



**HAL**  
open science

# Comportement mécanique des sols granulaires et critères de stabilité : application à l'érosion interne

Nadjibou Abdoulaye Hama

► **To cite this version:**

Nadjibou Abdoulaye Hama. Comportement mécanique des sols granulaires et critères de stabilité : application à l'érosion interne. Génie civil. Université du Havre, 2016. Français. NNT : 2016LEHA0006 . tel-01411134

**HAL Id: tel-01411134**

**<https://theses.hal.science/tel-01411134>**

Submitted on 7 Dec 2016

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

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



Normandie Université

**THESE**

**Pour obtenir le diplôme de doctorat**

**Spécialité : Génie Civil**

**Préparée au sein de l'Université du Havre**

**Comportement mécanique des sols granulaires et critères de stabilité : Application à l'érosion interne**

**Présentée et soutenue par**

**Nadjibou ABDOULAYE HAMA**

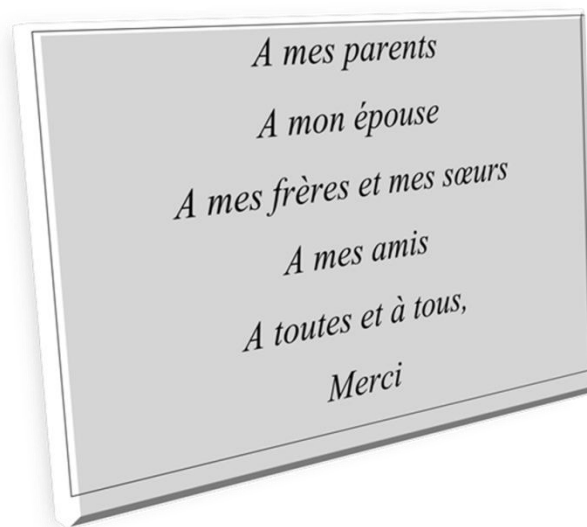
**Thèse soutenue publiquement le 20 Janvier 2016  
devant le jury composé de**

M. Moulay Said EL YOUSOUFI	Professeur Université de. Montpellier	Rapporteur
M. Pierre-Yves HICHER	Professeur Ecole Centrale de Nantes	Rapporteur
M. Jean-Marie FLEUREAU	Professeur Ecole Centrale de Paris	Examineur
Mme. Hanène SOULI	MCF ENISE St. Etienne	Examineur
Mme Anne PANTET	Professeur Université du Havre	Examineur
M. Tariq OUAHBI	MCF Université du Havre	Co- Directeur de thèse
M. Said TAIBI	Professeur Université du Havre	Directeur de thèse

**Thèse dirigée par Said TAIBI et Tariq OUAHBI, laboratoire LOMC UMR 6294, CNRS**









---

## Remerciements

*Ce travail de recherche présenté ici a été réalisé à l'Université du Havre au sein du Laboratoire Ondes et Milieux Complexes (LOMC), UMR CNRS 6294. Son aboutissement a été l'œuvre de plusieurs acteurs dont je m'en vais témoigner ici toute ma gratitude.*

*Ma reconnaissance et mes remerciements s'adressent tout particulièrement à mon directeur de thèse Monsieur Said Taïbi, Professeur des Universités à l'Université du Havre pour toute la confiance qu'il a placée en moi en acceptant de diriger cette thèse. Par sa disponibilité, ses conseils édifiants et formateurs ; ses encouragements et son enthousiasme, travailler avec lui a été pour moi le moment le plus marquant de mon cursus scolaire et académique. Je veux également remercier Monsieur Tariq Ouahbi, mon co-encadrant pour sa disponibilité et son aide précieuse.*

*Je tiens à remercier Monsieur Pierre-Yves Hicher, professeur à l'Ecole Centrale de Nantes et Monsieur Moulay Said EL Youssoufi, professeur à l'Université de Montpellier qui ont accepté de lire, de commenter et de juger ce mémoire en qualité de rapporteurs.*

*Je remercie également Monsieur Jean-Marie Fleureau professeur à l'Ecole Centrale de Paris (Centrale Supélec) et Madame Hanène Souli, Maître de conférences à l'ENISE de Saint-Etienne et Madame Anne Pantet, professeur à l'université du Havre pour avoir accepté d'examiner ce travail.*

*Ce travail n'aurait pas pu démarrer sans l'aide de Madame Irini Djeran-Maigre, Professeur à l'INSA de Lyon, qui a mis à ma disposition le code PFC 3D. Je tiens ici à lui témoigner ma reconnaissance.*

*Mes remerciements vont également en direction des membres de l'équipe Géo-Environnement et Milieux Poreux pour leur soutien et à l'ensemble des membres du Laboratoire Ondes et Milieux Complexes (LOMC) avec qui j'ai eu à travailler*

*Je tiens à remercier Monsieur Innocent Mutabazi, directeur de laboratoire, LOMC, pour son accueil ; ses conseils et son soutien*



---

## Introduction générale

# Partie I : Synthèse bibliographique

## Chapitre 1: Les milieux granulaires : définitions et Caractéristiques ..... 1

1.1.	Introduction.....	1
1.2.	Caractéristiques d'un milieu granulaire .....	1
1.2.1.	Caractéristiques physiques.....	1
1.2.1.1.	<i>La forme des grains</i> .....	2
1.2.1.2.	<i>La distribution granulométrique</i> .....	4
1.2.1.3.	<i>La densité d'un milieu granulaire</i> .....	5
1.3.	Généralités sur les écoulements dans les milieux poreux .....	11
1.3.1.	Le milieu granulaire non saturé.....	11
1.3.2.	Écoulement d'un fluide dans un milieu poreux.....	13
1.3.2.1.	Écoulement de Darcy.....	13
1.3.2.1.1.	Equation de Darcy généralisée.....	14
1.3.2.1.2.	Equations de Navier-Stokes pour un fluide incompressible.....	15
1.3.3.	Dynamique des particules dans un milieu poreux soumis à un écoulement.....	16
1.3.3.1.	Transport de particules dans les sols .....	16
1.4.	Caractéristiques mécaniques .....	18
1.4.1.	Essai à l'appareil triaxial .....	18
1.4.2.	Etat critique d'un sol .....	23
1.5.	Conclusion .....	25

## Chapitre 2 : Instabilités internes dans les milieux granulaires.....27

2.1.	Introduction.....	27
2.2.	Sens des terminologies décrivant le déplacement des particules selon les auteurs .....	27
2.3.	Instabilité et typologie d'érosion interne.....	29
2.3.1.	Les phénomènes d'arrachement.....	30
2.3.2.	Les phénomènes de transport.....	32
2.3.3.	Critères de stabilité .....	35
2.3.3.1.	Critères géométriques.....	36
2.3.3.1.1.	Critères de Terzaghi (1939) .....	37
2.3.3.1.2.	U.S Army Corps of Engineers, USACE (1953).....	37



2.3.3.1.3.	Le critère de Lubochkov (1969).....	38
2.3.3.1.4.	Kezdi (1969, 1979).....	39
2.3.3.1.5.	Critère de De Mello (1975).....	39
2.3.3.1.6.	Sherard (1979) et de Sherard et Dunningan (1986).....	41
2.3.3.1.7.	Critère de Kovacs (1981) .....	42
2.3.3.1.8.	Critère de Kenney et Lau (1985, 1986).....	43
2.3.3.1.9.	Approche de Lafleur et al. (1989,1993).....	46
2.3.3.1.10.	Critère de Sun (1989) .....	47
2.3.3.1.11.	Critère de Chapuis (1992,1996, 2006).....	49
2.3.3.1.12.	Critère de Burenkova (1993) .....	49
2.3.3.1.13.	Critère de Honjo et al (1996).....	51
2.3.3.1.14.	Travaux de Wan et Fell (2004, 2008) .....	52
2.3.3.1.15.	Critère de Liu (2005) et Mao (2005).....	53
2.3.3.1.16.	Critère de Li (2008), Li et Fannin (2008).....	54
2.3.3.1.17.	Le critère de Adrianatrehina et al. (2012) .....	56
2.3.3.2.	Les critères hydrauliques.....	58
2.3.3.2.1.	Le gradient hydraulique critique de Terzaghi .....	58
2.3.3.2.2.	Skempton et Brogan (1994) .....	59
2.3.3.2.3.	Wan et Fell (2004) .....	60
2.3.3.2.4.	Liu (2005) ; Mao (2005) et Moffat (2005) .....	63
2.4.	Conclusion sur les critères de stabilité.....	65
<b>Chapitre 3 : Modélisation des milieux granulaires .....</b>		<b>71</b>
3.1.	Introduction.....	71
3.2.	La Méthode des Eléments Finis (FEM) .....	71
3.3.	Smoothed Particles Hydrodynamics (SPH).....	73
3.4.	La Méthode des Eléments Discrets (DEM) .....	75
3.4.1.	Mouvement des particules.....	77
3.4.2.	Détection des contacts particules-particules .....	78
3.4.3.	Le calcul des contraintes .....	80
3.4.4.	Le cycle de calcul .....	81
3.4.5.	L'amortissement.....	81
3.4.6.	Le pas de temps.....	82
3.5.	Couplage fluide- solide par la méthode DEM.....	82
3.5.1.	Les écoulements fluides dans PFC3D .....	84

3.6.	Conclusion .....	84
<b>Chapitre 4 : Modélisation numérique des écoulements et du comportement mécanique sur des chemins triaxiaux.....</b>		<b>89</b>
4.1.	Introduction.....	89
4.2.	Modèle de génération d'un milieu granulaire .....	89
4.2.2.	Génération d'un matériau granulaire avec une granulométrie et une porosité cibles.....	91
4.2.3.	Validation du modèle de génération.....	93
4.3.	Matériaux utilisés .....	94
4.4.	Modélisation d'un écoulement dans un milieu granulaire .....	96
4.4.1.	Interaction fluide-solide .....	97
4.4.2.	Conditions aux limites .....	99
4.4.3.	Solution numérique.....	100
4.5.	Modélisation du comportement d'un milieu granulaire sur des chemins triaxiaux.....	101
4.6.	Conclusion .....	104
<b>Chapitre 5 : Résultats et discussions.....</b>		<b>105</b>
5.1.	Introduction.....	105
5.2.	Effet d'un écoulement sur le déplacement des particules.....	105
5.2.1.	Variation de la porosité dans les cinq tranches de l'échantillon.....	105
5.2.2.	La variation de la courbe granulométrique de chaque tranche de l'échantillon au cours de l'écoulement.....	106
5.2.3.	Migration des particules à travers l'échantillon.....	111
5.2.4.	Résultats des simulations des chemins triaxiaux .....	114
5.3.	Conclusion .....	126
<b>Chapitre 6 : Matériaux et méthodes.....</b>		<b>131</b>
6.1.	Introduction.....	131
6.2.	Matériaux et méthodes.....	131
6.2.1.	Matériaux .....	131
6.2.2.	Méthodes .....	133
6.2.2.1.	Colonne d'écoulement 1D.....	133
6.2.2.1.1.	Dispositif expérimental .....	133
6.2.2.1.2.	Déroulement de l'essai.....	137
6.2.2.2.	Essais triaxiaux.....	138
6.2.2.2.1.	Préparation des échantillons.....	138
6.3.	Conclusion .....	139

<b>Chapitre 7: Résultats et discussion .....</b>	<b>141</b>
7.1. Introduction.....	141
7.2. Ecoulements 1D.....	141
7.2.1. La répétabilité des essais.....	143
7.2.2. Effet de durée d'écoulement sur la migration des particules fines .....	145
7.2.3. Effet de la granulométrie sur la migration des particules .....	146
7.2.4. Effet de la porosité initiale de l'échantillon sur la migration des particules .....	147
7.2.5. Effet du gradient hydraulique sur la migration des particules.....	150
7.3. Résultats des essais triaxiaux .....	153
7.4. Comparaison des résultats numériques et expérimentaux .....	163
7.4.1. Ecoulements d'un fluide à travers l'échantillon G1 .....	164
7.4.2. Les chemins triaxiaux.....	166
7.4.2.1. Echantillons monodisperses .....	166
7.4.2.2. Sables naturels.....	168
7.5. Conclusion .....	169
<b>Synthèse : Proposition d'un critère de stabilité interne .....</b>	<b>171</b>
8.1. Introduction.....	171
8.2. Critère de Kezdi (1979) : .....	171
8.3. Critère de Kenney et Lau (1985, 1986).....	173
8.3.1. Classification selon le critère de Kenney et Lau .....	174
8.4. Proposition d'un nouveau critère de stabilité interne .....	181
8.4.1. Comportement mécanique, ratio minimum de stabilité <b>(H/F) min</b> et Indice maximal de rétention <b>(D15/d85) max</b> .....	181
8.4.2. Formulation du nouveau critère .....	185
8.4.3. Première validation du critère proposé .....	187
8.4.4. Deuxième validation du critère proposé sur les échantillons d'alluvions du Rhône en France (Andrianatrehina et al. 2012) .....	188
8.5. Conclusion .....	190
<b>Conclusion générale et perspectives .....</b>	<b>191</b>
<b>Références bibliographiques .....</b>	<b>195</b>

## Liste des figures

Figure 1.1: Simplification de Powers (1953) permettant d'évaluer l'arrondi de grains .....	3
Figure 1.2: Courbe granulométrique type d'un sol .....	5
Figure 1.3: types d'empilements monodisperses de sphères les plus rencontrées et leurs paramètres de densité correspondants. ....	7
Figure 1.4: Comportement des matériaux granulaires lâches et denses obtenu à l'issu d'un essai de cisaillement simple (Casagrande, 1936) .....	9
Figure 1.5: Etat critique à grandes déformations (Mohkam, 1983.) .....	10
Figure 1.6: Diverses formes de l'eau dans le sol (Dysli, 1997) .....	12
Figure 1.7: Variation de la perméabilité à l'eau et à l'air dans un sol en fonction du degré de saturation .....	13
Figure 1.8: Etat de contrainte d'une éprouvette sous sollicitations triaxiales .....	19
Figure 1.9: Schéma de principe de la cellule triaxiale .....	20
Figure 1.10: Chemins triaxiaux drainés types sur sable dense et lâche. ....	22
Figure 1.11: Chemins triaxiaux typiques d'un essai non drainé sur sable dense et lâche (Mitchell & Soga, 2005).....	23
Figure 1.12: Chemins triaxiaux drainés et non drainés sur un sol (a) Normalement Consolidé et (b) surconsolidé (Mitchell & Soga, 2005, modifiée par N. Abdoulaye) .....	24
Figure 1.13: Rôle de l'étalement granulométrique $d_{60}/d_{10}$ sur l'indice des vides de plasticité parfaite des sables et agrégats (Biarez et Hicher, 1994).....	25
Figure 2. 1 Modes de rupture par suffusion (Fry, 1997 ; cité par Hicher, 2012): (a) l'instabilité au soulèvement; (b) surverse; (c) boullance.....	28
Figure 2. 2 : Schéma représentatif des divers phénomènes initiateurs de l'érosion interne dans un barrage (Schuler et Brauns 1996).....	30
Figure 2. 3: Mécanisme d'érosion des digues du Danube (Peter 1974).....	31
Figure 2. 4: Phénomène d'entraînement de sol (Pham, 2008) .....	31
Figure 2. 5: Le débouillage selon Pham, (2008). ....	32
Figure 2. 6: Phénomène de renard dans un barrage (Lautrin, 2002) .....	33
Figure 2. 7 : les quatre types d'érosion interne (Bonelli, 2013b).....	33
Figure 2. 8: Granulométries de matériaux non susceptibles à la suffusion selon Lubochkov. D'après Kovacs (1981) .....	38

Figure 2. 9: Critère de Kézdi (1979) .....	39
Figure 2. 10: Critère de De Mello (1975).....	40
Figure 2. 11: Pourcentage de fines perdues avec $(D'_{15}/d'_{85})_{max}$ (Fannin and Moffat, (2006). .....	41
Figure 2. 12: Fuseau granulométrique de matériaux instables selon Sherard (1979) .....	42
Figure 2. 13: Représentation physique du milieu poreux (Kovacs , 1981).....	42
Figure 2. 14 : Arrangement de particules sphériques dans un état lâche (A) et dense (B). ....	43
Figure 2. 15: Perméamètre à charge constante (Kenney & Lau, (1985)).....	45
Figure 2. 16: Critère de Kenney et Lau (1985,1986) .....	46
Figure 2. 17: Approche conceptuelle de Lafleur et al. (1989). .....	47
Figure 2. 18: Evaluation de la stabilité interne des sols ( Sun (1989).. .....	48
Figure 2. 19: Classification des sols stables et instables (Burenkova, 1993).(Zones I et III – instable; Zone II – stables; Zone IV – Composition improbable.).....	51
Figure 2. 20: Comparaison des critères de Kézdi (1979) et Kenney et Lau (1985) (Li et Fannin 2008).....	55
Figure 2. 21: Critère de Li (2008) .....	56
Figure 2. 22: Limite de stabilité du modèle capillaire (Li, (2008)).....	56
Figure 2. 23: Granulométries continues C et discontinues D (Andrianatrehina et al. 2012) ..	57
Figure 2. 24: Courbes granulométriques avant et après cisaillement triaxial de l'échantillon D10 et celles de ses parties inférieure ; médiane et supérieure après cisaillement (Adrianatrehina, (2012)). .....	57
Figure 2. 25: Mesure directe d'instabilité interne des sols (Adrianatrehina, (2012)) .....	58
Figure 2. 26: Relation entre le gradient critique $i_c$ et l'indice de stabilité $(H/F)_{min}$ (Skempton & Brogan, 1994) .....	60
Figure 2. 27: Critère hydraulique pour un écoulement horizontal (Adel et al. 1988).....	60
Figure 2. 28: Gradient hydraulique moyenne à laquelle débute l'érosion de particules fines dans l'échantillon ( $i_{start}$ ) en fonction du rapport de stabilité minimum $(H/F)_{min}$ (Wan et Fell (2004b)).....	61
Figure 2. 29: Gradient hydraulique moyenne à laquelle débute l'érosion de particules fines dans l'échantillon ( $i_{start}$ ) en fonction du coefficient d'uniformité $C_u$ (Wan et Fell (2004b)).	62
Figure 2. 30: Gradient hydraulique moyen au quel débute l'érosion de particules fines dans l'échantillon ( $i_{start}$ ) en fonction du contenu en fines (Wan et Fell (2004b)). .....	62
Figure 2. 31: Gradient hydraulique moyenne à laquelle débute l'érosion de particules fines dans l'échantillon ( $i_{start} = i_c$ ) en fonction de la porosité (Wan et Fell (2004b)). .....	63

Figure 2. 32: Limites hydromécaniques d'un sol dans l'espace contrainte-gradient (Moffat et al. (2011)).	64
Figure 3 1: Identification de frontières par la méthode $\alpha$ -forme (Oñate et al.(2004, 2006)).	72
Figure 3 2: Comparaison entre Méthodes avec maillage FEM) et sans maillages (SPH) (Dufloy, (2004) )	74
Figure 3 3: Modèle de contact entre deux sphères (Jiang et al. (2005)).	79
Figure 3 4: Modèle de contact particule-particule (Belheine et al. (2009)).	80
Figure 3 5: Cycle de calcul pour PFC3D	81
Figure 4. 1 : Etapes de génération d'un échantillon granulaire.( $n_j$ = porosité générée).	92
Figure 4. 2: Echantillon d'un milieu granulaire modélisé par PFC3D.	93
Figure 4. 3: Comparaison des PSD expérimentale et numérique du sable de Fontainebleau.	93
Figure 4. 4: Nat5 : Matériau « naturel à 5% de fines » (Souli et al. 2012)	94
Figure 4. 5: Courbes granulométriques des échantillons étudiés	95
Figure 4. 6: Application d'un écoulement à travers les 5 tranches de l'échantillon	99
Figure 4.7: Domaine fluide discrétisé en une grille de cellules présenté en 2D pour donner plus de visibilité.	101
Figure 5.1: Variation de la porosité dans les tranches de l'échantillon en fonction du gradient hydraulique appliqué	106
Figure 5.2: Comparaison des courbes granulométriques des cinq tranches de l'échantillon Nat_glass soumis à un gradient hydraulique $i=1$	108
Figure 5.3: Comparaison des courbes granulométriques des cinq tranches de l'échantillon Nat_glass soumis à un gradient hydraulique $i=1.6$	109
Figure 5.4: Comparaison des courbes granulométriques des cinq tranches de l'échantillon Nat_glass soumis à un gradient hydraulique $i=83$	110
Figure 5.5: Pourcentage de perte et de gain de particules dans les différentes tranches pour $i=1$	111
Figure 5.6: Pourcentage de perte et de gain de particules dans les différentes tranches pour $i=1.6$ .	111
Figure 5.7: Composition des tranches après écoulement	113
Figure 5.8: Pourcentage en masse de particules déplacées par un écoulement dans la tranche T5 de l'échantillon Nat_glass.	114
Figure 5.9: Comportement d'un matériau monodisperse de taille 1mm (verre1) sur chemin triaxial.	115

Figure 5.10: Comportement d'un matériau monodisperse de taille 3mm (verre3) sur chemin triaxial.....	116
Figure 5.11: Comportement d'un matériau monodisperse de taille 6mm (verre6) sur chemin triaxial.....	117
Figure 5.12: Evolution de l'angle de frottement interne en fonction de diamètre d des particules constituant un échantillon de bille de verre monodisperse .....	118
Figure 5.13: glass2_6 .....	119
Figure 5.14: glass3_6 .....	120
Figure 5.15: glass4_6 .....	121
Figure 5. 16: glass5_6 .....	122
Figure 5.17: Evolution de l'angle de frottement interne dans les échantillons érodés (glass2_6 à glass5_6) en des paramètres suivants : (a) porosité initiale, (b) % des particules fines supprimées, (c) diamètre moyen, (d) ratio $r=D_{max}/D_{min}$ .....	124
Figure 5.18: Résultat d'une simulation triaxiale sur Nat_glass avant écoulement .....	125
Figure 5.19: Résultat d'une simulation triaxiale sur Nat_glass après écoulement.....	126
Figure 6.1: Billes de verre et leur état de surface .....	132
Figure 6.2: Courbes granulométriques d'échantillons G1 et G2 utilisées pour les essais d'écoulement. ....	133
Figure 6.3: Dispositif expérimental d'écoulement d'eau à travers un échantillon cylindrique d'un milieu granulaire. ....	134
Figure 6.4: Schéma de principe de la colonne d'infiltration .....	135
Figure 6.5: Exemple d'une granulométrie binaire obtenue lors du remplissage de la colonne .....	136
Figure 6.6: Schéma de principe du dispositif expérimental .....	137
Figure 7.1: Courbes granulométriques avant et après écoulement des cinq tranches de l'échantillon G1.....	142
Figure 7.2: Variation de la porosité dans les cinq tranches de l'échantillon G1 avant et après écoulement .....	143
Figure 7.3: Courbes granulométriques des tranches T1 et T5 avant et après écoulement .....	144
Figure 7.4: Courbes de la variation de la porosité dans les différentes tranches de l'échantillon G1 sur lequel a été réalisés trois essais dans des conditions identiques.....	144
Figure 7.5: Variation de la porosité dans les tranches de l'échantillon et en fonction de la durée d'écoulement .....	146

Figure 7.6: Evolution de la porosité dans les tranches des deux échantillons distinctes par la taille de leurs particules fines .....	147
Figure 7.7: Variation de la porosité dans les tranches de l'échantillon pour des essais réalisés à des porosités initiales de $n=25\%$ , $30\%$ et $40\%$ .....	149
Figure 7.8 : Accroissement de la porosité à travers le matériau soumis à des essais d'écoulement fluide sous porosités initiales différentes. ( $nf_1$ , $nf_2$ , $nf_3$ sont des porosités finales correspondant respectivement aux porosités initiales de $25\%$ , $30\%$ et $40\%$ pour chaque tranches). .....	150
Figure 7.9: Evolution des courbes granulométriques des tranches amont et aval d'un matériau granulaire soumis à un gradient hydraulique croissant .....	152
Figure 7.10: Evolution de la porosité dans chaque tranche de l'échantillon en fonction du gradient hydraulique appliqué.....	153
Figure 7.11: Chemins triaxiaux d'un matériau granulaire monodisperse de diamètre $d=1$ mm .....	154
Figure 7.12: Chemins triaxiaux d'un matériau granulaire monodisperse de diamètre $d=3$ mm .....	155
Figure 7.13: Chemins triaxiaux d'un matériau granulaire monodisperse de diamètre $d=6$ mm .....	155
Figure 7.14: Variation de l'angle de frottement en fonction du diamètre de la particule .....	156
Figure 7.15: Droites de corrélation des indices des vides à la plasticité parfaite paramétrées en $d_{60}/d_{10}$ (Biarez et Hicher, 1994).....	156
Figure 7.16: Droite de plasticité parfaite de l'échantillon verre1 établie par corrélation .....	157
Figure 7.17: Droite de plasticité parfaite de l'échantillon verre2 établie par corrélation .....	157
Figure 7.18: Droite de plasticité parfaite de l'échantillon verre3 établie par corrélation .....	158
Figure 7.19: Angle de dilatance en fonction de la contrainte de confinement et paramétré en diamètre de la particule pour des échantillons monodisperses .....	159
Figure 7.20: Chemins triaxiaux d'un matériau granulaire polydisperse de diamètre $d=1$ à $6$ mm (Glass1_6) .....	160
Figure 7.21: Chemins triaxiaux d'un matériau granulaire polydisperse de diamètre $d=2$ à $6$ mm (Glass2_6) .....	161
Figure 7.22: Chemins triaxiaux d'un matériau granulaire polydisperse de diamètre $d=3$ à $6$ mm (Glass3_6) .....	161
Figure 7.23: Droite d'état critique de l'échantillon glass1_6 établie à partir des corrélations de Biarez (Biarez et Hicher, 1994) pour un sable sub- arrondis ( $R=0.4$ et $d_{60}/d_{10}=1$ ) .....	162



Figure 7.24: Droite d'état critique de l'échantillon glass2_6 établie à partir des corrélations de Biarez (Biarez et Hicher, 1994) pour un sable sub- arrondis ( $R=0.4$ et $d_{60}/d_{10}=1$ ) .....	162
Figure 7.25: Droite d'état critique de l'échantillon glass3_6 établie à partir des corrélations de Biarez (Biarez et Hicher, 1994) pour un sable sub- arrondis ( $R=0.4$ et $d_{60}/d_{10}=1$ ) .....	163
Figure 7.26: Angle de dilatance en fonction de la contrainte de confinement et paramétré en diamètre de la plus petite particule pour des échantillons polydisperses .....	163
Figure 7.27: Courbes granulométriques expérimentale et numérique après écoulement respectivement pour les tranches T1 et T5.....	164
Figure 7.28: Courbes de variation de la porosité expérimentale et numérique après écoulement. ....	165
Figure 7.29: Courbes de variation de la porosité estimée expérimentalement et numérique avant écoulement.....	165
Figure 7.30: Superposition des courbes expérimentale et numérique dans les plans ( $\varepsilon_1 ; q$ ) et ( $\varepsilon_1 ; \varepsilon_v$ ) pour le cas d'un échantillon monodisperse (verre1) .....	167
Figure 7. 31: Superposition des courbes expérimentale et numérique montrant l'évolution de l'angle de frottement en fonction de la taille des particules.....	167
Figure 7. 32: Superposition des courbes expérimentale et numérique dans les plans ( $\varepsilon_1 ; \sigma_1/\sigma_3$ ) et ( $\varepsilon_1 ; \varepsilon_v$ ) pour le cas du sable d'Hostun RF. ....	168
Figure 7. 33: Superposition des courbes expérimentale et numérique dans les plans ( $\varepsilon_1 ; q$ ) et ( $\varepsilon_1 ; \varepsilon_v$ ) pour le cas du sable de Fontainebleau .....	169
Figure 8.1: Principe de Kezdi (1979) .....	171
Figure 8. 2: Classification des cinq parties de l'échantillon Nat_glass selon le critère de Kezdi avant ( $T_i$ ) et après écoulement ( $T_{i\_Fluid}$ ).....	173
Figure 8.3: Classification des cinq parties de l'échantillon Nat_glass selon le critère de Kenney & Lau avant et après écoulement ( $i=1$ ).....	175
Figure 8.4: Classification des cinq parties de l'échantillon Nat_glass selon le critère de Kenney & Lau avant et après écoulement ( $i=1.6$ ).....	176
Figure 8.5: Classification des cinq parties de l'échantillon Nat_glass selon le critère de Kenney & Lau avant et après écoulement ( $i=83$ ).....	177
Figure 8.6: Evolution du ratio minimum de stabilité ( $H/F$ ) min et de l'indice maximal de rétention ( $D_{15}/d_{85}$ ) max en fonction du diamètre de la particule.....	180
Figure 8.7: Résultats triaxiaux des échantillons T1 à T5 .....	183

Figure 8.8: Variation du rapport de contrainte  $(q/p)_{\max}$  et de la contractance maximale en fonction du ratio minimum de stabilité  $(H/F)_{\min}$ ..... 184

Figure 8.9: Variation du rapport de contrainte  $(q/p)_{\max}$  et de la contractance maximale en fonction de l'indice de rétention maximal  $(D_{15}/d_{85})_{\max}$  ..... 185

Figure 8.10: Schémas de principe du critère de stabilité interne ..... 186

Figure 8.11: Critère de stabilité interne déduit de nos résultats : Classification des tranches T1 à T5..... 187

Figure 8.12: Granulométries continues C et discontinues D (Andrianatrehina et al. 2012) . 188

Figure 8.13: Classification des granulométries continues..... 189

Figure 8.14: Classification des granulométries discontinues ..... 189

## Liste des Tableaux

Tableau 1.1: Echelle des arrondis (Powers (1953)).	3
Tableau 1.2: Classification élémentaire des sols.	5
Tableau 1.3: Différents types d'essais triaxiaux	20
Tableau 2 1: Résumé de quelques critères géométriques et hydrauliques	36
Tableau 2 2: Combinaison des critères de Kenney and Lau (1985) et de Burenkova (1993) (Wan et Fell, 2004a)	53
Tableau 2 3: Synthèse de quelques critères géométriques et hydrauliques qui nous semblent pertinents.	69
Tableau 4. 1: Paramètres du modèle	90
Tableau 4. 2: Caractéristiques des matériaux	95
Tableau 4. 3: Corrélation du coefficient de traînée	97
Tableau 4. 4: Différence de pression et gradient hydraulique correspondant	100
Tableau 6. 1: Propriétés caractéristiques des billes de verre	132
Tableau 6. 2: Paramètres des essais d'écoulement	136
Tableau 6.3: Valeurs de porosités, indices des vides initiaux, ainsi que les valeurs de contraintes de confinement appliquées lors de l'essai triaxial.	138
Tableau 7.1: Paramètres d'essai d'écoulement pour la vérification de la répétabilité	142
Tableau 7.2: Estimation de la précision des essais pour chaque tranche de l'échantillon	145
Tableau 7.3: Caractéristiques des essais réalisés pour l'étude de l'influence de la densité (porosité) initiale sur la suffusion	148
Tableau 7.4: Caractéristiques des essais réalisés pour l'étude de l'influence du gradient hydraulique sur l'évolution de la suffusion	150
Tableau 7.5: Condition d'un essai d'écoulement pour une comparaison des résultats expérimentaux et numériques	165
Tableau 8.1: Comparaison de l'état de stabilité des cinq tranches selon le critère de Kezdi (1979) avant et après écoulement.	172
Tableau 8.2 : Comparaison de l'état de stabilité des cinq tranches selon le critère de Kenney & Lau (1985-1986) et en fonction du gradient hydraulique appliqué.	178
Tableau 8.3: Comparaison de l'état de stabilité des cinq tranches selon le critère de Kenney & Lau (1985-1986) avant écoulement	179

Tableau 8.4: Comparaison de l'état de stabilité des cinq tranches selon le critère de Kenney & Lau (1985-1986) et en fonction du gradient hydraulique appliqué. ....	179
Tableau 8. 5: Comparaison des paramètres de stabilité internes des échantillons T1 à T5 ...	181
Tableau 8. 6: Récapitulatif et comparaison des différentes zones de stabilité.....	186
Tableau 8. 7: Récapitulatif et comparaison des trois critères appliqués aux échantillons T1 à T5 .....	187
Tableau 8.8: Caractéristiques géométriques des granulométries continues et discontinues ..	188
Tableau 8. 9: Comparaison des résultats de classification des granulométries continues et discontinues selon le critère proposé et quelques critères précédents (U: unstable; S: stable; LS: limit stability).....	189



### **Introduction Générale**

Pour subvenir à ses besoins du quotidien, l'Homme au fil de son existence a toujours utilisé des matériaux naturels dans la construction des ouvrages en terre parmi lesquels les barrages ; les digues ; remblais autoroutiers ; aéroportuaire.... Ces ouvrages peuvent avoir plusieurs fonctions pouvant aller de bassins de retenue d'eau pour les aménagements hydroagricoles à la protection des biens et des personnes en passant par la production d'électricité et d'eau potable.

De plus en plus le recours à ces types d'ouvrages augmente car en plus de l'explosion démographique qui accroît les besoins en eau, le réchauffement climatique augmente les risques d'inondation et le besoin d'ouvrages de protection. Selon la commission internationale de grands barrages (ICOLD, 2010), il existerait plus de 50 000 grands barrages ( $H > 15$  mètres) dans le monde. Si on tient compte de ceux dont la hauteur est inférieure à 15 mètres, ce chiffre s'élèverait à plus de 150 000.

En France, on dénombre un immense patrimoine d'ouvrages de retenue dont plus de 8 000 km de digues, 6700 km de voies navigables, 1000 km de canaux hydroélectriques, etc. (Pham 2008). Bon nombre d'entre eux sont exploités par EDF qui dispose de 435 centrales hydrauliques et 447 barrages pour la production d'électricité. La plus part de ces ouvrages ont été construits il y a plus d'un siècle et avec des techniques anciennes ne répondant plus aux normes actuelles. Leur structure reste donc très peu maîtrisée.

Selon une étude réalisée par EDF en août 2006 concernant l'état de ses barrages hydrauliques en France, environ 200 barrages sur 447 ouvrages répartis sur le territoire français présentent des risques liés à leur état de vétusté et à des défaillances telles que des fissures ou des dégradations de l'ouvrage, qui entraînent des risques de rupture non négligeables.

Construits essentiellement à l'aide des géo-matériaux, ces ouvrages en eux même constituent des cas types de milieux poreux et sont constamment soumis à des sollicitations hydrauliques et mécaniques. Les forces induites de l'infiltration de l'eau sont l'une de ces sollicitations pouvant provoquer la migration de petites particules dans les réseaux constitués des grosses particules. Cette migration peut s'initier dans le volume du matériau ou à l'interface entre deux couches de sol de granulométries différentes. Elle peut être à l'origine des instabilités

## ***Introduction générale***

---

internes dans les milieux granulaires et dépendant des facteurs suivants : La distribution granulométrique ; la porosité du milieu ; la forme des particules et la combinaison entre contrainte effective et le gradient hydraulique critique (Kezdi, 1981; Kenney and Lau, 1985; Moffat, 2005). Un sol est considéré comme instable lorsque sous l'effet d'un écoulement, il perd la capacité de retenir ses particules fines. Un tel sol est susceptible au phénomène de suffusion et donc d'érosion interne.

L'instabilité dans les milieux granulaires est un problème multidisciplinaire régie par les principes de la mécanique et de l'hydraulique et qui trouve son application dans plusieurs domaines de l'ingénierie:

✓ Dans l'extraction pétrolière, la migration des particules fines peut se produire massivement ou à faible quantité réduisant la capacité de transport de fluide du matériau et causer ainsi l'obstruction de réservoirs occasionnant la baisse de la production de pétrole (Khilar et Fogler, 1998 ; Valdes, 2002).

✓ En géotechnique, le déplacement des particules fines joue un rôle crucial dans le fonctionnement de filtre de protection des remblais et les systèmes de drainage. Une mauvaise conception d'un filtre ou la perte de ses performances peut s'avérer grave en détériorant le système de drainage dans les remblais autoroutiers, aéroportuaire.....

Dans les digues et les barrages ce phénomène peut entraîner une rupture de l'ouvrage par érosion interne (Sherard, 1979 ; Charles, 2001; Zhang and Chen, 2006).

L'érosion interne est l'une des principales causes de perturbation dans les ouvrages hydrauliques en terre. En 20 ans, 136 barrages en terre dans le monde ont subi des désordres dont 6% par glissement, 46% par érosion interne et 48% par surverse qui elle-même peut être due à l'érosion interne (Foster et al. 2000).

Malgré l'existence de nombreux critères empiriques et expérimentaux, le comportement des sols après suffusion n'est toujours pas cerné de façon fiable et les modèles numériques ayant abordé ce sujet sont très limités.

A l'état actuel, les ingénieurs qui construisent et entretiennent les ouvrages en terre de types barrages ont peu ou pas de maîtrise sur le comportement mécanique de ces ouvrages lorsqu'ils subissent le phénomène de suffusion.

Dans ce contexte, l'objectif de cette thèse est donc de répondre à la question : comment se comporte mécaniquement un matériau granulaire ayant subi le phénomène de suffusion ?

## ***Introduction générale***

---

Pour y répondre, l'idée est d'établir un lien entre la stabilité interne de ces matériaux et leur comportement mécanique, notamment leur critère de rupture. Pour se faire, une étude numérique et expérimentale de la suffusion a été conduite. L'approche numérique a été abordée à l'aide de la Méthode des Eléments Discrets (DEM) selon les deux aspects suivants :

1. Modélisation de la suffusion
2. Modélisation du comportement mécanique des sols avant et après suffusion

Cette modélisation a été confrontée à des essais d'écoulement 1D et des essais triaxiaux consolidés drainés. Ce mémoire s'articule autour de trois grandes parties contenant sept chapitres et une synthèse.

La partie I constituée de trois chapitres est un état de l'art qui met en revue les études les plus pertinentes effectuées sur les milieux granulaires. Dans cette partie :

✓ Le chapitre I rappelle les définitions d'un milieu granulaire, ses différents états possibles, ses caractéristiques hydrauliques avec quelques équations générales d'écoulement d'eau dans les sols, ses caractéristiques mécaniques..... notamment lorsqu'ils subissent le phénomène d'érosion interne.

✓ Dans le chapitre II, quelques différentes formes d'érosion interne ont été tout d'abord évoquées (suffusion, renard, boulangerie.....) avant qu'une analyse critique de l'ensemble des critères d'évaluation de la stabilité interne des sols granulaires ne soit présentée. Une distinction a été faite entre les critères géométriques basés essentiellement sur l'allure de la courbe granulométrique et les critères hydrauliques basés sur la relation entre le gradient hydraulique critique et la contrainte effective du sol.

✓ Le chapitre III résume de façon succincte les méthodes numériques utilisées pour modéliser les milieux granulaires et les écoulements fluides. Un accent particulier a été mis sur les méthodes qui permettent de modéliser le couplage d'une phase fluide à une phase solide. Enfin, la Méthode des Eléments Discrets et le mode de couplage direct utilisés dans ce travail ont été étudiés.

La partie II, intitulée modélisation numérique de l'érosion interne regroupe deux chapitres en son sein :

✓ Le chapitre IV présente le code DEM/PFC3D utilisé et les routines que nous avons développées. Il décrit trois points clés qui sont : une méthode originale de génération d'un échantillon granulaire à partir d'une courbe granulométrique et d'une porosité cible ; le mode



## ***Introduction générale***

---

de couplage par application d'un gradient hydraulique à cet échantillon et la simulation de son comportement mécanique sur des chemins triaxiaux consolidés drainés.

✓ Dans le chapitre V, les résultats de la modélisation des écoulements et ceux des essais triaxiaux ont été présentés. Le phénomène de la suffusion a été analysé sur la base de l'évolution de la courbe granulométrique et de la porosité dans les différentes tranches de l'échantillon au cours de l'écoulement. Une analyse des conséquences de cette suffusion a été effectuée à travers le comportement de ce matériau granulaire avant et après écoulement (suffusion interne). Ce comportement a été comparé à celui d'échantillons à qui nous avons fait subir une érosion progressive en supprimant à chaque fois la totalité des particules ayant le plus petit diamètre.

La partie III rend compte des études expérimentales basées sur des essais d'écoulement et des essais triaxiaux. Dans cette troisième partie :

✓ Le chapitre VI présente le matériau utilisé et les protocoles expérimentaux respectifs des essais d'écoulement et des essais triaxiaux.

✓ Le chapitre VII a servi non seulement de lieu d'analyse et de discussion des résultats expérimentaux, mais aussi de comparaison entre ces derniers et ceux issus de la simulation en vue de les confronter.

A la suite de cette étude sur la suffusion étalée sur sept chapitres comportant un résumé bibliographique, des simulations numériques et des essais expérimentaux, un dernier chapitre de synthèse est proposé. Il permet d'avoir une vision plus globale du travail qui a constitué cette thèse et propose un nouveau critère d'évaluation de la stabilité interne des sols granulaires.

Enfin, une conclusion générale reprenant les principaux résultats obtenus. Des perspectives d'études complémentaires viennent clôturer ce travail.

**PARTIE I  
SYNTHÈSE  
BIBLIOGRAPHIQUE**



## **Chapitre 1: Les milieux granulaires : définitions et Caractéristiques**

### **1.1. Introduction**

Les milieux granulaires sont des substances très diverses constituées d'une collection de particules de taille supérieure à 100  $\mu\text{m}$  (Brown & Richards (1970)). Les particules plus fines sont appelées poudres (entre 1  $\mu\text{m}$  et 100  $\mu\text{m}$ ) ou colloïdes (entre 1 nm et 1  $\mu\text{m}$ ). Le tas de sable ; les ballastes des voies ferrées ; les poudres compactées des cachets de médicaments... sont quelques exemples de milieux granulaires.

Ce milieu constitué d'éléments multiples se caractérise par des comportements particuliers. En effet, il existe un grand écart entre les propriétés à grande échelle du matériau et les propriétés individuelles des grains. Sa structure est généralement formée d'un squelette constitué des grosses particules dont les pores contiennent les petites particules. Ces petites particules peuvent se mouvoir à l'intérieur de ces pores sous l'effet des sollicitations hydriques ou mécaniques. Il ne possède pas de liaison chimique, donc pas de cohésion. Un amas de ce matériau tient uniquement sous l'effet des forces de contact inter granulaires

Les milieux granulaires, composant les sols terrestres et sous-marins, sont présents en grande quantité dans la nature. Les dunes de sable, les rides et les figures d'érosion (formes provoquées par une érosion torrentielle) sont des structures naturelles localement spatialisées résultantes de leur présence (Charru et al. (2013)).

Ce type de matériau est omniprésent dans plusieurs domaines tels que :

- ✓ L'extraction minière (Extraction, transport, broyage, Tamisage des minerais, ...),
- ✓ le bâtiment et le génie civil (béton, ballast des chemins de fer, remblai dans les ouvrages en terre, ..),
- ✓ l'industrie chimique pharmaceutique, l'agroalimentaire etc.

Chacun de ces domaines rencontre des problèmes qui pourraient être liés au stockage, au transport, à l'écoulement, au mélange, à la transformation, au comportement hydrique et mécanique.

### **1.2. Caractéristiques d'un milieu granulaire**

#### **1.2.1. Caractéristiques physiques**

Malgré leur importance dans plusieurs domaines industriels et géophysiques, les milieux granulaires résistent encore pour bien des points à notre compréhension et description et font l'objet de nombreuses recherches (Guyon & Troadec, (1994), Duran (1997), Hermann & al. (1998), De Gennes (1998), Kishino (2001)).

Les propriétés macroscopiques d'un milieu granulaire sont fortement liées aux caractéristiques de ses particules parmi lesquelles : La nature des particules (silice, sucre, métal, etc.) ; la géométrie des particules (sphères, sphéroïdes, polyèdres convexes, polyèdres étoilés, grains concassés), leurs dimensions (les grosses particules forment un cône plus plat) ; la distribution granulométrique des grains, leur masse volumique, la teneur en eau du sol. Eventuellement, pour aller plus loin, ou en vue de faire des modélisations, il peut s'avérer nécessaire de définir des grandeurs mécaniques, comme le coefficient de restitution lors d'un choc entre deux grains, la rigidité des grains, ou encore le coefficient de friction inter-grains. On peut aussi considérer le milieu granulaire comme un milieu continu. Dans ce cas, nous pouvons relever la densité moyenne ou locale du milieu granulaire, l'angle de talus à l'équilibre, évaluer le tenseur des contraintes moyen, ou caractériser le mouvement relatif des grains. Les propriétés des grains et du milieu continu équivalent sont fortement dépendantes : la densité peut par exemple être influencée par la morphologie des grains ou leur distribution granulométrique

### ***1.2.1.1. La forme des grains***

Les critères de Wadell (1935) et de Powers (1953) basés sur l'arrondi et la sphéricité sont généralement utilisés pour caractériser la morphologie des grains. Cette notion d'arrondi et de la sphéricité a été introduite pour caractériser des particules de quartz. Ainsi, Wadell (1935) a exprimé l'arrondi  $\xi$  comme le rapport entre le rayon de courbure  $r_c$  moyen des arêtes sur la surface  $Sg$  de la particule considérée par le rayon  $R$  de la plus grande sphère inscrite :

$$\xi = \frac{\iint r_c \cdot dS}{SgR} \quad (1.1)$$

Il a défini aussi un paramètre  $\Psi$ , appelé indice de sphéricité, permettant de caractériser la sphéricité d'une particule comme le rapport de la surface d'une sphère de même volume que le grain ( $S_s$ ) sur la surface effective du grain ( $Sg$ ) :

$$\Psi = \frac{\pi^{\frac{1}{3}}(6S_s)^{\frac{2}{3}}}{Sg} \quad (1.2)$$

## Partie I : Synthèse bibliographique

Powers (1953), a quant à lui élaboré une méthode donnant une illustration de la notion d'arrondi sous forme de photos. Comme indiqué par le tableau 1.1 et exposé sur la figure 1.1, un arrondi proche de 1 indique que la surface de la particule présente des rayons de courbure relativement grands (vis-à-vis de la taille du grain) et un arrondi proche de 0 indique des angulosités très élevées.

