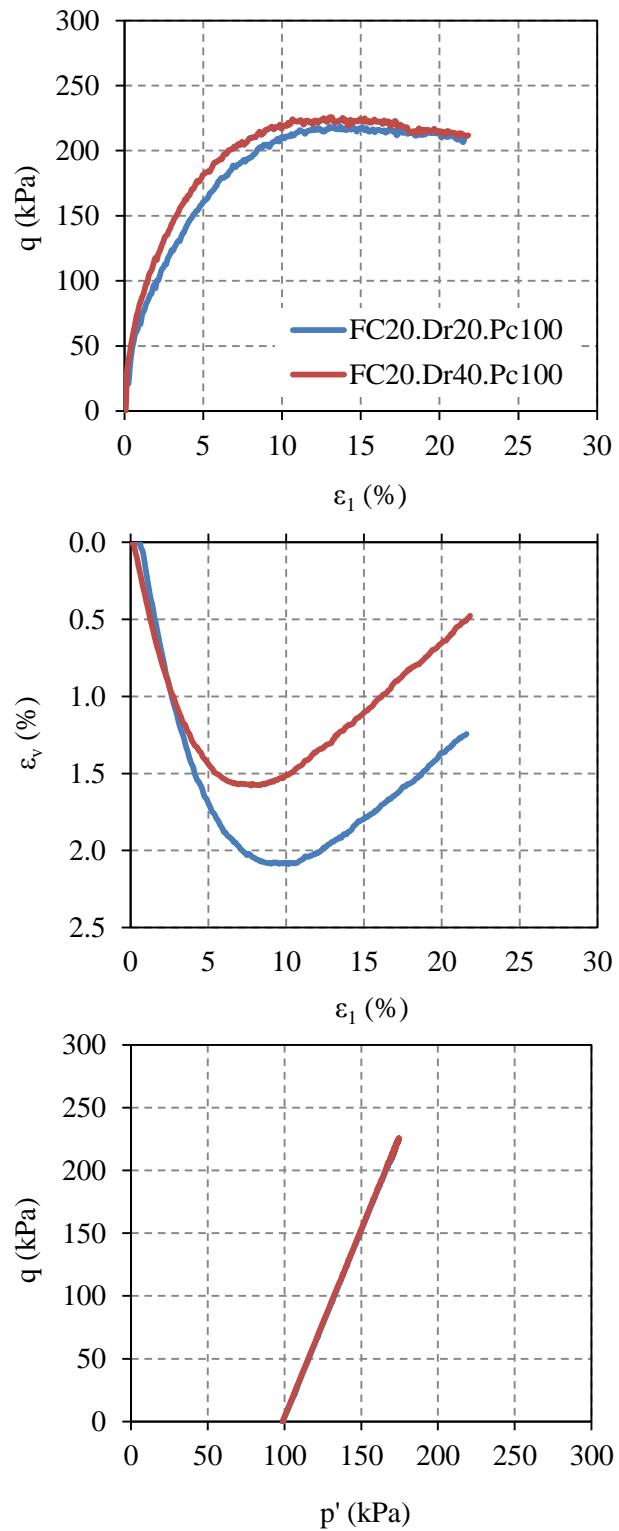


Figure A - 30 : Comportement drainé des échantillons non érodés à une teneur en fines initiale de 20% et pour des densités relatives initiales de 20% et 40%.

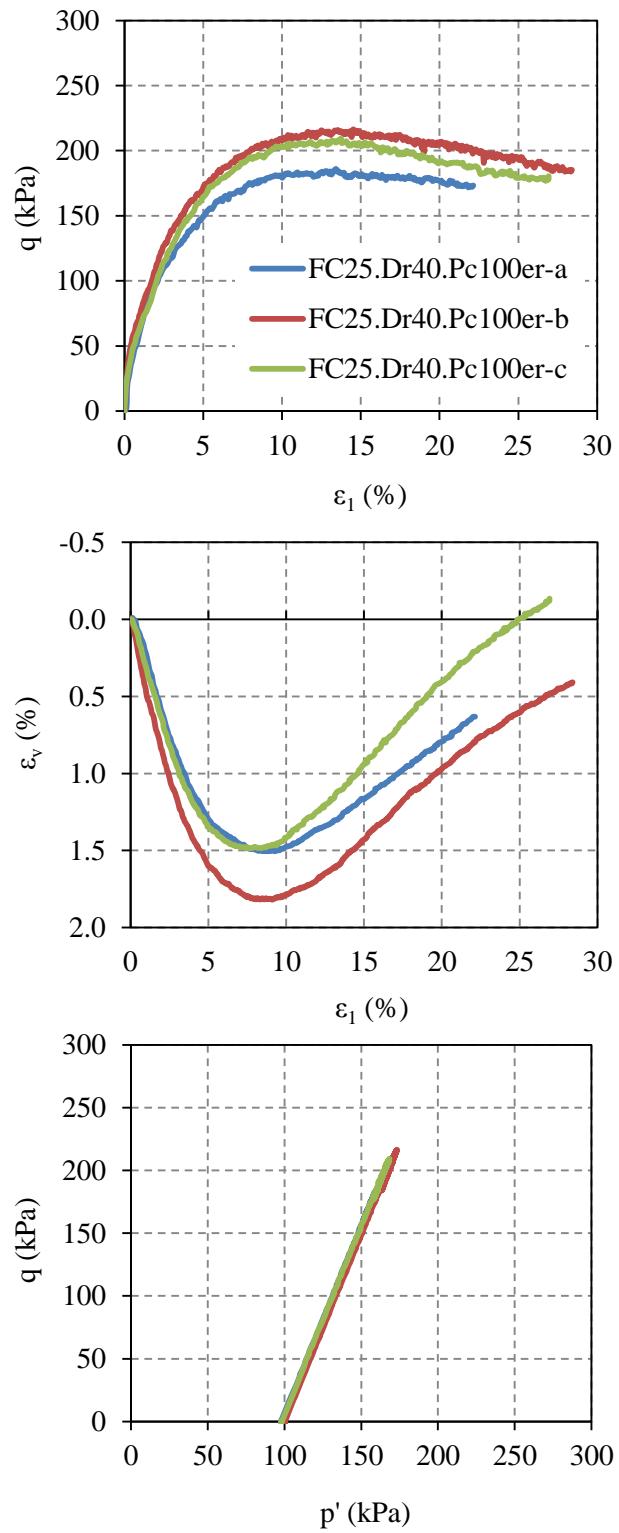


Figure A - 31 : Comportement drainé des échantillons érodés FC25.Dr40.Pc100er – essais de répétabilité.

Annexe 5 : Comportement mécanique non drainé des sols non érodés, érodés et reconstitués