Terme	Intervalle d'arrondi	Arrondi moyen
Très anguleux	0.12-0.17	0.14
Anguleux	0.17-0.25	0.21
Peu Anguleux	0.25-0.35	0.30
Peu arrondi	0.35-0.49	0.41
Arrondi	0.49-0.70	0.59
Bien arrondi	0.70-1.00	0.84

Tableau 1.1: Echelle des arrondis (Powers (1953)).

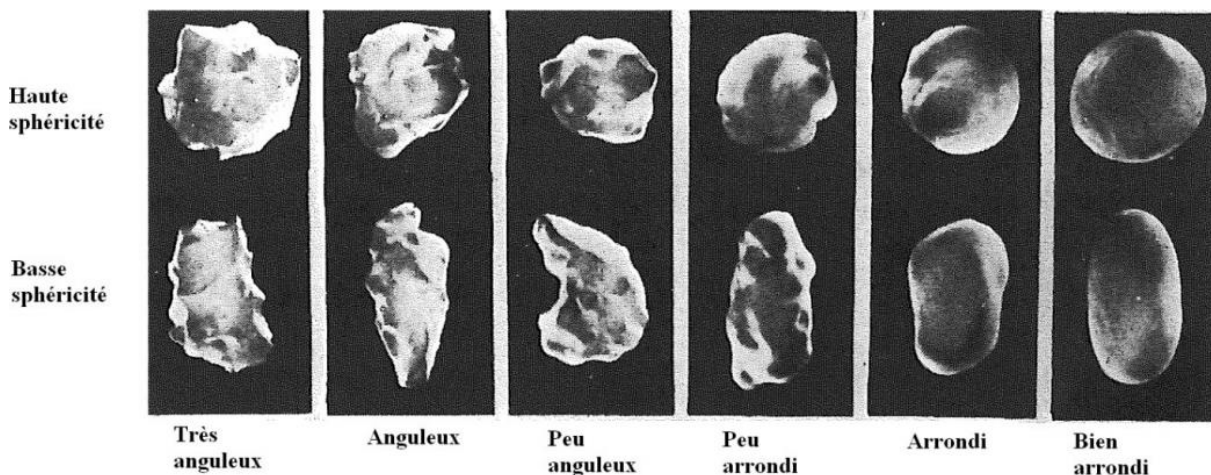


Figure 1.1: Simplification de Powers (1953) permettant d'évaluer l'arrondi de grains. Chaque grain ayant une forme propre, ce dernier est donc une caractéristique intrinsèque des milieux granulaires pouvant influencer fortement leur comportement mécanique (Rothenburg & Bathurst (1989), Mirghasem & al. (2002), Azema, & al. (2007)). De par la diversité des minéraux entrant dans leur composition et celle des conditions de leur formation les sols granulaires apparaissent comme les matériaux naturels présentant les formes de grains les plus variées. Ainsi, plusieurs études et classifications se sont portées sur la forme des grains dont on ne retiendra que les aspects essentiels (Mitchell & Soga (2005)). L'échelle d'observation joue aussi un rôle capital dans la caractérisation de la forme des particules. A l'échelle de la particule, on décrit la forme générale de la particule en termes de sphéricité,

d'arrondi. A une échelle inférieure, celle des aspérités ; c'est l'état de surface des particules qui est décrit en termes de rugosité, d'arrondi des sommets... En mécanique des sols, la description des particules est limitée à l'échelle d'observation à l'aide des dispositifs optiques. A cette échelle, on peut résumer la forme des particules en termes de sphéricité et d'arrondi par opposition à l'angularité (Voivret (2008)).

### ***1.2.1.2. La distribution granulométrique***

En géotechnique, un échantillon de sol peut être défini par sa distribution granulométrique.

La distribution granulométrique renseigne sur les tailles de particules mises en jeu ainsi que sur les proportions en masse de chaque taille de particules présente dans les matériaux granulaires naturels ou industriels. Dans l'ingénierie civile, l'utilisation de la granulométrie mono diamètres est très rare. La présence de particules de tailles différentes, et souvent à des proportions différentes, joue un rôle important dans le comportement mécanique des matériaux granulaires au sens où la présence de différents ordres de grandeurs de taille de grains change radicalement l'arrangement des particules (Voivret & al. (2007)). Le comportement macroscopique étant dépendant du réseau de contacts qui s'établit entre les grains, une modification de l'arrangement de ces derniers modifie également les caractéristiques, autant locales que macroscopiques, d'un matériau granulaire. Le type de projet de génie civil détermine le type de granulométrie à choisir. La figure 1.2 montre une courbe granulométrique type d'un sol. Sur cette figure, les  $d_x$  sont des diamètres correspondant à  $x$  pourcent de passants. Les diamètres  $d_{10}$ ,  $d_{30}$ ,  $d_{50}$ ,  $d_{60}$  sont des grandeurs caractéristiques de la courbe granulométrique. Ils permettent de définir :

➤ Coefficient d'uniformité  $C_u = d_{60} / d_{10}$  permet de caractériser l'étalement de la courbe granulométrique. Ainsi, une granulométrie est dite étalée lorsque son Coefficient d'uniformité  $C_u > 3$  et serrée si  $C_u < 3$ .

➤ Coefficient de courbure  $C_c = d_{30}^2 / (d_{10} * d_{60})$  : il renseigne sur la forme de la courbe granulométrique. Par exemple, lorsque  $C_u > 3$  pour un sable, alors  $1 < C_c < 3$  permet d'avoir une granulométrie bien étalée.

Pour permettre de définir le choix de granulométrie pour le besoin croissant de granulats de qualités et adaptés aux besoins du génie civil des appellations ont été mis en place en fonction des tailles des particules qui constituent les granulats. Une classification élémentaire des sols conforme à la norme NF P18-560 en fonction du diamètre des grains est représentée sur le tableau 1.2.

## Partie I : Synthèse bibliographique

Cette classification ainsi que beaucoup d'autres (ASTM, AASHTO, MIT (Kovacs & Holtz (1991))) existent dans la littérature et distinguent deux types de sol qui sont les sols granulaires qui sont au centre de cette étude et les sols fins. Dans les sols granulaires, les particules interagissent par contact frottant, capillarité, cimentation... et dans les sols fins, des interactions de cohésion peuvent apparaître.

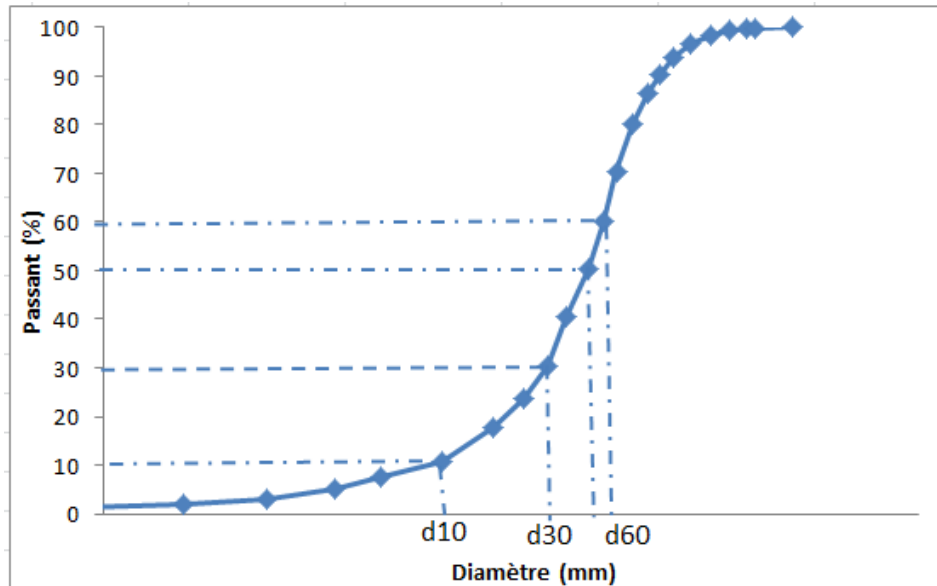


Figure 1.2: Courbe granulométrique type d'un sol

Sols fins		Sols granulaires			
Argiles	Limons	Sables fins	Gros sables	Graviers	Cailloux
2 $\mu\text{m}$	20 $\mu\text{m}$	0,2 mm	2 mm	20 mm	

Diamètre des grains  $\rightarrow$

Tableau 1.2: Classification élémentaire des sols

### 1.2.1.3. La densité d'un milieu granulaire

La densité relative d'un sol peut être définie par plusieurs grandeurs dont la compacité ; la porosité et l'indice des vides. Elle traduit la distribution quantitative des vides dans le sol. En considérant un échantillon de sol dont le volume total est  $V_T$ , le volume des particules solides  $V_S$  et celui des pores  $V_V$  on peut écrire :

✓ Compacité : 
$$C = \frac{V_S}{V_T} \quad (1.3)$$

✓ Porosité : 
$$n = \frac{V_V}{V_T} \quad (1.4)$$



## ***Partie I : Synthèse bibliographique***

---

$$\checkmark \text{ Indice des vides : } e = \frac{V_V}{V_S} \quad (1.5)$$

La porosité  $n$ , étant le complémentaire à 1 de la compacité, on peut définir les relations suivantes :

$$e = \frac{1-C}{C}; \quad n = e.C \quad (1.6)$$

Pour Bonneau et Soucher (1994), il convient de distinguer la porosité texturale de la porosité structurale :

✓ La porosité texturale est étroitement liée à l'arrangement des particules constituant le matériau (sables, argile...). Dans cette porosité texturale, nous distinguons aussi deux types de porosité :

- Porosité efficace: elle est généralement utilisée pour caractériser l'ensemble de pores connectés et dans lesquels l'eau peut circuler. Elle est étroitement liée à la perméabilité du matériau et reste très employée en hydrogéologie.

- La porosité totale correspond aux pores connectés et non connectés. Elle influence fortement la résistance.

✓ La porosité structurale: elle matérialise les espaces existants entre les agrégats du sol. Elle est très largement influencée par le temps et est considérée comme variable au cours de l'histoire du matériau.

Dans la suite de ce travail, seule la porosité texturale sera prise en compte.

Pour un empilement monodisperse de sphères c'est-à-dire un amas constitué de sphères de même taille, la densité des empilements désordonnés ayant atteint leur état d'équilibre sous pesanteur reste comprise entre deux valeurs limites :

*Cas d'un empilement aléatoire lâche ou « random loose packing » ( $C_{RLP}$ ) :*

Pour Onoda & Liniger (1990), la compacité  $C_{RLP} \approx 52\%$  (Soit un indice de vides de :  $e= 0.85$  et une porosité  $n=48\%$ ). Un tel empilement s'obtient par exemple en laissant sédimenter les grains dans un fluide visqueux.

*Cas d'un empilement aléatoire dense ou « random close packing » ( $C_{RCP}$ )*

## Partie I : Synthèse bibliographique

Scott & Kilgour (1969) et Berryman (1983) avaient déjà mentionné que la compacité est :  $C_{RCP} \approx 64\%$ . (Soit un indice de vides de :  $e = 0.56$  et une porosité  $n = 36\%$ ). Ce type d'empilement est généralement construit en réalisant une sédimentation couche par couche (en laissant un état d'équilibre s'installer après chaque couche déposée), dans l'air ou le vide. La figure 1.3 illustre les types d'empilements de sphères les plus rencontrés et leurs paramètres de densité correspondants.

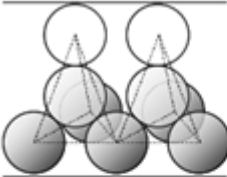

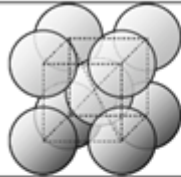
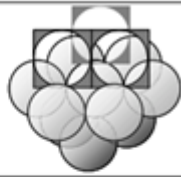
Tetraédrique	Cubique	Octaédrique	Dodecaédrique
			
Nombre de points de contact par sphère :			
4	6	8	12
Indice des vides correspondant:			
1.95	0.91	0.47	0.35
Porosité correspondante (%)			
66	48	32	26
Compacité correspondante (%)			
44	52	68	74

Figure 1.3: types d'empilements monodisperses de sphères les plus rencontrés et leurs paramètres de densité correspondants.

Notons que ces densités ne concernent que les empilements aléatoires denses non cristallisés et toute densité supérieure à celle de l'empilement aléatoire dense, montre que l'empilement correspondant est au moins partiellement cristallisé. Pour un empilement cubique à faces centrées, la valeur maximale de la densité à 3 dimensions est  $C_{\max} = 74\%$  (91 % à 2 dimensions).

Cette compacité, considérée comme la plus élevée pour un empilement de sphères, n'est en réalité jamais atteinte en pratique (Pouliquen et al. (1997a). (Scott, 1960) avait montré expérimentalement en tenant compte des effets de bords que la limite supérieure de compacité d'un empilement aléatoire (random dense packing limit) est de l'ordre de 64%. Pour ces empilements, le nombre de coordination qui correspond au nombre moyen de voisins

de chaque sphère varie entre 6 pour les milieux peu denses (RLP) et 12 pour les milieux très denses.

### *Densité d'un empilement de sphères polydisperses :*

Dans la pratique, les milieux granulaires ne sont pas constitués de sphères de diamètres identiques. Un empilement polydisperse est un amas constitué de sphères de plusieurs diamètres différents. La densité minimale d'un empilement polydisperse de sphères est toujours supérieure à celle d'un empilement aléatoire monodisperse lâche  $C_{RLP}$ . Le plus simple de ces empilements est le mélange binaire qui est constitué de sphères de deux diamètres différents. La densité de ce type d'arrangement dépend non seulement de la fraction des petites particules mais aussi du rapport entre les deux diamètres.

On trouve aussi plusieurs travaux de recherche qui exposent des algorithmes permettant de déterminer numériquement la densité d'un empilement polydisperse (Al-Raoush et al. (2007) et Jia et al. (2007)). Ces algorithmes obtiennent des structures et des densités proches de celles mesurées dans la réalité, par exemple à l'aide d'un tomographe à rayons X.

### *Particules de forme quelconque :*

De Larrard (2002) a développé un modèle permettant de déterminer une densité virtuelle atteinte pour un mélange de grains avec un maximum de serrage. Ce modèle a été aussi repris dans les travaux de Guillemin (2008) sur les suspensions concentrées.

En mécanique des sols, la densité est la grandeur déterminante dans la construction des ouvrages. Ainsi, (Scott, 1963) montre que la dilatance d'un sol dépend de la densité de l'empilement initial. Si cette densité est supérieure à la valeur de la densité critique, on observe plus de dilatance, et si elle est plus faible on assiste à une contractance lors d'une déformation due à une contrainte de cisaillement (figure 1.4). Cette densité critique correspond à des grandes déformations du sol à volume constant sous une contrainte de cisaillement constante. D'après Bousaid (2004), Casagrande (1936) aurait constaté que la densité critique d'un sable est fonction de la contrainte normale  $\sigma_n$  et émet l'idée d'indice des vides critique. Pour lui, cette valeur d'indice des vides matérialise la limite initiale à partir de laquelle un sol peut être dilatant ou contractant.

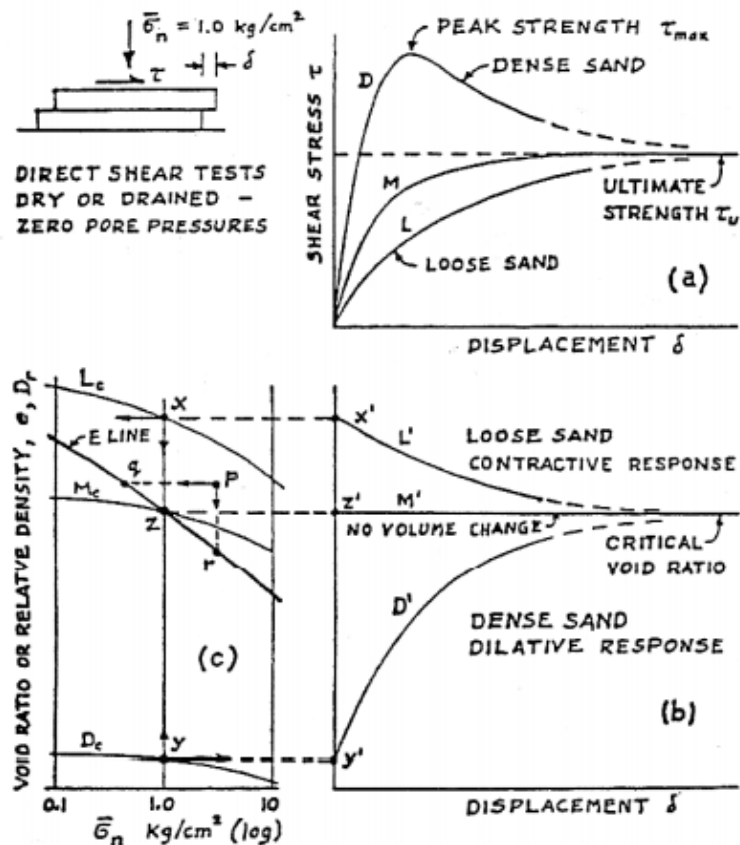


Figure 1.4: Comportement des matériaux granulaires lâches et denses obtenu à l'issue d'un essai de cisaillement simple (Casagrande, 1936)

Dans le cas d'un sable saturé, soumis à un cisaillement non drainé, la tendance à la dilatance ou à la contractance pour un état respectivement dense ou lâche se traduit par une diminution ou une augmentation de la pression interstitielle.

Dans ces conditions, le cisaillement non drainé d'un sable lâche dont l'état initial se situe au-dessus de l'indice des vides critique peut entraîner une accumulation de pressions interstitielles et conduire à son effondrement après avoir perdu sa résistance. Ce mode d'effondrement est le phénomène de liquéfaction. Il se produit dans un sol liquéfiable lorsque les conditions suivantes sont réunies :

- Le sol soit sableux ou à dominance sableuse (nature du sol)
- Sol lâche et saturé (état du sol)
- Faible résistance au cisaillement en présence de pressions interstitielles
- Durée de la sollicitation
- Intensité de la sollicitation soit supérieure à la résistance au cisaillement du sol

## Partie I : Synthèse bibliographique

Depuis Casagrande, (1936), plusieurs réflexions ont été menées sur la pertinence de la densité critique en grandes déformations. Biarez et Hicher, (1994) rapportent que Al Issa (1973), Mohkam (1983) et Bouvard et Stutz (1984) ont réalisé des essais sur le sable d'Hostun dans le but d'étudier la densité critique. Les résultats obtenus par Al Issa (1973) et Bouvard et Stutz (1984) ont montré l'existence d'un même état critique pour une contrainte effective moyenne  $P'$  donnée et les conditions de déformations homogènes pouvant atteindre 30 ou 40% et ce indépendamment de la densité relative. Pour Mohkam, le comportement d'un sol est fonction de sa densité relative. Ses essais sur du sable dense indiquent une évolution qui tend vers une asymptote horizontale pour des déformations axiales  $> 30\%$  dans le plan  $(\varepsilon_1, \varepsilon_v)$  (figure 1.5). Il conclut que la densité critique n'apparaît qu'après une déformation axiale de 30% et son application peut ne pas avoir de sens dans la géotechnique où les ouvrages tolèrent très peu de déformation. Mais pour Saim (1997), l'état critique n'est pas atteint dans les essais de Mohkam car les déformations n'étaient pas homogènes.

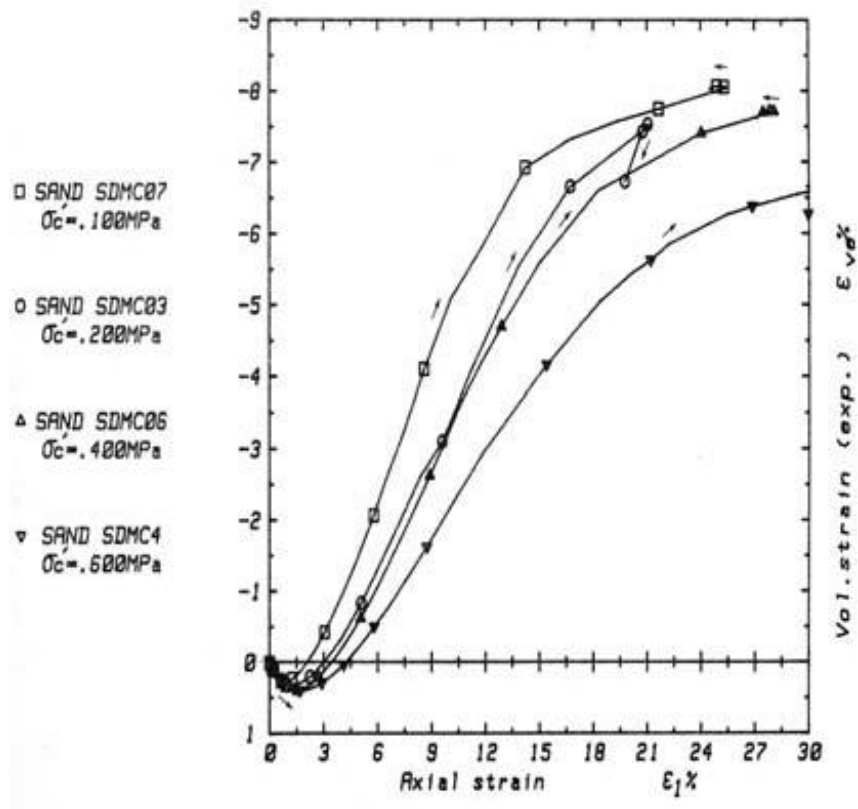


Figure 1.5: Etat critique à grandes déformations (Mohkam, 1983.)

Aussi, en terme de stabilité interne dans les milieux granulaires, Kenney et Lau, (1986), citant Milligan (1986), mentionnent qu'il n'existerait aucune relation entre une granulométrie

capable d'atteindre la plus grande densité possible et celle qui est hydrauliquement stable. La distribution granulométrique qui donne la plus grande densité possible est celle qui est la plus parfaitement uniforme et telle qu'elle ait un potentiel de stabilité hydraulique le plus élevé possible. Dans ce matériau, il est possible d'introduire des particules fines et augmenter la densité.

### 1.3. Généralités sur les écoulements dans les milieux poreux

Selon De Marsily, (1981), l'eau peut exister sous trois différents états dans un milieu poreux :

- ✓ L'eau libre qui se déplace par gravité.
- ✓ L'eau liée capillaire qui est retenue dans les interstices par les forces de capillarité. Elle peut être mise en mouvement tout comme l'eau libre, mais seulement par gradient de capillarité et par adsorption des plantes.
- ✓ L'eau liée adsorbée entoure les grains sous la forme d'une couche de molécules. Elle est caractérisée par une forte viscosité, se déplace peu ou pas sauf sous certaines conditions telles que des fortes températures et constitue souvent une fraction négligeable de l'eau présente dans le milieu poreux.

Dans un volume fini de sol donné, la quantité d'eau est estimée par les grandeurs suivantes : les teneurs en eau massique  $w$ , volumique  $\theta$  et le degré de saturation  $S_r$ . Les relations suivantes sont généralement utilisées:

$$w = \frac{M_w}{M_s}, \theta = \frac{V_w}{V_s}, S_r = \frac{V_w}{V_T - V_s}, \theta = S_r \cdot e \quad (1.7)$$

Avec  $M_w, V_w$  : respectivement masse et volume d'eau  $M_s, V_s$  : Masse et volume des particules solides et  $V_T$  : volume total

#### 1.3.1. Le milieu granulaire non saturé

La variation de la teneur en eau et du degré de saturation détermine l'état mécanique et hydrique d'un sol. Ainsi, un sol non saturé est un milieu triphasique composé d'un squelette solide, de l'eau et de l'air. L'interaction solide-eau-air complique le comportement mécanique et hydrique de ces matériaux et rend leur étude complexe.

En fonction du degré de saturation, un milieu poreux prend l'une des formes suivantes :

## Partie I : Synthèse bibliographique

➤ L'air occupe l'essentiel des pores et l'eau est bloquée : c'est le cas des sols non saturés avec un faible degré de saturation ( $S_r = 0$  à 25%). L'eau mouille la surface des particules en les entourant, elle ne se déplace que lentement. L'air constitue une phase continue, mais sans aucun déplacement ;

➤ L'eau domine et l'air ne peut se déplacer librement : c'est le cas d'un sol presque saturé ( $S_r = 80$  à 100%). L'eau constitue une phase continue et se déplace sous l'effet de la gravité. Par contre, l'air est discontinu;

➤ L'eau et l'air peuvent se déplacer librement ( $S_r = 25$  à 80%): les deux phases sont continues. Il s'établit un profil d'équilibre de la pression de l'air et de la teneur en eau (figure 1.6 et 1.7).

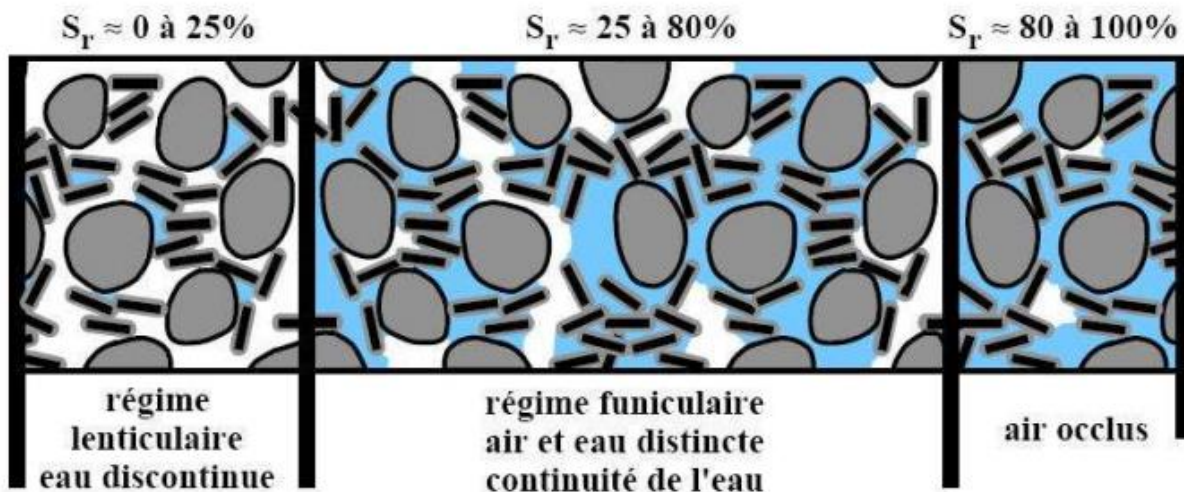


Figure 1.6: Diverses formes de l'eau dans le sol (Dysli, 1997)

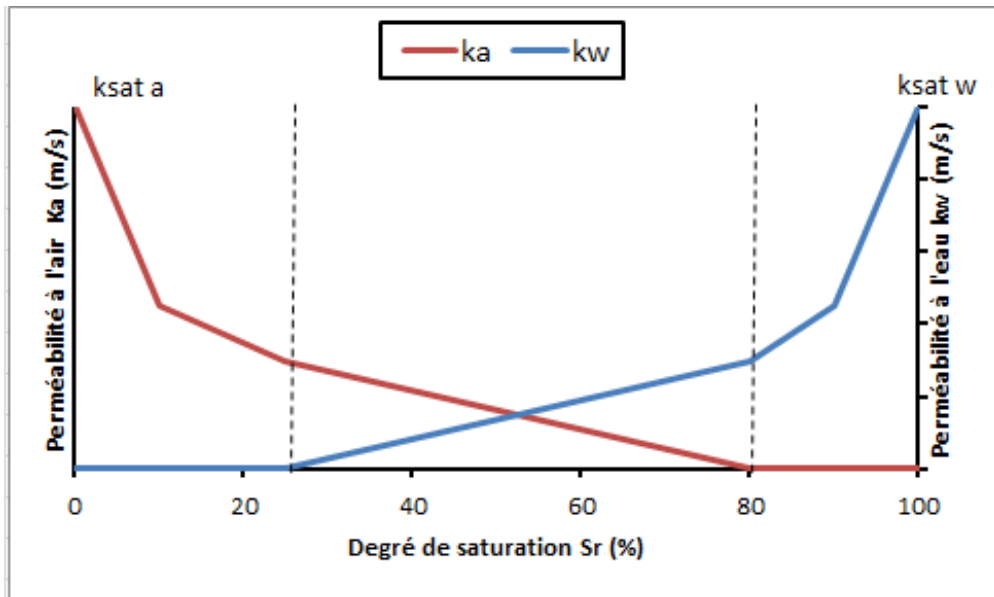


Figure 1.7: Variation de la perméabilité à l'eau et à l'air dans un sol en fonction du degré de saturation

### 1.3.2. Ecoulement d'un fluide dans un milieu poreux

Un sol saturé comporte deux phases, l'une solide et l'autre liquide. De nombreuses équations ont été utilisées pour modéliser les écoulements de fluide en milieu poreux dont entre autre l'équation de Darcy, l'équation de Stokes et l'équation de Navier- Stokes

#### 1.3.2.1. Ecoulement de Darcy

Darcy (1856), en se basant sur des observations expérimentales d'écoulement dans une colonne de sable. Il a mesuré la perte de charge en fonction du débit et a déduit une relation empirique communément célèbre sous le nom de loi de Darcy :

$$Q = kA \frac{\Delta h}{L} \quad (1.8)$$

Q : Le débit volumique du fluide (en  $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ )

$\Delta h$ : Perte de charge de l'écoulement (en m)

L Longueur de l'écoulement (en m)

A: La section de l'écoulement (en  $\text{m}^2$ )



## Partie I : Synthèse bibliographique

---

$k$  : La conductivité hydraulique (m/s) liée à la perméabilité intrinsèque du milieu poreux  $K$  par la relation :

$$K = k \cdot \frac{\mu}{\rho g}. \quad (1.9)$$

Dans cette relation,  $\rho$  est la masse volumique du fluide,  $\mu$  est la viscosité dynamique du fluide et  $g$  est l'accélération de la pesanteur.

La vitesse de Darcy  $v = \frac{Q}{A} = k \frac{\Delta h}{L}$  est une vitesse qui considère toute la section du milieu traversé par l'écoulement. Elle agit comme si les particules solides participent à l'écoulement. Pour avoir la vraie vitesse de l'écoulement, la vitesse de Darcy doit être divisée par la porosité du milieu poreux.

La loi de Darcy constitue le fondement de l'hydraulique souterraine malgré que les chercheurs, comme (Kézdi, 1979), la considèrent comme très influencée par : la viscosité et densité du fluide, la vitesse d'écoulement, la taille des pores, la perte de charge et la longueur d'écoulement. Cette loi s'applique pour une large gamme d'écoulement dans les sols, mais les limites exactes de cette applicabilité restent toutefois, à définir. Kézdi (1979) et Bear (1972) montrent que la loi de Darcy n'est valable que lorsque dans un plan cartésien logarithmique, la représentation du nombre de Reynolds  $R_e = \frac{\rho_w v d_e}{\mu}$  en fonction d'une constante  $\lambda_i = \frac{d_e i \gamma_w}{2 \rho_w v^2}$  donne une droite, où  $d_e$  est le diamètre effectif du matériau,  $i$  le gradient hydraulique appliqué. Lorsque la loi de Darcy s'applique, le nombre de Reynolds  $R_e$  est compris entre 1 et 10. Nous sommes en présence d'un écoulement dit laminaire et qui correspond au début d'un écoulement transitoire dans un milieu poreux. Rappelons qu'en hydraulique, un écoulement laminaire est défini par  $2000 < R_e < 2200$  lorsque l'écoulement a lieu dans un tube cylindrique rectiligne. Ce qui n'a rien à voir avec un écoulement dans un sol.

### 1.3.2.1.1. Equation de Darcy généralisée

La loi de Darcy a été établie à partir d'une expérience effectuée dans un milieu isotrope et dans le cas d'un écoulement unidirectionnel en moyenne (vertical). Si le milieu n'est pas isotrope et surtout si l'écoulement n'est pas unidirectionnel, cette loi peut être généralisée aux autres directions de l'espace. Ainsi, en considérant :  $\mathbf{V} = k \nabla h$  la vitesse effective avec des composantes  $v_x, v_y, v_z$  correspondant aux coordonnées cartésiennes  $x, y$  et  $z$ , et  $\nabla h$  est le gradient hydraulique dont les composantes sont  $i_x =$

$\partial h/\partial x$ ,  $i_y = \partial h/\partial y$ ,  $i_z = \partial h/\partial z$ . La charge totale  $h$  découle de la pression potentielle  $\frac{p}{\gamma_w}$ , de l'élévation  $z$  et de l'énergie cinétique  $\frac{v^2}{2g}$ .

Où  $z$  est la charge d'élévation par rapport à un niveau de référence fixe,  $p$  est la pression de l'eau,  $\gamma_w$  est le poids volumique de l'eau et  $g$  est l'accélération de la pesanteur. Toutefois, pour un milieu poreux, la vitesse du fluide est généralement faible et les changements dans le niveau piézométrique sont beaucoup plus importantes que la fraction de l'énergie cinétique; donc la contribution de cette dernière est généralement négligée conduisant à  $\nabla h \approx (\frac{\nabla p}{\gamma} + \nabla z)$ . L'équation de la vitesse effective peut alors être reformulée en termes d'élévation  $z$  et de pression de l'eau  $p$  comme suit:

$$\mathbf{V} = k \left( \frac{\nabla p}{\gamma_w} + \nabla z \right) = \frac{k}{\rho_w g} (\nabla p + \rho_w g \nabla z) = \frac{K}{\mu} (\nabla p + \rho_w g \nabla z) \quad (1.10)$$

### 1.3.2.1.2. Equations de Navier-Stokes pour un fluide incompressible

La modélisation des écoulements de fluides a connu un développement remarquable au cours du XIX<sup>e</sup> siècle. L'introduction des équations de Navier-Stokes dérivées par L.M. H. Navier et C.G. Stokes a été sans doute une de ces avancées. Ces équations gouvernent l'évolution du champ de vitesse  $\mathbf{u}$  et de la pression  $p$  dans un fluide homogène incompressible soumis à des forces extérieures. L'équation (1.12) de Navier-Stokes peut être dérivée de l'équation (1.11) de Navier-Poisson décrivant l'écoulement visqueux, compressible, laminaire d'un fluide newtonien.

$$\rho \left( \frac{\partial \mathbf{v}}{\partial t} + \mathbf{v} \cdot \nabla \mathbf{v} \right) = -\nabla p + \mu \nabla^2 \mathbf{v} + \rho \mathbf{g} + (\lambda + \mu) \nabla (\nabla \cdot \mathbf{v}) \quad (1.11)$$

Où  $\rho$  représente la masse volumique,  $g$  l'intensité la pesanteur,  $\mu$  la viscosité dynamique et  $\lambda = \mu_v + \frac{2}{3}\mu$ . Où  $\mu_v$  est le coefficient de viscosité volumique de bulk. Si le fluide est incompressible, ( $\nabla \cdot \mathbf{v} = 0$ ), l'équation (1.11) précédente se réduit à l'équation de Navier-Stokes qui s'écrit:

$$\rho \left( \frac{\partial \mathbf{v}}{\partial t} + \mathbf{v} \cdot \nabla \mathbf{v} \right) = -\nabla p + \mu \nabla^2 \mathbf{v} + \rho \mathbf{g} \quad (1.12)$$

Cette équation est très utilisée pour la détermination de la vitesse et de la pression pour les problèmes d'écoulement de fluide. Lorsqu'il s'agit d'un écoulement fluide dans un milieu granulaire, les couplages entre la phase solide et la phase liquide nécessitent la modification

des équations de Navier-Stokes en  $y$  introduisant la porosité du milieu et une force de couplage.

Dans le cas où l'écoulement est considéré comme stable, et le terme d'accélération (d'inertie) dans l'équation (1.12) peut être négligé. On démontre par une analyse adimensionnelle, que ceci n'est valable que pour des petits nombres de Reynolds. On obtient alors l'équation de Stokes qui s'écrit :

$$-\nabla p + \mu \nabla^2 v + \rho g = 0 \quad (1.13)$$

### **1.3.3. Dynamique des particules dans un milieu poreux soumis à un écoulement**

Dans les ouvrages hydrauliques, les écoulements occasionnent deux types de sollicitations :

- ✓ La poussée d'Archimède qui est la seule action de l'eau en condition hydrostatiques
- ✓ Le frottement de l'eau sur les grains produisant une dissipation d'énergie en provoquant une perte de charge et l'eau exerce alors une force de traînée sur chaque grain qui a un impact direct sur les contraintes effectives des matériaux.

Un écoulement, lorsqu'il est ascendant produit des forces qui s'opposent à celle de la pesanteur et se traduit par la diminution des effets de cette dernière. Un effet de renforcement des forces gravitationnelles en résulte lorsqu'il est descendant. Donc, pour un écoulement ascendant, les contraintes effectives sont diminuées et l'opposé se produit pour un écoulement descendant. Un écoulement horizontal ne produit aucun effet sur les forces gravitationnelles.

#### **1.3.3.1. Transport de particules dans les sols**

A travers la structure du sol, la particule se déplace suivant un trajet déjà existant appelé ligne d'écoulement selon Terzaghi, (1943) ou constriction selon Kenney & Lau, (1985). Ce mouvement peut donc dépendre du rapport entre la taille des particules fines et celle de constriction et de la quantité des fines logées dans la structure du sol.

Pour Kenney et Lau, (1985), pour qu'un matériau présente une granulométrie instable, il est nécessaire que sa structure primaire contienne des particules fines pouvant être déplacées dans les constriction. Pour que cela soit possible, trois conditions doivent être remplies :

- ✓ Le matériau granulaire doit posséder une structure primaire capable de supporter les contraintes imposées. Les particules constituant cette structure peuvent être considérées comme fixes.

✓ A l'intérieur de la structure doit se trouver des particules libres pouvant être déplacées par des sollicitations du type d'écoulement.

✓ La taille des constriction dans le réseau des pores doit être plus importante que celles des particules fines.

Concernant la quantité des fines pouvant se trouver à l'intérieur d'une structure granulaire d'un sol, Skempton et Brogan (1994) estiment qu'en pratique, elle excède rarement 24 à 29% et que les grosses particules flottent dans une matrice de fines si la teneur en particules fines est supérieure à environ 35%. Ces auteurs font l'hypothèse que cette quantité des fines est une fonction des porosités respectives des particules fines et de celle des grosses particules. Cette hypothèse a été aussi reprise dans les travaux de Ghafghazi et Azhari, (2012).

Liu, (1992) rapporte que les particules fines commencent à jouer un rôle dans la matrice solide dès que leur pourcentage dépasse 25%. Chang & Zhang, (2014), ont testé des échantillons à 35% de fines et ont estimé que les particules fines ont joué un rôle dans la résistance à une contrainte effective appliquée.

Dans un ouvrage en terre soumis à un écoulement ascendant, lorsque la pression d'eau devient supérieure ou égale au poids des terres subjacentes, les contraintes effectives deviennent nulles et il y a boulangement. Ce phénomène provoque la perte de résistance au cisaillement du sol et est déclenché lorsque le gradient critique  $i_c$  est atteint. La théorie du gradient critique a été émise par Terzaghi en 1922 (Terzaghi (1935)). L'expression du gradient critique  $i_c$  est donnée par la formule suivante :

$$i_c = (1 - n) \left[ \frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right] \quad (1.14)$$

Dans cette expression,  $n$  est la porosité du sol,  $\rho_s$  est la masse volumique des particules solides et  $\rho_w$  est la masse volumique de l'eau. Cette équation considère que le frottement latéral est négligeable ((Qian (1995); Terzaghi et al. (1996)).

Harza (1935) rapporte que le gradient critique  $i_c$  varie entre 0.84 et 1.12 pour un sable dans un état lâche à dense ( $0.33 < n < 0.50$ ). Il a été démontré aussi par Terzaghi à travers des expériences menées sur des échantillons de sable uniforme que le rapport entre les gradients mesurés et théoriques qui engendrent le phénomène de boulangement, varie de 1.00 à 1.24. Ceci définit la sécurité vis-à-vis de la boulangement pour un ouvrage en terre.

La théorie de gradient critique laisse penser que dans un volume de sol, un gradient  $i < i_c$  ne peut pas provoquer le mouvement des particules, cependant des études ont montré que le transport des fines peut se produire bien en deçà de ce seuil (Skempton et Brogan (1994)).

### **1.4. Caractéristiques mécaniques**

La construction des ouvrages Génie Civil nécessite une bonne connaissance de la rhéologie des sols. Cela a conduit à un développement spectaculaire de la mécanique des sols depuis Coulomb au XVIII<sup>e</sup> siècle jusqu'à Biarez et Hicher (1994) en passant par Casagrande (1936). Dans cette discipline, la connaissance des caractéristiques des sols est rendue possible grâce des observations, des essais in situ ou par des essais au laboratoire.

Le comportement du matériau à court terme est déterminé :

- ✓ Au laboratoire sur des échantillons remaniés ou non par des essais à l'appareil triaxial, appareil de cisaillement, œdomètre....
- ✓ In situ dans le massif de sol grâce aux essais in situ (pressiomètre, pénétromètre ou scissomètre...)

Le comportement à long terme est déterminé uniquement au laboratoire sur des échantillons non remaniés car les essais in situ, malgré les nombreux avantages liés à leur rapidité et leur représentativité, sont difficiles à interpréter du fait des conditions de déformation et de drainage complexes.

Les essais au laboratoire se réalisent dans des conditions de drainage, déformation et chargement plus faciles à maîtriser et offrent une large possibilité d'analyser des lois de comportement des sols. Parmi ces essais, on se contente de présenter ci-dessous l'essai à l'appareil triaxial qui permet une description plus complète des lois de comportement et qui a été exploité dans le cadre de cette thèse.

#### **1.4.1. Essai à l'appareil triaxial**

C'est un essai qui tente de mettre en situation le sol dans son état de contrainte naturel. Il consiste à soumettre un échantillon cylindrique de sol à un champ de contraintes isotropes (figure 1.8) dans une cellule triaxiale imposé par une pression hydrostatique dans le plan horizontal accompagné d'un déviateur appliqué à l'aide d'un piston (figure 1.9). Plusieurs types d'essai peuvent être réalisés à l'aide de cet appareil dont entre autres les essais sous

## Partie I : Synthèse bibliographique

chargement monotone ou cyclique, à déformation ou contrainte contrôlées.....Les résultats obtenus à partir des essais triaxiaux ont beaucoup contribué au développement des lois de comportement des sols. La validation de l'approche de Terzaghi sur la contrainte effective qui distingue que le tenseur des contraintes est une somme d'un tenseur de contrainte lié aux particules solides et d'un tenseur hydraulique lié à l'eau reste un des plus importants résultats.

La figure 1.8 présente un schéma de la cellule triaxiale avec ses différents composants.