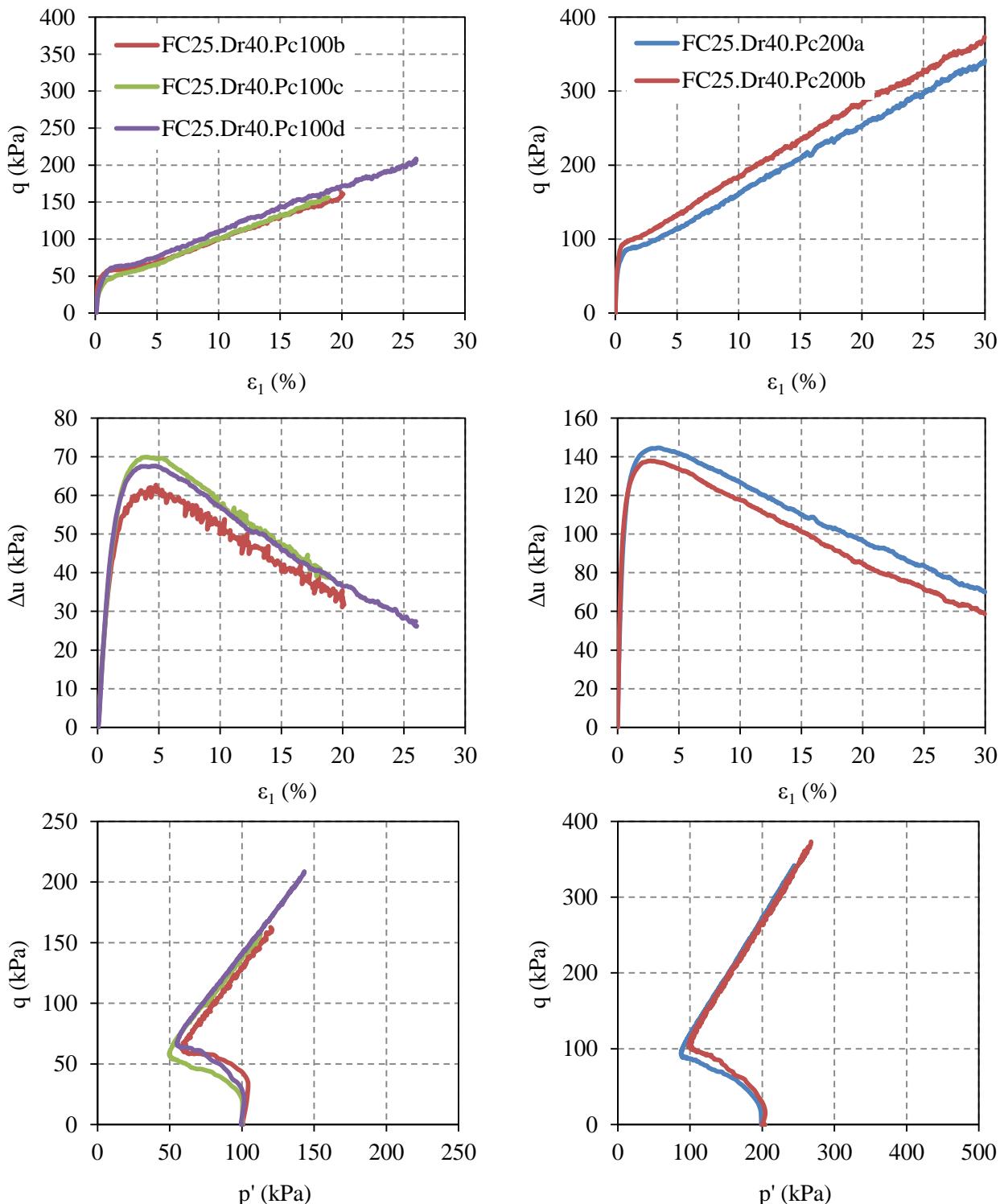


Figure A - 32 : Comportement non drainé des échantillons non érodés FC25.Dr40.Pc100 (colonne gauche) et FC25.Dr40.Pc200 (colonne droite) – Essai de répétabilité.