A l'issue d'un essai triaxial, plusieurs paramètres peuvent être déterminés:

- ✓ La contrainte axiale  $\sigma_1$
- ✓ La contrainte latérale  $\sigma_2 = \sigma_3$
- ✓ Le déviateur de contrainte :  $q = \sigma_1 - \sigma_3$
- ✓ La déformation axiale:  $\varepsilon_1 = \delta H/H_0$  où  $\delta H$  est la variation de la hauteur et  $H_0$  la hauteur initiale de l'éprouvette.
- ✓ La déformation latérale:  $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$
- ✓ Déformation volumique:  $\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 = \delta V/V_0$
- ✓ La contrainte moyenne totale :  $P = \frac{q}{3} + \sigma_3$
- ✓ Pression interstitielle :  $u_w$
- ✓ Contrainte moyenne effective (relation de Terzaghi) :  $p' = p - u_w$
- ✓ Dans le plan (q, p), lorsque la rupture est atteinte :  $q = Mp'$ .
- ✓ L'angle de frottement est donné par :  $\sin\varphi = \frac{3M}{6+M}$ . Il peut être calculé au pic des contraintes ou sur le palier (angle de frottement résiduel)

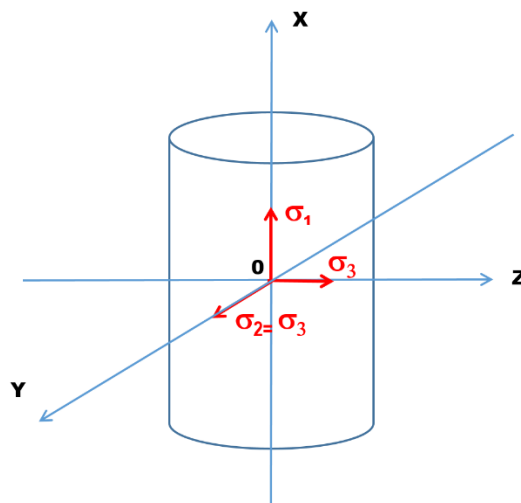


Figure 1.8: Etat de contrainte d'une éprouvette sous sollicitations triaxiales

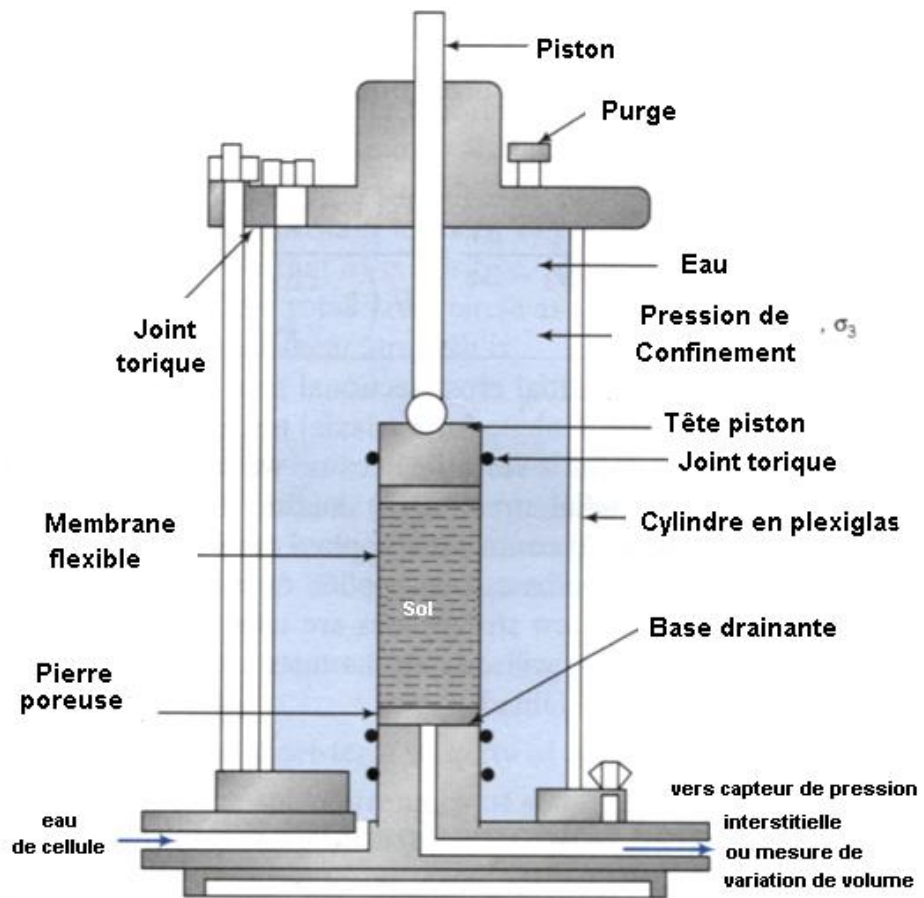


Figure 1.9: Schéma de principe de la cellule triaxiale

Selon le chemin de drainage, on distingue trois types d'essai triaxial (tableau 1.3):

Chemin de Drainage		
<i>Etape 1</i> <i>Consolidation</i> <i>isotrope</i>	<i>Etape 2</i> <i>Cisaillement</i> <i>déviatoire</i>	<b>Symbole</b>
<i>Unconsolidated</i> <b>Non Consolidé</b>	<i>Undrained</i> <b>Non Drainé</b>	<b>UU</b>
<i>Consolidated</i> <b>Consolidé</b>	<i>Undrained</i> <b>Non Drainé</b>	<b>CU</b>
<i>Consolidated</i> <b>Consolidé</b>	<i>Drained</i> <b>Drainé</b>	<b>CD</b>

Tableau 1.3: Différents types d'essais triaxiaux

## ***Partie I : Synthèse bibliographique***

---

### *Essai triaxial Consolidé Drainé (CD):*

C'est un essai qui se réalise à orifice de drainage ouvert et qui permet d'étudier le comportement à long terme d'un sol. Ses paramètres caractéristiques sont : La cohésion drainée :  $C'$  et l'angle de frottement drainé :  $\varphi'$ . Ces deux paramètres définissent la courbe intrinsèque du matériau.

Cet essai doit être effectué sous très faible vitesse de cisaillement. Le cisaillement drainé s'accompagne très souvent des phénomènes de contractance et de dilatance.

La contractance qui est une diminution de volume de l'éprouvette ( $\delta V < 0$ ) intervient au cours de la densification du matériau qui a une conséquence des réarrangements des particules granulaires sous l'effet de la contrainte de cisaillement.

La dilatance est un phénomène inverse qui se caractérise par une augmentation du volume ( $\delta V > 0$ ) et intervient lors du foisonnement du matériau qui équivaut à un réarrangement.

La contractance et la dilatance d'un sol dépendent de son état initial. C'est à dire de son état de consolidation et de son indice des vides initial.

La figure 1.10 présente les courbes résultant d'un essai triaxial CD effectué sur des éprouvettes de sable dense et lâche.



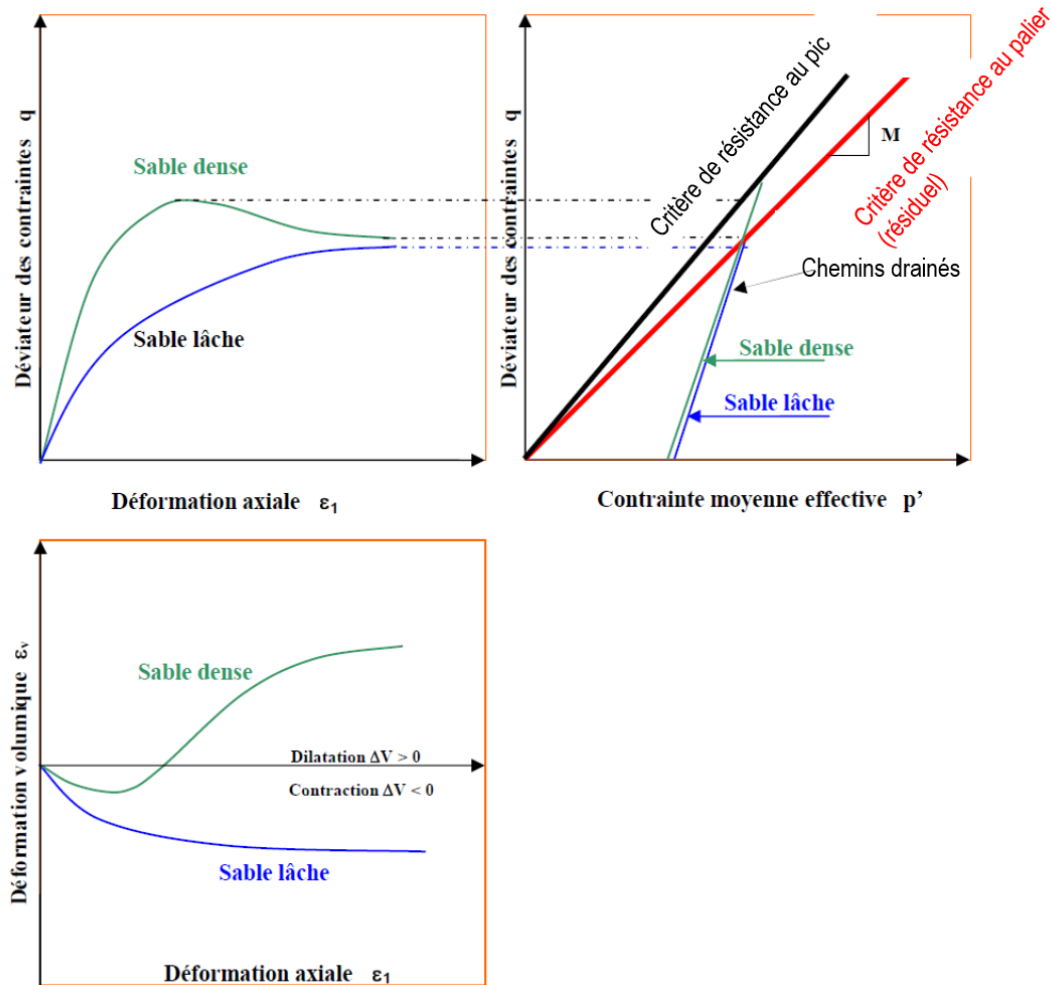


Figure 1.10: Chemins triaxiaux drainés types sur sable dense et lâche.

*Essai triaxial Consolidé Non drainé (CU):*

Cet essai permet de déterminer  $C'$  et  $\varphi'$  avec mesure de la pression interstitielle à la rupture (comportement à long terme). Il permet de déterminer les caractéristiques  $C'$  et  $\varphi'$  du comportement à long terme du matériau en déduisant la pression interstitielle de la contrainte verticale totale et de la contrainte latérale totale. A la différence de l'essai CD, il se déroule à orifice de drainage fermé ( $\epsilon_v = 0$ ). La figure 1.11 montre le comportement type d'un sable dans un état lâche et dense en condition non drainées. Dans les plan  $(\epsilon_1; q)$  et  $(\epsilon_1; u_w)$  (figure 1.11a), le déviateur augmente en fonction de la densité et la pression interstitielle diminue avec la densité. Les chemins de contraintes suivis par chacun des sables au cours du cisaillement non drainé sont indiqués dans le plan  $(p', q)$  (figure 1.11a et 1.11b).

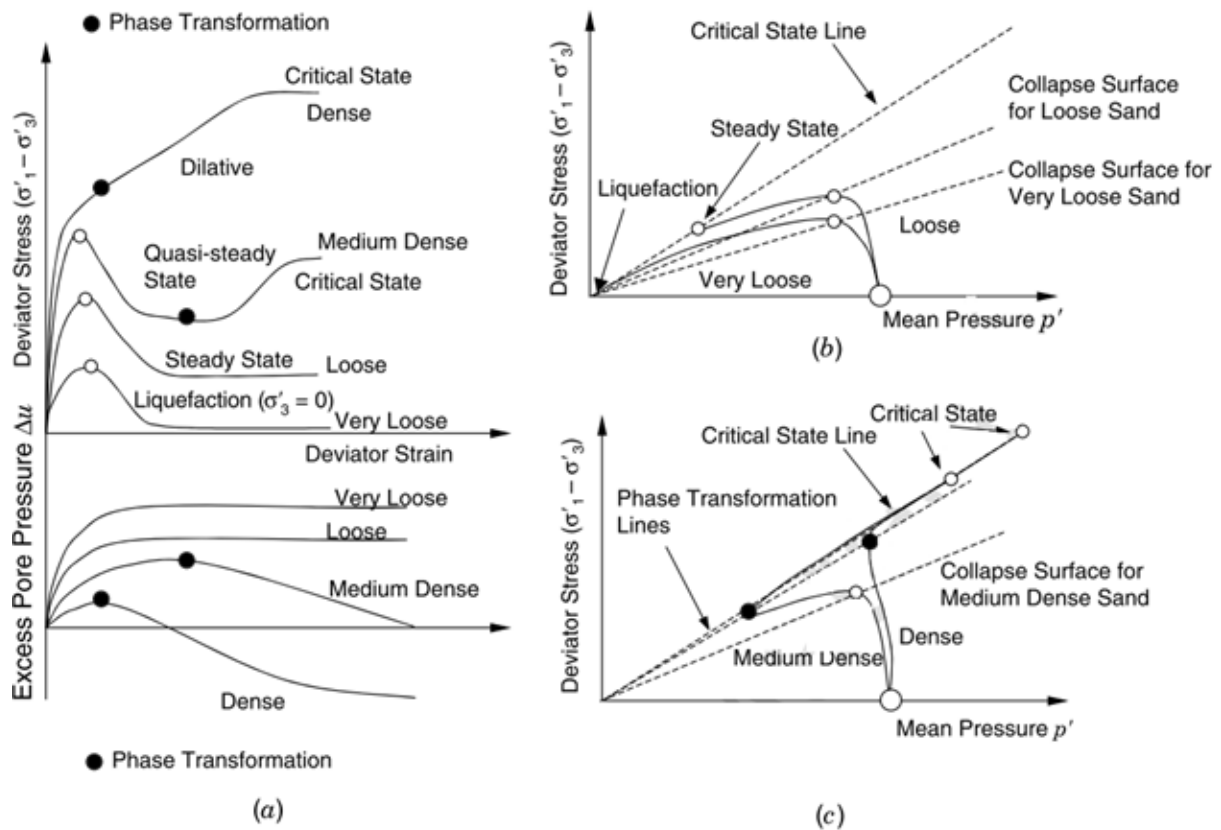


Figure 1.11: Chemins triaxiaux typiques d'un essai non drainé sur sable dense et lâche (Mitchell & Soga, 2005)

*Essai triaxial Non consolidé Non drainé (UU):*

Il détermine le comportement à court terme d'un matériau. Il s'agit de soumettre une éprouvette à un état de contrainte totale isotrope  $\sigma_0$  et maintenir l'orifice de drainage fermé. Ensuite le cisaillement est lancé sous  $\sigma_3$  constante en augmentant la contrainte verticale totale  $\sigma_1$  jusqu'à la rupture. Le diamètre des cercles de Mohr reste constant quelle que soit la valeur de la contrainte totale isotrope. On en déduit ainsi la cohésion non drainée  $C_u$ , l'angle de frottement non drainé  $\varphi_u$  étant nul.

**1.4.2. Etat critique d'un sol**

La théorie de l'état critique pour un sol a été développée pour la première fois par Roscoe et al. (1958). En se basant sur des résultats triaxiaux consolidés drainés effectués sur des argiles, ils définissent l'état critique comme l'état où un échantillon continue à se déformer indéfiniment sous contrainte de cisaillement et indice des vides constants.

## Partie I : Synthèse bibliographique

La figure 1.12 présente le comportement d'une argile Normalement Consolidée (figure 1.12a) et Surconsolidée (figure 1.12b) dans les plans  $(p' ; q)$  et  $(\ln p' ; v=1+e)$ . L'état critique est matérialisé dans ces plans par des droites d'état critique (Critical State Line ou CSL) (couleur verte sur la figure 1.12), de pente  $M$  dans le plan  $(p' ; q)$  et de pente  $\lambda$  dans le plan  $(\ln p' ; v=1+e)$ . (Avec  $\lambda=Cc/\ln 10$ ).

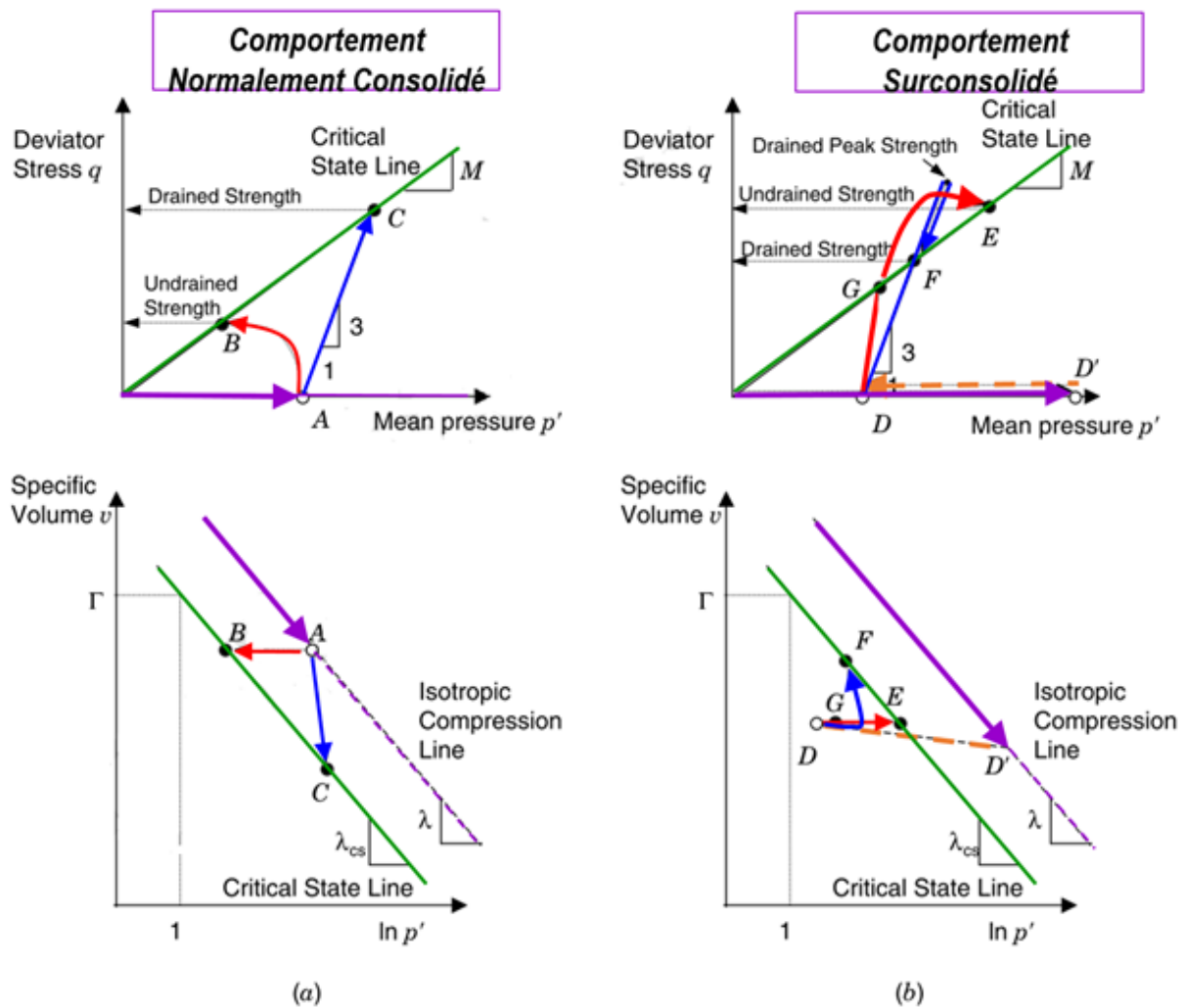


Figure 1.12: Chemins triaxiaux drainés et non drainés sur un sol (a) Normalement Consolidé et (b) surconsolidé (Mitchell & Soga, 2005, modifiée par N. Abdoulaye Hama)

Dans le cas des matériaux granulaires, la détermination de la droite d'état critique reste délicate à cause de l'état souvent surconsolidé de ces matériaux et la localisation des déformations prématurée (plan de rupture) lors des chargements en grandes déformations. Biarez et Hicher, 1994, citant les travaux de Ropers, 1982, ont proposé une corrélation permettant de positionner ces droites CSL dans le plan  $(\sigma'_3, e)$ , paramétrées en fonction du

coefficient d'uniformité  $d_{60}/d_{10}$  et du paramètre R, rapport entre la plus petite et la plus grande dimension des grains (figure 1.13).

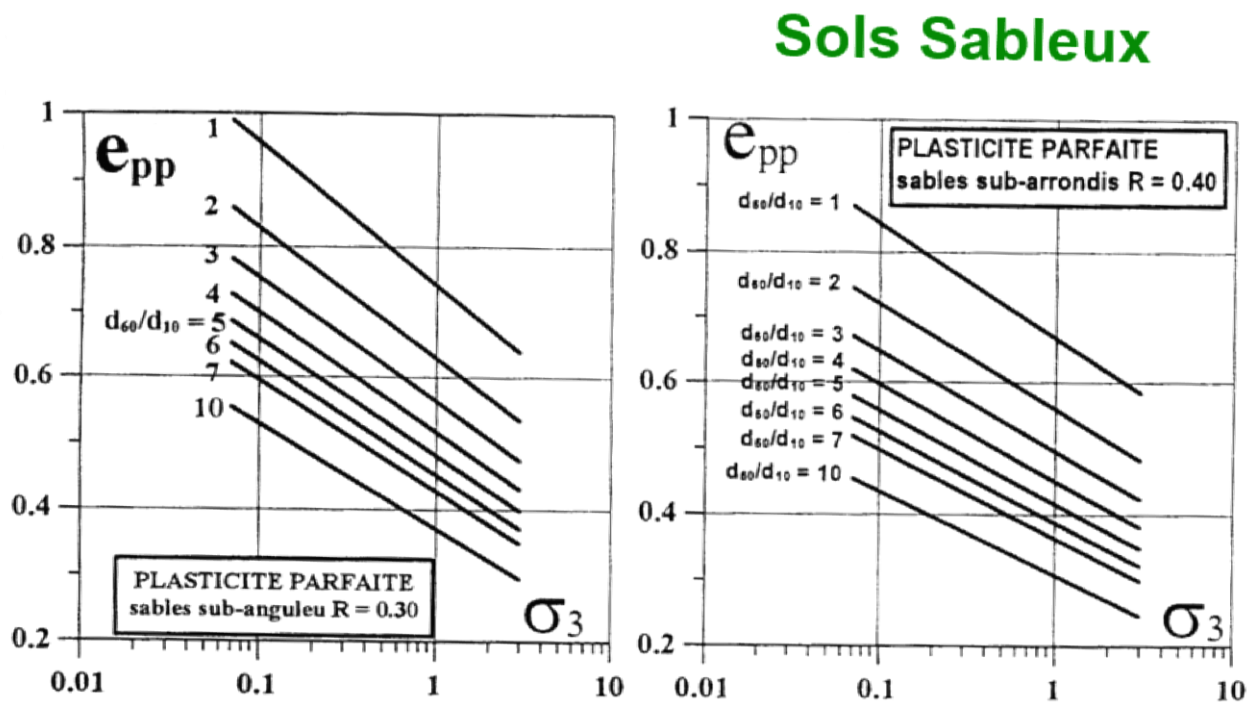


Figure 1.13: Rôle de l'étalement granulométrique  $d_{60}/d_{10}$  sur l'indice des vides de plasticité parfaite des sables et agrégats (Biarez et Hicher, 1994).

## 1.5. Conclusion

Les milieux granulaires sont des matériaux très diversifiés tant par leurs états physiques (solide, liquide ou gaz), leurs caractéristiques physiques (tailles des particules, distribution granulométriques....) que par leurs domaines d'utilisation (la pharmacie, l'ingénierie civile).

La présence de ce matériau en grande quantité sur la croûte terrestre fait de lui l'un des principaux matériaux utilisés dans les constructions des ouvrages en génie civil. La maîtrise du comportement mécanique des milieux granulaires est donc une nécessité pour les ingénieurs qui construisent des ouvrages en terre. Ce comportement est d'autant plus complexe qu'ils sont souvent soumis à des écoulements pouvant provoquer en leur sein de l'érosion interne.

Ces matériaux peuvent subir des écoulements et voir leurs caractéristiques physiques et leur comportement mécanique modifiés.

Ce comportement mécanique est modélisé au laboratoire via plusieurs essais normalisés, dont l'essai triaxial qui permet de reproduire des sollicitations semblables à celles rencontrées in-situ.

## **Chapitre 2 : Instabilités internes dans les milieux granulaires**

### **2.1. Introduction**

Pour décrire la susceptibilité des particules fines à se faire déplacer à travers les pores du squelette solide d'un sol pulvérulent, sous l'action d'une sollicitation extérieure de type écoulement par exemple (Kenney & Lau, (1985), Barakat, (1991), Tomlinson & Vaid, (2000)), l'expression utilisée est généralement « instabilité interne ». On rencontre aussi d'autres terminologies comme : suffusion ; suffosion ; suffosion et instabilité inhérente dans la littérature pour décrire le déplacement de ces particules fines et dont il convient de rappeler quelques définitions.

Dans ce chapitre, une nuance sera faite entre les différentes terminologies utilisées par les différents auteurs pour décrire la migration des particules. Les différents types d'érosion interne et les critères d'instabilités seront mis en revus.

### **2.2. Sens des terminologies décrivant le déplacement des particules selon les auteurs**

Les termes stabilité inhérente et stabilité interne ont été utilisés pour la première fois par United State Army Corps of Engineers (USACE, 1953) pour décrire la résistance d'un filtre à la ségrégation et à la boulangerie. Plus tard Kenney & Lau, (1985) ont défini la stabilité interne comme la capacité d'un matériau granulaire à prévenir la perte de ses particules fines sous l'effet de forces perturbatrices telles que l'infiltration et les vibrations.

Kezdi (1979) a défini le mot suffusion comme le phénomène par lequel l'eau en s'infiltrant à travers les pores d'un sol, emporte les particules fines sans détruire la structure de ce sol. Cette définition a été reprise par Wan et Fell (2004).

Dans la littérature, on distingue selon la localisation du phénomène trois types de suffusion qui sont : suffusion interne ; suffusion externe et suffusion de contact.

Kovacs, (1981) s'est servi du mot suffusion pour décrire le mouvement des particules fines. Il a défini la suffusion interne comme une redistribution de particules fines dans un sol, lorsque le volume de la matrice solide de ce dernier ne change pas et seule la perméabilité locale

change. En revanche, il a défini la suffusion externe comme le décapage de particules fines lorsque le volume de la matrice solide est réduit, et que cette réduction de volume est suivie d'une augmentation de la perméabilité sans que la stabilité du squelette solide soit affectée.

La figure 2.1 illustre les différents modes de rupture associés au processus d'érosion interne par suffusion. Il a été reconnu que la probabilité de rupture d'un barrage moderne par érosion interne est dix fois plus élevée que la probabilité de rupture par glissement (Fry, 1997). Citée par Hicher, (2012).

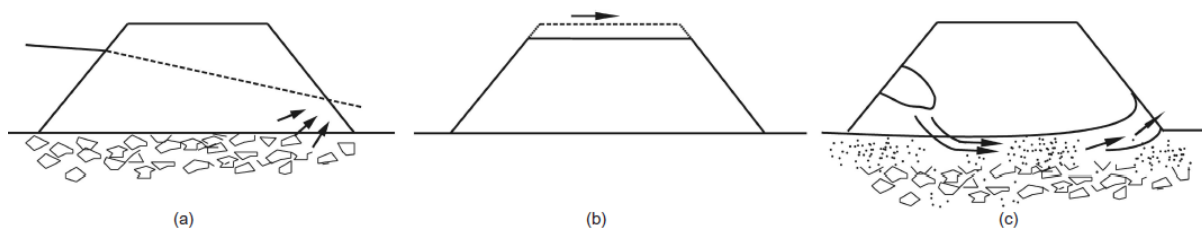


Figure 2. 1 Modes de rupture par suffusion (Fry, 1997 ; cité par Hicher, 2012): (a) l'instabilité au soulèvement; (b) surverse; (c) boulanges

Selon Jones 1981 et Goldin et Rumyantsev (2009), le terme suffusion pourrait remonter à Pavlov en 1898, en ex-URSS. Kenney et Lau (1985) ont utilisé le mot suffusion pour décrire le transport de petites particules d'un sol, se référant aux travaux antérieurs de Lubochkov (1969). Quant à Charles (2001) la suffusion est l'érosion de masse due à l'infiltration dans les sols qui sont instables. Plus tard Richard & Ridy, (2007) ont défini la suffusion comme la migration des particules qui conduit à une réduction du volume total du sol avec pour conséquence potentiel l'effondrement de la structure du sol.

Lorsque la suffusion se produit, le débit d'infiltration transporte les particules fines sans déformation volumique du sol. Il peut y avoir augmentation de la perméabilité locale au point où la matière fine est érodée (en amont) et réductions possible de la perméabilité en aval, où les particules fines viennent se reposer. Quand il y a suffusion, la perte de particules fines provoque un changement dans le volume global du sol. La Suffusion conduit à des changements locaux de la perméabilité, et il peut aussi conduire à une migration des particules fines avec conséquence la perte de ces dernières, l'apparition des fissures et rupture potentiel du barrage (Shire & O'Sullivan, (2012)) .

Chapuis (1992) a utilisé le mot suffusion pour décrire le transport de petites particules d'un sol, laissant de grandes ouvertures entre les grosses particules de ce sol.

Suffusion et suffosion sont deux processus similaires, mais distinctes d'érosion interne que l'on rencontre dans les sols instables (Moffat & al. (2011)). Ces deux processus modifient la distribution granulométrique des sols, ce qui aura des conséquences sur le comportement mécanique des matériaux, par exemple, en modifiant la ligne d'état critique [Muir Wood & Maeda (2008), Muir Wood & al, (2010)), la résistance au pic (Scholtès & al. (2010)) ou l'angle de frottement interne (Hicher, (2012)).

En résumé, les termes suffusion, suffosion, instabilité interne et suffosion ont tous été utilisés pour décrire la migration des particules fines d'un sol à l'intérieur de ses pores. Le mot suffosion semble être le moins utilisé (Chapuis (1992) et Chapuis & Aubertin (2004)) dans la littérature. Aussi, le mot suffusion dont la suffusion interne et suffusion externe nous semble être le mieux adapté pour décrire l'étude menée dans cette thèse. Ainsi, dans ce document, les expressions instabilité interne et suffusion seront donc les seuls utilisées pour désigner la susceptibilité d'un matériau granulaire au phénomène d'érosion interne.

### **2.3. Instabilité et typologie d'érosion interne**

Plusieurs chercheurs (Arulanandan et al. 1975, Fry et al. 1997, Pham, 2008) s'accordent sur deux conditions suffisantes et nécessaires pour que l'érosion interne se produise et se développe. Ces deux conditions sont : l'arrachement et le transport des particules par un écoulement. Lorsque l'érosion interne se produit, elle se manifeste généralement par l'un des phénomènes principaux suivants : l'arrachement (érosion régressive, boulangerie, entraînement, débouillage, défloculation et dissolution) et le transport (suffusion et renard) (Fry et al. 1997, Blais (2005)). La figure 2.2 présente les typologies d'érosion interne



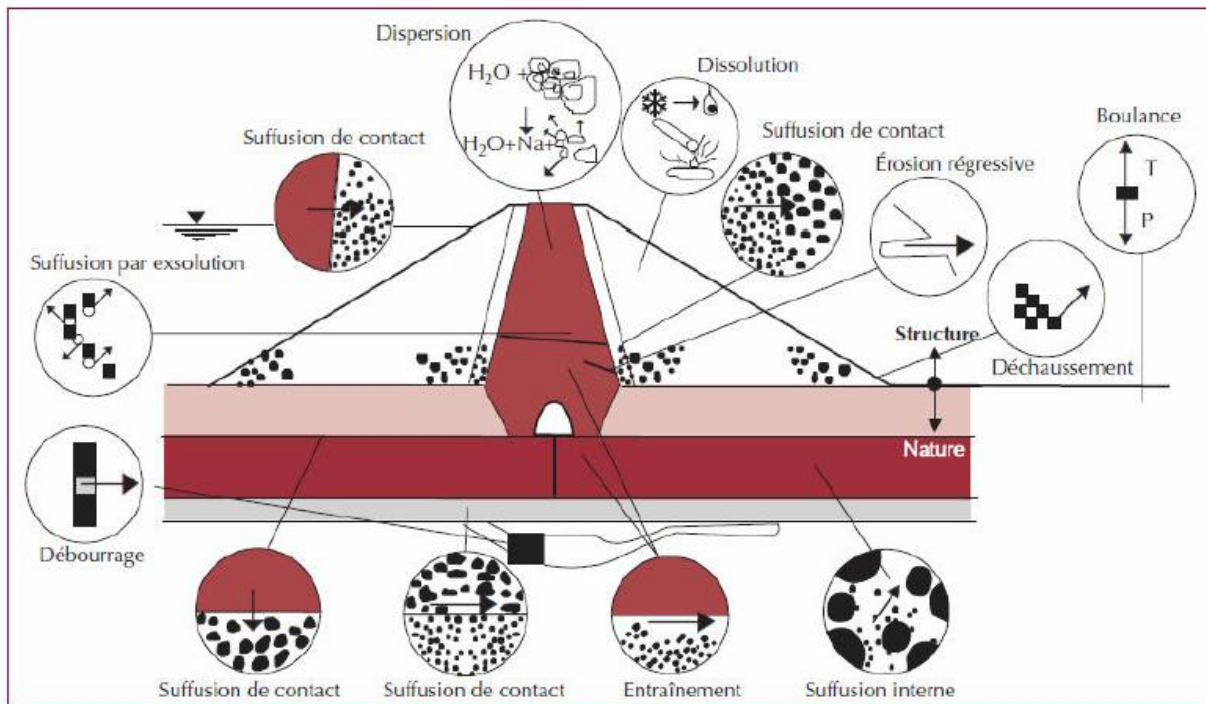


Figure 2. 2 : Schéma représentatif des divers phénomènes initiateurs de l'érosion interne dans un barrage (Schuler et Brauns 1996).

### 2.3.1. Les phénomènes d'arrachement

L'arrachement caractérise l'ultime perte de tout contact pour une particule ou un agrégat de particules avec les autres sous l'effet de deux types de sollicitations : hydraulique (arrachement), et/ou chimique (dissolution, défloculation). Parmi les phénomènes liés à l'arrachement, on peut citer les exemples suivant :

**Érosion régressive** : Elle se manifeste par l'arrachement des particules du sol une par une et se développe de l'aval vers l'amont sous la pression de l'eau. Une fois initiée, elle augmente le gradient hydraulique local suivi de la vitesse d'écoulement qui évacue progressivement les particules et conduit à l'effondrement de l'ouvrage. Il existe deux types d'érosion régressive (figure 2.3) :

*Le déchaussement* : Il se produit généralement au pied d'un talus et peut facilement déstabiliser un remblai, grâce aux forces liées à l'écoulement qui résurgent.

*L'érosion régressive par conduits* : Un ou plusieurs conduits se développent depuis l'aval et progressent vers l'amont.

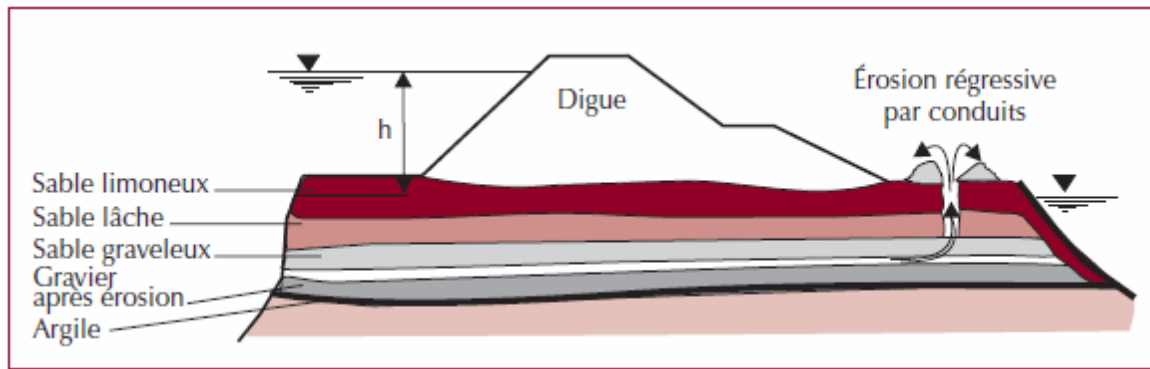


Figure 2. 3: Mécanisme d'érosion des digues du Danube (Peter 1974)

**Boullance** : La boullance est un phénomène qui correspond à l'état où la contrainte effective d'un sol est annulée par un gradient hydraulique supérieur au gradient critique. Il se produit généralement lorsque le gradient hydraulique est imposé par un écoulement vertical ascendant et engendre une force supérieure au poids déjaugé des particules. C'est un phénomène qui peut se produire à l'aval de l'ouvrage ou au pied du talus.

**Entraînement** : Ce phénomène purement mécanique se produit lorsque la contrainte de cisaillement  $\tau$  provoquée par le frottement fluide-solide dépasse la contrainte de cisaillement seuil  $\tau_c$ . Il correspond au détachement des particules des parois d'une conduite et est orienté dans le sens de l'écoulement proportionnellement à la vitesse de ce dernier (figure 2.4).

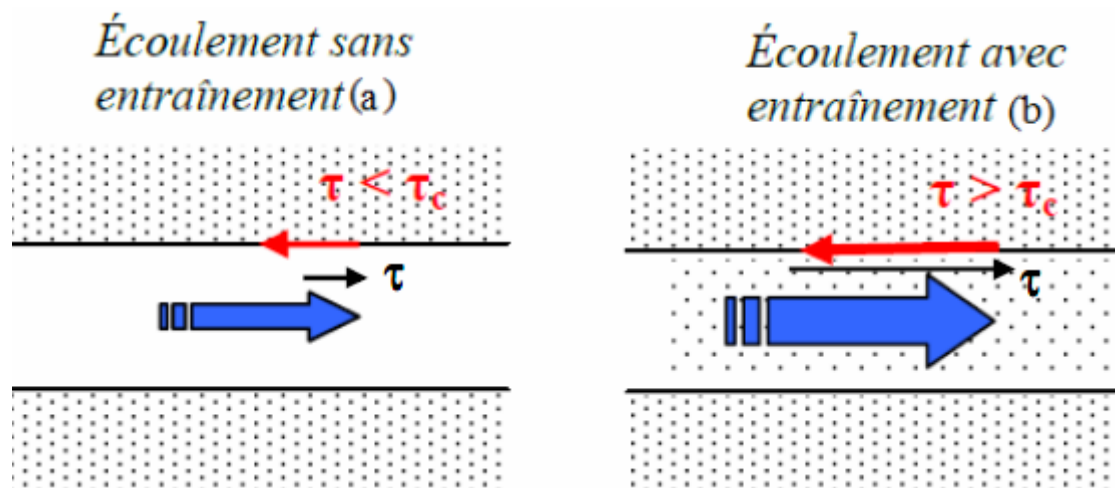


Figure 2. 4: Phénomène d'entraînement de sol (Pham, 2008)

**Débouillage** : Le débouillage est un déséquilibre d'un volume de sol sous l'action de la poussée de l'eau que la résistance au cisaillement ne parvient plus à compenser. Il se produit dans une fissure rocheuse ou une conduite karstique lorsque ces derniers sont remplies de

matériaux argileux et que l'eau exerce une pression qui provoque un déplacement d'ensemble du matériau vers l'aval, jusqu'à la formation d'une cavité ou un élargissement. L'eau s'écoule alors librement dans la fissure (figure 2.5)

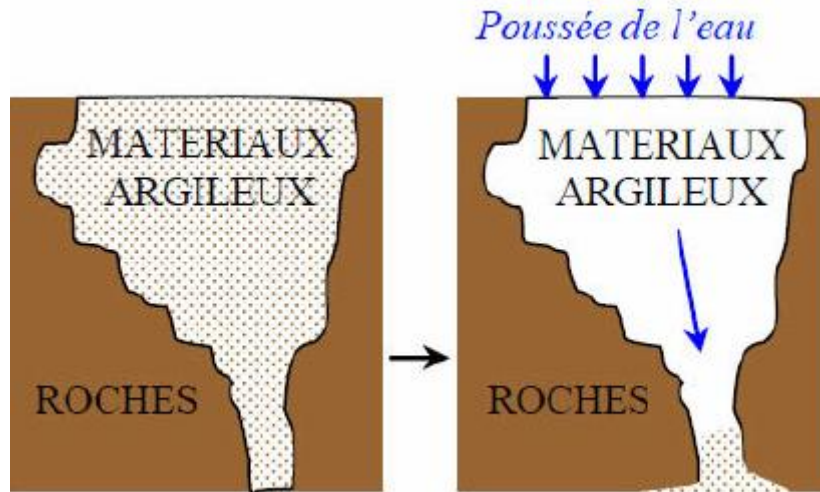


Figure 2. 5: Le déboufrage selon Pham, (2008).

### **2.3.2. Les phénomènes de transport**

C'est un phénomène qui se manifeste soit par le transport dans une conduite (renard), soit par le transport dans les constriction du milieu poreux (suffusion). Selon Fry, (1997), ces deux modes de transports se distinguent par les conditions géométriques et hydrauliques.

**Renard :** Il s'agit d'un phénomène caractérisant un écoulement conduisant à la formation et à l'entretien d'un conduit continu entre l'amont et l'aval d'un ouvrage en remblai. Lorsque dans un barrage en remblai, les gradients hydrauliques de sortie (aval) sont importants, ils peuvent provoquer les détachements régressifs des particules des sols et initier le phénomène de renard. Wan, (2002) considère que ces endroits où peut naître le renard peuvent se trouver sur le côté en aval d'un remblai homogène, à l'interface entre le noyau et la zone aval du barrage, à l'interface entre un matériau fin et un matériau grossier dans la fondation, ou à l'interface entre le talus et la fondation. C'est un phénomène difficilement détectable et évoluant très vite (figure 2.6).



Figure 2. 6: Phénomène de renard dans un barrage (Lautrin, 2002)

Lors de l'atelier international d'Aussois en 2005, J.-J. Fry et R. Fell, ont simplifié la description du phénomène d'érosion (Fell et Fry, 2007). Ainsi, quatre types d'érosion, présentés sur la Figure 2.7 ont été proposés: la suffusion; l'érosion de contact entre deux sols; l'érosion régressive; l'érosion de conduit par écoulement localisé.

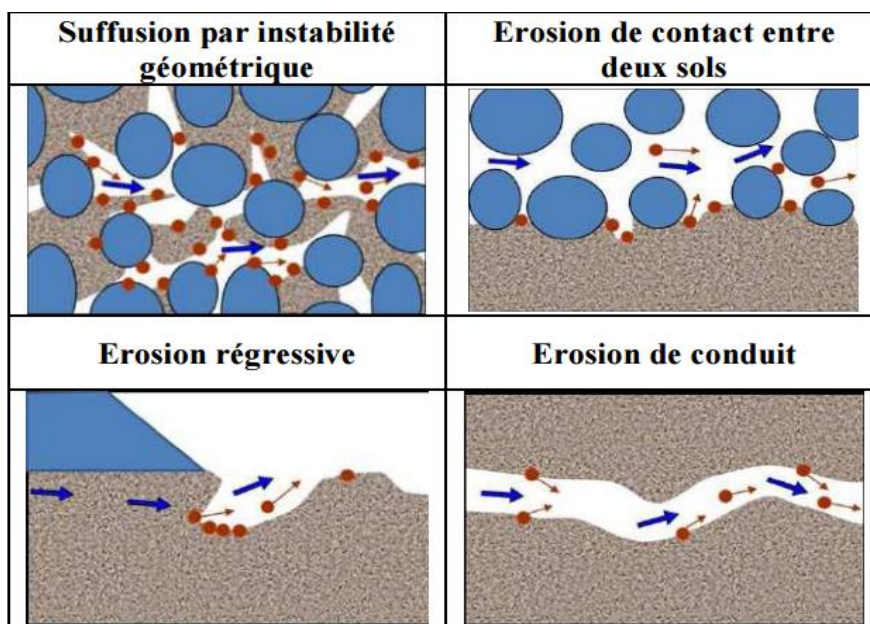


Figure 2. 7 les quatre types d'érosion interne (Bonelli, 2013b)

En France, pour mieux comprendre les mécanismes de l'érosion interne et lutter contre les conséquences de ses actions néfastes sur les ouvrages, un grand projet national ANR dénommé ERINOH (Erosion Interne dans les Ouvrages Hydrauliques) a vu le jour en 2007 et s'est poursuivi jusqu'en 2014. Ce projet a réuni plusieurs acteurs parmi lesquels 7 entreprises

(EDG, FUGRO, SNCF, SOLETANCHE-, BACHY, SOTRAISOL et TENCATE) 11 laboratoires de recherche universitaires (CEREGE Univ. Aix-en-Provence, CERMES ENPC, ESTP, L.O.M.C. (Université du Havre), L.T.D.S. de Ecole Centrale Lyon, GéM (EC Nantes et IUT de Saint-Nazaire), LTHE Université Grenoble, SISYPHE (Université de Pierre et Marie Curie PARIS VI) et 3S Université Grenoble), 6 centres de recherche ( CETE Normandie Centre, CETMEF, F.N.T.P./SOFFONS, IFFSTAR (LCPC)., IFFSTAR (L.R.P.C. de Rouen ) et IRSTEA), 6 bureaux d'études (COYNE & BELLIER, EGIS, IMSRN, ISL, M.C. Consulting et SAFEGE) et 5 maîtres d'ouvrages (CNR, EDF, SYMADREM, HYDRO-QUEBEC (Canada) et VNF). Le projet a visé plusieurs objectifs :

- Constituer une banque de données nationale d'incidents et de ruptures par érosion interne ;
- Mieux comprendre les phénomènes mécaniques et physico-chimiques qui contrôlent le déclenchement et l'évolution de l'érosion interne, en distinguant les différents modes d'érosion, à partir d'expérimentations et de modélisations ;
- Quantifier les phénomènes d'érosion, de transport et de filtration à l'échelle du grain ou de la suspension de grains au travers de l'observation et de la mise en œuvre d'une modélisation multi-échelles ;
- Vérifier la ténacité des coulis d'étanchéité en cours d'injection et la durabilité des sols traités par ces coulis en cours d'exploitation ;
- Développer des méthodes de détection in situ de l'érosion interne et des fuites ;
- Valider les méthodes et outils développés dans le cadre d'un projet sur chantier.
- Mettre à disposition des bureaux d'études des bancs expérimentaux pour caractériser la résistance à l'érosion interne, des méthodes de reconnaissance et de surveillance innovantes, des modèles physiques et numériques dédiés à des formes spécifiques d'érosion.