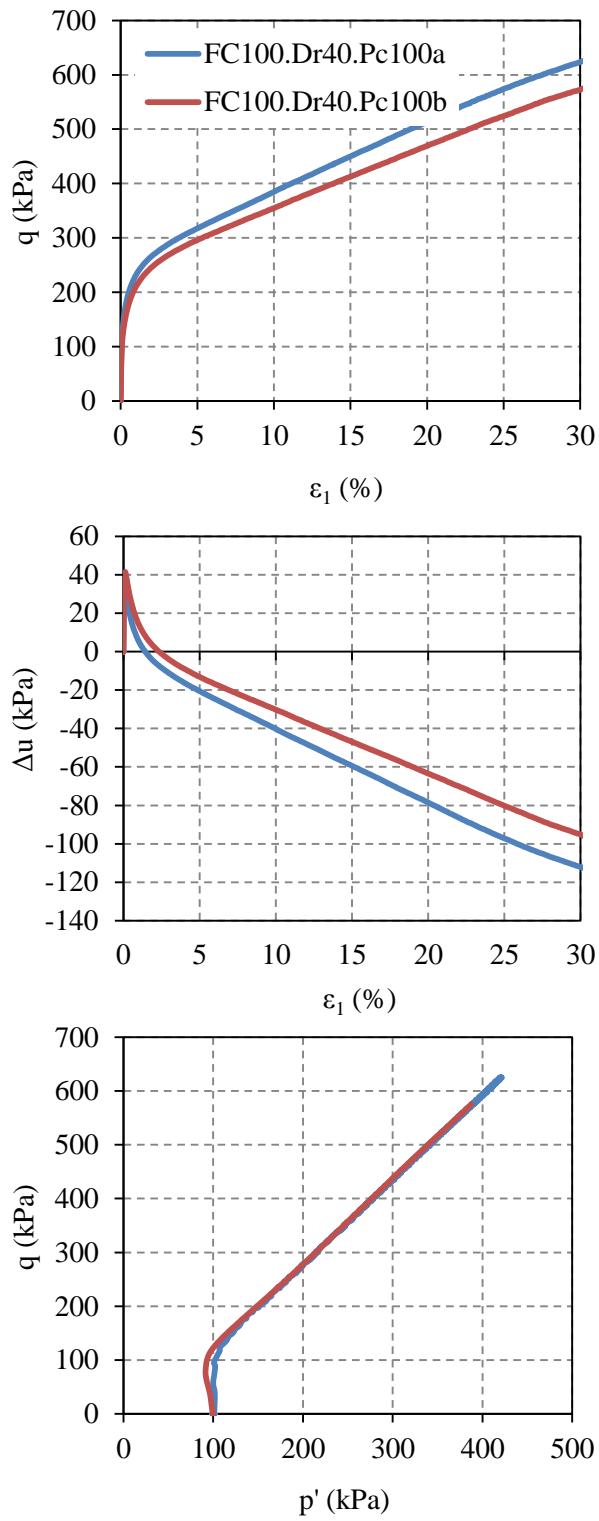


Figure A - 33 : Comportement non drainé des échantillons non érodés FC100.Dr40.Pc100 – Essai de répétabilité.