Pendant les 6 ans du projet ERINOH, ce sont 16 appareillages de laboratoire qui ont été conçus, construits, et mis au point. Certains ont même permis de quantifier la résistance à l'érosion de sols réels d'ouvrages hydrauliques existants, avec des échantillons remaniés, et même avec des échantillons intacts (Bonelli, 2013b).

Les résultats du projet ont fait l'objet d'une synthèse et de recommandations, ainsi que de l'édition de trois guides techniques à l'usage de maîtres d'ouvrages, bureaux d'études, entreprises et gestionnaires d'ouvrages hydrauliques dont l'objectif est l'amélioration de la conception et de la maintenance de ces ouvrages.

Dans les deux premiers guides sont présentés respectivement les essais au laboratoire et les méthodes de détection de l'érosion interne. Concernant les essais de laboratoire, le Guide 1, élaboré sous la direction de S. Bonelli (Irstea) et C. Chevalier (Iffstar), rassemble les informations relatives aux 16 dispositifs expérimentaux associés au projet de recherche ERINOH (Bonelli, 2011; Chevalier & Bonelli 2013; Bonelli, 2013a & 2013b).

Concernant la détection de l'érosion interne, le guide 2, rédigé sous la direction de D. François (EDF), présente la démarche en trois étapes clés : (1) Evaluation du risque (quel risque d'érosion interne ?); (2) Étude de diagnostic (quelle marge de sécurité?); (3) Maintenance préventive (quelle maîtrise de la sécurité?).

Le troisième guide, établi sous la direction de L. Deroo (ISL) et J.J. Fry (EDF), décrit les incidents les plus marquants de l'érosion interne dans le monde, dresse une synthèse des observations et modélisations des principaux phénomènes, causes de ces pathologies, reproduits au laboratoire. Il insiste sur l'importance des défauts d'hétérogénéité, initiateurs de l'érosion interne et les intègre dans les pratiques et approches récentes de diagnostic et de contrôle de l'érosion interne.

### **2.3.3. Critères de stabilité**

Dans la littérature, deux types de critère sont utilisés pour évaluer la susceptibilité d'un sol granulaire au phénomène de migration des particules fines: les critères géométriques basés sur la courbe granulométrique et les critères hydrauliques basés sur le gradient hydraulique ou la vitesse de l'écoulement qui déclenche le transport des particules. Plusieurs études expérimentales ou empiriques ont défini une frontière plus ou moins correcte entre une distribution granulométrique stable et instable.

Certains de ces critères sont purement théoriques et d'autres expérimentaux. Pour les critères qui découlent de l'expérimental, des essais sont réalisés à l'aide d'un perméamètre à charge ou à débit constant. Dans cet appareil, le sol est soumis à un écoulement ascendant, descendant ou horizontal dans des conditions hydrodynamiques qui peuvent être excessives

## ***Partie I : Synthèse bibliographique***

par ajout des vibrations. La suffusion externe est évaluée par utilisation d'un filtre en aval. La plus part des essais utilise un écoulement vertical descendant pour vérifier la stabilité interne. Les conditions hydrauliques à l'origine du transport des particules sont déterminées par augmentation graduelle du gradient hydraulique ou du débit sous un écoulement vertical ascendant.

Dans cette partie, nous allons passer en revue quelques critères qui semblent les plus pertinents pour l'évaluation de la susceptibilité d'un sol à la suffusion (tableau 2.1).

année	Auteur	Taille de l'échantillon (cm)	Surcharge (kPa)	Qualité de l'eau	Gradient hydraulique	Direction de l'écoulement	Vibration	Critère
1985	Kenney and Lau	h=20 – 50 d=24.5 or 58	10	L'eau recyclée	Re > 10	Descendant	Coup Manuel	Géométrique
1994	Skempton and Brogan	h = 15.5 d = 13.9	0	Non renseigné	0 – 1	Ascendant	Non	Hydraulique
2004	Wan and Fell	h =25 - 30 d = 30	0	Non renseigné	10 – 20	Descendant / Ascendant	Non	Géométrique / Hydraulique
2005	Mao	h =20 – 30	0	Non renseigné	0 – 1	Ascendant	Non	Géométrique / Hydraulique
2006	Fannin and Moffat	h = 10 d = 10	25	Distillée et dé-aéré	0.1– 15	Descendant	Vibration Automatique	Géométrique

Tableau 2 1: Résumé de quelques critères géométriques et hydrauliques

### ***2.3.3.1. Critères géométriques***

Basés sur la courbe granulométrique, les critères géométriques tiennent compte de la taille des particules fines, celle des grosses particules et de l'étalement de la courbe granulométrique pour évaluer la susceptibilité à la suffusion d'un sol. Théoriquement, si les constriction dans le réseau de pores formées par les grosses particules sont plus grandes que les plus petites particules, ces dernières peuvent être transportées par un écoulement à travers le milieu poreux.

### 2.3.3.1.1. Critères de Terzaghi (1939)

Terzaghi, (1939), est le premier à proposer un critère dit de rétention et dont le but est de vérifier la stabilité d'un filtre granulaire. Il pose ainsi la condition de stabilité en définissant un coefficient de rétention suivant :

$$\frac{D_{15}}{D_{85}} < 4 \quad (2.1)$$

Où  $D_{15}$  est le diamètre des particules du filtre correspondant à 15% de passant en masse et  $D_{85}$ , le diamètre des particules du sol à protéger correspondant à 85% de passant en masse.

Ce critère est à la base des travaux de recherche d'autres auteurs qui ont abouti à la proposition de plusieurs critères dérivant de celui-ci.

Selon Coté, 2010, des essais réalisés en soumettant dans un perméamètre un matériau fin et un matériau grossier compactés à 70% à des gradients variant entre 6 et 20, ont montré que la valeur minimale critique du coefficient de rétention est 6 et qu'il peut aller jusqu'à 11 pour des matériaux plus uniforme : Le critère de Terzaghi procure donc une certaine marge de sécurité.

### 2.3.3.1.2. U.S Army Corps of Engineers, USACE (1953)

Pour étudier la possibilité de confectionner un filtre granulaire à partir d'un mélange de sable et de gravier en lieu et place d'un système de double-couche de ces mêmes matériaux, le US Army Corps of Engineers (1953) ont testé des mélanges de sable-gravier et déterminer la combinaison la mieux appropriée. Des essais de perméamètre à charge constante ont été effectués sur quatre échantillons constitués de mélange de sable et de gravier. La pose des matériaux a été effectuée dans état suffisamment lâche et suffisamment uniforme dans le perméamètre. Un écoulement unidirectionnel orienté du haut vers bas a été imposé en commençant par imposer un gradient de 0,5, puis augmenté par paliers jusqu'à 16. Pour rendre les conditions hydrodynamiques plus sévères, des vibrations ont été appliquées au cours de l'essai. La stabilité interne a été déterminée en comparant la distribution granulométrique avant et après l'essai.

A l'issue des essais, les matériaux composés comme suit :

- 50% de sable + 50% de gravier et 30% de sable + 70% de gravier étaient intrinsèquement instable et ne peuvent pas agir comme filtre.



➤ 70% de sable + 30% de gravier et 90% de sable + 10% de gravier étaient intrinsèquement stable et peuvent être utilisés dans la confection d'un filtre.

### 2.3.3.1.3. Le critère de Lubochkov (1969)

Lubochkov (1969) a montré que le potentiel d'instabilité interne dépend en grande partie de la forme de la courbe granulométrique. Il montre aussi que tous les matériaux ayant des coefficients d'uniformité supérieure à 20 ne sont pas forcément instables. Il a émis une hypothèse analytique selon laquelle un matériau n'est susceptible à la suffusion que lorsque la pente de sa courbe granulométrique est inférieure ou égale à une valeur donnée dans chaque intervalle de diamètres considérés.

Cité par Kovacs (1981), Lubochkov (1969) a défini un fuseau de granulométrie qui correspond aux sols stable vis-à-vis de la suffusion (figure 2.7).

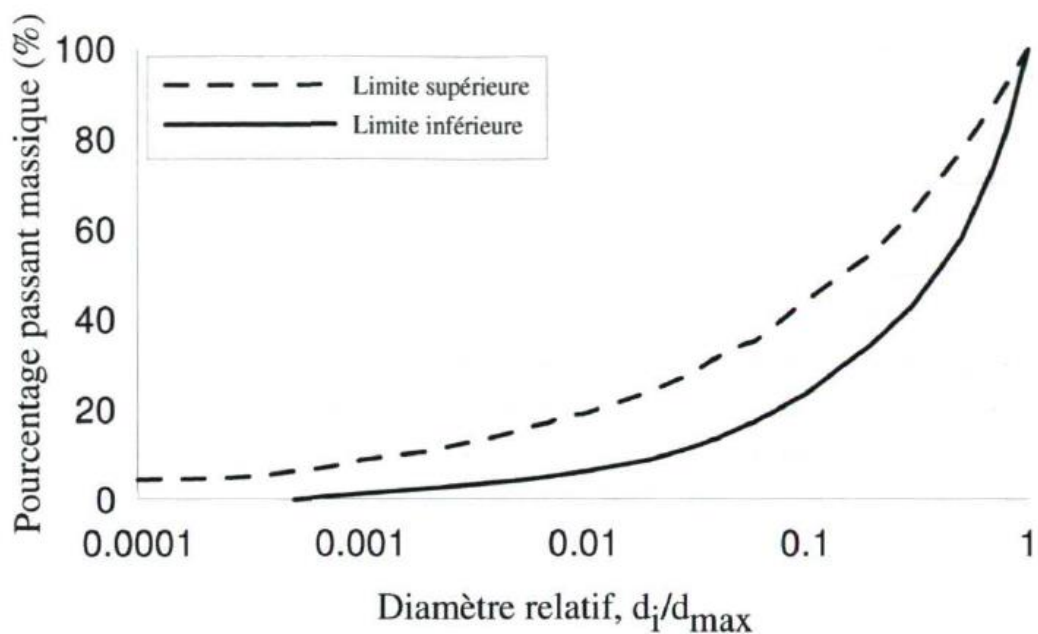


Figure 2. 8: Granulométries de matériaux non susceptibles à la suffusion selon Lubochkov.

D'après Kovacs (1981)

Plus tard Kenney & Lau, 1985 mentionnent que la limite inférieure du fuseau de Lubochkov est très peu connue en dehors de l'Europe de l'Est. Ils citent alors que la limite inférieure sur la figure 2.7 correspond à une densité moyennement-dense à dense et qu'elle est décrite par l'équation suivante :

$$F = 0.6(d/d_{60})^{3/5} \quad (2.2)$$

Où  $D_{60}$  est le diamètre qui correspond à 60% de passant ;  $d$  est n'importe quel diamètre choisi sur la courbe granulométrique et  $F$  est le pourcentage des passant à  $d$ .

2.3.3.1.4. Kezdi (1969, 1979)

Pour évaluer la stabilité interne des sols, Kezdi, en partant du critère de Terzaghi, énonce en 1969 une méthode basée sur la subdivision de la courbe granulométrique en une première partie constituée des particules fines et une seconde constituée des particules grossières. Cette méthode sera détaillée plus tard dans Kezdi (1979) (figure 2.8). La limite entre ces deux parties est matérialisée par le diamètre  $d_n$  choisi arbitrairement le long de la courbe granulométrique. Alors que Terzaghi définit son coefficient de rétention sur un point précis correspondant au diamètre  $d=80 \mu\text{m}$ , Kezdi lui propose de balayer l'ensemble de la courbe granulométrique

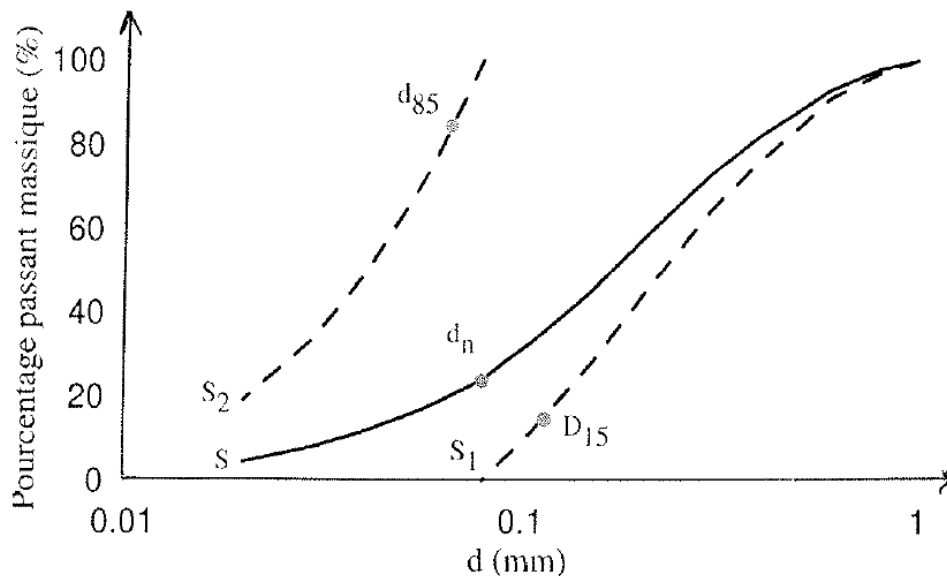


Figure 2. 9: Critère de Kézdi (1979)

Dans cette démarche, la capacité de la partie grossière à retenir la partie fine est évaluée. Le matériau est considéré stable si pour chaque  $d_n$  il satisfait au critère de rétention de Terzaghi pour deux sols à granulométries uniformes adjacents,  $D_{15}/d_{85} < 4$ .  $D_{15}$  est le diamètre des particules du filtre (partie grossière) correspondant à 15% de passant en masse et  $d_{85}$ , le diamètre des particules du sol à protéger (partie fine) correspondant à 85% de passant en masse.

2.3.3.1.5. Critère de De Mello (1975)

## Partie I : Synthèse bibliographique

S'appuyant sur la méthode de Kezdi appliquée aux granulométries discontinues, De Mello (1975) a subdivisé aussi sa courbe granulométrique en deux granulométries serrées dont l'une constituée d'éléments fins et l'autre d'éléments grossiers. Cependant, contrairement à Kezdi son diamètre de division n'a pas été choisi au hasard. Pour cet auteur, le point de discontinuité a servi de point de division (figure 2.9). Il a appliqué en suite le critère de rétention de Terzaghi pour évaluer la stabilité interne de ses matériaux mais avec un facteur de rétention de 5.

Plus tard Sherard (1979) remarque que pour les matériaux instables, la valeur de seuil pour le ratio de filtre  $d_{15}/d_{85}$  est de 5 à 20 alors que pour les matériaux stables, ce ratio est de 2 à 4. Il retient alors la valeur de 5 mais sans la restreindre aux sols discontinus comme l'a fait De Mello (1975).

Les essais de Fannin & Moffat (2006) effectués sur des sols largement gradués ou présentant une granulométrie discontinue ont montré que le pourcentage des particules fines transporté par un écoulement augmente lorsque le ratio  $(D_{15}/d_{85})_{max}$  augmente. Après avoir mené des essais expérimentaux supplémentaires, Kenney & Lau (1985) et Honjo et al. (1996) ont trouvé que la valeur seuil du ratio égale à 4 préconisée par Kezdi (1979) est une limite bien fiable (figure 2.10).

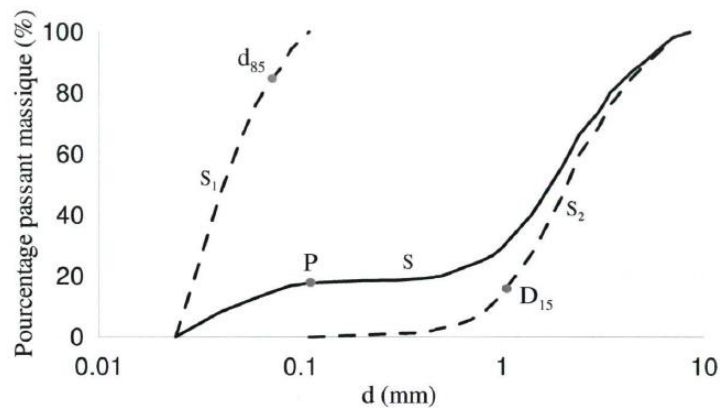


Figure 2. 10: Critère de De Mello (1975)

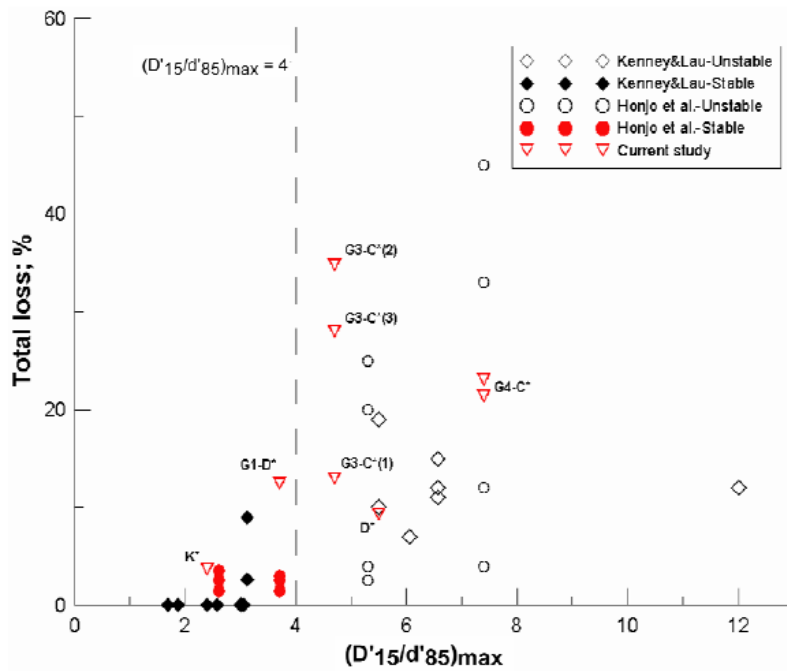


Figure 2. 11: Pourcentage de fines perdues avec  $(D'_{15}/d'_{85})_{max}$  (Fannin and Moffat, (2006)).

#### 2.3.3.1.6. Sherard (1979) et de Sherard et Dunningan (1986)

Dans ses expériences, Sherard (1979) montre que des fissures se produisent dans les barrages dont les noyaux sont constitués des sols pulvérulents largement gradués. Ces fissures sont généralement le siège d'une fuite concentrée ou phénomène de renard. Il constate la présence de ces types de matériaux sur plusieurs barrages à travers le monde et attribue ces incidents à l'instabilité interne de ces sols. Il considère que ces barrages sont en majorité constitués de matériaux d'origines glaciaires et situés dans le fuseau granulométrique (F) de la figure 2.11.

Ces matériaux sont constitués des fines avec une faible plasticité. Leur courbes granulométriques sont pour la plus part des lignes droites ou présentent une faible courbure. Il suggère d'évaluer l'instabilité interne de ces matériaux selon le critère de De Mello (1975). Il propose un ratio de rétention  $D_{15}/d_{85}$  de 5 à 20 pour les matériaux instables et de 2 à 4 pour les matériaux stables. Il utilise aussi le ratio de 5 mais contrairement à De Mello, il ne le restreint pas aux matériaux discontinus.

Plus tard, dans Sherard et Dunningan (1986) ((ICOLD), 1994) la stabilité interne des matériaux est évaluée selon leur coefficient d'uniformité :

- $Cu < 10$ , Le sol est généralement stable ;
- $10 < Cu < 20$ , Le sol est stable à condition que la pente de sa courbe granulométrique ne change pas de direction de manière abrupte;

- $20 < Cu < 75$ , Le sol est stable à condition que sa granulométrie soit régulière, sans changement abrupt de direction de sa pente et sans une partie fine longue et allongée.

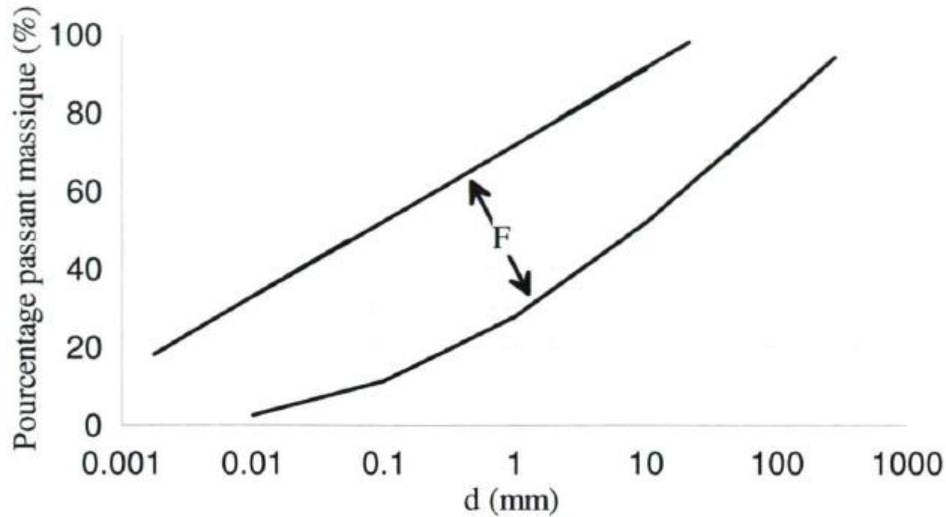


Figure 2. 12: Fuseau granulométrique de matériaux instables selon Sherard (1979)

2.3.3.1.7. Critère de Kovacs (1981)

Kovacs (1981) présente un modèle faisant une description physique du milieu granulaire. Cette approche avait déjà été très utilisée dans l'évaluation de la stabilité interne des milieux poreux. Dans ce modèle, le milieu poreux est présenté comme un ensemble de tubes capillaires aux diamètres variables (figure 2.12).

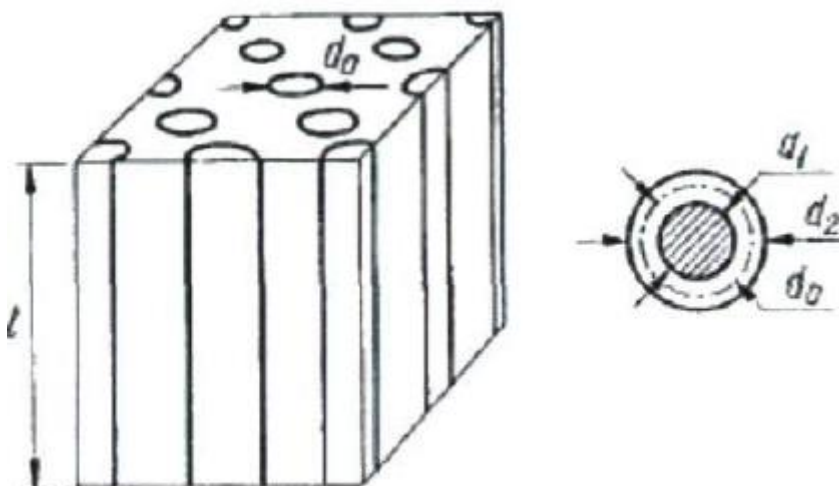


Figure 2. 13: Représentation physique du milieu poreux (Kovacs, 1981)

## Partie I : Synthèse bibliographique

Sur la figure 2.12,  $d_0$  représente le diamètre moyen des pores de la fraction grossière du milieu poreux (tubes capillaires),  $d_1$  et  $d_2$  leurs valeurs minimales et maximales.  $d_0$  est calculé à l'aide du diamètre effectif de Kozeny et de la porosité de la fraction grossière. Le diamètre effectif du squelette solide est calculé à partir du diamètre  $D_h$  qui divise la courbe granulométrique en deux.  $d_0$  est donné par la relation suivante :

$$d_0 = \frac{4n}{1-n} \frac{D_h}{\alpha} ; D_h = \frac{1}{\sum \frac{\Delta F_i}{D_i}} \text{ avec } d_0 \leq d_{85} \quad (2.3)$$

Où  $n$  est la porosité de la partie grossière ;  $\alpha$  est le coefficient de forme des tubes ;  $D_h$  est le diamètre effectif de Kozeny ;  $D_i$  est le diamètre moyen dans le  $i^{\text{ème}}$  intervalle de la courbe granulométrique ;  $\Delta F_i$  est le pourcentage des passants en masse au  $i^{\text{ème}}$  intervalle de la courbe granulométrique ;  $d_{85}$  est le diamètre effectif correspondant au 85% des passants pour la fraction fine du milieu poreux.

Kovacs (1981) propose d'évaluer la stabilité interne des sols en comparant  $d_{85}$  et  $d_0$  tout en faisant varier  $D_h$  le long de la courbe granulométrique. Notons que l'usage de ce modèle n'est pas encore très répandu car il n'a connu aucune validation expérimentale.

### 2.3.3.1.8. Critère de Kenney et Lau (1985, 1986)

Après la théorie de filtre de Terzaghi qui donne le facteur de rétention égal à 4, Kezdi (1979) pense que ce facteur n'est pas choisi au hasard. Il l'utilise pour évaluer le potentiel de stabilité des sols et démontre ce choix en se basant sur les deux types d'arrangement granulaire suivant (figure 2.13):

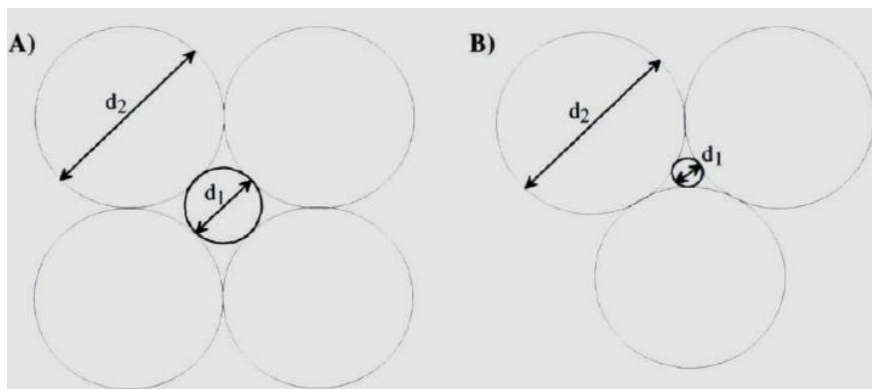


Figure 2. 14 : Arrangement de particules sphériques dans un état lâche (A) et dense (B).  
D'après Kézdi (1979).

## ***Partie I : Synthèse bibliographique***

---

Le calcul du diamètre maximal de la sphère capable de rentrer dans l'espace entre les particules qui forment le squelette donne :

$$\text{Arrangement lâche : } d_2 = f d_1 = (1 + 2\sqrt{3})d_1 = 4.46d_1 \quad (2.4)$$

$$\text{Arrangement dense : } d_2 = f d_1 = (1 + \sqrt{2})d_1 = 2.41d_1 \quad (2.5)$$

Le calcul de la moyenne de  $f$  donne 3.43. Cette valeur correspond au cas où les particules sont sphériques. Dans la pratique, ces particules sont de forme et de taille variables. Pour tenir compte de la variation de ces paramètres, une valeur de  $f$  comprise entre 4 et 5 est utilisée.

Pour déterminer la taille maximale des particules susceptibles d'être transportées à travers l'espace formé par les particules constituant le squelette du milieu poreux, Kenney et al. (1984a) étudient la géométrie du réseau de vides de matériaux utilisés comme filtre granulaire. Cette taille maximale de particule, est déterminée par un paramètre géométrique appelé constriction qui se trouve être caractéristique du réseau de particules. Selon ces auteurs, une constriction est le réseau des espaces inter granulaires à travers le quel une particule de taille inférieure peut être transportée. La constriction dans un matériau granulaire constituant un filtre est liée à sa partie fine et est donnée par les relations suivantes :

$$\frac{D_c}{D_5} \leq 0.25 ; \frac{D_c}{D_{15}} \leq 0.20 \quad (2.6)$$

Où  $D_c$  est la taille de la constriction et  $D_5$  et  $D_{15}$  sont respectivement les diamètres qui correspondent à 5% et 15% de passant. On retrouve donc dans cette démarche de Kenney et al. (1984a) le même facteur variant de 4 à 5 et qui lie la taille des particules fines à celle des constriction.

Kenney & Lau, (1985) ont effectué des essais expérimentaux et ont proposé un critère permettant d'évaluer la stabilité interne. Seize échantillons de grave sableuse compactés entre 80 et 100% de leur densité maximale sont soumis à un écoulement descendant dans un perméamètre à charge constante comme l'indique la figure 2.14. Les essais ont été effectués à des gradients hydrauliques inconnus. Le diamètre des échantillons est soit 245 mm ou 580 mm et leur longueur est soit 450 mm ou 860 mm. Une surcharge de 10 kPa et des vibrations manuelles ont été appliquées. La comparaison des courbes granulométriques avant et après l'essai a permis de constater si l'instabilité interne a été provoquée dans les matériaux par les différentes sollicitations appliquées.

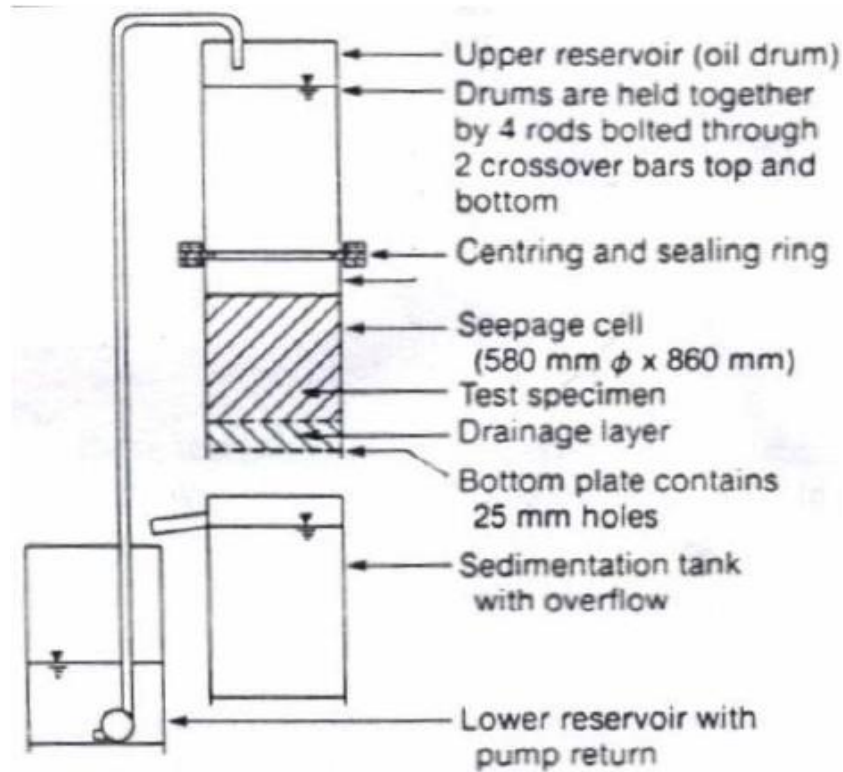


Figure 2. 15: Perméamètre à charge constante (Kenney & Lau, (1985))

A partir des résultats obtenus, ils ont élaboré un critère d'évaluation de la stabilité interne des sols granulaires dont le diamètre est supérieur à 80 mm. Cette approche consiste à créer une courbe de forme  $H = f(F)$  à partir de la courbe granulométrique.  $F$  est le pourcentage des passants à un diamètre  $d$  et  $H$  celui des particules dont le diamètre se situe entre  $d$  et  $4d$ . Cette courbe de forme ne dépend pas de la taille des particules mais l'allure de la courbe granulométrique toute entière. La comparaison de  $H$  et  $F$  permet de déclarer un sol potentiellement stable ou instable. Les valeurs de  $H$  entre  $d$  et  $4d$  donnent le nombre de particules capables de prévenir le passage des particules de dimensions  $d$ . Une insuffisance en particules dont le diamètre est compris entre  $d$  et  $4d$  rend possible la migration des particules de dimensions  $d$  (figure 2.15).



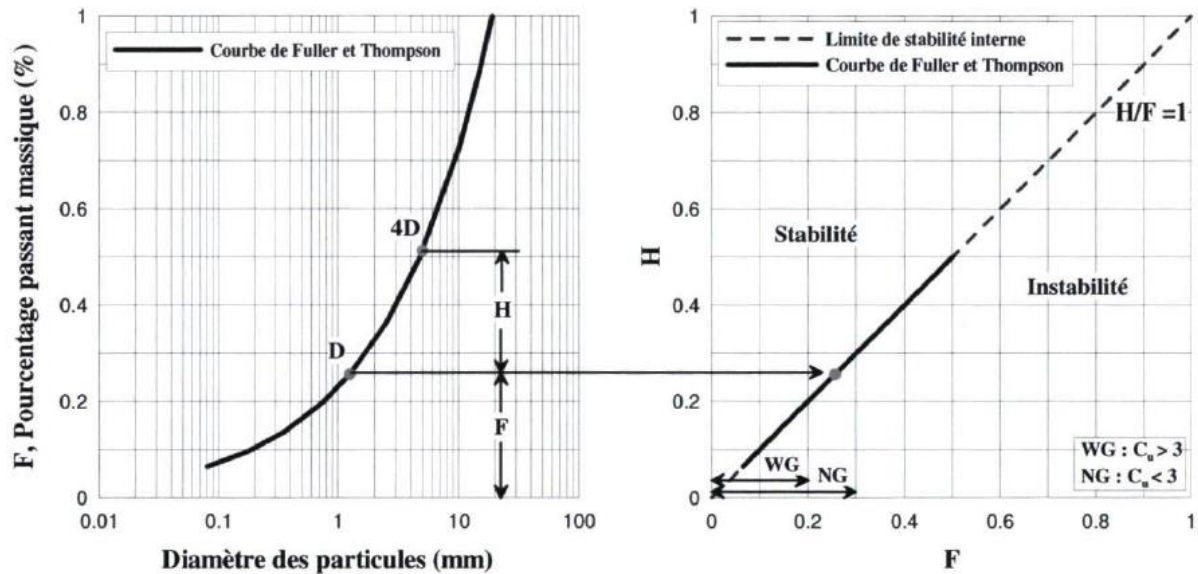


Figure 2. 16: Critère de Kenney et Lau (1985,1986)

Dans le plan  $(F, H)$

Si sur une partie de la fraction fine correspondant à  $F < 0.20$  d'une granulométrie étalée ( $C_u > 3$ ) ou  $F < 0.30$  pour une granulométrie serrée ( $C_u < 3$ ),  $H > F$  alors il y a plus de particules dont le diamètre est compris entre  $d$  et  $4d$ , susceptibles de bloquer la mobilité des particules de diamètre  $d$ . Dans ce cas, le matériau est classé comme étant stable sous un écoulement selon Kenney & Lau. Si  $H < F$ , le matériau est classé dans ce cas comme instable.

En se basant sur les travaux de Lobochov, Kenney & Lau, (1985) ont défini initialement une limite de stabilité de  $H/F=1.3$ . Après discussion avec Milligan (1986) et Sherard et Dunnigan (1986), il ressort que cette limite a été trop conservatrice. Une nouvelle limite de  $H / F = 1$  a donc été retenue (Kenney et Lau, 1986). Par rapport à ces deux limites de stabilité, Skempton et Brogan (1994), pense qu'un rapport de  $H/F = 1$  correspondrait mieux à des matériaux assez denses tandis qu'un rapport de  $H/F=1.3$  serait plus adapté aux matériaux plus lâches. Kenney et Lau font remarquer que les effets combinés des différentes sollicitations auxquelles étaient soumis les échantillons lors des essais constituent des conditions très sévères qu'on rencontre rarement dans la pratique. Cela signifie tout simplement qu'il existe un potentiel d'instabilité dans ces sols mais n'implique pas que l'instabilité s'y produira inéluctablement sur le terrain.

#### 2.3.3.1.9. Approche de Lafleur et al. (1989,1993)

Leur étude s'est basée sur le critère d'auto-filtration des matériaux à faible plasticité et ayant une granulométrie étalée. Ils considèrent que les particules grossières confèrent plus de

stabilité à un filtre granulaire alors que le rôle des particules fines dépendant de leur quantité. Ils se sont aussi intéressés à l'instabilité éventuelle de la base du matériau à protéger car même si le matériau du filtre est stable, si la base ne l'est pas, cela pourrait occasionner la perte des particules fines relativement à l'ouverture du filtre. Si l'ouverture du filtre est importante, la perte des fines est importante mais si cette ouverture est petite, les particules fines pourraient se déposer, colmater le filtre dans le temps et engendrer des surpressions interstitielles pouvant conduire à un glissement.

Dans cette démarche Lafleur et al. (1989) ont effectué des essais de filtration sur trois échantillons différents. Ils ont choisi le facteur de rétention tel qu'il puisse se produire à l'interface base-filtre une érosion régressive, une auto-filtration ou un colmatage. A l'issue des essais, une instabilité interne se produit dans deux des trois échantillons. L'interprétation des résultats a été faite en établissant un rapport entre la stabilité interne des matériaux et l'allure de leur courbe granulométrique conformément à la figure 2.16 suivante. Toutes les courbes granulométriques linéaires (cas de la courbe 1) ou linéaires dans leur partie fine (cas de la courbe 2) sont stables. Les granulométries discontinues (cas de la courbe 3) ont un fort potentiel d'instabilité (cas de la courbe 4). Ces types des matériaux sont généralement instables.

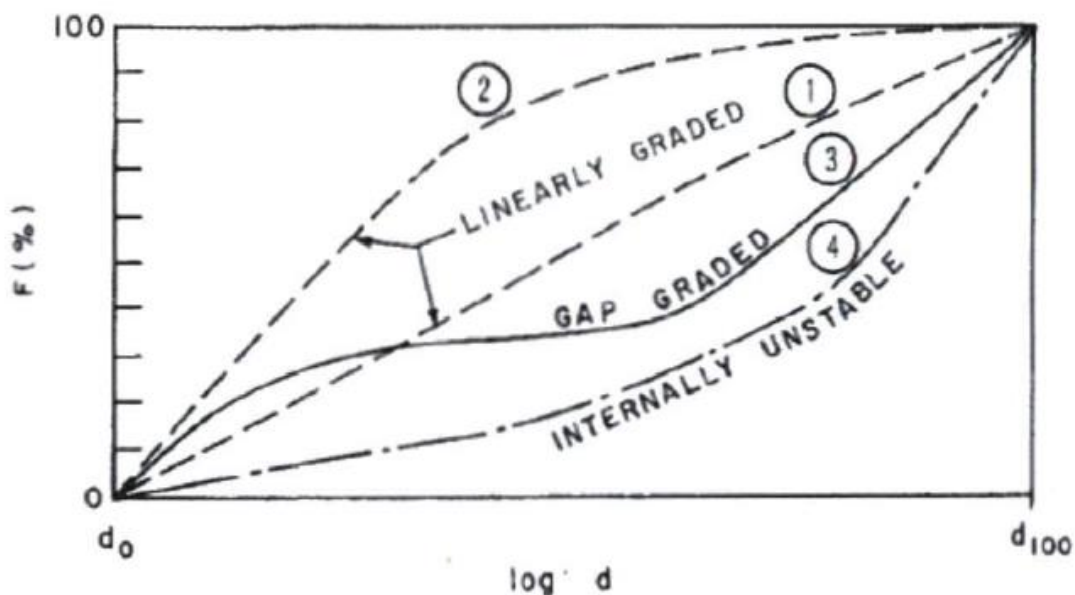


Figure 2. 17: Approche conceptuelle de Lafleur et al. (1989).

### 2.3.3.1.10. Critère de Sun (1989)

## Partie I : Synthèse bibliographique

Sun (1989) a effectué des essais au laboratoire portant sur 16 échantillons cohésifs constitués des mélanges de sable, argile et limon et non des mélanges pulvérulents constitués généralement de sable et du gravier utilisés par la plus part des chercheurs pour évaluer le potentiel d'instabilité des sols. Au cours de ces essais, les échantillons sont soumis à un écoulement ascendant avec un gradient hydraulique de 20.

A l'issue de ces essais, il propose un critère d'évaluation de l'instabilité interne des sols basé sur la division de la courbe granulométrique en une fraction grossière (c) et une fraction fine (f). Cette division est matérialisée par un diamètre  $D_i$  correspondant à chaque position  $i$  choisi arbitrairement le long de la courbe. A chaque point  $D_i$  correspond une taille de constriction  $D_{Ci} = 0.25D_i$  et un diamètre caractéristique  $D_{50i\ fine}$  représentant le  $d_{50}$  de la fraction fine. Le diamètre de référence  $D_c^*$  est la taille maximale d'une particule qui peut être transportée (Kenney et Lau, (1984a) défini au point  $i$  où le ratio  $D_{Ci}/D_{50i\ fine}$  est maximum et  $F_c^*$  le pourcentage des passants qui lui correspond.

Selon Sun (1989), la stabilité interne de ses matériaux dépend des paramètres suivants :

$D_{ci}^*/d_{50i\ Fine}^*$  et  $F_c^*$ . La limite établie entre les sols stables et instables est montrée par la figure 2.17. Cette limite correspond à un gradient hydraulique de 20. Sa pente peut varier en fonction du gradient hydraulique et pourrait être moins raide pour des gradients hydrauliques inférieurs à 20.

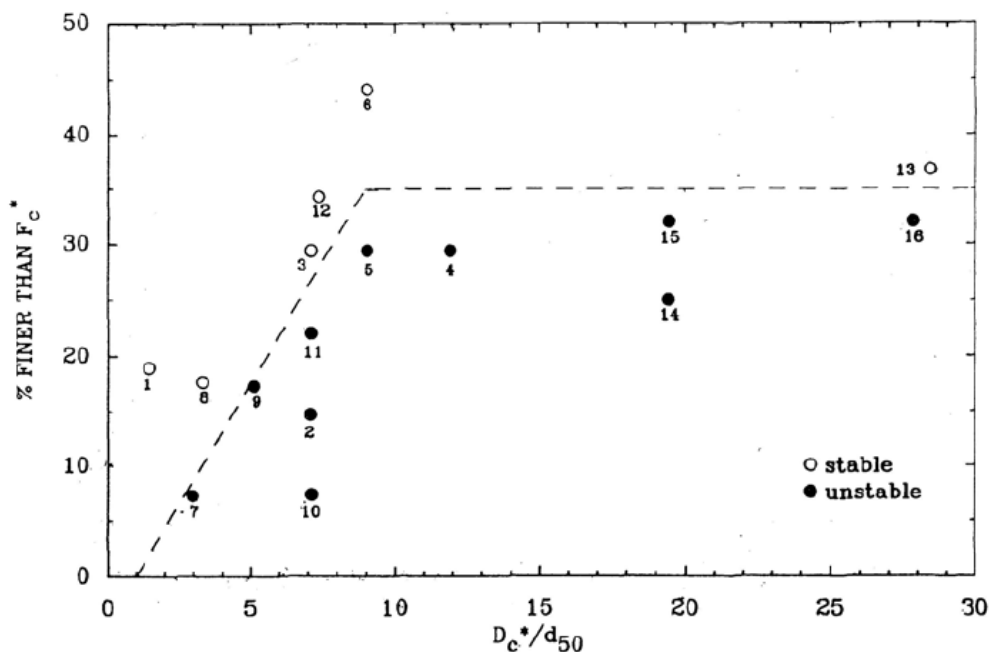


Figure 2. 18: Evaluation de la stabilité interne des sols ( Sun (1989)).

Pour Wan et Fell (2004), le gradient hydraulique égale à 20 utilisé dans les essais de Sun est très élevé et se rencontre difficilement dans les noyaux des barrages. Des tels gradients appliqués sur des échantillons de 25.4 mm de hauteur peuvent provoquer des fissures. Ainsi le phénomène d'instabilité observé dans ces échantillons est peut-être l'érosion des matériaux le long de ces fissures plutôt que la suffusion.