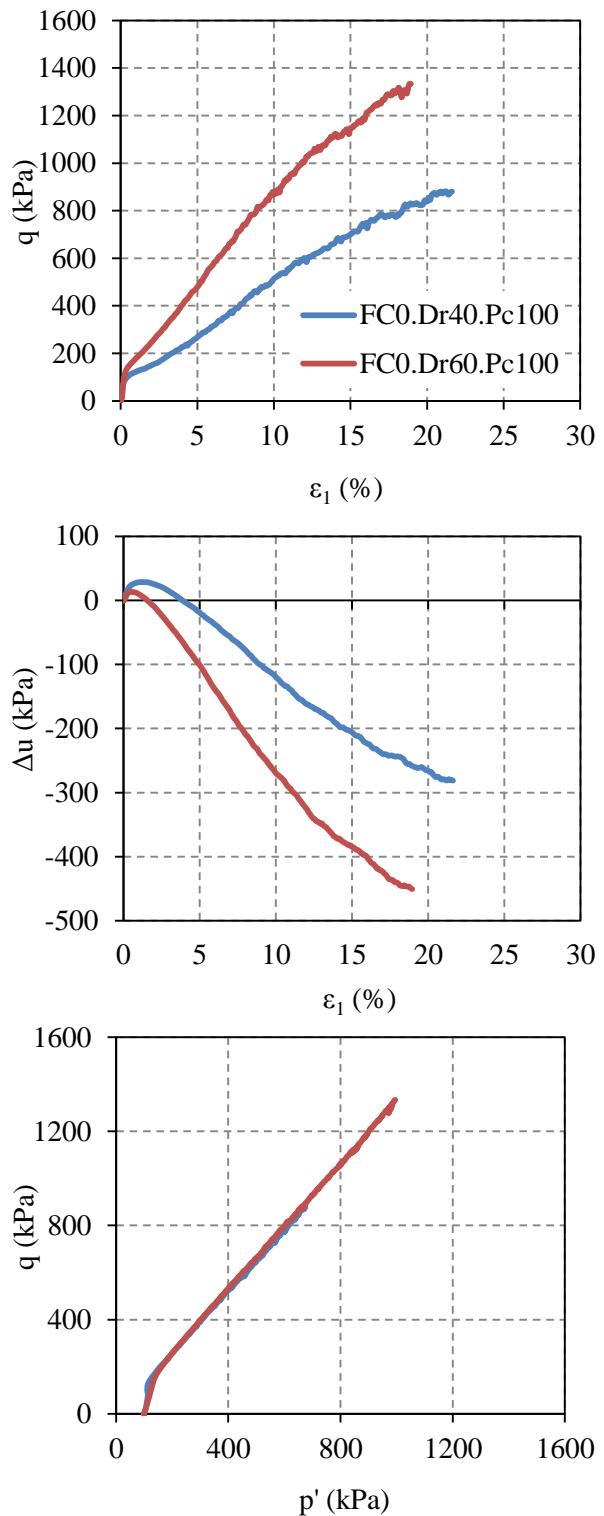


Figure A - 34 : Comportement non drainé des échantillons non érodés à une teneur en fines initiale de 0% et pour des densités relatives de 40 et 60%.

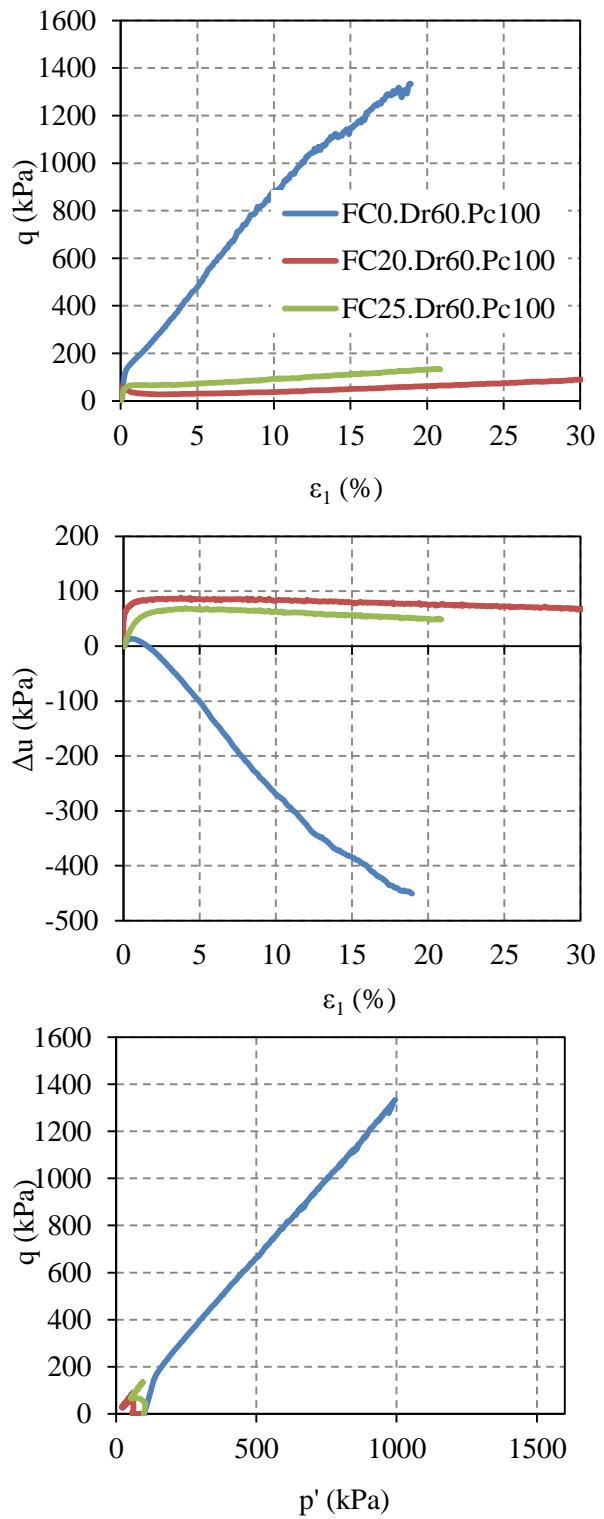


Figure A - 35 : Comportement non drainé des échantillons non érodés à une densité relative initiale de 60% (Pc100 kPa), à différents teneurs en fines.

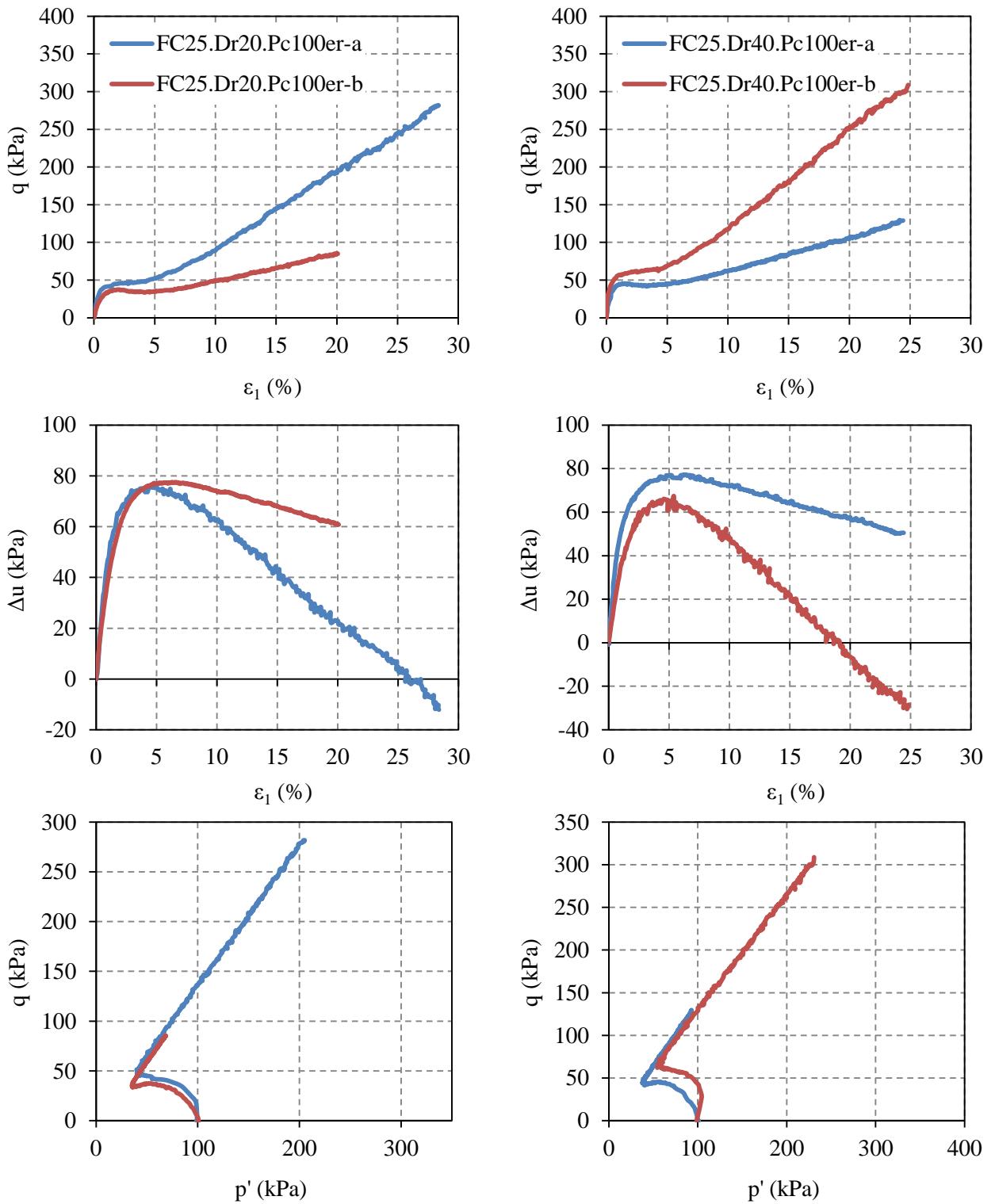


Figure A - 36 : Comportement non drainé des échantillons érodés FC25.Dr20.Pc100er (colonne gauche) et FC25.Dr40.Pc100er (colonne droite) – Essai de répétabilité.