### **2.3.3.1.11. Critère de Chapuis (1992,1996, 2006)**

La comparaison des critères de Kezdi et de Kenney et Lau ont permis à Chapuis (1992) de démontrer que les deux méthodes pourraient être exprimées comme un simple critère mais de pente très similaire. Cette pente est celle de courbe granulométrique en un point quelconque approximée par la pente de la sécante en ce point. Elle indique la probabilité d'instabilité interne.

Selon cet auteur, le critère Kezdi pourrait être décrit comme suit: si à un point donné de la courbe granulométrique d'un matériau, sa pente est inférieure à  $0,15 / \log (4)$  par cycle, alors ce sol sera incapable de stabiliser ses particules fines.

De même, la méthode Kenney et Lau est équivalente à ce qui suit: pour un diamètre  $D_y$  ( $y \leq 20$ ), de particules données, la pente par cycle de la courbe granulométrique doit être supérieure à  $y / \log (4)$  pour avoir une stabilité interne.

Chapuis (1992) souligne aussi l'insuffisance d'informations à propos de certains facteurs pouvant influencer ces critères tels que l'intensité des forces perturbatrices dues aux vibrations et à l'écoulement, leurs effets stabilisateurs ou perturbateurs, l'indice des vides et les conditions de préparation des échantillons. Il pense donc que ces critères doivent être utilisés avec prudence.

Aussi, à travers des essais sur des matériaux granulaires utilisés dans les fondations supérieures des chaussées, il montre que certains de ces matériaux ne remplissent pas le critère de transport de particules à l'intérieur de leur squelette solide (Chapuis, 1996). Il conclut alors que dans une structure de chaussée, le respect du critère de rétention du filtre entre les couches peut s'avérer insuffisant dans la protection de la chaussée lorsque les matériaux constituant la fondation n'est pas stable.

### **2.3.3.1.12. Critère de Burenkova (1993)**

Burenkova (1993) a effectué des essais au laboratoire sur 22 échantillons de sol pulvérulent constitués d'un mélange de sable et de gravier dont la taille maximale des particules est de 100 mm et avec des coefficients d'uniformité pouvant aller jusqu'à 200. Les courbes granulométriques utilisées sont d'allure linéaire, concave ou convexe. Pour les essais, les sols ont été divisés en différentes fractions de diamètre, puis mélangés à sec dans un récipient. Il suppose que la stabilité interne des matériaux dépend de la forme de la courbe granulométrique et fait l'hypothèse que si une fraction fine est mélangée à une fraction grossière, cela ne doit pas provoquer une augmentation du volume de l'échantillon. Si non cette fraction fine est considérée comme une fraction grossière.

Se basant sur les trois fractions les plus représentatives  $d_{15}$  ,  $d_{60}$  et  $d_{90}$  , elle décrit l'hétérogénéité du sol par les rapports suivants appelés les facteurs conditionnels d'uniformité.

$$h' = d_{90}/d_{60} \quad (2.7)$$

$$h'' = d_{90}/d_{15} \quad (2.8)$$

A partir de ces facteurs, cet auteur propose une limite entre les sols stables et les sols instables. La figure 2.18 présente cette limite. Cette figure, La zone I et III représentent les granulométries instables, la zone II les granulométries stables et la zone IV représente les granulométries dont la composition est improbable.

La zone II des granulométries stables peut être approximée par l'inégalité suivante :

$$0.76 \log(h'') + 1 < h' < 1.86 \log(h'') + 1$$

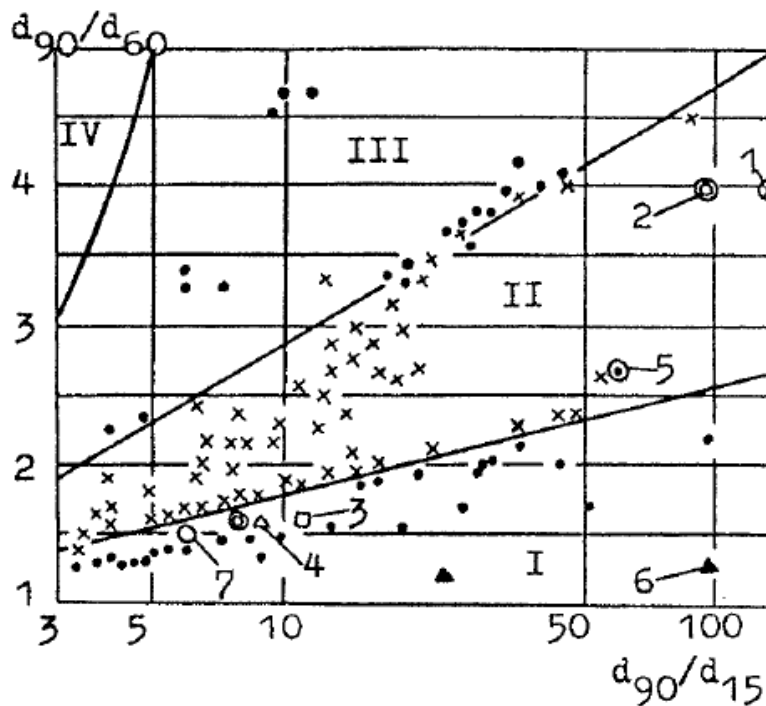


Figure 2. 19: Classification des sols stables et instables (Burenkova, 1993).(Zones I et III – instable; Zone II – stables; Zone IV – Composition improbable.)

Aussi, (Burenkova, 1993) propose une méthode permettant de prédire la taille de la plus grosse particule  $d_{dv}$  pouvant servir de limite entre la fraction grossière des particules constituant le squelette du sol et celle des particules fines capables d'être transportées.  $d_{dv}$  est défini par la relation suivante :

$$0.55(h'')^{-1.5} < \frac{d_{dv}}{d_{100}} < 1.87(h'')^{-1.5} \quad (2.9)$$

### 2.3.3.1.13. Critère de Honjo et al (1996)

Honjo et al. (1996) ont effectué des essais au laboratoire sur des matériaux à prédominance sable et dont la fraction de sable moyen était absente. Les granulométries ont leurs portions fines et grossières linéaires. Les diamètres des échantillons sont de 150 ou 300 mm, leur hauteur est de 100 mm. Les essais ont été effectués dans un perméamètre à charge constante sous écoulement descendant, avec une légère surcharge de l'ordre de 0.9 kPa adjoints à des vibrations manuellement. La taille de particules grossières à laquelle commence la discontinuité sur la courbe granulométrique correspond à l'ouverture du grillage métallique situé à la base des échantillons. La perte de particules fines a été mesurée et utilisée pour

évaluer le potentiel d'instabilité interne. En faisant varier le ratio de discontinuité  $D_{15}/d_{85}$ , ils constatent que le taux des particules fines perdues croît avec ce dernier.

Ils ont conclu que les bases ayant un ratio de discontinuité inférieur à 2.83 étaient stables et qu'un ratio de 4, peu importe la quantité de fines présente dans les matériaux, constituait la limite supérieure entre un comportement stable et instable.

### **2.3.3.1.14. Travaux de Wan et Fell (2004, 2008)**

Wan et Fell (2004a) ont mené une étude de l'instabilité interne des mélanges silt-sable-gravier et de mélanges argile-silt-sable-gravier. Les essais au laboratoire ont été réalisés sur un total de 14 échantillons cylindriques compactés de diamètre et hauteur égaux à 300 mm. Un filtre granulaire drainant constitué d'un sol mono diamètre de 20 mm d'épaisseur a été posé sous la base de l'échantillon et un autre de 25 mm de diamètre permettant de maintenir une pression uniforme au-dessus. Un écoulement unidirectionnel descendant a été imposé avec un gradient hydraulique variant entre 10 et 18.

Pour vérifier si l'instabilité interne s'est produite, ils ont comparé les courbes granulométriques avant et après écoulement, analyser le taux des fines et celui de gravier dans les échantillons. Ils concluent que ces taux n'affectent pas la stabilité interne des sols. Néanmoins, ils constatent que le taux de gravier est d'au moins 60% dans tous les échantillons classés instables et attribuent cette instabilité à l'allure de leur courbe granulométrique qui est discontinue. De ce constat, il s'en suit que les mélanges gravier - argile ou gravier-sable à granulométrie étalée avec une prédominance en gravier dépassant les 60% présentent un potentiel d'instabilité très élevé.

L'application des méthodes d'évaluation de la stabilité interne existantes dans la littérature à leurs échantillons montre que :

➤ Les critères basés sur le coefficient d'uniformité  $C_u$  (U.S. Army Corps of Engineers (1953)) ne sont pas adaptés pour prédire l'instabilité interne.

➤ Les méthodes qui consistent à subdiviser la courbe granulométrique en une partie grosse et une partie fine (Kezdi 1979, de Mello 1975, Sherard 1979, Kenney and Lau (1985, 1986)) sont très conservatives et surestiment l'instabilité. Ces méthodes peuvent classer des sols stables comme instables

➤ La méthode de Burenkova (1993) semble moins conservatrice. Le tableau 2.2 compare les méthodes de Kenney et Lau et celle de Burenkova (Wan & Fell, 2004).

Probabilité d'instabilité interne		Méthode de Kenney and Lau (1985, 1986)		
		$H < F$	$F \leq H < 1.3F$	$H \geq 1.3F$
Méthode de Burenkova (1993)	$h' \leq 0.76 \log(h'') + 1$	Probable à très probable	Neutre à probable	Très improbable
	$h' > 0.76 \log(h'') + 1$	Improbable	Très improbable à improbable	Très improbable

Tableau 2 2: Combinaison des critères de Kenney and Lau (1985) et de Burenkova (1993) (Wan et Fell, 2004a)

Parmi ces critères géométriques, celui de Kezdi (1979), Kenney et Lau (1985, 1986) et Burenkova (1992) sont les plus utilisés dans l'ingénierie (Wan et Fell, (2004) ; Li (2008)).

#### 2.3.3.1.15. Critère de Liu (2005) et Mao (2005)

Comme plusieurs auteurs, Liu (2005) et Mao (2005) ont développé une méthode basée sur la courbe granulométrique permettant d'évaluer l'instabilité interne dans les sols à faibles plasticité. Ils divisent la courbe granulométrique en une partie constituée de grosses particules et une partie constituée des fines. Le sol est considéré stable lorsqu'à l'intérieur du squelette granulaire, les particules fines remplissent l'ensemble des vides. A partir du point  $(d_f, p_f)$  de division de la courbe granulométrique, le pourcentage  $p_f(\%)$  de la fraction fine est utilisé pour évaluer la stabilité interne du sol. Ainsi, pour Liu (2005), si :

$p_f < 25\%$ , le sol est instable

$p_f = 25$  à  $35$ , condition transitoire de stabilité

$p_f > 35$ , le sol est stable

Une granulométrie discontinue est divisée au point de discontinuité et celle qui est continue est divisée tel que:  $d_f = \sqrt{d_{70}d_{10}}$ .

Li (2008) rapporte que Mao (1981) a développé une méthode d'évaluation de la stabilité interne des sols explicitée plus tard dans Mao (2005). Dans cette méthode, les granulométries



continues étaient divisées tel que:  $d_f = 1.3\sqrt{d_{85}d_{15}}$ . En fonction de la valeur de  $p_f$  le critère suivant a été établi :

$$p_f < 100 \frac{1}{4(1-n)} , \text{Sol stable} \quad (2.10)$$

$$p_f \geq 100 \frac{1}{4(1-n)} , \text{Sol instable} \quad (2.11)$$

Dans ces inégalités,  $n$  est la porosité du sol. Par exemple si  $n = 30\%$ , le pourcentage des fines critiques sera égale à 35.7%. Selon Li (2008), ces méthodes sont très recommandées dans les spécifications techniques en Chine.

### 2.3.3.1.16. Critère de Li (2008), Li et Fannin (2008)

Li (2008) a effectué une étude comparative des critères géométriques existants dans la littérature afin d'évaluer leur efficacité à mesurer le potentiel d'instabilité interne des sols. Cette étude s'est particulièrement intéressée aux critères de Kézdi (1979); Kenney et Lau (1985, 1986) et Burenkova (1993). Il réalise des essais de percolation au laboratoire sur des granulométries étalées de sols non cohésifs et sur des billes de verre.

Cet auteur étudie aussi la relation entre la contrainte effective verticale et le gradient hydraulique critique auquel s'initie l'instabilité interne établie par Skempton et Brogan (1994).

Aussi Li & Fannin, (2008) ont procédé de la même façon pour évaluer les critères existants. Il ressort de leur étude menée sur des granulométries discontinues et continues étalées que les critères précités sont très conservatifs.

Leurs résultats montrent que :

- Le critère de Kézdi (1979) est très efficace dans la mesure de l'instabilité des matériaux à granulométrie discontinue à condition qu'il soit appliqué au point de discontinuité.

- Le critère de Kenney et Lau (1985, 1986) permet d'obtenir de bons résultats sur des granulométries continues étalées

- La méthode Burenkova, (1993) semble moins adaptée pour ces auteurs.

La comparaison de Kézdi (1979) et Kenney et Lau (1985, 1986) (figure 2.19) montre que les deux critères sont conservatifs respectivement pour  $H < 15\%$  et  $H > 15\%$ .

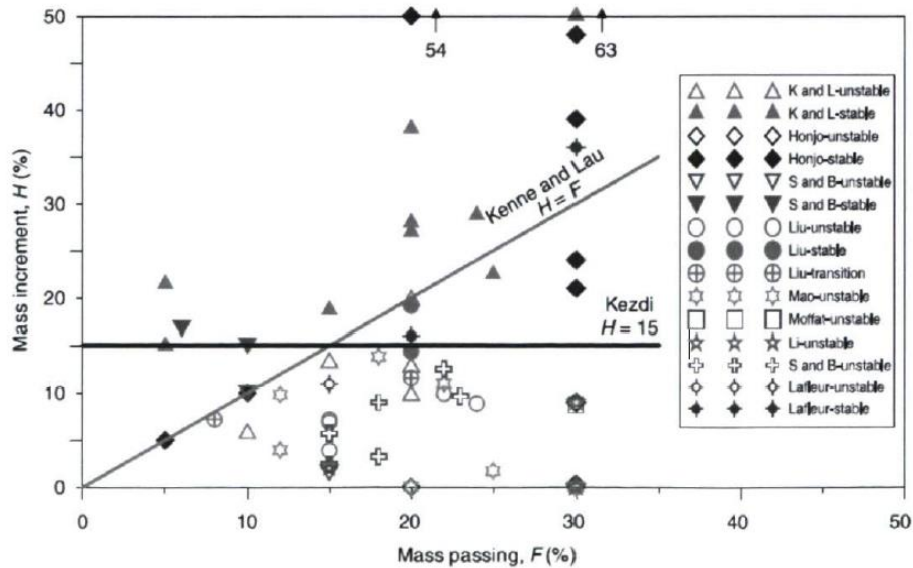


Figure 2. 20: Comparaison des critères de Kézdi (1979) et Kenney et Lau (1985) (Li et Fannin 2008)

Pour pallier aux imperfections des critères géométriques (Kézdi (1979) et Kenney et Lau (1985, 1986)) qui sont des critères empiriques utilisant une mesure indirecte de la taille des constriction, Li (2008) s'est inspiré du critère de Kovacs (1981) pour proposer un critère semi-empirique d'évaluation de stabilité interne. Rappelons que ces critères comparent la taille ( $d$ ) de la particule à celle des constriction  $D_C$ . Si  $d < D_C$  alors la particule est susceptible d'être transportée à travers le réseau des pores formé par les grosses particules. Le critère de Kovacs décrit précédemment présente un grand intérêt sur les autres par le fait qu'il tient à la fois compte de la courbe granulométrique ; de la forme des grains et de la porosité du sol.

Une limite entre sols stable et instable a été proposée à l'aide du ratio de constriction  $d'_{85}/O_{50}$ . L'organigramme ci-dessous illustre cette méthode (figure 2.20) Si le ratio  $> 0.42$ , le matériau est stable et il est instable si non (figure 2.21). Dans ce ratio,  $d'_{85}$  est le diamètre correspondant à 85% en masse de la partie fine et  $O_{50}$ , le diamètre moyen d'un tube capillaire.

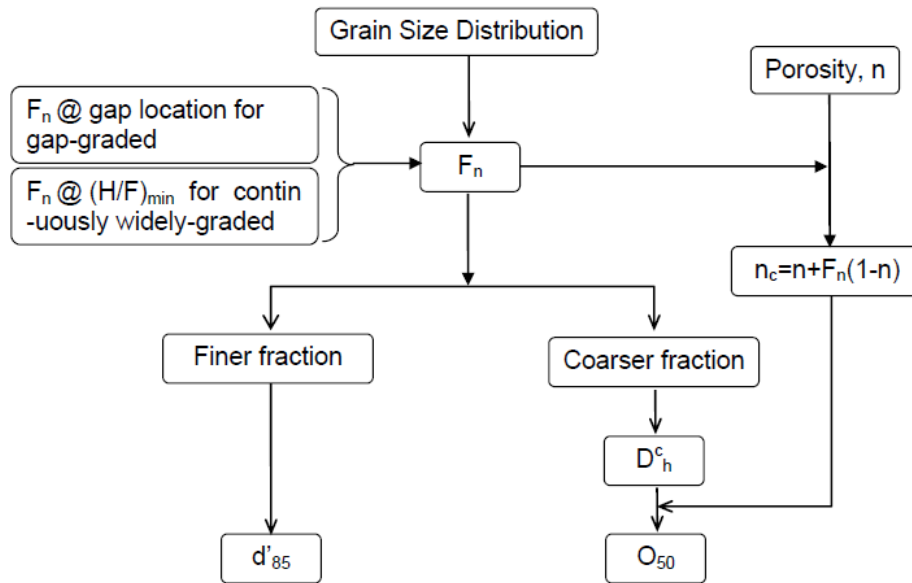


Figure 2. 21: Critère de Li (2008)

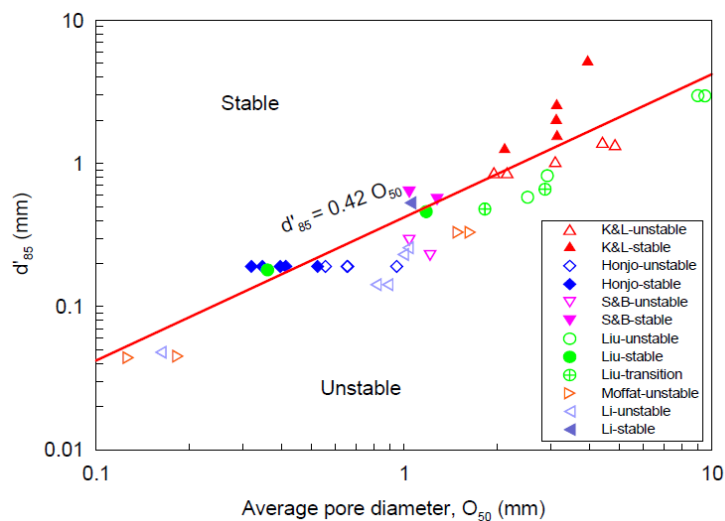


Figure 2. 22: Limite de stabilité du modèle capillaire (Li, (2008))

2.3.3.1.17. Le critère de Adrianatrehina et al. (2012)

Adrianatrehina, et al (2012) ont effectué des essais triaxiaux consolidés non drainés sur des échantillons de sables à granulométries continue (C) et discontinues (D) (Figure 2.22).

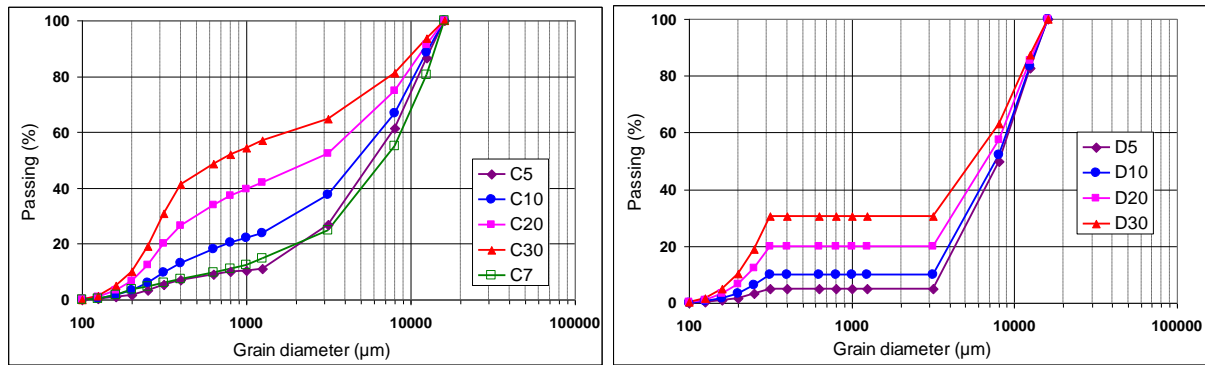


Figure 2. 23: Granulométries continues C et discontinues D (Andrianatrehina et al. 2012)

Chaque échantillon est caractérisé par le pourcentage des fines qu’il contient (particules de diamètre <1mm) Les densités relatives des échantillons utilisés varient de 30, 50 et 90% et les contraintes de confinement de 50, 100 et 200 kPa. Les échantillons sont été aussi soumis à des vibrations. Dans l’objectif d’estimer la migration des particules fines provoquée par l’ensemble des sollicitations (les vibrations, les contraintes), chaque échantillon a été divisée en trois parties (Partie inférieure ; médiane et partie supérieure) et les courbes granulométriques furent tracées après l’essai (figure 2.23).

Pour évaluer le potentiel d’instabilité, un paramètre  $\Delta P$  (%) représentant l’écart entre la courbe supérieure et inférieure a été défini. et l’auteur a proposé à travers cette démarche un critère appelé « mesure directe », qui considère qu’un matériau est stable lorsque  $\Delta P < 5\%$  et instable pour  $\Delta P > 10\%$  (figure 2.24)

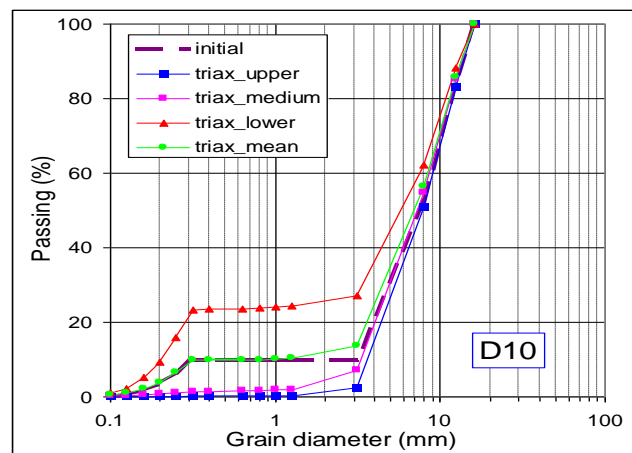


Figure 2. 24: Courbes granulométriques avant et après cisaillement triaxial de l’échantillon D10 et celles de ses parties inférieure ; médiane et supérieure après cisaillement (Adrianatrehina, (2012)).

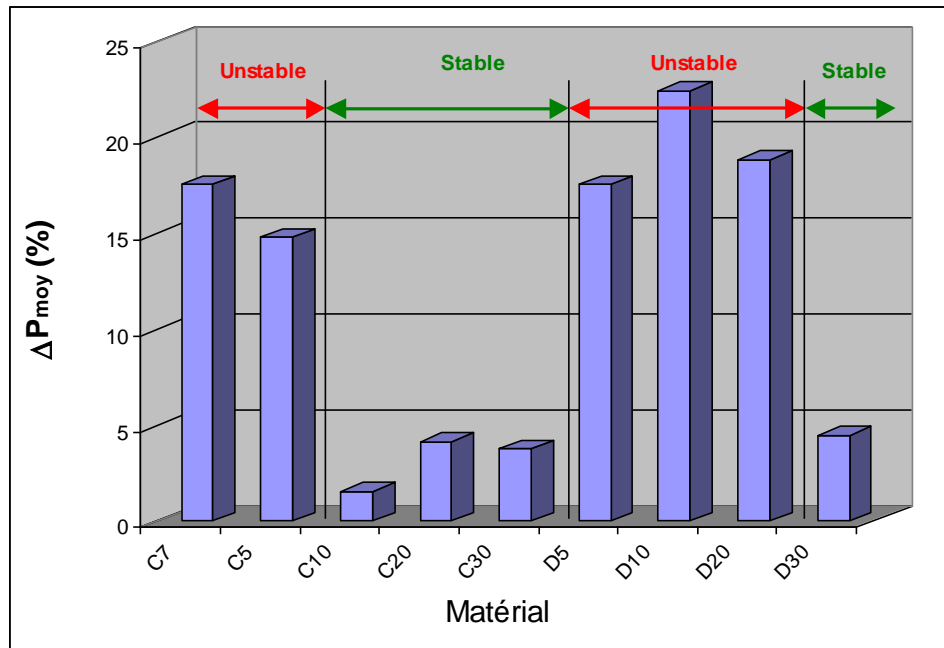


Figure 2. 25: Mesure directe d'instabilité interne des sols (Adrianatrehina, (2012))

### 2.3.3.2. Les critères hydrauliques

Les critères hydrauliques sont ceux qui tentent d'évaluer l'instabilité interne des sols en se basant sur les conditions hydrauliques auxquelles sont soumis les sols. Des auteurs comme Kovacs (1981) ; Adel et al. (1988) pensent que même si un matériau se classe instable par les critères géométriques, le déplacement des particules fines va nécessiter des conditions hydrauliques relativement fortes à cause des forces de contact qui existent entre les particules. Pour Li (2008), cela pose la question de la confiance quant à l'évaluation de la sécurité des ouvrages en terre construits à partir des sols géométriquement instables. Ahlinhan et al. (2012) proposent une combinaison entre le gradient hydraulique critique et le ratio d'érosion.

#### 2.3.3.2.1. Le gradient hydraulique critique de Terzaghi

En considérant une colonne de sable uniforme soumis à un écoulement vertical ascendant, Terzaghi (1948) énonce la théorie de gradient hydraulique critique à partir duquel s'initie la migration des particules. Il compare la somme des forces dues à l'écoulement au poids des particules du sol. Le gradient hydraulique critique  $i_c$  correspond à la valeur pour laquelle la contrainte effective du sol s'annule. Sa valeur est approximativement égale à 1. Son expression est:

$$i_c = (1 - n)(G_s - 1) = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (2.12)$$

Où  $n$  = Porosité du sol ;  $G_s$  = Poids spécifique des particules de sol ;  $\gamma'$  = Poids volumique déjaugé du sol ;  $\gamma_w$  = Poids volumique de l'eau.

#### 2.3.3.2.2. Skempton et Brogan (1994)

Skempton & Brogan (1994) ont effectué des essais d'écoulement au laboratoire sur des granulométries uniformes et discontinues constituées d'une grave sableuse. Le diamètre et la hauteur des échantillons sont respectivement de 139 mm et 155 mm. Le but de leur étude est de déterminer le gradient hydraulique à partir duquel commence la migration des particules et donc l'instabilité interne dans les matériaux. Dans un perméamètre, un écoulement ascendant à intensité croissante a été appliqué aux matériaux jusqu'à la rupture.

A l'issue des essais, le gradient hydraulique ( $i_c$ ) est représenté en fonction de l'indice de stabilité ( $H/F$ ) défini par Kenney et Lau (Kenney et Lau, 1985, 1986) (figure 2.25). Ils remarquent une augmentation rapide de  $i_c$  à partir d'une faible valeur à une valeur élevée à partir de la valeur  $(H/F)_{min} = 1$ . Ils notent aussi que pour les matériaux instables, le gradient hydraulique critique varie entre 1/3 et 1/5 du gradient théorique seuil égal à 1 proposé par Terzaghi. Cependant, ils font aussi remarquer que la relation entre le gradient hydraulique ( $i_c$ ) et l'indice de stabilité ( $H/F$ ) est très influencée par la densité de l'échantillon et par la proportion de sable dans du gravier. Cette relation nécessite donc une étude plus poussée.

Adel et al. (1988), ont souligné que Skempton & Brogan (1994) ont réinterprété une relation non linéaire entre ( $i_c$ ) et  $(H/F)_{min}$  dans des essais d'écoulement horizontaux et ont proposé une relation linéaire (figure 2.26).

Une des conclusions importantes concernant ce travail est celle de Richards & Reddy, (2007) qui précise que la distribution des contraintes intérieures de l'échantillon peut influencer le potentiel d'écoulement.

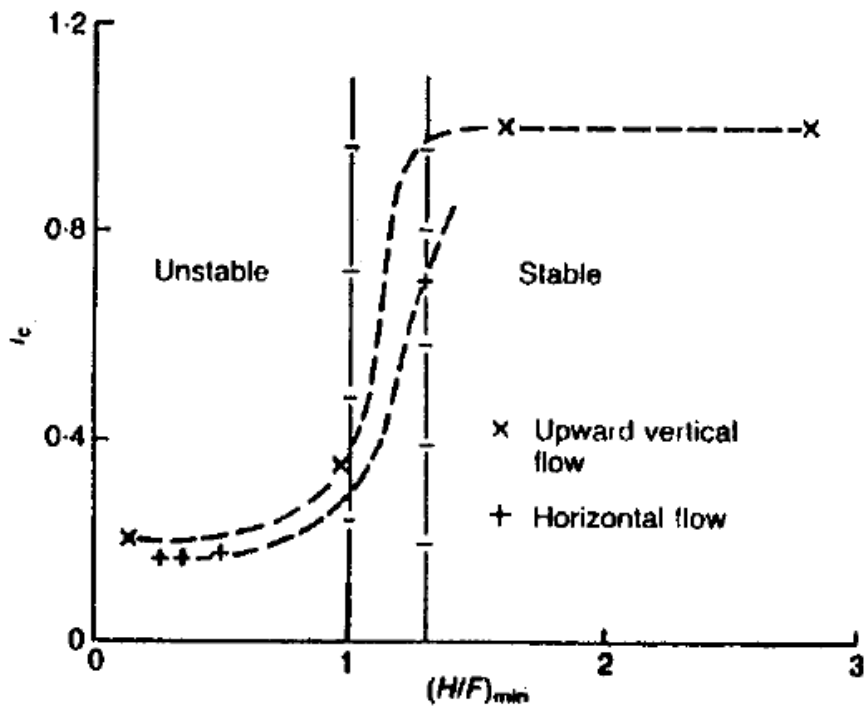


Figure 2. 26: Relation entre le gradient critique  $i_c$  et l'indice de stabilité  $(H/F)_{min}$  (Skempton & Brogan, 1994)

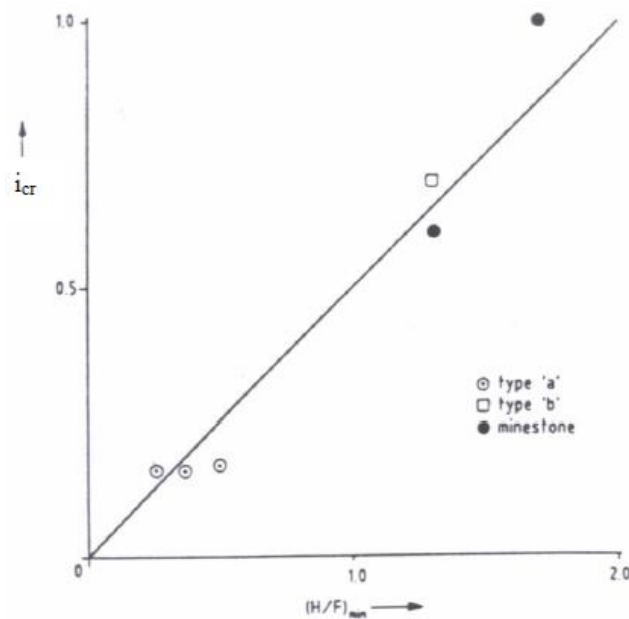


Figure 2. 27: Critère hydraulique pour un écoulement horizontal (Adel et al. 1988)

### 2.3.3.2.3. Wan et Fell (2004)

Wan et Fell (2004b) ont étudié l'impact des écoulements sur l'instabilité interne des sols. Les mêmes échantillons compactés et constitués à partir des mélanges silt-sable-gravier et argile-

## Partie I : Synthèse bibliographique

silt-sable-gravier sont soumis à un écoulement vertical ascendant. Au cours de ces essais, le gradient appliqué est augmenté par palier jusqu' à l'apparition de l'instabilité interne ou que le gradient le plus élevé possible qui est de 20 soit atteint. Selon ces auteurs, l'instabilité qui correspond à l'érosion des fines est initiée lorsque l'écoulement aval commence à devenir trouble. Ils concluent que dans les sols instables le gradient hydraulique critique est inférieur à 0.8 voire à 0.5, et inférieur à 1 dans les sols stables. Dans ce dernier, la suffusion se manifeste par une érosion régressive ou renard. Contrairement aux auteurs comme Adel et al. (1988) ; Skempton & Brogan, (1994), ils ne définissent aucune relation entre le gradient hydraulique critique et le rapport de stabilité minimum  $(H/F)_{\min}$ ; le coefficient d'uniformité  $C_u$  ou le taux de fines contenu dans l'échantillon. Des tentatives pour définir des telles relations ont montré une grande dispersion des données (figures 2.27 ; 2.28 et 2.29).

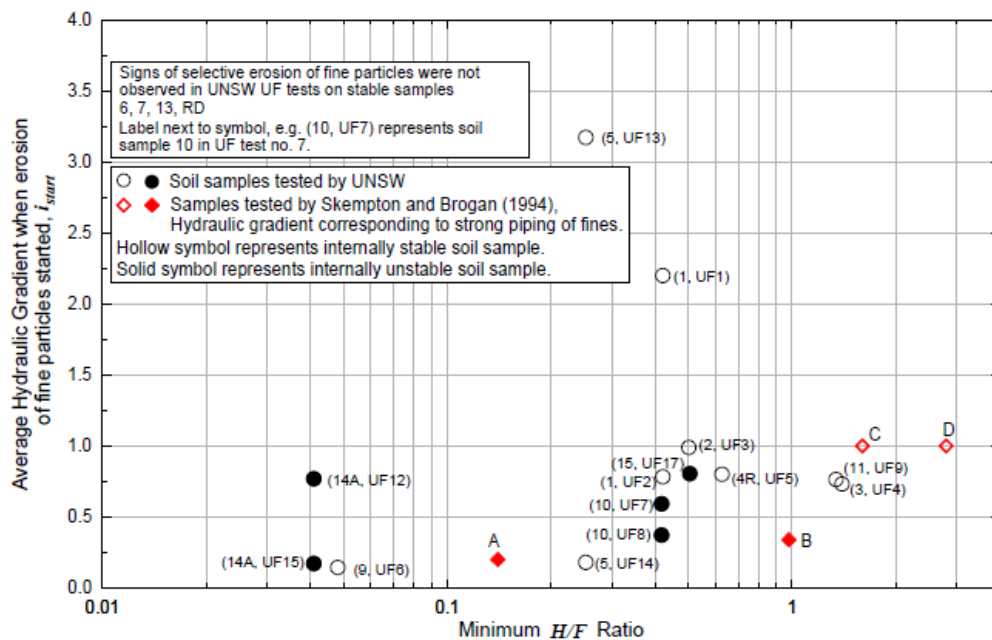


Figure 2. 28: Gradient hydraulique moyenne à laquelle débute l'érosion de particules fines dans l'échantillon ( $i_{start}$ ) en fonction du rapport de stabilité minimum  $(H/F)_{\min}$  (Wan et Fell (2004b))



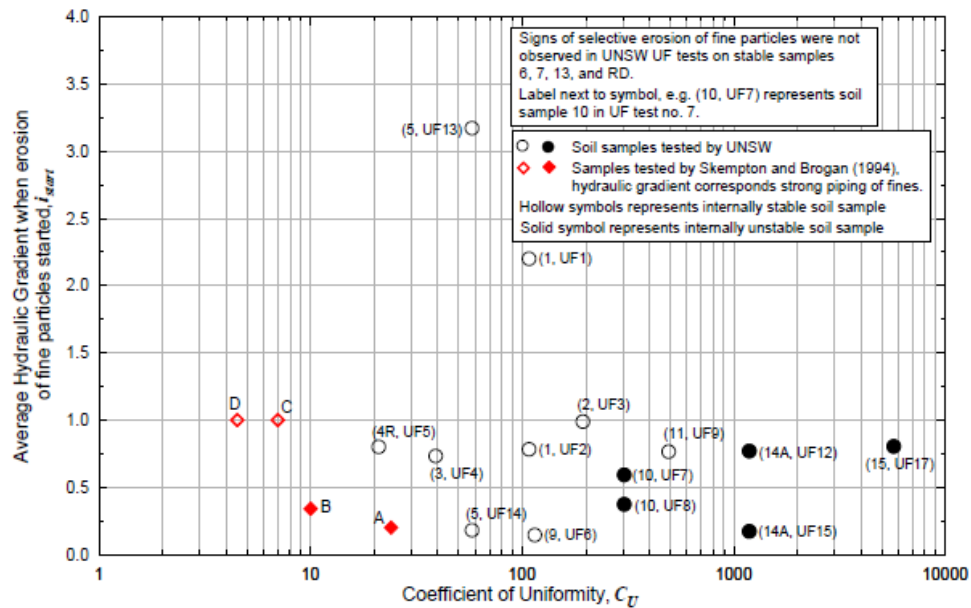


Figure 2. 29: Gradient hydraulique moyenne à laquelle débute l'érosion de particules fines dans l'échantillon ( $i_{start}$ ) en fonction du coefficient d'uniformité  $C_u$  (Wan et Fell (2004b)).

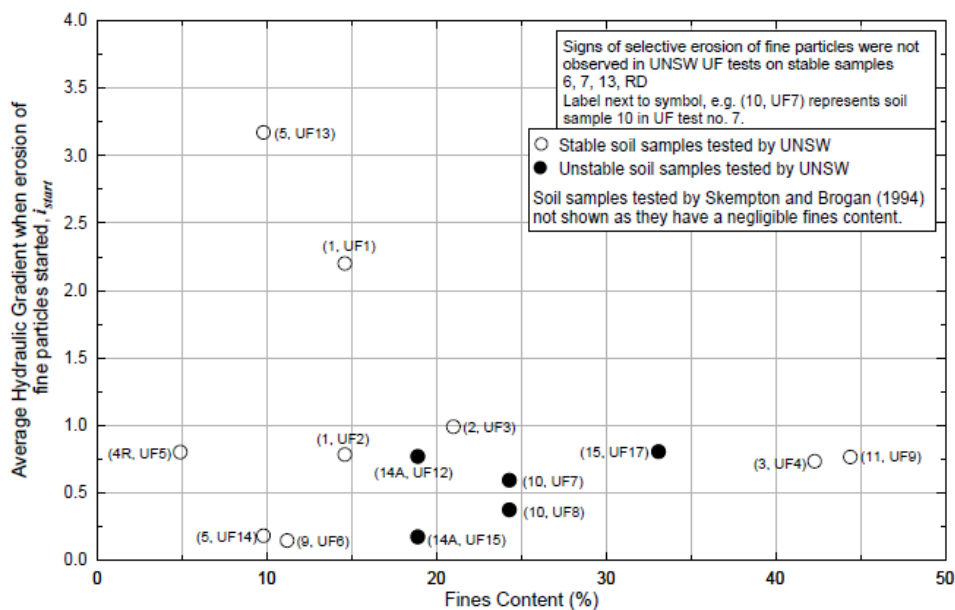


Figure 2. 30: Gradient hydraulique moyen au quel débute l'érosion de particules fines dans l'échantillon ( $i_{start}$ ) en fonction du contenu en fines (Wan et Fell (2004b)).

Wan et Fell (2004b) montrent aussi que la présence de fines n'influence pas l'instabilité et pourrait même renforcer la résistance à la suffusion. Cette résistance est d'autant plus importante que ces fines sont de type argileux (kaolinite). Dans les granulométries discontinues l'érosion débute généralement à des faibles gradients ( $i_c < 0.2$ ).

Cependant le risque que l'instabilité se produise à des faibles valeurs du gradient hydraulique ( $i_c < 0.2$ ) lorsque la porosité augmente a été relevé (figure 2.30). Par exemple, une augmentation de la densité du sol de 90% à 95% ferait passer le gradient hydraulique critique d'environ 0,2 à 3,2.

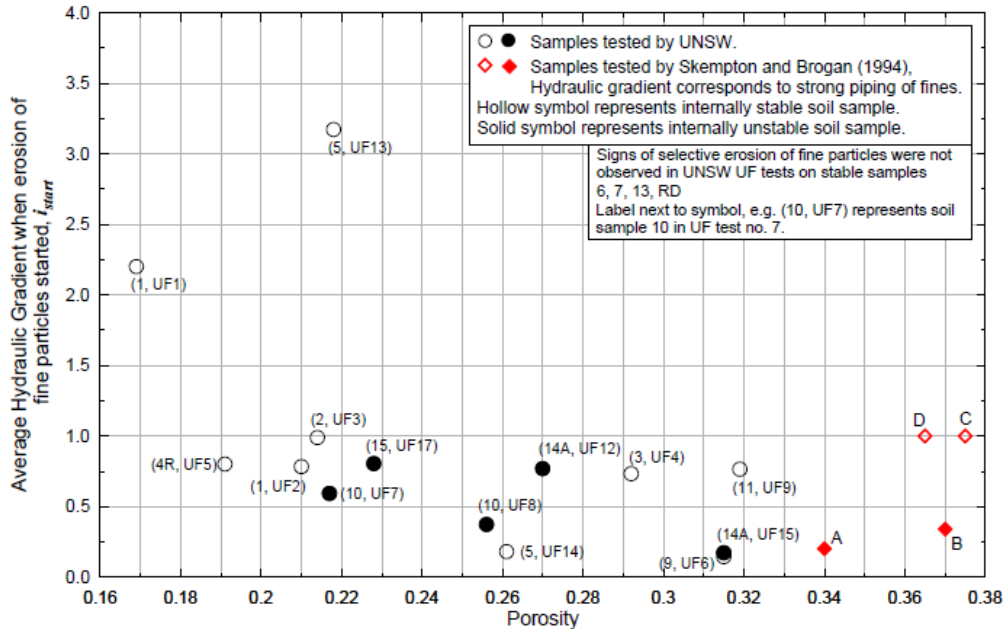


Figure 2. 31: Gradient hydraulique moyenne à laquelle débute l'érosion de particules fines dans l'échantillon ( $i_{start} = i_c$ ) en fonction de la porosité (Wan et Fell (2004b)).

#### 2.3.3.2.4. Liu (2005) ; Mao (2005) et Moffat (2005)

Liu (2005) et Mao (2005) ont mené des investigations dans le but d'appréhender le potentiel d'instabilité interne des sols non cohésifs. Les résultats de leur étude sont présentés en détails dans Liu (2005) et dans Mao (2005). Selon Li, (2008), ils ont permis un développement spectaculaire de la construction d'ouvrage en remblai en Chine.

Des essais d'écoulement ascendant réalisés dans un perméamètre au laboratoire ont conduit aux conclusions suivantes : (1) Liu (2005) établit une relation non linéaire entre le gradient hydraulique critique  $i_c$  et le taux des particules fines  $P$  (%) de l'échantillon. Il constate que  $i_c$  croit avec le taux des fines. (2) Mao (2005) a proposé une relation empirique entre ces deux paramètres donnée par l'équation suivante :

$$i_c = \frac{7d_5}{d_f} [4P_f(1 - n)]^2 \quad (2.13)$$

## Partie I : Synthèse bibliographique

Dans cette équation  $i_{cr}$  est le gradient critique ;  $d_5 = 5\%$  de passant en masse ;  $d_f = \sqrt{d_{70}d_{10}}$  ;  $P_f$  pourcentage des passants au diamètre  $d_f$  ;  $n$  est la porosité.

Moffat (2005) a aussi effectué des essais similaires sur des mélanges gravier -sable et gravier -silt-sable avec pour objectif d'étudier les effets de la contrainte effective sur l'apparition de l'instabilité interne. Les essais ont consisté à soumettre les échantillons à un écoulement vertical descendant puis ascendant accompagné par une surpression allant de 25 à 175 kPa au sommet. Le gradient hydraulique est augmenté graduellement jusqu'à l'apparition de l'instabilité. A l'issue de ces essais une loi linéaire a été établie entre le gradient hydraulique et la contrainte effective.

Une loi similaire a été établie plus tard à l'échelle des pores dans Moffat et al. (2011) où une enveloppe hydromécanique de chaque matériau a été définie. Cette enveloppe relie le gradient local entre deux pores  $i_{jk}$  et la contrainte verticale moyenne  $\sigma'_{vm}$ . Elle matérialise les limites supérieure (par exemple Max C-30) et inférieure (par exemple Min C-30) du gradient hydraulique local pour un matériau consolidé à une surcharge verticale donnée (figure 2.31). Elle régit l'apparition de l'instabilité interne induite par une infiltration due à un écoulement unidirectionnel.