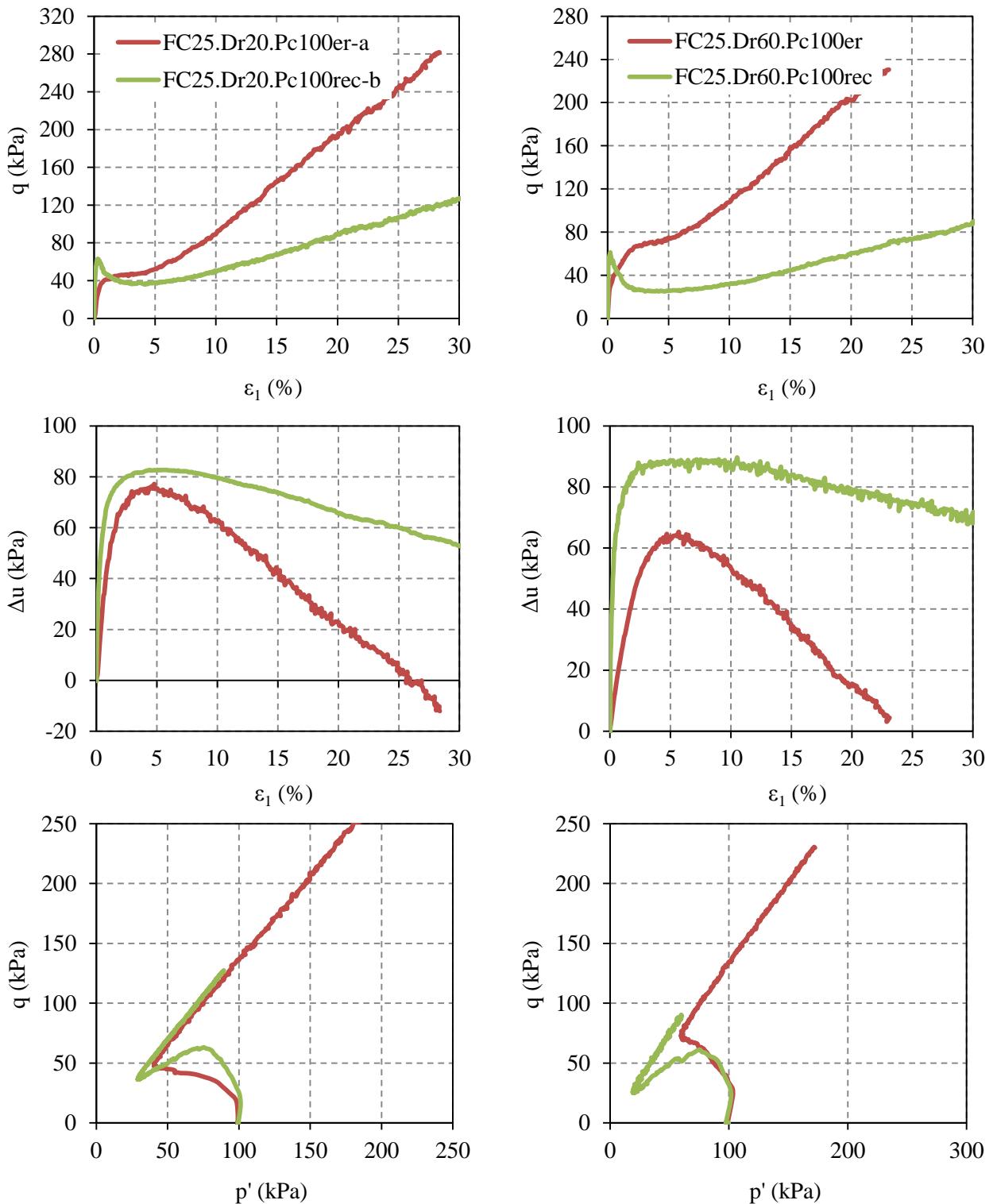


Figure A - 37 : Comportement non drainé des échantillons érodés FC25.Dr20.Pc100rec (colonne gauche) et FC25.Dr60.Pc100rec (colonne droite).

Titre : Etude expérimentale de l'impact de l'érosion par suffusion sur les propriétés physiques et mécaniques des sols

Mots clés : *érosion interne, suffusion, microstructure, tomographie à rayons X, techniques optiques, essai triaxial, comportement mécanique*

Résumé : Ce travail de thèse s'est attaché à investiguer, d'une part, le mécanisme d'érosion interne par suffusion dans les ouvrages hydrauliques en terre, et d'autre part, les conséquences qu'il pourrait avoir sur le comportement mécanique du sol, l'objectif principal étant d'améliorer notre compréhension de ce processus et du comportement des sols érodés. La démarche adoptée est principalement expérimentale, réalisée à différentes échelles : du macroscopique, à l'échelle du matériau, au microscopique, à l'échelle des grains constitutifs.

A l'échelle macroscopique, des essais de suffusion ont été réalisés sur des échantillons de sol à l'aide d'un nouveau dispositif d'essai d'érosion, appelé perméamètre de suffusion, développé dans le cadre de cette thèse. Après érosion dans le perméamètre, les échantillons érodés sont transférés par une procédure de congélation/décongélation dans un dispositif d'essai triaxial afin d'étudier leur comportement sous chargement mécanique. Les résultats obtenus à cette échelle ont permis de donner un aperçu général du mécanisme de suffusion et de mettre en évidence son impact sur les propriétés de résistance au cisaillement du sol.

A l'échelle microscopique, une analyse fine a pu être menée en réalisant un essai de suffusion des mesures *in-operando* de tomographie à rayons X et de la visualisation locale par techniques optiques sur un sol artificiel. La caractérisation du sol à cette échelle microstructurale a permis de mieux comprendre le processus de suffusion, notamment en mettant en évidence l'apparition et le développement de fortes hétérogénéités qui semblent avoir une influence importante sur la réponse mécanique des sols érodés.