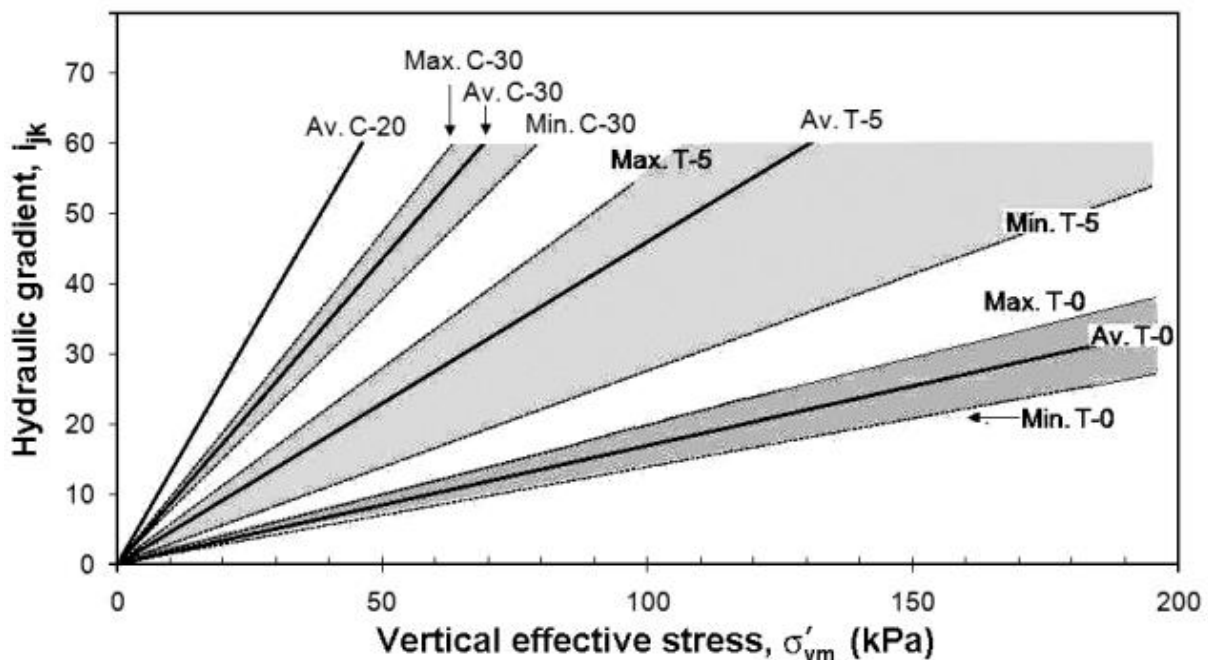


Figure 2. 32: Limites hydromécaniques d'un sol dans l'espace contrainte-gradient (Moffat et al. (2011)).

Sur la figure 2.31, les échantillons sont codés à partir du taux de fines qu'ils contiennent. Par exemple : C-30 correspond à un échantillon qui contient 30% de particules dont le diamètre est inférieur à 74  $\mu\text{m}$ . La tendance selon la quelle  $i_c$  croît avec  $\sigma'_{vm}$  est aussi valable pour  $i_{jk}$  lorsque l'échantillon est consolidé sous une charge verticale appliquée à son sommet. A  $\sigma'_{vm} = 0$ ,  $i_{jk} = i_c = 1$ .

L'instabilité interne se déclenche soit par une augmentation en gradient hydraulique, soit par une diminution de la contrainte effective. Les déclencheurs donnent des réponses similaires qui semblent se produire à la même frontière hydromécanique.

### **2.4. Conclusion sur les critères de stabilité**

En résumé, deux types de critère sont utilisés pour évaluer le potentiel d'instabilité interne des sols. Les critères géométriques qui tiennent compte de l'allure entière de la courbe granulométrique du sol et les critères hydrauliques qui s'intéressent au gradient hydraulique seulement ou à la relation entre le gradient et la contrainte effective (hydromécanique).

Tous les critères géométriques comparent la taille des particules fines et celle des constriction (critère de rétention). Nombreux d'entre eux (Kézdi (1979); De Mello (1975); Kenney et Lau (1985, 1986)...) utilisent la pente de la courbe granulométrique et ne se différencient que par discrétisation des intervalles. Cette différence dans la méthode fait qu'un même matériau peut se classer différemment selon les critères. Ils doivent donc être utilisés avec précaution dans l'ingénierie.

Le critère de Kenney et Lau par exemple a été établi dans des conditions de vitesse d'écoulement et de vibration très sévères qui se produisent rarement sur le terrain. Aussi, le fait que les essais ont été réalisés sous des gradients inconnus, le choix du paramètre  $F < 0.20$  (pourcentage des particules fines libres pouvant être déplacées) pour des matériaux à granulométrie étalée ou  $F < 0.30$  pour ceux à granulométrie serrée montrent que ce critère doit être appliqué au cas par cas. Le critère est aussi très conservateur à cause du ratio d'érosion qui est de 4, cependant il reste du côté de la sécurité. De Mello (1975) propose d'ailleurs un ratio de 5.

Concernant les fines libres, les critères ne s'accordent pas sur la quantité qu'un matériau peut en contenir. Des auteurs comme De Mello n'en tiennent d'ailleurs pas compte.

La plupart des critères sont aussi empiriques et ne sont efficaces que dans les mêmes conditions où ils avaient été établis. La comparaison entre critères doit être effectuée avec

précaution car certains d'entre eux ne donnent de meilleurs résultats que sur les matériaux à partir desquels ils ont été définis.

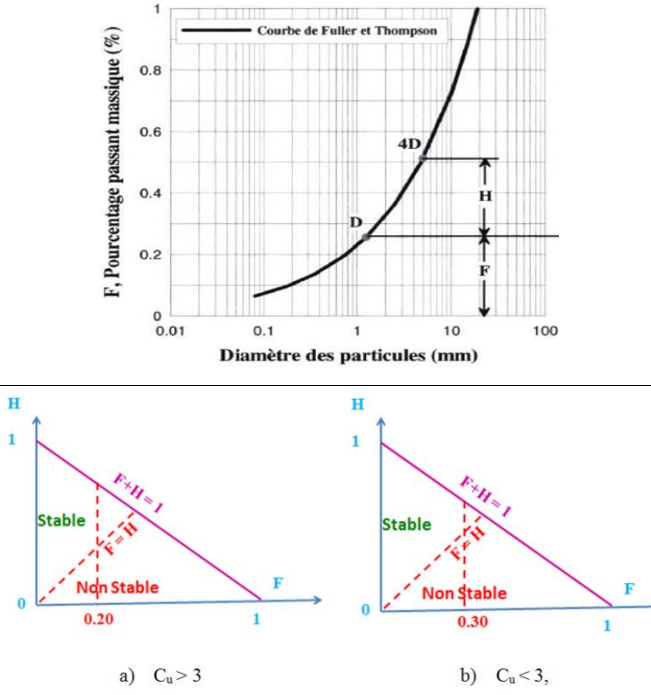
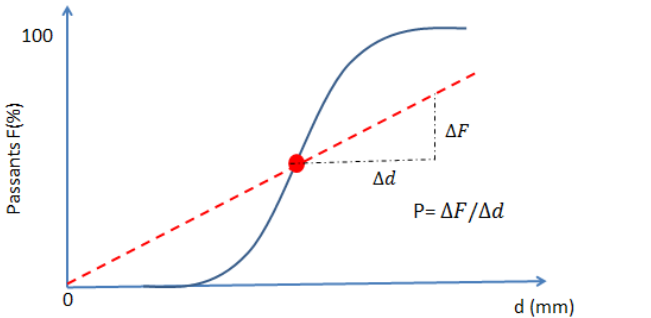
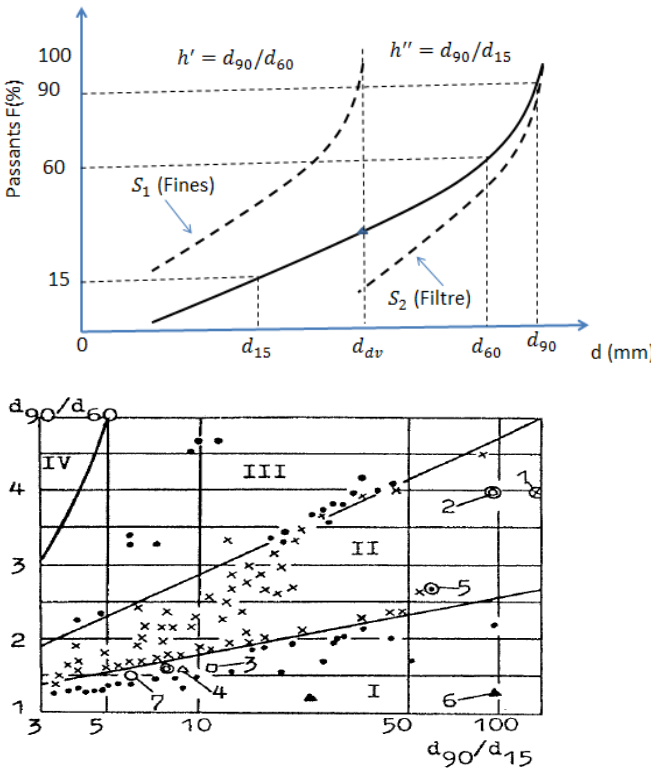
Comparés au nombre de critères géométriques, il existe un nombre limité de critères hydrauliques parmi lesquels on peut citer les critères de Adel et al. (1988) ; et de Skempton and Brogan, (1994). Ils déterminent tous le gradient hydraulique sous lequel s'initie la migration des particules et ne mentionnent guère les conditions hydrauliques marquant la frontière entre un matériau stable et instable. Ils établissent une relation entre le gradient critique  $i_c$  et le rapport de stabilité minimum  $(H/F)_{\min}$ . Pour les critères hydromécaniques c'est-à-dire ceux qui relient le gradient hydraulique à la contrainte effective, leur nombre est très limité dans la littérature (Moffat (2005) ; Moffat et al.(2011)). Il en est de même pour les critères qui relient le gradient critique  $i_c$  à l'indice d'instabilité  $D_{15}/d_{85}$  (Ahlinhan et al. 2012).

Aussi, plusieurs auteurs ont montré soit par observations, soit par mesure de gradient hydraulique local (Skempton and Brogan, (1994), Wan et Fell, (2004)) que l'apparition de la suffusion peut débiter à des valeurs de gradient hydraulique bien inférieur à 1. Cela pose donc la question de la définition du gradient hydraulique critique, surtout qu'il peut être influencé par des facteurs tels que le type de matériau, sa densité, le taux des fines, l'état de consolidation...

Certains des critères géométriques et hydrauliques qui nous semblent pertinents par leur fréquence d'utilisation dans la littérature sont résumés dans le Tableau 2.3 suivant :

Les critères géométriques		
<p>Terzaghi (1939)</p>		$\frac{D_{15}}{d_{85}} > 4$ $S_1 = \text{Fines}$ $S_2 = \text{Filtre}$ $d=80 \mu\text{m}$
<p>Kezdi (1979)</p>		$\frac{D_{15}}{d_{85}} > 4$ $S_1 = \text{Fines}$ $S_2 = \text{Filtre}$ $dn=di$
<p>De Mello (1975)</p>		$\frac{D_{15}}{d_{85}} > 5$ Granulométrie discontinue $dn=\text{point de discontinuité}$
<p>Sherard (1979)</p>		Les matériaux du faisceau : $\frac{D_{15}}{d_{85}} > 5 \text{ à } 20$ Sans restriction
<p>Sherard et Dumigan (1986)</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>Cu &lt; 10</math>, stable</li> <li>• <math>10 &lt; Cu &lt; 20</math>, stable si pente de PSD uniforme</li> <li>• <math>20 &lt; Cu &lt; 75</math>, stable si pente de PSD uniforme, régulière avec moins de fines</li> </ul>

# Partie I : Synthèse bibliographique

<p>Kennedy et Lau (1985, 1986)</p>	 <p>Figure 1: Courbe de Fuller et Thompson. L'axe des ordonnées est 'F, Pourcentage passant massique (%)' de 0 à 1. L'axe des abscisses est 'Diamètre des particules (mm)' de 0.01 à 100. La courbe est étiquetée 'Courbe de Fuller et Thompson'. Des points D et 4D sont marqués sur la courbe. Des lignes horizontales et verticales indiquent des hauteurs H et F.</p> <p>Figure 2: Diagrammes de stabilité. L'axe des ordonnées est 'H' (0 à 1) et l'axe des abscisses est 'F' (0 à 1). Une ligne diagonale 'F=H=1' sépare la zone 'Stable' (en haut à gauche) de la zone 'Non Stable' (en bas à droite).  a) <math>C_u &gt; 3</math>: La zone stable est plus large.  b) <math>C_u &lt; 3</math>: La zone stable est plus étroite.</p>	<p>F= passant à d  H= passant (4d-d)  <math>H &lt; F</math> : Instable  <math>H &gt; F</math> : Stable  Limite de stabilité :  <math>H = F</math></p>
<p>Chapuis (1992)</p>	 <p>Figure 3: Graphique de Chapuis (1992). L'axe des ordonnées est 'Passants F (%)' de 0 à 100. L'axe des abscisses est 'd (mm)'. Une courbe bleue représente la distribution réelle. Une ligne rouge en pointillés représente la relation <math>P = \Delta F / \Delta d</math>. Les points <math>\Delta F</math> et <math>\Delta d</math> sont indiqués.</p>	<p>Kezdi (1979)  <math>P &gt; 0.15 / \log(4)</math> : stable  <math>P &lt; 0.15 / \log(4)</math> : Instable  Kennedy et Lau :  Pour tout <math>d_y (y &lt; 20)</math> ;  <math>P &gt; y / \log(4)</math> : Stable  <math>P &lt; y / \log(4)</math> : Instable</p>
<p>Burenkova (1993)</p>	 <p>Figure 4: Diagramme de stabilité de Burenkova (1993). L'axe des ordonnées est 'Passants F (%)' de 0 à 100. L'axe des abscisses est 'd (mm)'. Les courbes <math>h' = d_{90}/d_{60}</math> et <math>h'' = d_{90}/d_{15}</math> sont indiquées. Les zones S1 (Fines) et S2 (Filtre) sont délimitées.</p> <p>Figure 5: Diagramme de stabilité basé sur les rapports <math>d_{90}/d_{60}</math> et <math>d_{90}/d_{15}</math>. L'axe des ordonnées est <math>d_{90}/d_{60}</math> (1 à 4) et l'axe des abscisses est <math>d_{90}/d_{15}</math> (3 à 100). Les zones I, II, III, et IV sont indiquées.</p>	<p>Zone II : Stable  <math>0.76 \log(h'') + 1 &lt; h'</math>  <math>&lt; 1.86 \log(h'') + 1</math>  Zone I et III : Instable  Zone IV : Composition improbable</p> <p>Equation de <math>d_{dv}</math> :</p> $0.55(h'')^{-1.5} < \frac{d_{dv}}{d_{100}} < 1.87(h'')^{-1.5}$

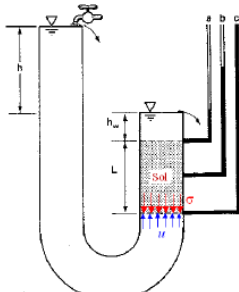
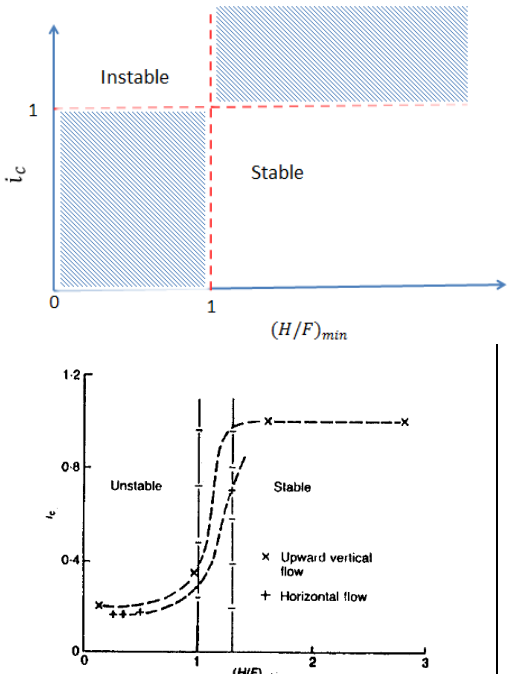
Les critères hydrauliques		
Terzaghi (1922)		$i_c = (1 - n)(G_s - 1) = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$
Skempton et Brogan (1994)		<p>Kenney et Lau+Terzaghi</p> <p><math>H/F &lt; 1 : i_c &lt; 0.3</math></p> <p><math>1 &lt; H/F &lt; 1.3 : 0.3 &lt; i_c &lt; 1</math></p> <p><math>H/F &gt; 1.3 : \text{Stable jusqu'à } i_c = 1</math></p> <p>Terzaghi valable si <math>H/F &gt; 1.3</math></p>

Tableau 2 3: Synthèse de quelques critères géométriques et hydrauliques qui nous semblent pertinents.





## **Chapitre 3 : Modélisation des milieux granulaires**

### **3.1. Introduction**

La compréhension du comportement mécanique et hydraulique des sols nécessite parfois l'utilisation des méthodes numériques permettant de simuler des phénomènes à l'échelle de la particule. Parmi ces méthodes, on peut citer la Méthode des Eléments Finis (FEM), Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH) et la Méthode des Eléments Discrets (DEM).

L'étude numérique des milieux granulaires s'intéresse en général à deux champs d'études :

- ✓ L'étude d'un milieu granulaire d'un point de vue solide
- ✓ l'étude de l'interaction fluide structure lors de l'écoulement en milieu granulaire.

La simulation des interactions solide-fluide se fait par couplage direct dans lequel un seul code prend en compte les deux phases fluide et solide du milieu considéré ou par couplage indirect DEM-CFD (Computational Fluid Dynamics). Dans ce dernier couplage, les phases solide et fluide sont traitées respectivement par DEM et CFD. Dans ce document, le PFC3D (Particles Flow Code) (Cundall et Strack (1979) ; Itasca, (2008)) basé sur la méthode DEM et son option fluide permettant le couplage direct des deux phases seront présentés en détail.

### **3.2. La Méthode des Eléments Finis (FEM)**

Cette Méthode est généralement utilisée en mécanique, thermodynamique... pour résoudre des équations aux dérivées partielles décrivant le comportement dynamique d'un milieu physique. Dans un milieu constitué d'une phase solide et d'une phase liquide, FEM considère les particules comme des nœuds reliés par des segments et situés aux sommets des mailles dont l'intérieur est occupé par le fluide. Chaque phase est représentée par ses particules qui peuvent se déplacer librement. L'aboutissement à une solution par cette méthode passe par les étapes suivantes :

➤ La discrétisation du milieu continu en sous domaines ou mailles suit la norme standard de Delaunay utilisant un ensemble de points initiaux qui deviennent des nœuds pour les différentes mailles (George (1991)). Les nœuds peuvent aussi être créés au cours du processus de générations des mailles par la méthode frontale (Irons (1970); Thompson et al. (1999)).

➤ Identification des limites extérieures de chaque domaine fluide et solide. Elles sont définies par des nuages des particules. La méthode dite «  $\alpha$ -forme » (Edelsbruner et Mücke (1994)) permet de les déterminer. Cette méthode avec maillage consiste à repérer les parties du domaine où des segments de droites peuvent être inscrits dans un cercle vide (figure 3.1).

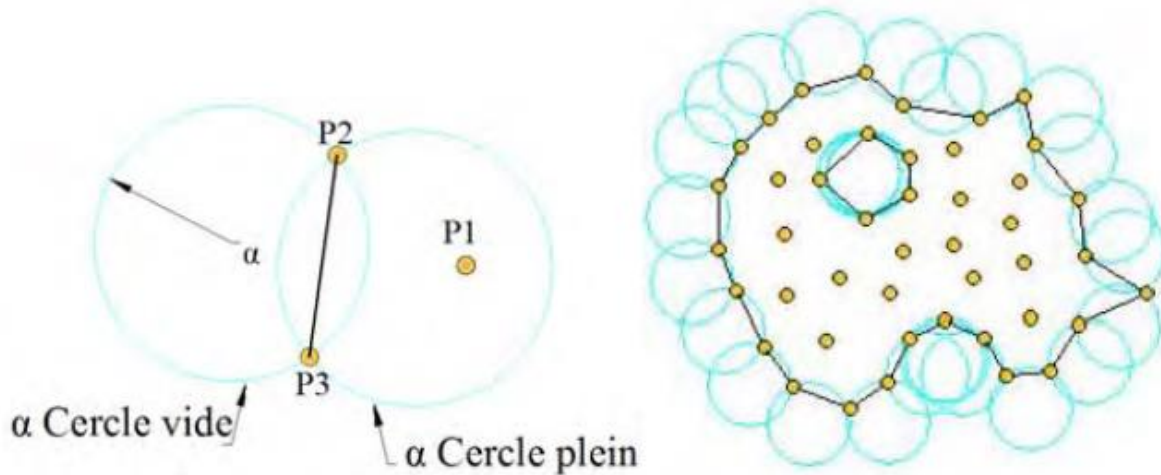


Figure 3 1: Identification de frontières par la méthode  $\alpha$ -forme (Oñate et al.(2004, 2006)

Elle se base sur une approche Lagrangienne pour décrire la dynamique de chaque phase. Toutefois, cette approche dans sa forme classique n'est pas appropriée aux études des systèmes avec de grands déplacements à cause du maillage d'éléments finis qui peut se déformer très rapidement, conduisant à des résultats erronés. Une méthode couplant l'approche Lagrangienne et Eulérienne permettant d'obtenir des résultats avec plus de précision a été développée pour simuler des glissements de terrain (Crosta et al. 2003; Crosta et al. 2004; Chen et al. 2006). Elle propose une technique de raffinement des mailles dans les zones où de grands déplacements se produisent. Aussi, Crosta et al. (2009) ont utilisé cette méthode pour étudier l'effondrement d'une colonne d'un matériau granulaire susceptible à l'érosion et non. Ils ont déclaré que les résultats obtenus par cette approche prennent mieux en compte les observations expérimentales que ceux obtenus par la méthode des éléments discrets. Au cours d'une simulation, cette méthode de couplage Lagrangien-Eulérien est bien adaptée aux études et à la gestion des écoulements des particules, de la distribution des vitesses, de l'érosion et de colmatage.

Muir Wood et al. (2010) ont établi une relation entre la distribution granulométrique et l'état critique pour des assemblages des milieux granulaires. Leur modèle continu représentait les

particules du sol par des disques dans une dimension 2D. L'érosion progressive des particules d'un matériau granulaire sous une contrainte constante provoque le resserrement de la courbe granulométrique et conduit à une élévation de la droite de l'état critique ou augmentation de l'indice des vides initial.

Pour prédire le comportement mécanique des matériaux granulaires soumis à l'érosion interne, Hicher (2012) a utilisé un modèle continu basé sur une technique d'homogénéisation déduisant une relation contrainte-déformation de l'assemblage granulaire à partir des lois forces-déplacements à l'échelle des particules. Cette approche a été également utilisée par Rothenburg & Selvadurai, (1981), Chang et Liao, (1990); Emeriault & Cambou, (1996); Nicot & Darve, (2005). La comparaison des résultats de Hicher (2012), avec des résultats numériques obtenus par la méthode DEM, a montré que des tendances similaires en termes de comportement mécanique pourraient se produire lors de l'élimination progressive de particules au sein d'un matériau granulaire.

La méthode FEM a l'avantage d'utiliser les paramètres des sols (module d'élasticité, angle de frottement interne, cohésion.....) issus d'essais au laboratoire (Chen et al. 2006). Cependant ses principales limites sont :

- Les modèles continus ne peuvent pas reproduire les mêmes propriétés d'un matériau granulaire discret (Crosta et al. 2009).
- Lorsque les déplacements sont importants, une grande marge d'erreur s'introduit dans les résultats pouvant les rendre faux (Bui et al. 2008).

### **3.3. Smoothed Particles Hydrodynamics (SPH)**

Contrairement à la méthode FEM, la méthode SPH est l'une des approches Lagrangienne sans maillage utilisée pour simuler les grandes déformations d'un milieu continu ou discret (Bui et al. 2008). Dans cette méthode basée sur un calcul hydrodynamique, les nœuds sont remplacés par des nuages de points dont la répartition est indépendante de la forme du domaine. La figure 3.2 compare la discrétisation de FEM et celle de SPH.

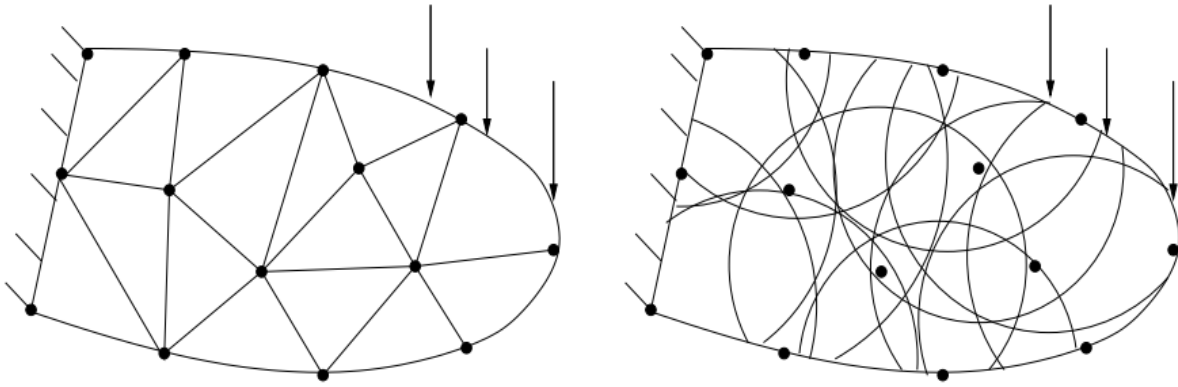


Figure 3 2: Comparaison entre Méthodes avec maillage (FEM) et sans maillages (SPH) (Duflot, (2004)

Comme la méthode SPH, Meshless local Petrov-Galerkin method (MLPG), Point Assembly Method (PAM), the finite point Boundary Node Methods (BNM), ....sont aussi des méthodes sans maillage pour lesquelles la connectivité entre les nœuds peut évoluer au cours de la simulation.

Au cours d'une simulation par la méthode SPH les domaines fluide et solide sont discrétisés en petits domaines au centre des quels sont attribuées les propriétés des matériaux. Ces particules matérielles regroupent les champs des variables telles que la masse, la densité, le tenseur des contraintes et la vitesse. Les équations de continuité régissant le déplacement des particules sont converties en équations de mouvement qui seront ensuite résolues par la méthode SPH (Zhao, 2014).

La méthode SPH est bien adaptée à la simulation des écoulements dans lesquels la grande réponse à la déformation et au comportement post-rupture milieux granulaires sont traités à cause de sa capacité de s'adapté aux déformations. Les surfaces libres des écoulements y sont aussi facilement modélisables. Elle offre une large possibilité d'imposer des règles sur les particules, elle-même ayant la possibilité d'évoluer dans les temps et dans l'espace. Il permet de modéliser des géométries complexes et des états physiques tels que la solidification grâce à la flexibilité des modèles continus.

Selon Swegle et al. (1995) les particules SPH se comportent comme celles d'un milieu granulaire. Ils se repoussent mutuellement lorsque la masse de sol est comprimé, tandis qu'ils s'attirent l'un vers l'autre lorsque la masse du sol se dilate.

### **3.4. La Méthode des Éléments Discrets (DEM)**

Très utilisée dans le domaine de la physique et de l'ingénierie, l'origine de cette méthode remonte à Cundall et Strack (1979) qui l'ont développée pour des applications en mécanique des roches. Ces auteurs ce sont eux même inspirés des travaux d'Adler et Wainwright en 1957 et 1959. Mais la première application de la méthode DEM dans la simulation des écoulements des milieux granulaires a été effectuée par Cleary et Campbell (1993). Cela a permis une compréhension du comportement des milieux granulaires secs et a connu un développement rapide grâce à des outils de calcul de plus en plus puissants. La flexibilité de la méthode DEM peut également être étendue aux configurations des glissements de terrain, des chargements, à la distribution granulométrique et aux propriétés physiques des particules solides (Zhao, 2014).

La méthode DEM gère chaque particule individuellement. Les mouvements de translation et de rotation de la particule sont incrémentés à des instants fixes en intégrant les équations du mouvement régies par la seconde loi de Newton. Les forces inter particulaires, gravitationnelles et celles dues au fluide (si présence de fluide) imposent les accélérations des particules. On peut distinguer deux types d'approche DEM qui sont l'approche des « sphères dures » et celle des « sphères molles ».

Dans l'approche de sphères dures, les collisions sont supposées être binaires et instantanées et il existe une relation entre les vitesses des particules avant et après collision. Ces vitesses elles même sont fortement impactées par les coefficients de restitution et de friction (Li et Kuipers, 2002, 2003). Cette méthode semble être mieux appropriée pour simuler des écoulements rapides de particules. Les forces de contact et les déformations ne sont pas explicitement prises en compte (Guo, (2010).

Dans le cas de l'approche des sphères molles, les forces entre toutes les particules peuvent être calculées. A l'aide de cette approche, des contacts entre plusieurs particules sont pris en compte. Cette mobilisation de ces contacts est essentielle dans le calcul des systèmes quasi-statiques (Zhu et al. 2007).

La Méthode DEM a aussi connu d'autres applications dans la simulation du comportement des milieux granulaires. Zenit (2005) a simulé le comportement mécanique d'une colonne de milieux granulaire en utilisant un modèle discret 2D. Son modèle simule les particules comme des disques circulaires qui interagissent par un contact discret. Qualitativement, les résultats

obtenus sont conformes aux observations expérimentales dans le cas d'un essai axisymétrique. Il constate différente forme de dépôt et pense qu'il existe une corrélation positive entre la hauteur de la colonne et la distance d'arrêt à laquelle se dépose le maximum de particules. L'écoulement des grains étant influencé par la géométrie du modèle (Staron et Hinch 2005), il ne peut y avoir de comparaison quantitative entre les résultats d'un modèle 2D et ceux obtenus expérimentalement car ce modèle ne tient pas compte de la forme des particules.

D'autres auteurs ont utilisé des modèles discrets 3D pour simuler le comportement mécanique des matériaux granulaires.

Potyondy et Cundall (2004) ont utilisé la Méthode des Eléments Discrets (PFC2D/PFC3D) pour analyser le comportement des roches à travers la simulation triaxial et d'essai brésilien. Le modèle reproduit de nombreuses caractéristiques de comportement de la roche, dont l'élasticité, la fracturation, émission acoustique, anisotropie, hystérésis, la dilatation, adoucissement de la contrainte post-pic et augmentation de la contrainte en fonction du confinement. Le modèle montre que le comportement mécanique d'un matériau granulaire est influencé par les micropropriétés et la courbe granulométrique dont dépend la résistance à la rupture.

L'effondrement de milieux granulaires constitués de particules sphériques aussi a été simulé par Cleary et Frank (2006). Les effets des propriétés des particules sur la morphologie du dépôt granulaire ont été analysés. Ces auteurs concluent que le mouvement et le dépôt des particules granulaires sont fortement influencés par la forme de ces dernières.

Le modèle 3D DEM susmentionné permet certes d'étudier le comportement des milieux granulaires mais partiellement car il ne tient pas compte des effets de l'eau. Ceci a amené d'autres chercheurs (Guo, (2010); Benmezroua, (2011); Zhao, (2014)) à étudier le comportement des milieux granulaires couplés à un écoulement fluide.

Nous reviendrons en détail sur le mode de couplage direct milieux granulaire-fluide appelé Direct Numerical Simulation (DNS) ((Hu, 1996; Pan et al. 2002) avec le code PFC3D et son option fluide intégrée.

Par ailleurs, le laboratoire LMGC de l'université de Montpellier (France) a développé une plate-forme ouverte nommée LMGC90 pour la modélisation des systèmes mécaniques complexes en interaction. Les modèles numériques sous-jacents sont les méthodes par éléments discrets rigides ou déformables (FEM) avec des comportements mécaniques couplés à d'autres modèles physiques (thermique, etc.). Les lois d'interaction peuvent être complexes (cohésion, usure, couplage physiques). Les applications visées sont la modélisation des milieux granulaires, des milieux fracturés, des maçonneries, de la bio-mécanique, etc.

Ces applications mettent souvent en jeu des matériaux granulaires à composition (formes angulaires ou non convexes, granulométrie étalée des particules) et interactions (frottement, ponts capillaires, matrice solide) complexes. Ces éléments de complexité matérielle ont été pris en considération dans LMGC90 comme le rôle de la poly-dispersité pour des grands étalements granulométriques (Voivret et al. 2007), l'influence de la forme des particules pour les matériaux à grains polyédriques (Azéma et al. 2007 ; 2008 et 2009) ou non convexes (Saint-Cyr ; 2011), et les matériaux à matrice capillaire (Richefeu et al. 2008 ; 2006b et 2006a) ou cimentaire (Topin et al. 2007 et 2008).

Concernant les matériaux granulaires humides non saturés , les travaux réalisés avec LMGC90 comportent plusieurs aspects dont notamment (1) la proposition d'une forme explicite simple de la force capillaire dans le régime pendulaire en fonction de la quantité de liquide, de la longueur du pont capillaire et de l'angle de contact (Richefeu et al. 2008 et 2006b), (2) l'analyse de la distribution des autocontraintes induites par les forces capillaires à l'aide des simulations numériques (Richefeu et al. 2008), (3) l'analyse de la cohésion macroscopique en termes des variable d'effort et de texture (Richefeu et al. 2008 et 2006a), (4) dérivation d'une expression pour la pression négative (Gras ; 2011).

### 3.4.1. Mouvement des particules

La gestion des mouvements des particules par le DEM fait appel à deux types de loi : une loi force-déplacement qui incrémente la force au niveau du contact entre particules et les équations de la seconde loi de Newton qui sont résolues simultanément. Ces dernières régissent le mouvement de chaque particule dans un milieu granulaire considéré et sont données par les expressions suivantes :

$$\frac{\partial \vec{u}}{\partial t} = \frac{\vec{f}_{mech}}{m} + \vec{g} \quad (3.1)$$



$$\frac{\partial \vec{\omega}}{\partial t} = \frac{\vec{M}}{I} \quad (3.2)$$

Où  $\vec{u}$  est la vitesse des particules ;  $\vec{f}_{mech}$  somme des forces extérieures appliquées sur les particules et des forces inter particulaires ;  $m$  est la masse de la particule ;  $\vec{g}$  est l'accélération de la pesanteur ;  $\vec{\omega}$  vitesse de rotation de la particule ;  $\vec{M}$  est le moment agissant sur la particule et  $I$  son moment d'inertie. Le mouvement de translation et celui de rotation sont respectivement décrits par les équations (4.1) et (4.2) dont la résolution se fait par intégration d'un schéma centré en différences finies dont le pas de temps est  $\Delta t$ .

### **3.4.2. Détection des contacts particules-particules**

Une approche « sphères molles » est utilisée dans la modélisation DEM, PFC3D. L'interaction particules - particules est régie par des modèles classiques basés sur la mécanique de contact. Au point de contact élastique de particules sphériques, le déplacement dû à la force normale est géré par la théorie d'Hertz (1881), tandis que la théorie de Mindlin et Deresiewicz (1953) est utilisée pour calculer le déplacement de la force tangentielle. Au point de contact entre deux sphères Jiang *et al.* (2005) distinguent trois effets : l'effet normal, l'effet tangentiel et l'effet de rotation (figure 3.4). Le contact Hertz-Mindlin est généralement non-linéaire, cependant le contact linéaire est très utilisé dans les simulations DEM à cause de gain de temps de calcul que cela procure (Achmus et Abdel-Rahman, 2002 ; Benmezroua, (2011) ; Zhao, 2014). Zhao (2014) simule l'effondrement d'une colonne granulaire en utilisant les contacts linéaire et non linéaire et montre que les résultats sont identiques. La seule différence notée est la réduction du temps de calcul avec le modèle linéaire ((Zhang et Whiten, 1996).

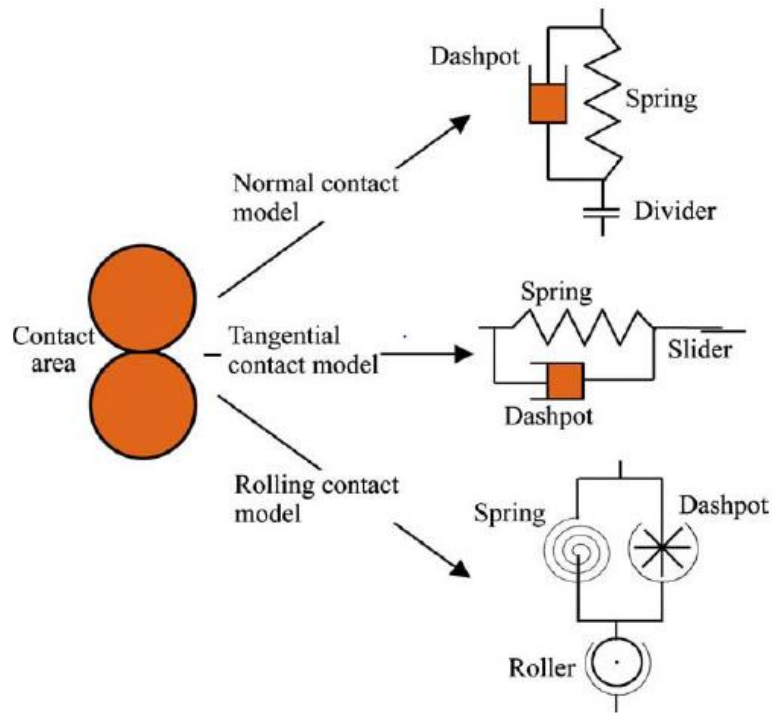


Figure 3 3: Modèle de contact entre deux sphères (Jiang et al. (2005))

Connaissant la position de toutes les particules, le modèle DEM teste la distance  $C_1C_2$  séparant les centres  $C_1$  et  $C_2$  des deux particules de rayons respectifs  $R_1$  et  $R_2$  et la distance  $D_p$  séparant les centres des particules et les parois les plus proches. Les distances  $C_1C_2$  et  $D_p$  sont comparées respectivement à la somme des rayons des deux particules considérées et au rayon de la particule considérée. Il y a contact particule-particule ou particule-parois selon que l'une ou l'autre des deux conditions est remplie :  $C_1C_2 \leq R_1 + R_2$  , respectivement  $D_p \leq R$  (rayon d'une particule quelconque).

Le contact entre deux particules est perçu par le code comme un point où s'appliquent une force normale  $F_n$  qui est à l'origine du comportement élastique du contact, une force tangentielle  $F_t$  qui provoque une dissipation d'énergie et des déformations quasi-statiques et un moment  $M$  en cas de mouvement de rotation. Ces grandeurs caractérisant le comportement mécanique du point de contact sont étroitement liées au déplacement relatif entre les deux particules, comme le montrent (Belheine *et al.* (2009) sur la figure 4.2.

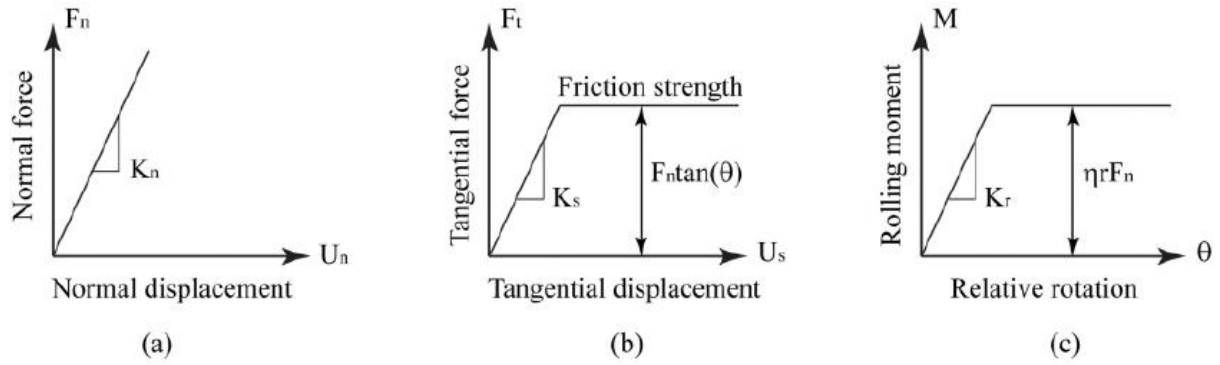


Figure 3.4: Modèle de contact particule-particule (Belheine et al. (2009))

Sur la figure 3.4a, la force normale  $F_n$  est définie par :

$$F_n = K_n \cdot U_n \quad (3.3)$$

Où  $K_n$  est la rigidité normale et  $U_n$  le déplacement normal correspondant à la distance de chevauchement entre les deux particules.

La force  $F_t$  atteint une valeur maximale à  $F_t = F_n \cdot \tan(\theta_r = \theta)$  (figure 3.4b). En dessous de cette valeur,  $F_t$  se calcule par :

$$F_t = K_s \cdot U_s \quad (3.4)$$

Où  $K_s$  est la rigidité tangentielle et  $U_s$  le déplacement tangentielle et  $\theta_r$  est l'angle relatif de rotation des deux particules.

La figure 3.4c montre qu'il existe un moment résistant lorsque deux particules sont en contact et rotent l'une sur l'autre. Ce moment peut se calculer par :

$$M_r = K_r \cdot \theta_r \quad (3.5)$$

Avec  $K_r = \beta K_s \cdot r^2$  est la rigidité de rotation,  $\beta$  est le coefficient de la rigidité de rotation et  $r$  le rayon moyen des deux particules en contact.

### 3.4.3. Le calcul des contraintes

La détermination de la distribution des contraintes dans un échantillon d'un milieu granulaire n'obéit pas à la définition de contrainte applicable en milieu continu. En milieu discret, c'est une technique de calcul de la moyenne micro-macro ou homogénéisation qui est généralement utilisée pour calculer le tenseur de contraintes. Cette technique est présentée en détail dans

Thornton et Antony, (2000) et dans Potyondy et Cundall (2004). Ainsi, pour un échantillon granulaire de volume  $V$ , le tenseur de contrainte est défini par la relation suivante :

$$\overline{\sigma}_{ij} = \left[ \frac{1-n}{\sum N_p V^{(p)}} \right] \sum N_p \sum N_c |x_i^{(c)} - x_i^{(p)}| n_i^{(c,p)} F_j^{(c)} \quad (3.6)$$

Dans cette équation,  $N_p$  est le nombre de particules dont les centres se situent à l'intérieur du volume de l'échantillon ;  $n$  est la porosité ;  $V^{(p)}$  le volume d'une particule ;  $N_c$  le nombre de contacts autour d'une particule ;  $x_i^{(p)}$  la position du centre de la particule ;  $n_i^{(c,p)}$  le vecteur normal dirigé du centre de la particule vers le point de contact  $x_i^{(c)}$  et  $F_j^{(c)}$  la force agissant au point de contact.

### 3.4.4. Le cycle de calcul

En calcul numérique, un cycle complet de calcul correspond à l'exécution des étapes suivantes : la détection des contacts, le calcul des forces de contacts et du mouvement des particules. Ce cycle se répète jusqu'à la condition d'arrêt du calcul. Dans le cas du PFC3D, les étapes d'un cycle sont présentées par le diagramme suivant (figure 3.5):

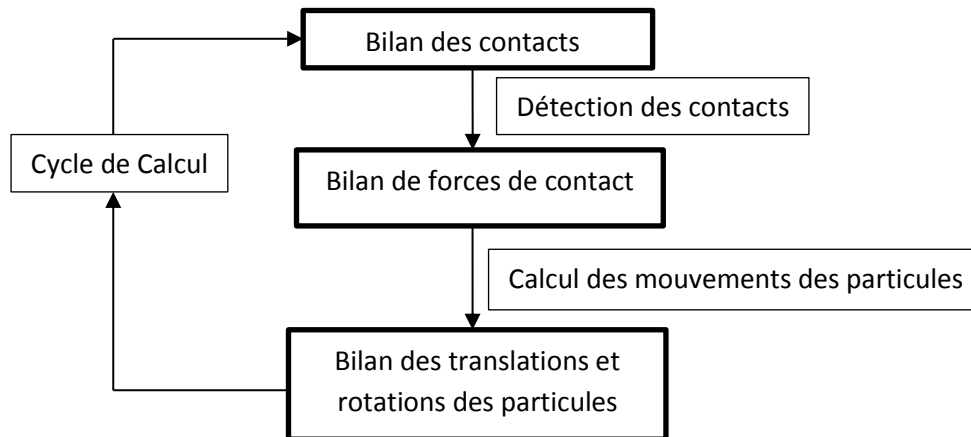


Figure 3 5: Cycle de calcul pour PFC3D

### 3.4.5. L'amortissement

La simulation des phénomènes physiques par la méthode DEM peut s'accompagner d'actions dynamiques parasites pouvant avoir des effets sur les résultats. Pour limiter ces effets, un amortissement peut être envisagé au point de contact entre deux particules en contact à la fois dans les directions normale et tangentielle. Ainsi, les forces d'amortissement sont proportionnelles aux vitesses relatives des deux particules. Les effets de ces forces s'ajoutent à ceux du frottement pour permettre l'obtention d'un système mécaniquement stable au cours

du calcul. Les forces et les moments s'ajoutent aux équations de mouvements des particules et contribuent à la dissipation de l'énergie. Ils sont définis par les équations suivantes :

$$F^a = -\alpha_a \sum F_I \quad (3.7)$$

$$M^a = -\alpha_a \sum M_I \quad (3.8)$$

$F^a$  et  $M^a$  sont les force et moment d'amortissement ;  $\alpha_a$  le coefficient d'amortissement ;  $F_I$  et  $M_I$  les force et moment qui s'appliquent sur la particule

### 3.4.6. Le pas de temps

Le choix de pas de temps  $\Delta t$  dans une simulation numérique par la méthode DEM est très important car une large valeur introduit des imprécisions dans les résultats (Tsuji *et al.* 1993). Un système DEM se constitue de plusieurs particules. Pour stabiliser ce système, un mécanisme de dissipation d'énergie doit être activé (coefficient de friction, facteur d'amortissement et le pas de temps). Ainsi, une valeur de pas de temps très petite est préconisée même si elle suppose une augmentation de la durée de calcul. Au cours de chaque pas de temps, les vitesses et accélérations des particules sont supposées constantes.

Pour les modèles de contact élastiques linéaires, (Bathe and Wilson, 1976) Propose une expression simple de  $\Delta t$  suivante :

$$\Delta t = \lambda \sqrt{m/K_n} \quad (3.9)$$

$\lambda$  est le facteur qui prend en compte le fait que la particule soit en contact avec plus d'une autre. Une valeur de  $\lambda = 0,1$  a été proposée par Hart et al. (1988),  $m$  la plus petite masse d'une particule et  $K_n$  la plus grande valeur de la rigidité normale.

### 3.5. Couplage fluide- solide par la méthode DEM

La simulation numérique de la rupture à court terme des ouvrages par la méthode DEM, requière un grand nombre de particules pour une bonne représentativité. Couplée à un écoulement fluide, cette simulation peut nécessiter de puissants outils et un temps de calcul très long.

Selon Guo, 2010, il existe trois méthodes pouvant être utilisées pour simuler le couplage phase solide-phase fluide : Une approche continu-continu, une approche discrète-discrète et une approche continu-discrète.

Dans l'approche continue-continue, les deux phases sont considérées comme interpénétrant. La méthode Two Fluids Modelling (TFM) est la plus populaire basée sur cette approche (Kuipers and van Swaaij, 1997; Arastoopour, 2001). Cependant Yu et Xu (2003) montrent les limites de cette approche en indiquant que l'application effective de ce modèle dépend fortement des relations constitutives de la phase solide et de l'échange des forces entre les phases, qui sont impossibles à obtenir dans son environnement.

L'approche discret-discret utilise la méthode de Lattice-Boltzmann (LB) ou celle dite pseudo-particle method (PPM) pour discrétiser l'élément fluide en un nombre fini de particules et déterminer leur comportement. Le modèle DEM simule les interactions et les mouvements des particules solides. Pour cette approche discret-discret, les deux modèles fréquemment utilisés sont : le couplage LB-DEM (Cook et al. 2004) et PPM-DEM (Ge et Li, 2001, 2003). L'approche discret-discret permet de simuler les interactions fluide-solide mais nécessite un calcul fastidieux à cause de la discrétisation des éléments fluides.

Dans l'approche continu-discrete, le domaine fluide est considéré comme un milieu continu et est géré par les équations de Navier-Stokes et les particules solides par les équations de Newton (Eqs (3.1) et (3.2)). De cette approche, deux modèles sont à retenir, le couplage DEM-CFD et le Direct Numerical Simulation (DNS). Au cours de la simulation, la phase fluide est résolue par maillage du domaine dont la taille est suffisamment grande devant celle des particules solides et des vides. Les surfaces des particules sont traitées comme des limites du champ fluide en mouvement. Chaque particule est entourée du fluide et les interactions hydrodynamiques fluides-solides sont déterminées.

Le couplage DEM-CFD a été utilisé la première fois par Tsuji et al. (1993) pour des simulations des écoulements multiphasiques en chimie et des applications à des processus d'ingénierie. Dans cette approche, le mouvement des particules solides est géré par le DEM alors que l'écoulement fluide est géré par le CFD. Des échanges d'information s'effectuent à chaque cycle jusqu'à la fin des cycles.

D'autres méthodes de couplage fluide-solide ont été développées et appliquées à l'étude du comportement des milieux granulaires soumis au phénomène d'érosion interne. C'est dans ce cadre que Chareyre et al. (2012) ont développé un modèle permettant d'étudier l'évolution du comportement des matériaux granulaires saturés soumis à des contraintes. Il s'agit dans ce modèle de simuler des écoulements visqueux incompressibles dans des empilements de sphères polydisperses aléatoires en utilisant le logiciel DEM /YADE (Šmilauer et al. 2010)

pour la phase solide couplée avec un modèle de type volumes finis. Cette méthode a permis de déterminer les forces appliquées sur les particules solides par le fluide. La disposition des pores et leurs connexions sont définies localement par une disposition de particules de type triangulation régulière de Delaunay. Une approche similaire a été utilisée par Tong et al. (2012), et Catalano et al. (2014), pour simuler des écoulements dans des matériaux granulaires.

Plus tard, Kloss et al. (2011) ont présenté un code appelé LIGGGHTS/ DEM pour la simulation des matériaux granulaires basés sur le principe de MD LAMPPS (dynamique moléculaire). Le couplage d'une phase solide et d'une phase fluide a été mis en œuvre à travers la simulation d'un écoulement dans un milieu granulaire utilisant le solveur de DEM (LIGGGHTS) et un logiciel OpenFoam/CFD. Ils montrent que dans ces conditions, la force de traînée est proportionnelle au volume de la particule solide.

Dans l'approche DNS, le couplage des deux phases traité par un seul code DEM. Dans ce travail, nous utilisons le PFC3D avec son option fluide incorporée en se basant sur l'approche DNS.

### **3.5.1. Les écoulements fluides dans PFC3D**

Pour un milieu granulaire saturé dont la pression du fluide varie très peu sur une distance équivalente au rayon moyen des particules, le calcul d'écoulement peut s'effectuer en discrétisant le domaine fluide en des éléments constitués des grilles dont la taille est plus grande que celle des particules (Futney et al. 2013). Selon le régime d'écoulement, une des deux méthodes est utilisée : (1) Lorsque la porosité du milieu est très faible et reste constante avec un nombre de Reynolds faible (les particules ont une vitesse faible par rapport au fluide), l'équation de Darcy (Eq 1.10) est utilisée pour décrire l'écoulement du fluide. (2) A porosité variable et Reynolds varie de l'écoulement laminaire à turbulent, les équations de Navier-Stockes sont appliquées pour décrire le mouvement du fluide.

### **3.6. Conclusion**

Les méthodes numériques sont de plus en plus utilisées dans l'étude du comportement des sols. Elles utilisent les bases de données issues de l'expérimental et présentent l'avantage d'être simples dans leur utilisation, précises en offrant des résultats à l'échelle de la particule et moins couteux que des essais expérimentaux.

## ***Partie I : Synthèse bibliographique***

---

Parmi ces méthodes, on peut distinguer celles basées sur le principe d'homogénéisation et la méthode des éléments discrets. Cette dernière est de plus en plus utilisée dans des applications liées à la géotechnique.





# **Partie II**

## Modélisation numérique de l'érosion interne



## **Chapitre 4 : Modélisation numérique des écoulements et du comportement mécanique sur des chemins triaxiaux**

### **4.1. Introduction**

Dans les ouvrages en terre, les écoulements mobilisent des effets mécaniques et physico-chimiques. Dans cette étude, nous ne nous intéressons qu'aux effets mécaniques de l'écoulement car selon Fry et al. et (1999) et Ghidaglia (1994), dans les matériaux granulaires dont la taille des particules est supérieure à 10 $\mu$ m, les effets physico-chimiques peuvent être négligés devant les effets hydrodynamiques et d'inertie. Dans ce chapitre, l'objectif est de comprendre les effets de transport des particules sur des phénomènes macroscopiques tels que l'érosion interne, le colmatage, voire la rupture des ouvrages en terre.

Pour atteindre cet objectif : (1) une simulation d'écoulement dans un milieu poreux basée sur un couplage d'une phase fluide et une phase solide utilisant le logiciel PFC3D a été effectuée. Ce modèle de couplage est de type DNS (Direct Numerical Simulation). Le mouvement des particules solides et celui des particules fluides sont séparément pris en compte par le même code puis un couplage est effectué entre eux. (2) Le comportement mécanique de ces milieux poreux ayant subi un transport des particules a été étudié par la simulation de chemins triaxiaux non drainés.

### **4.2. Modèle de génération d'un milieu granulaire**

Il s'agit de générer des échantillons granulaires à distributions granulométriques uniformes ou non, sans cohésion entre les particules. Ces dernières sont sphériques et n'interagissent que par leurs contacts. Nous avons fait le choix de la forme cylindrique pour l'échantillon afin de simuler un état de contrainte in situ dans le sol qui est un état de contrainte triaxial avec une symétrie de révolution ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ) Pour générer un échantillon cylindrique, un domaine cylindrique constitué de deux parois circulaires dont l'une à la base et l'autre au sommet et d'une paroi latérale, est rempli de façon aléatoire d'un matériau granulaire. Les parois n'interagissent pas avec les particules et ne présentent aucun frottement. La rigidité normale des parois est maintenue supérieure à celle des particules pour éviter le chevauchement entre particule et paroi, sauf pour appliquer une contrainte latérale dans le cas d'une simulation

d'un essai triaxial où la rigidité normale de la paroi latérale est ramenée au 1/10 de celle des particules (Itasca 2008).

*4.2.1. Les paramètres du modèle*

Comme tout modèle DEM, un modèle PFC3D utilise aussi des paramètres intrinsèques aux particules dont le comportement d'un matériau granulaire dépend. Pour obtenir le modèle de comportement d'un milieu granulaire par la Méthode DEM, il convient de modéliser des milliers de particules. Les plus grosses de ces particules forment l'ossature qui supporte les contraintes extérieures agissant sur le matériau. La déformabilité de cette ossature du sol dépend des modules de déformation équivalent du matériau granulaire, qui sont le module de Young ( $E$ ), le coefficient de Poisson ( $\nu$ ) et le module de cisaillement ( $G$ ). Quant à la résistance du sol, elle est régie par la taille des particules, la distribution granulométrique et la densité de l'échantillon. Un bon ajustement de ces paramètres permet d'obtenir des résultats réalistes. Zhao (2014) considère par exemple que la distribution granulométrique (PSD) est l'un des paramètres le plus déterminant dans l'étude des glissements de terrain ou de la perméabilité. Le tableau 4.1 résume les paramètres d'entrée utilisés pour le modèle DEM dans cette thèse. Ces paramètres concernent aussi bien des particules de sable que des particules en verre dont les caractéristiques sont du même ordre de grandeur. (Potyondy et Cundall, (2004) ; Itasca, (2008).

<b>Paramètres</b>	<b>Valeurs</b>
Densité des grains $\rho_s(\text{kg/m}^3)$	2650
Raideur normale des grains $k_n(\text{N/m})$	$10^8$
Raideur transversale des grains $k_s(\text{N/m})$	$2*10^7$
Distribution granulométrique (PSD)	Figures 4.3; 4.5
Porosité de l'échantillon $n$	0.25 à 0.56
Coefficient de frottement $\mu$	0.6
Gravité $g (\text{m/s}^{-2})$	9.81
Pas de temps $\Delta t(\text{s})$	$10^{-7}$

Tableau 4. 1: Paramètres du modèle

### 4.2.2. Génération d'un matériau granulaire avec une granulométrie et une porosité cibles

PFC3D ne peut pas générer directement des échantillons dont la porosité est inférieure à 60%. Cette porosité est si élevée que le système est comme s'il n'y aurait pas de forces de contacts entre les particules et ne peut donc pas transmettre des contraintes (Shire et O'sullivan, 2012). Pour surmonter cette difficulté et générer des échantillons denses, une procédure originale permettant de générer un échantillon granulaire à partir d'une PSD et d'une porosité donnée a été développée dans le cadre de cette thèse. Le modèle de contact est de type Hertz-Mindlin (Mindlin et Deresiewicz, 1953). Cependant, des calculs comparatifs [52, 53] ont montré que l'utilisation des contacts linéaires qui sont moins coûteux, ont abouti à un comportement équivalent à celui des contacts non linéaires à l'échelle macroscopique. Cette procédure de génération de l'échantillon comprend les étapes suivantes :

➤ L'échantillon est défini par sa distribution granulométrique (avec des diamètres  $(d^{(*)})_{j \ 1 < j < N+1}$ ) et sa porosité  $(n^*)$ .

➤ En utilisant la méthode de la dichotomie, un échantillon provisoire est généré de manière aléatoire avec des diamètres  $(d^{(i)})_{j \ 1 < j < N+1}$  et de la porosité  $((n^i), (n^i) > (n^*))$ .  $(d^{(i)})$  et  $(n^i)$  sont respectivement les diamètres et la porosité intermédiaires). A cette étape, le coefficient de frottement entre particules et leur rigidité transversale sont maintenus égaux à zéro.

➤ Pour atteindre la taille réelle des particules et obtenir un échantillon plus dense et plus élastique, la technique d'expansion de rayon est utilisée (Potyondy et Cundall, 2004). Au cours de cette étape, le coefficient de frottement et la rigidité transversale des particules sont remis à leur valeur réelle. Les diamètres réels des particules et la porosité réelle de l'échantillon sont obtenus en multipliant les diamètres intermédiaires par un coefficient multiplicateur  $\beta_m$  ( $((d^{(*)})_j = \beta_m \cdot d^{(i)})$ ) qui est fonction de la porosité intermédiaire et de la porosité réelle tel que :

$$(n^i) = 1 - \beta_m (1 - (n^*))^{1/3} \quad (4.1)$$

La figure 4.1 suivante résume les étapes de génération d'un échantillon granulaire à partir de sa PSD et de sa porosité cibles.

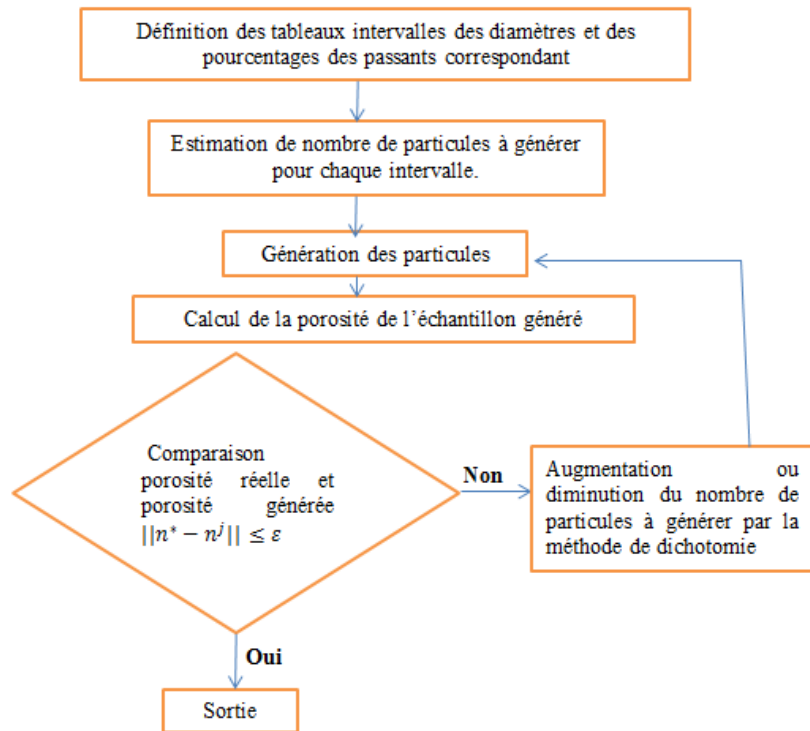


Figure 4. 1 : Etapes de génération d'un échantillon granulaire. ( $n^j = \text{porosité générée}$ )

Au cours des cycles de calcul, la stabilité mécanique est atteinte si le rapport entre la moyenne des forces déstabilisantes et celle des forces de contact est inférieur à  $10^{-4}$  ou si l'énergie cinétique moyenne des particules est inférieure à  $10^{-6}$  joules.

La PSD (Particles Size Distribution) expérimentale a été discrétisée en dix intervalles avec une valeur en pourcentage de passant correspondant à chaque intervalle de diamètre. Afin d'éliminer l'influence de la dispersion de taille des particules sur les résultats de simulation, le diamètre moyen de chaque intervalle a été pris en compte dans la génération de particules. Par la méthode de dichotomie mentionnée ci-dessus, les particules ont été générées de façon aléatoire conformément aux proportions granulaires et à la porosité imposées pour obtenir un échantillon. Les échantillons considérés sont de forme cylindrique dont le rapport entre la hauteur et le diamètre est égal à 2 (figure 4.2). Pour vérifier l'hypothèse de continuité de la MMC, la plus petite dimension de l'échantillon (diamètre) est choisie au moins égale à 10 fois le diamètre de la plus grande particule (Biarez et Hicher, 1994).

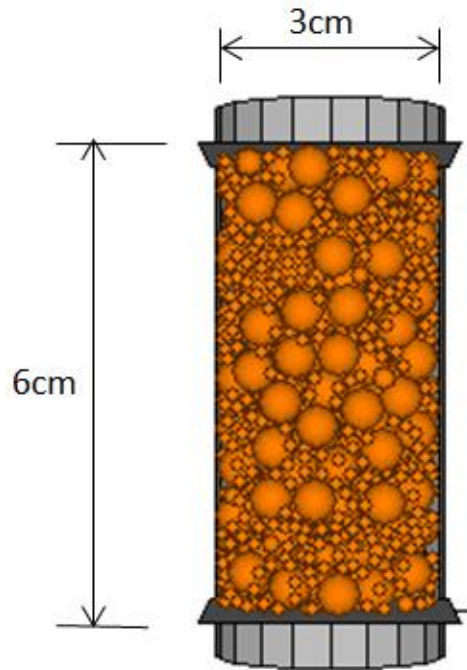


Figure 4. 2: Echantillon d'un milieu granulaire modélisé par PFC3D

#### 4.2.3. Validation du modèle de génération

Pour valider cette procédure de génération, un échantillon de sable de Fontainebleau (Benahmed, 2001) a été modélisé à partir de sa PSD réelle et de sa porosité  $n = 40\%$ . La comparaison entre la PSD réelle et celle générée numériquement est donnée sur la figure 4.3.

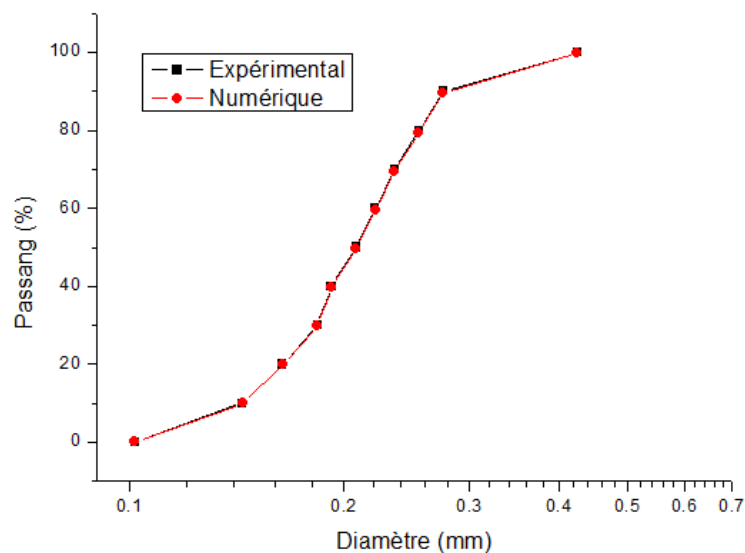


Figure 4. 3: Comparaison des PSD expérimentale et numérique du sable de Fontainebleau.



### 4.3. Matériaux utilisés

Dans les matériaux naturels, la taille des particules peut varier sur des très larges plages. Sur la courbe granulométrique de l'échantillon Nat5 prélevé sur les alluvions du Rhône en France (Souli et al. (2011) (figure 4.4), on observe la taille des particules qui varie de 0,1 à 16mm. Dans la simulation DEM, une PSD très étalée nécessiterait un temps de calcul conséquent et se heurterait aux limites de la méthode de calcul. Pour contourner ces difficultés, Zhao, (2014) simule des essais triaxiaux en utilisant une PSD très étroite dont le rapport entre le diamètre maximal et minimal est de 2. Ainsi, dans ce travail l'échantillon Nat5 sera modifié en vue d'une réduction de son étalement et sera appelé Nat\_glass. Ses diamètres minimal et maximal seront respectivement de 0.1 à 8mm au lieu de 0,1 à 16mm, soit un rapport  $r = \frac{D_{mAX}}{D_{min}} = 80$  et non 160.

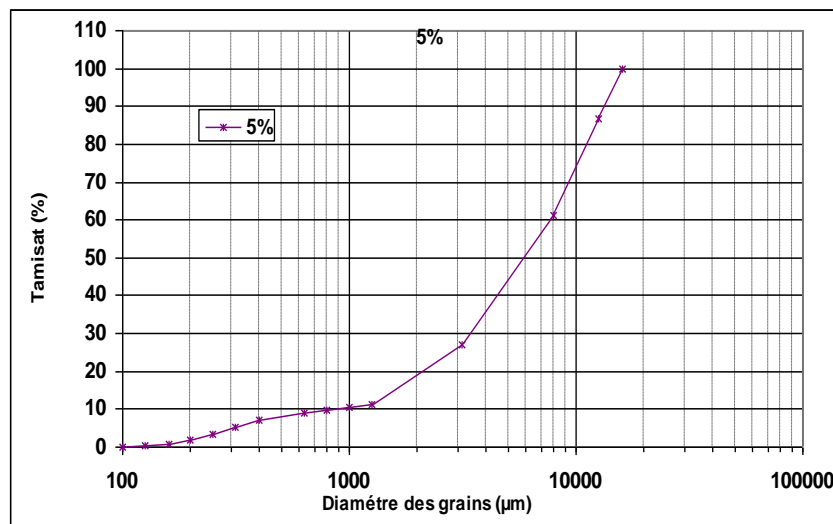


Figure 4. 4: Nat5 : Matériau « naturel à 5% de fines » (Souli et al. 2012)

Sur la figure 4.5 sont aussi présentées des PSD polydisperses et monodisperses d'un matériau de bille de verre. Les granulométries polydisperses sont notées de glass2\_6 à glass5\_6 et les monodisperses par verre1, verre2 et verre3 qui sont constitués respectivement des particules de taille 1mm, 2 mm, et 3 mm.

Les échantillons à granulométries polydisperses ont été obtenus à partir de l'échantillon glass2\_6 en écrétant à chaque fois les particules ayant le plus petit diamètre. Par exemple, l'échantillon glass3\_6 est modélisé à partir de l'échantillon glass2\_6 par suppression de toutes les particules de diamètre  $d = 2$  mm. Rappelons que glass2\_6 est un échantillon constitué de

## Partie II : Modélisation numérique de l'érosion interne

particules de diamètres 2 mm ; 3 mm ; 4 mm ; 5 mm et 6 mm. Une approche similaire a déjà été utilisée par Muir Wood et Maeda, (2010) mais à l'aide d'un modèle 2D considérant les particules comme des disques.

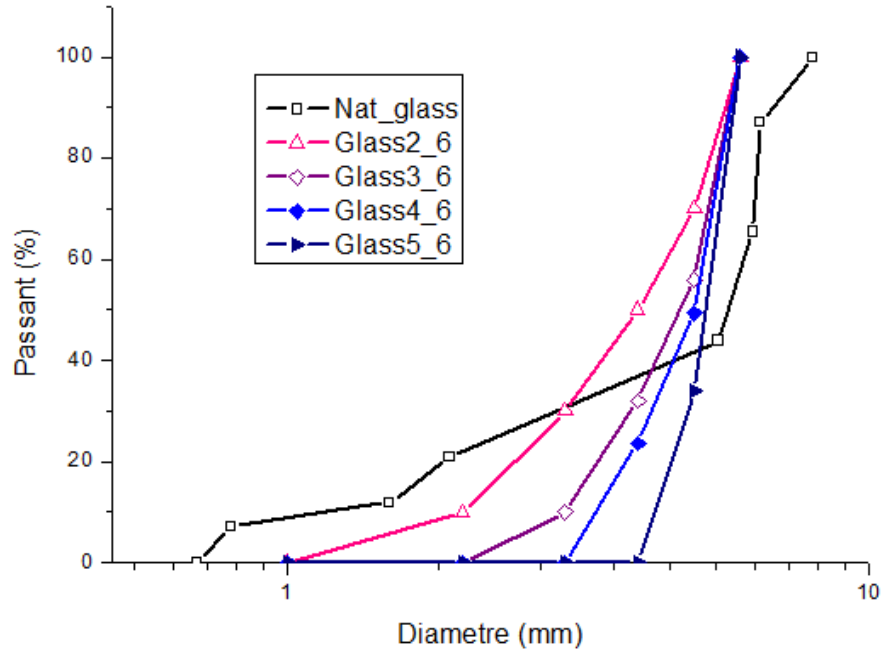


Figure 4. 5: Courbes granulométriques des échantillons étudiés

Le but de cette opération est d'observer la stabilité d'un matériau granulaire soumis à des effets d'érosion et d'étudier son comportement mécanique avant et après ce phénomène sur des chemins triaxiaux. Les caractéristiques des échantillons sont résumées dans le tableau 4.2 suivant :

Matériaux	Nat_glass	Glass2_6	Glass3_6	Glass4_6	Glass5_6
$D_{10}$ (mm)	1.2	2	3	3.5	4.5
$D_{30}$ (mm)	3.1	3	3.8	4.5	5
$D_{50}$ (mm)	5,8	4	4.8	5	5.2
$D_{60}$ (mm)	6.2	4.5	5	5	5.2
$C_U = d_{60}/d_{10}$	5.2	2.3	1.7	1.5	1.2
$C_C = d_{30}^2/d_{60} * d_{10}$	1.25	0.7	1	1.2	1
Porosité n (%)	40	31	37	45	56

Tableau 4. 2: Caractéristiques des matériaux

#### 4.4. Modélisation d'un écoulement dans un milieu granulaire

La modélisation d'un écoulement dans un matériau granulaire peut nécessiter la modification des équations générales de Navier-stockes (4.2) et (4.3) utilisées généralement pour décrire les fluides incompressibles et visqueux pour introduire les effets particuliers d'un solide couplé à un fluide (Itasca, 2008). Ces effets se manifestent en termes de porosité  $n$ , et une force de couplage  $\vec{f}_b$  :

$$\rho_f \frac{\partial(n\vec{v})}{\partial t} + \rho_f \vec{v} \cdot \nabla(n\vec{v}) = -n\nabla p + \mu \nabla^2(n\vec{v}) + \vec{f}_b \quad (4.2)$$

$$\frac{\partial(n\vec{v})}{\partial t} + \nabla(n\vec{v}) = 0 \quad (4.3)$$

$\rho_f$  = la masse volumique du fluide;  $n$  = porosité ;  $p$  = pression du fluide ;  $\mu$  = viscosité dynamique du fluide ;  $\vec{f}_b = \beta_t \vec{U}$  forces appliquées par les particules sur chaque unité de volume de l'élément fluide ;  $\beta_t$  = est un coefficient dépendant de la porosité du milieu ;  $\vec{U}$  est la vitesse relative entre celle du fluide et celle des particules solides et  $\vec{v}$  = la vitesse du fluide ;  $n\vec{v}$  = vitesse de Darcy.

$\vec{f}_b = \beta_t \vec{U} = \beta_t (\vec{u} - \vec{v})$  où  $\vec{u}$  est la vitesse moyenne des particules occupant un élément fluide. Le fluide applique une force égale et opposée à  $\vec{f}_b$  au centre de chaque particule. Elle est la force par laquelle les particules résistent à la vitesse de l'écoulement.  $\vec{f}_b$  est une force par unité de volume. Plusieurs auteurs ont mené des tentatives pour quantifier cette force expérimentalement ((Stokes, 1901; Ergun, 1952; Wen and Yu, 1966) et numériquement ((Zhang *et al.* 1999 ; Choi and Joseph, 2001 ; Beetstra *et al.* 2007). Ainsi,  $\vec{f}_b$  s'exprime par la relation :

$$\vec{f}_b = \beta_t (\vec{u} - \vec{v}) \quad (4.4)$$

$$\text{Où } \beta_t = \begin{cases} \frac{(1-n)}{\bar{d}^2 n} (150(1-n)\mu + 1.75\rho_f \bar{d} |\vec{u} - \vec{v}|) & \text{si } n < 0.80, \text{ (Ergun, 1952)} \\ \frac{4}{3} C_d \frac{|\vec{u} - \vec{v}| \rho_f (1-n)}{\bar{d} n^{1.7}} & \text{si } n \geq 0.80, \text{ (Wen and Yu, 1966)} \end{cases} \quad (4.5)$$

## Partie II : Modélisation numérique de l'érosion interne

$\bar{d}$  est le diamètre moyen des particules ;  $\mu$  est la viscosité dynamique du fluide et  $C_d$  le coefficient de traînée. Ce coefficient a fait l'objet de plusieurs expressions selon les auteurs (tableau 4.3)

Auteurs	$Re_p$	Expression de $C_d$	Numéros
Stokes (18880)	-	$24/Re_p$	(4.6)
Newton	-	0.44	(4.7)
Shulder et Nauman (1935)	$Re_p \leq 1000$  $Re_p > 1000$	$\frac{24}{Re_p} (1.0 + 0.15Re_p^{0.687})$  0.44	(4.8)
Dallavalle (1948)	$Re_p \leq 10^5$	$(0.63 + \frac{4.8}{\sqrt{Re_p}})^2$	(4.9)
Turton et Levenspiel (1986)	$Re_p \leq 2.6 \times 10^5$	$\frac{24}{Re_p} (1.0 + 0.173Re_p^{0.657} + \frac{0.413}{1 + 16300Re_p^{-1.09}}$	(4.10)
Brown et Lawler (2003)	$Re_p \leq 2 \times 10^5$	$\frac{24}{Re_p} (1.0 + 0.15Re_p^{0.681} + \frac{0.407}{1 + (\frac{8710}{Re_p})})$	(4.11)

Tableau 4. 3: Corrélation du coefficient de traînée

Le couplage direct à l'aide du PFC3D, utilise la valeur de  $C_d$  conformément à la relation de Shulder et Nauman (1935) (équation 4.8).

### 4.4.1. Interaction fluide-solide

La méthode DEM permet de déterminer la vitesse des particules et la porosité du milieu. La détermination de la vitesse du fluide entourant les particules nécessite une approche de couplage fluide (Manne et al, 2015).

## Partie II : Modélisation numérique de l'érosion interne

---

Au cours d'un couplage fluide-solide, les particules fluides agissent sur les particules solides par les différentes catégories de forces suivantes : les forces hydrostatiques qui sont la poussée d'Archimède due à la pression du fluide autour de la particule ; les forces hydrodynamiques ou force de trainée ; la force virtuelle qui met en mouvement le fluide entourant la particule et la force occasionnée par la rotation de la particule. Parmi ces forces, seules la pression du fluide et la force de trainée ont des effets mesurables sur le mouvement des particules et l'écoulement fluide (O'Sullivan, 2011). Lorsque les particules sont sphériques, comme dans notre cas, la force de trainée appliquée sur chaque particule est proportionnelle au volume de cette dernière (Patankar, 1980, Kloss et al. 2011) :

$$\vec{f}_{drag} = \frac{4}{3}\pi r^3 \frac{\vec{f}_b}{(1-n)} \quad (4.12)$$

Où  $r$  est le rayon de la particule. La force totale appliquée par le fluide sur toutes les particules est donc donnée par la relation :

$$\vec{f}_{fluid} = \vec{f}_{drag} - \frac{4}{3}\pi r^3 \rho_f \vec{g} \quad (4.13)$$

Cette force est la somme de la force de trainée et de la poussée d'Archimède. Pour tenir compte de l'interaction solide-fluide, le mouvement des particules est donné par la relation :

$$\frac{\partial \vec{u}}{\partial t} = \frac{\vec{f}_{mech} + \vec{f}_{fluid}}{m} + \vec{g} \quad (4.14)$$

Où  $\vec{f}_{mech}$  est la somme des forces de contact et des forces extérieures appliquées sur la particule.

Le calcul du couplage des deux phases fluide-solide, s'effectue en définissant des mailles dans chaque élément du fluide continu et en appliquant les conditions aux limites (vitesse, pression) à l'extérieur de chacun de ces éléments.

Dans chaque élément fluide, la résolution des équations de Navier-stockes dans un milieu fluide continu permet de déterminer la vitesse et la pression de ce fluide. Ainsi la force de trainée du fluide provoque le mouvement des particules solides. Cela change la porosité et affecte le débit dans chaque grille de calcul. Ce changement continu de la force de trainée et de la porosité permet d'atteindre un état d'équilibre entre les deux phases. Cet état est atteint lorsque le mouvement des particules devient nul.

#### 4.4.2. Conditions aux limites

L'application d'une différence de pression à l'échantillon initialement saturé avec un liquide génère un écoulement de ce fluide. Dans cette étude, le liquide utilisé est l'eau.

Les parois (plaques circulaires) se trouvant au sommet et à la base de l'échantillon sont perméables et la paroi latérale est imperméable. Lorsque la force de traînée du fluide est plus grande que la force de frottement entre les particules et la paroi du cylindre, le glissement des particules le long de la paroi est possible.

Au cours des simulations, la valeur de la pression a été variée au sommet et est maintenue à zéro à la base de l'échantillon préalablement subdivisé en 5 tranches numérotées de T1 à T5 (de bas vers le haut). Cette différence de pression  $\Delta P$  entre la base et le sommet de l'échantillon déclenche un écoulement descendant à travers le matériau (figure 4.6). Cet écoulement correspond à l'application d'un gradient hydraulique  $i$  donné par la relation suivante :

$$i = \frac{\frac{\Delta P}{\gamma_w} + H}{H} \quad (4.15)$$

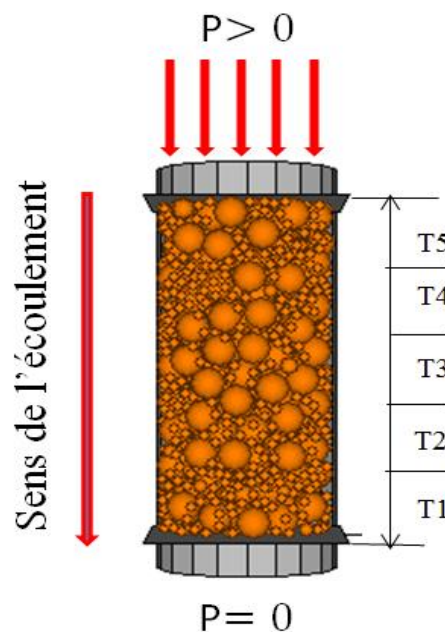


Figure 4. 6: Application d'un écoulement à travers les 5 tranches de l'échantillon

Le tableau 4.4 présente la différence de pression et le gradient hydraulique correspondant utilisés dans ce travail

Différence de pression $\Delta P$ (kPa)	Gradient hydraulique $i$
0.001	1
0.4	1.6
0.5	1.8
0.6	2
1	2.6
5	9.3
10	17.6
50	83
100	167

Tableau 4. 4: Différence de pression et gradient hydraulique correspondant

#### **4.4.3. Solution numérique**

L'espace fluide est traité comme un milieu continu. Il est discrétisé en des grilles fixes. Chaque élément fluide est occupé par un grand nombre de particules solides. un système de grille décalée est utilisé pour déterminer les vitesses et les pressions de fluide (Tannehill et al. 1997). A l'intérieur de chaque cellule constituant la grille regne une pression constante. Les composantes de vitesse du fluide sont calculées pour un point au centre de la cellule. Dans le cadre de cette simulation, seule la composante verticale est prise en compte, les autres composantes étant nulles car nous ne nous intéressons qu'au déplacement vertical. La vitesse est donc notée  $v_z$  dans toutes les cellules (Figure 4.7). Les conditions aux limites sont appliquées à l'extérieur de la grille fluide considérée et les équations de Navier-Stokes (4.2) et (4.3) sont résolues en déterminant les vitesses et les pressions au cours de l'écoulement.

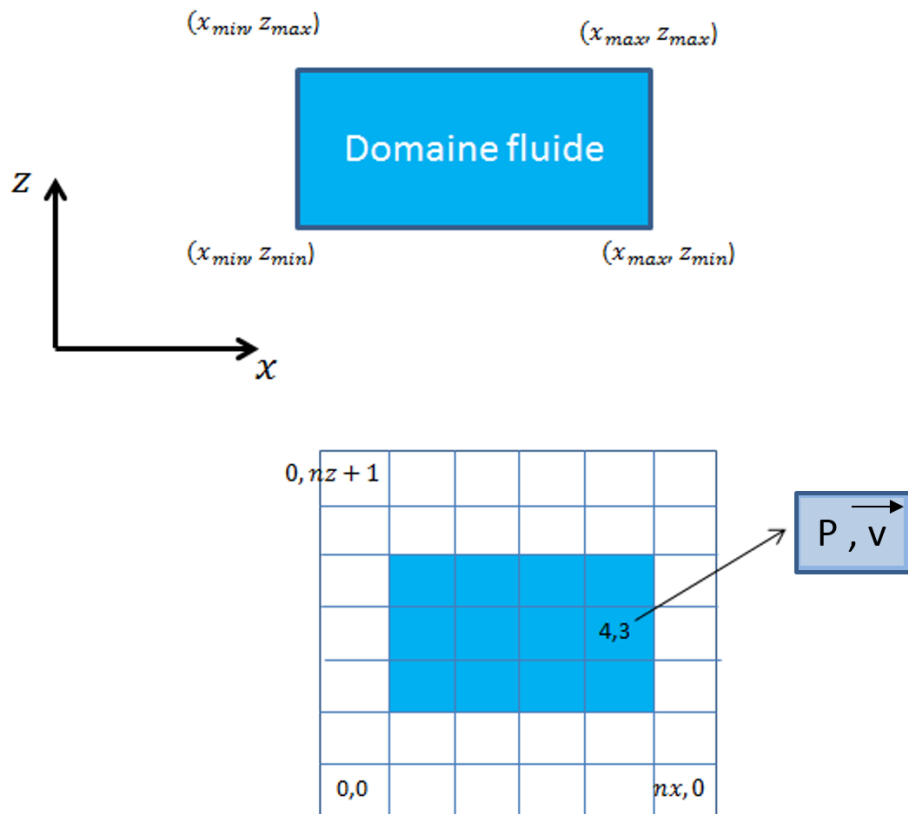


Figure 4.7: Domaine fluide discrétisé en une grille de cellules présenté en 2D pour donner plus de visibilité.

La force de traînée du fluide et les différences de pression interstitielles provoquent le déplacement des particules fines.

Cette migration des particules affecte la porosité et l'écoulement dans chaque cellule de la grille. Le changement continu dans les forces de traînée change la porosité jusqu'à ce que l'état d'équilibre soit atteint entre les deux phases.

#### **4.5. Modélisation du comportement d'un milieu granulaire sur des chemins triaxiaux**

Afin de rendre compte de l'effet de la suffusion sur la résistance mécanique des matériaux granulaires, nous avons analysé l'évolution du critère de rupture entre l'état initial du matériau et celui après suffusion sur des chemins triaxiaux en axisymétrie.



## ***Partie II : Modélisation numérique de l'érosion interne***

---

Dans les simulations DEM d'un essai triaxial, il est possible d'utiliser soit des parois rigides, soit des parois souples simulant une membrane en latex comme dans le cas d'un essai de laboratoire. Dans notre cas, les plaques situées à la base et au sommet de l'échantillon sont considérées rigides et la paroi latérale suffisamment souple de manière à ne pas empêcher la déformation latérale. Elle assure une distribution uniforme de la pression de confinement tout au long de la simulation.

Dans la littérature, on trouve beaucoup de simulation d'essais triaxiaux effectuée par la méthode DEM, mais la plus part utilisent des échantillons cubiques ou parallélépipédiques ou sont en 2D. Les résultats de ces simulations sont très difficiles à comparer à ceux des essais physiques réalisés au laboratoire (Manne et al. (2015)). Très peu de chercheurs ont effectué des simulations en 3D (O'Sullivan (2008), Zhao (2011)). O'Sullivan et al. (2008) considèrent un échantillon cylindrique avec des parois périodiques permettant de réduire le nombre de particules de l'échantillon tout en préservant le réseau tridimensionnel des forces de contact. Quant à Zhao et al. (2011), ils ont simulé des essais triaxiaux sur des échantillons de sable dense à l'aide de PFC3D et ont analysé les impacts de la rigidité des particules et ceux du coefficient de frottement sur les résultats.

La simulation triaxiale présentée ici est effectuée à l'aide du logiciel PFC3D. Elle consiste à confiner un échantillon cylindrique d'un matériau granulaire à l'intérieur de trois parois.

Les deux parois dont l'une située en haut et l'autre à la base de l'échantillon sont des plaques rigides qui simulent le chargement et la paroi latérale simule la pression de confinement latéralement appliquée à l'échantillon. Le volume des vides peut être calculé par la différence entre le volume total de l'échantillon et celui des particules solides. L'indice des vides  $e$  est défini comme le rapport entre le volume des vides et le volume solide.

La déformation axiale peut être calculée par l'équation suivant :

$$\varepsilon = \frac{\Delta H}{H_0} \quad (4.16)$$

Où  $H_0$  est la hauteur initiale de l'échantillon.

Le chargement est effectué en mode de déformation contrôlée en imposant la vitesse des parois supérieure et inférieure. Des conditions d'un essai idéal ont été simulées en définissant le coefficient de frottement entre l'échantillon et les parois égal à zéro, évitant ainsi tout frottement entre l'échantillon et les plaque de chargement. Tout au long de l'essai, la vitesse

## Partie II : Modélisation numérique de l'érosion interne

---

de la paroi latérale est contrôlée de telle façon à maintenir la contrainte de confinement constante (Itasca, (2008), Zhao et al. (2011), Zhao et al. (2013)). La contrainte de la paroi est déterminée et sa vitesse est ajustée pour réduire la différence entre sa contrainte actuelle  $\sigma^w$ , et sa contrainte cible  $\sigma^t$ . La vitesse de la paroi  $\dot{u}^w$  doit satisfaire à :

$$\dot{u}^w = G(\sigma^w - \sigma^t) = G\Delta\sigma \quad (4.17)$$

Où  $G$  est le paramètre gain estimé par la fonction 'get\_gain' par la méthode suivante :

L'incrément maximal de la force occasionnée par le mouvement de la paroi pour un pas de temps est donné par :

$$\Delta F^w = k_n^w N_c \dot{u}^w \Delta t \quad (4.18)$$

Où  $N_c$  est le nombre de contacts agissant sur la paroi,  $k_n^w$  la rigidité normale moyenne de ces contacts. Ainsi, la variation de la contrainte moyenne de la paroi est obtenue par la relation suivante :

$$\Delta\sigma^w = \frac{k_n^w N_c \dot{u}^w \Delta t}{A} \quad (4.19)$$

Où  $A$  est la section de la paroi

Pour maintenir la simulation dans un état stable, la valeur absolue de la variation de la contrainte de la paroi doit être inférieure à celle de la différence entre les contraintes calculée et cible. Sinon cela conduirait à une oscillation de la contrainte calculée qui augmenterait de façon illimitée et conduirait à l'instabilité. Au lieu de cela, la contrainte de paroi doit tendre lentement vers la contrainte cible soit par valeur supérieure ou inférieure. En pratique, un facteur de relaxation  $\alpha$  ( $\alpha=0,5$ ) est utilisé afin que la condition de stabilité soit atteinte (Patankar, (1980), Zhao, (2013)) :

$$|\Delta\sigma^w| < \alpha|\Delta\sigma| \quad (4.20)$$

En substituant les équations (4.17) et (4.19) dans l'équation (4.20), on obtient :

$$\frac{k_n^w N_c G |\Delta\sigma| \Delta t}{A} < \alpha |\Delta\sigma| \quad (4.21)$$

Le gain est donc déterminé en condition de stabilité par :

$$G = \frac{\alpha A}{k_n^w \Delta t} \quad (4.22)$$

La vitesse de la paroi est ajustée avant chaque cycle pour satisfaire à l'équation (4.17) et le gain est ajusté pour satisfaire à l'équation (4.22).