Title: Experimental investigation of the impact of the erosion by suffusion on the physical and mechanical properties of soils

Keywords: *internal erosion, suffusion, microstructure, x-ray computed tomography, optical technics, triaxial test, mechanical behavior*

Abstract: This thesis work has investigated, on the one hand, the mechanism of internal erosion by suffusion in earthen hydraulic structures, and, on the other hand, the consequences suffusion can cause on the mechanical behavior of soils, the main objective being to improve our understanding of both the suffusion process and the behavior of eroded soils. The approach adopted was mainly experimental, by a multi-scale scope: from macroscopic, at the material scale, to microscopic, at the grain scale.

At the macroscopic scale, suffusion experiments were performed on gap-graded cohesionless soil samples using a newly developed testing device, called the suffusion permeameter. Then, the eroded samples are transferred by a freeze/thaw procedure to a triaxial device to study their behavior under mechanical loading. The achieved results provide a general overview of the suffusion mechanism at the sample scale and highlight its impact on soil shear resistance properties.

At the microscopic scale, the suffusion mechanism has been studied by performing a suffusion test with *in-operando* x-ray tomography and using local visualization based on optical techniques in an artificial soil. Subsequent grain-scale analysis has provided a deeper understanding of suffusion process through the characterization of the eroded soil microstructure, particularly highlighting the occurrence and development of strong heterogeneities, which appear to play a key role in the macroscopic mechanical behavior of eroded soils.