### **4.6. Conclusion**

En utilisant la méthode DEM, une nouvelle méthode de génération d'un matériau granulaire a été développée. En ciblant une courbe granulométrique expérimentale d'un échantillon granulaire et sa porosité connue, les techniques de la dichotomie et celle dite de l'expansion de rayon sont utilisées pour générer cet échantillon. L'échantillon est de forme cylindrique constitué de particules sphériques emballées par une paroi latérale et deux parois circulaires situées au sommet et à la base.

Les équations de Navier-stockes modifiées sont utilisées pour modéliser un écoulement à travers un matériau granulaire. Afin d'étudier le phénomène de suffusion, l'échantillon est subdivisé en cinq tranches égales et est soumis à un écoulement du haut vers le bas.

Les conséquences de la suffusion sur le comportement mécanique du matériau ont été étudiées en modélisant un essai triaxial sur nos échantillons.

Les résultats de cette modélisation (suffusion et ses conséquences mécaniques) seront discutés dans le chapitre 5 suivant.

## **Chapitre 5 : Résultats et discussions**

### **5.1. Introduction**

Les résultats de la simulation des écoulements et ceux des chemins triaxiaux sont présentés comme suit :

- A la fin de la simulation de l'écoulement d'eau dans le milieu granulaire, le déplacement des particules provoqué par cet écoulement a été étudié sous les quatre aspects suivants :
  - ✓ La variation de la porosité dans les cinq tranches de l'échantillon
  - ✓ La variation de la courbe granulométrique de chaque tranche de l'échantillon
  - ✓ La distance parcourue par chaque particule à travers sa position initiale ou sa tranche de départ et sa position finale ou la tranche dans laquelle elle se dépose à la fin de l'écoulement
  - ✓ Le nombre de particules reçues et perdues par chaque tranche

Les résultats qui sont présentés ici sont ceux de l'échantillon Nat\_glass soumis aux gradients hydrauliques du tableau 4.4

- Les chemins triaxiaux qui seront discutés concerneront : Le comportement des échantillons monodisperses, de Nat\_glass avant et après écoulement et celui des échantillons polydisperses glass1\_6 à glass5\_6.

### **5.2. Effet d'un écoulement sur le déplacement des particules**

#### **5.2.1. Variation de la porosité dans les cinq tranches de l'échantillon**

L'application de différentes valeurs de gradient hydraulique à l'échantillon Nat\_glass a provoqué une variation de la porosité dans les différentes tranches de l'échantillon telle que indiquée par la figure 5.1. On observe une augmentation de la porosité dans la partie supérieure de l'échantillon (T5) qui correspond à la partie amont de l'écoulement. Cette augmentation de la porosité est une conséquence de l'érosion des particules par le courant d'eau. Dans la zone inférieure de l'échantillon (T1 et T2) correspondant à la partie aval de l'écoulement, on observe une diminution de la porosité caractérisant le dépôt des particules transportées par l'écoulement des tranches supérieures vers les tranches inférieures. Cette diminution de la porosité est une conséquence du « colmatage » et la densification du

matériau. Ce colmatage observé dans les tranches inférieures est surtout due à la présence de la paroi inférieure imperméable aux particules mais perméable à l'eau.

La porosité dans la tranche T3 varie très peu. Il semble que cette tranche reçoit autant de particules qu'elle en perde.

Dans la tranche T5, lorsque les conditions de l'écoulement deviennent excessives ( $i > 10$ ), la porosité augmente de plus de 20% portant le taux des vides dans cette tranche à plus de 60%. Cela laisse penser qu'au delà des particules fines, certains des grosses particules constituant le squelette du matériau ont aussi été érodées par l'écoulement.

Pour mieux comprendre ce phénomène de transport de particules, une analyse de la distance parcourue par ces particules à travers leur tranche de départ et où elles se déposent sera effectuée plus tard.

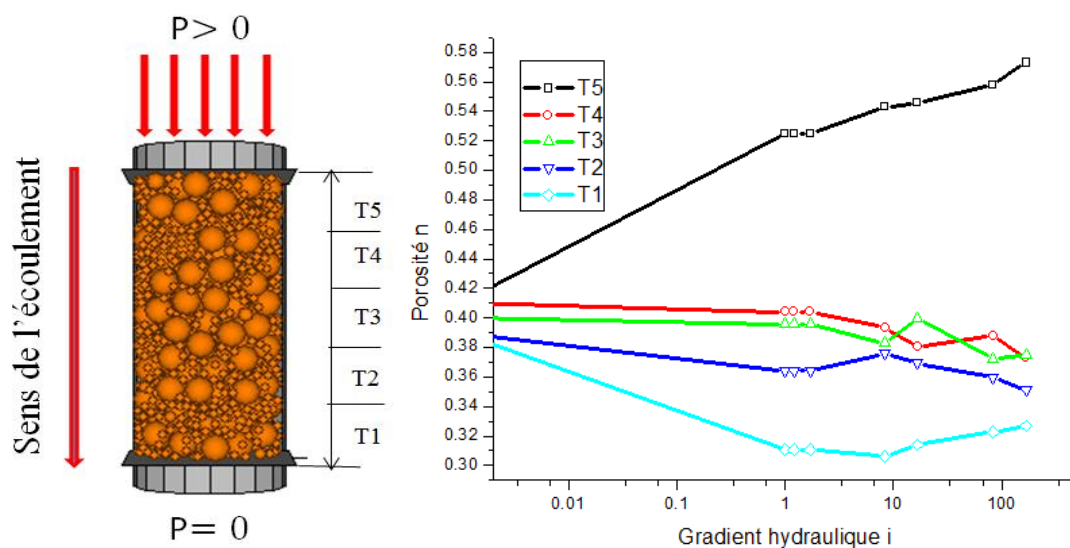


Figure 5.1: Variation de la porosité dans les tranches de l'échantillon en fonction du gradient hydraulique appliqué

### 5.2.2. La variation de la courbe granulométrique de chaque tranche de l'échantillon au cours de l'écoulement

Le changement dans la courbe granulométrique occasionné par l'écoulement est caractérisé par la position relative des courbes granulométriques du matériau avant et après écoulement. Pour les gradients hydrauliques égaux à 1 ; 1.6 et 83, la figure 5.2, la figure 5.3 et la figure 5.4 montrent cette position relative des PSD pour chaque tranche de l'échantillon. On observe sur

## ***Partie II : Modélisation numérique de l'érosion interne***

---

ces graphiques que le déplacement des particules s'effectue bien dans le sens de l'écoulement c'est-à-dire de la tranche supérieure vers la tranche inférieure (T5 vers T4 et T2 vers T1) pour  $i=1$  et 1.6. Pour des fortes valeurs de gradient hydraulique, comme c'est le cas avec  $i=83$ , on remarque que cette tendance est plus prononcée accentuant ainsi les phénomènes de l'érosion en amont (T5 et T4) et de « colmatage » en aval (T2 et T1). La tranche T3 reste quasi intacte lorsque le gradient varie.

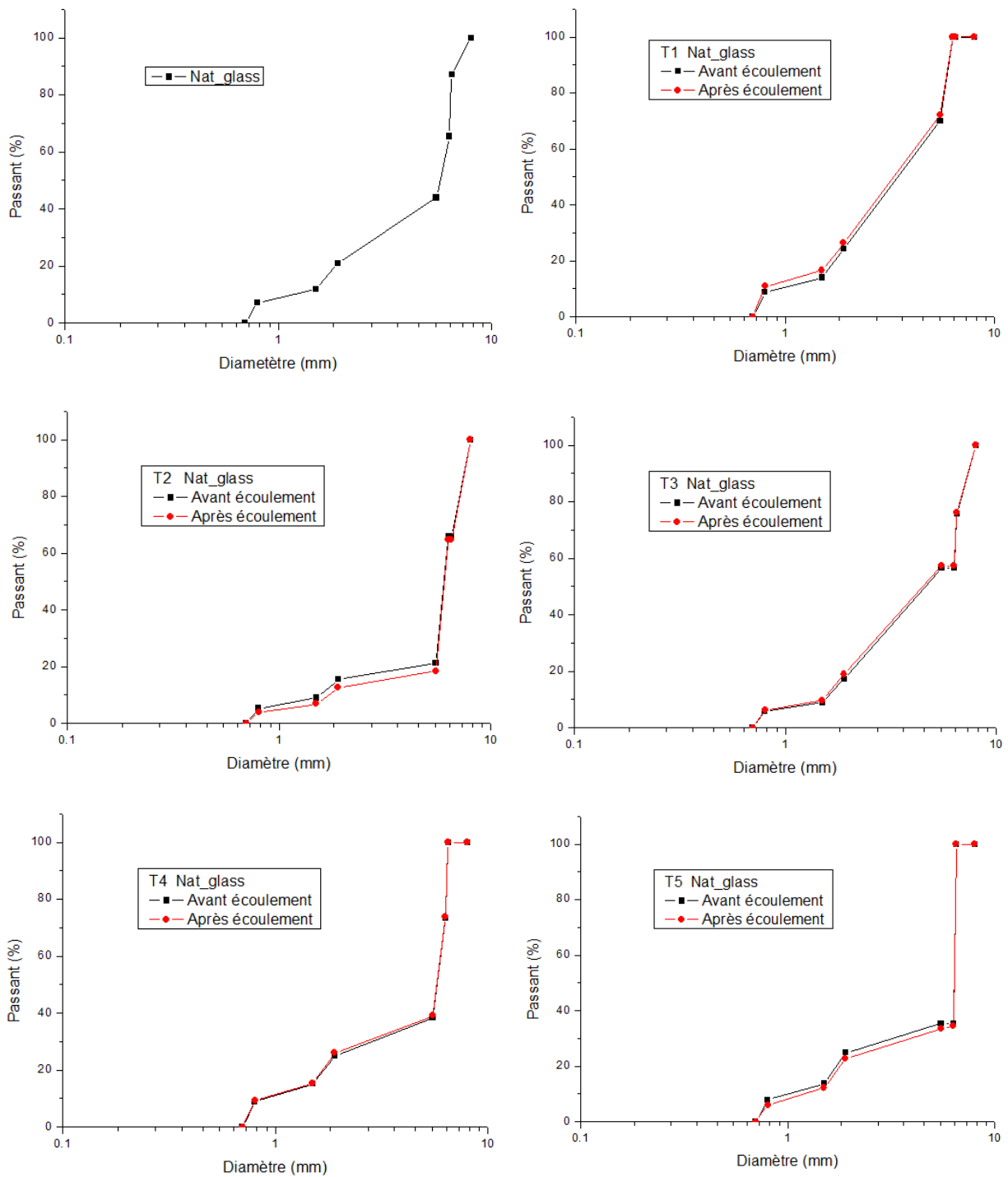


Figure 5.2: Comparaison des courbes granulométriques des cinq tranches de l'échantillon Nat\_glass soumis à un gradient hydraulique  $i=1$

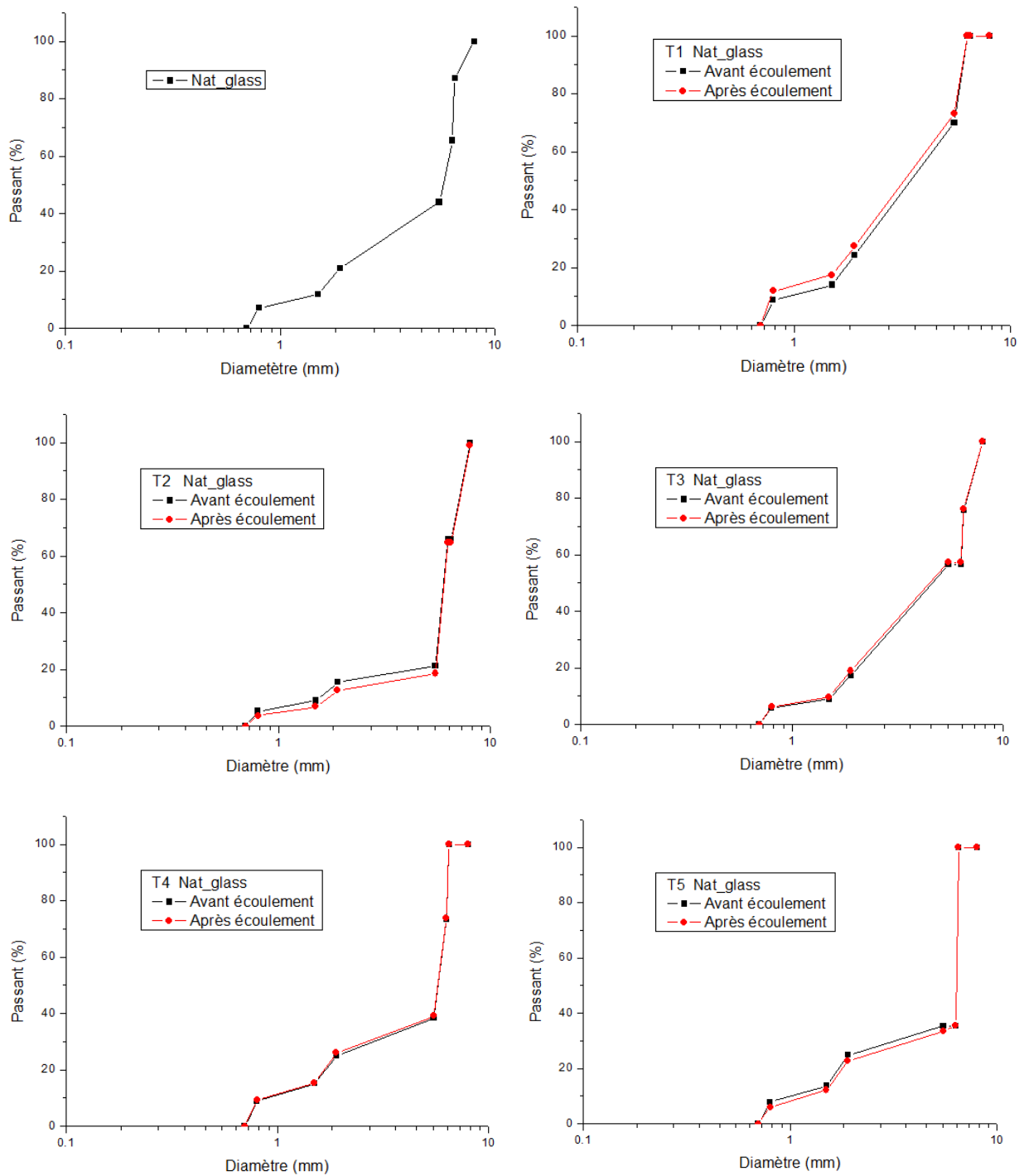


Figure 5.3: Comparaison des courbes granulométriques des cinq tranches de l'échantillon Nat\_glass soumis à un gradient hydraulique  $i=1.6$



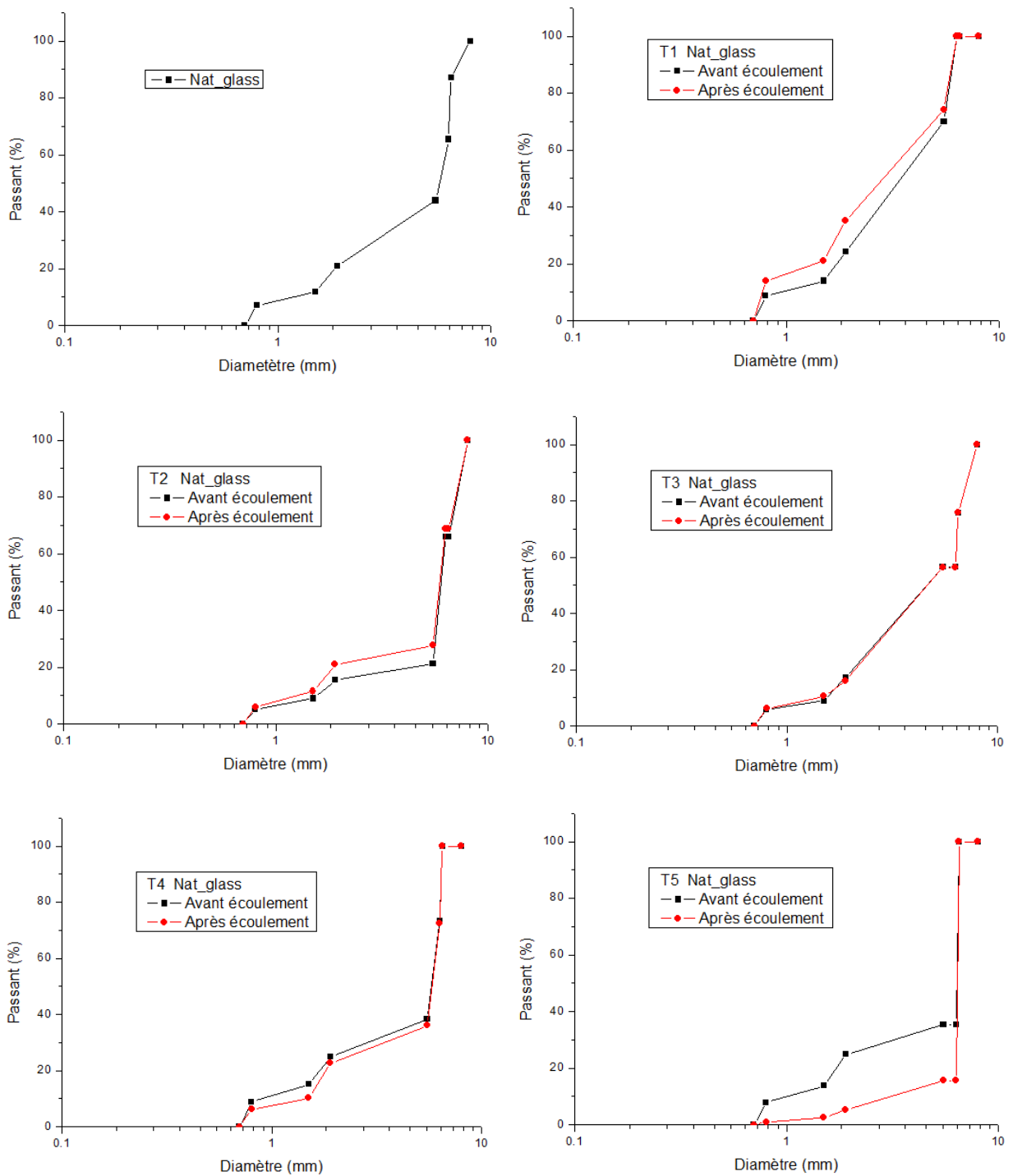


Figure 5.4: Comparaison des courbes granulométriques des cinq tranches de l'échantillon Nat\_glass soumis à un gradient hydraulique  $i=83$

**5.2.3. Migration des particules à travers l'échantillon**

Dans le précédent paragraphe, l'augmentation ou la diminution de la porosité, la présence d'écart entre les courbes granulométriques d'une même tranche avant et après écoulement renseignent bien sur le transport des particules notamment quantitatif. Cette étude est complétée dans ce travail par la détermination de la tranche d'où sont arrachées les particules et celle où elles sont déposées, mais aussi par la quantité des particules déplacées en fonction de leur diamètre.

A l'aide du modèle DEM, nous avons développé un programme permettant d'identifier chaque particule de l'échantillon et de donner la tranche dans laquelle elle se trouve avant et après l'écoulement. Les figures 5.5 et 5.6 présentent le pourcentage des particules perdues et ou gagnées par chaque tranche au cours de l'écoulement.

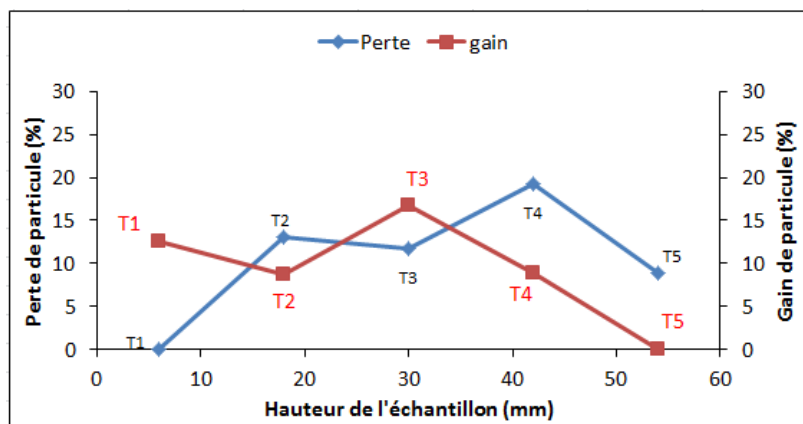


Figure 5.5: Pourcentage de perte et de gain de particules dans les différentes tranches pour  $i=1$

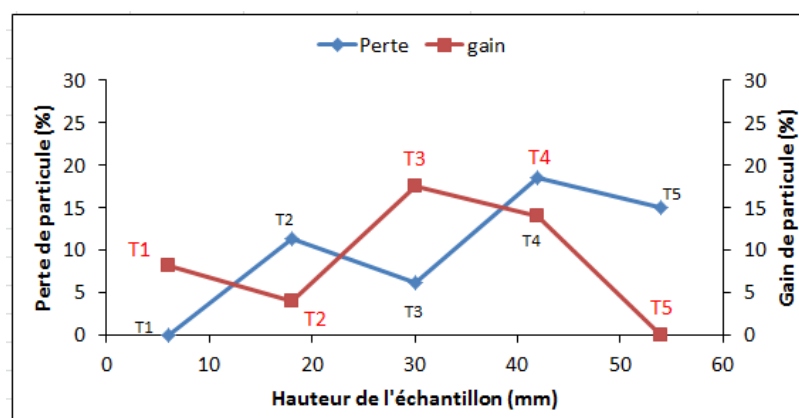


Figure 5.6: Pourcentage de perte et de gain de particules dans les différentes tranches pour  $i=1.6$

## ***Partie II : Modélisation numérique de l'érosion interne***

---

La base de l'échantillon étant fermée, on est donc dans le cas d'une suffusion interne à l'échelle de l'échantillon qui provoque un réarrangement des particules sans les évacuer hors de l'échantillon. La tranche T1 gagne des particules sans possibilité d'en perdre, alors que la tranche T5 en perd sans possibilité d'en gagner. Cependant à l'échelle des tranches, nous simulons une suffusion externe avec la possibilité qu'une tranche perde ses particules fines et /ou en gagne celles provenant de la tranche supérieure (T2, T3, T4). Dans les tranches intermédiaires, on assiste à la présence simultanée de la suffusion interne et externe. Dans ces conditions, nous considérons qu'une couche de matériau ne subit d'érosion interne que lorsque le taux de particules perdues est supérieur à celui des particules gagnées. Une tendance inverse se produit dans le cas du colmatage. Les figures 5.5 et 5.6 montrent aussi que la quantité des particules transportées est plus importante dans les tranches amont (T4, T5) qu'aval (T1).

Pour approfondir cette analyse de migration de particules, la figure 5.7 montre les particules constituant chaque tranche à la fin de l'écoulement en fonction de leur tranche d'origine. Elle correspond à l'application d'un gradient hydraulique  $i=1$ . Les tranches initiales (avant écoulement) sont identifiées par T1i à T5i et les tranches finales (après écoulement) de T1f à T5f. Chaque tranche initiale est matérialisée par une couleur telle que les différentes couleurs présentes dans une tranche finale détermineront les tranches de provenance des particules qui constitueraient cette tranche et leur épaisseur définirait le nombre de particules correspondant. Sur le graphique en histogramme (figure 5.7), on peut lire le nombre de particules d'une tranche initiale, le nombre de particules d'une tranche finale reparties en fonction de leur tranche initiale de provenance et le nombre de particules gagnées à la fin de l'écoulement. Le nombre de particules perdues par une tranche initiale peut être déduite par la différence entre la hauteur de la barre d'une tranche initiale et celle de la barre ayant la même couleur dans une tranche finale.

Une autre forme de présentation de la migration des particules au cours de l'écoulement consiste à représenter le pourcentage de particules déplacées en fonction de leur diamètre (figure 5.8). L'évolution de la migration des particules dans la tranche T5 de l'échantillon Nat\_glass sous des valeurs de gradients hydrauliques  $i$  égaux à 1 ; 1.6 et 83 a été représentée à titre d'exemple. Cette présentation confirme bien qu'au cours d'un écoulement dans un milieu granulaire, les particules ayant le plus petit diamètre sont les premières à être transportées. L'augmentation de la quantité et de la taille des particules transportées dépend du gradient

## Partie II : Modélisation numérique de l'érosion interne

hydraulique. Lorsque le gradient est excessif, l'écoulement peut, au delà des particules de diamètres inférieurs, entraîner les grosses particules constituant le squelette du matériau.

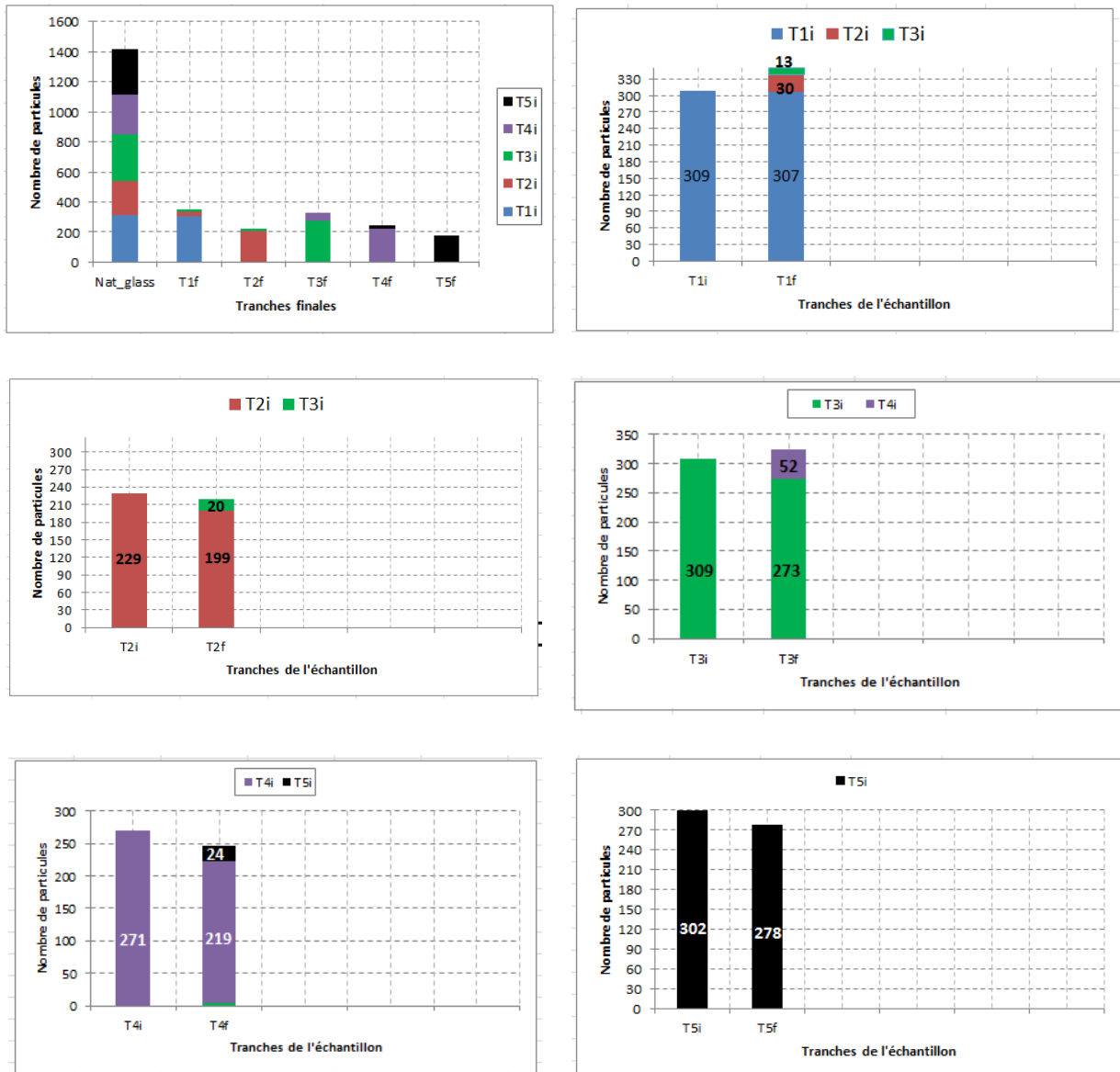


Figure 5.7: Composition des tranches après écoulement

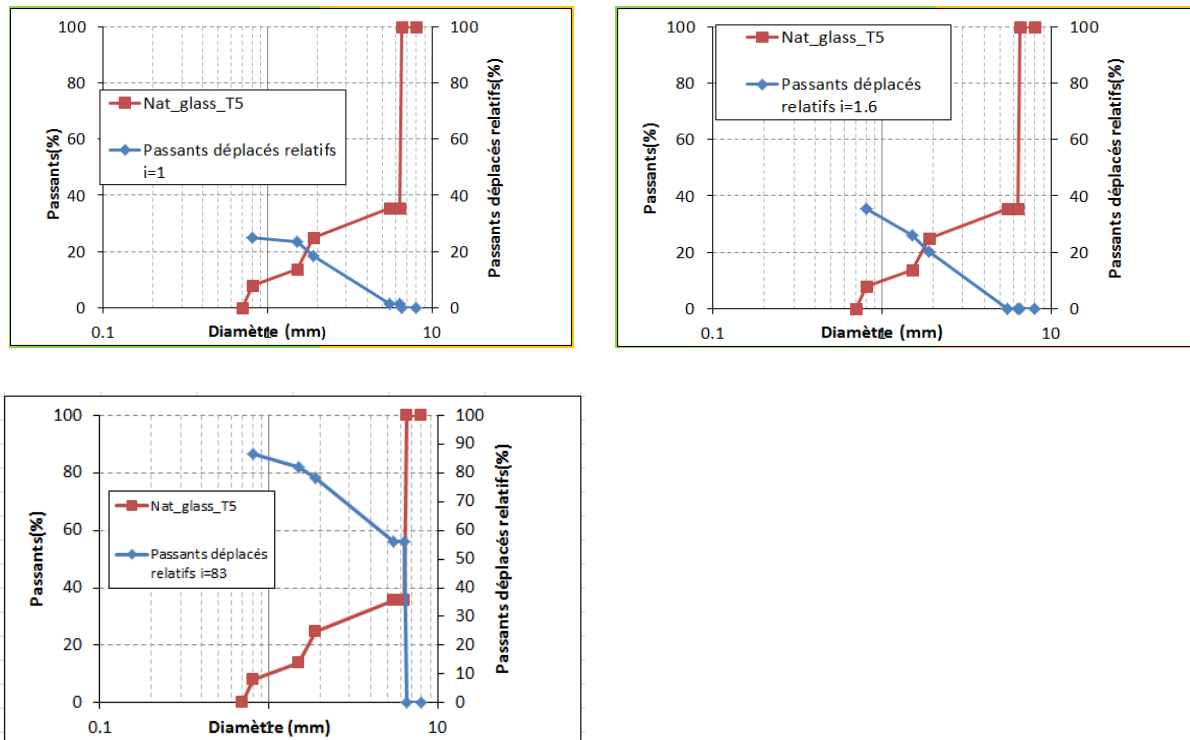


Figure 5.8: Pourcentage en masse de particules déplacées par un écoulement dans la tranche T5 de l'échantillon Nat\_glass

#### 5.2.4. Résultats des simulations des chemins triaxiaux

Les échantillons des matériaux granulaires précédemment générés ont été soumis à des essais triaxiaux sous des contraintes de confinement variées de  $\sigma_3 = 100, 200, 300$  et  $400$  kPa. Les effets de l'érosion interne, causées par les écoulements ou par suppression des particules fines sur le comportement mécanique ont été analysés.

Les résultats qui seront présentés dans cette partie du chapitre concernent les échantillons suivants :

*Les échantillons monodisperses :*

Ce sont les échantillons nommés verre1, verre2 et verre3 constitués respectivement de particules de diamètre 1mm, 2mm et 3mm. Ces échantillons n'ont subi ni écoulement ni suppression de particules. Leur porosité initiale est de 30%. Les figures 5.9, 5.10 et 5.11 présentent le comportement de ces échantillons sur chemins triaxiaux.

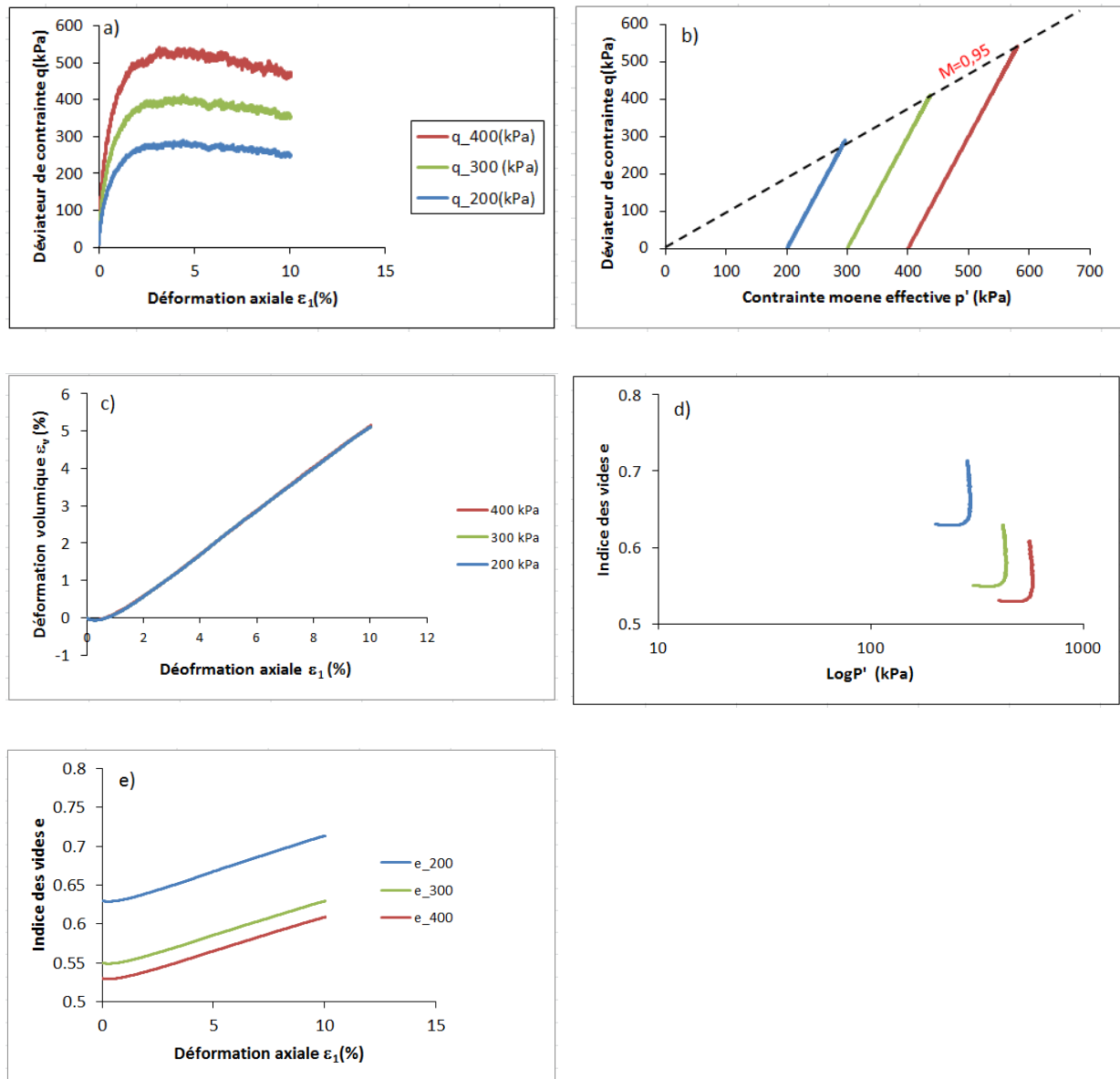


Figure 5.9: Comportement d'un matériau monodisperse de taille 1mm (verre1) sur chemin triaxial

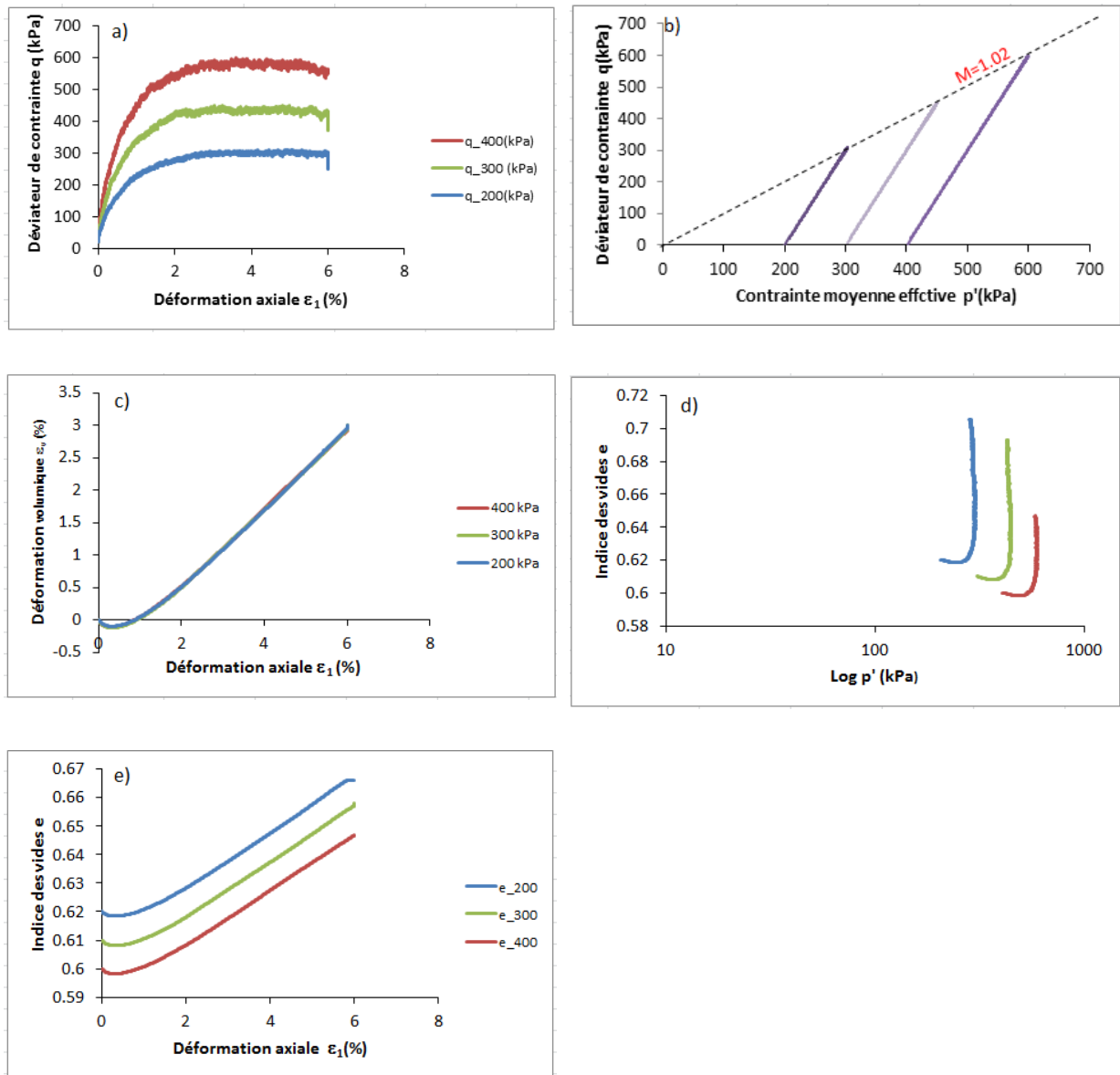


Figure 5.10: Comportement d'un matériau monodisperse de taille 3mm (verre3) sur chemin triaxial

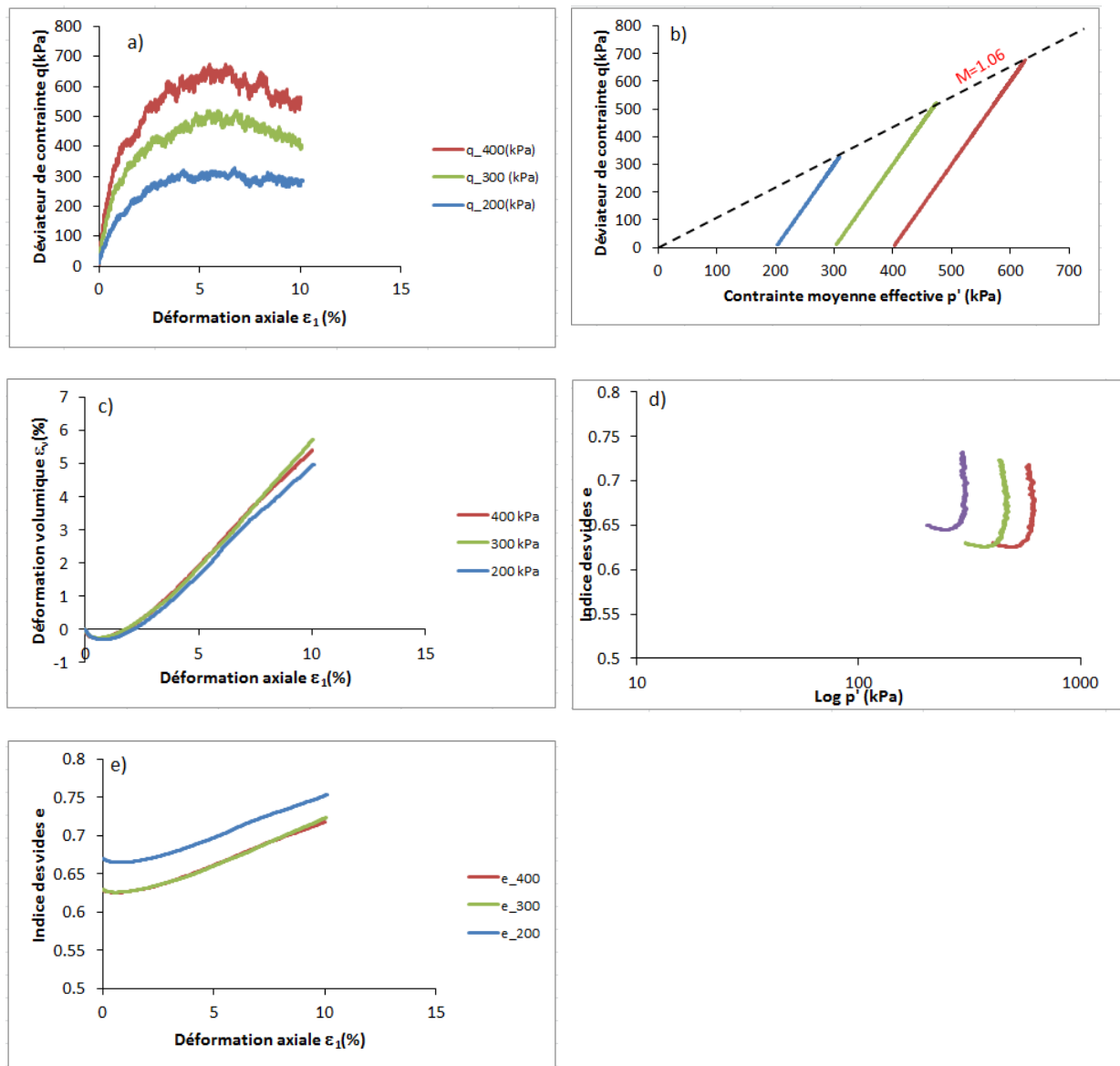


Figure 5.11: Comportement d'un matériau monodisperse de taille 6mm (verre6) sur chemin triaxial

On remarque dans les plans  $(\epsilon_1 ; q)$  (figures a) un comportement présentant un palier de plasticité parfaite avec cependant un léger pic de résistance dans le cas de l'échantillon verre6. Les échantillons étant surconsolidés initialement, on remarque dans les plans  $(\epsilon_v ; \epsilon_1)$  (figures c), et  $(e ; \epsilon_1)$  (figures e), ont un comportement dilatant dès le début du chargement sans apparition de palier de plasticité parfaite aux grandes déformations, ce qui rend difficile de localiser la droite d'état critique dans le plan  $(e ; \log p')$  (figures d).



## Partie II : Modélisation numérique de l'érosion interne

L'étude des échantillons monodisperses sur chemins triaxiaux indique une légère augmentation de l'angle de frottement interne en fonction de la taille de la particule comme l'indique la figure 5.12 suivante. Cette augmentation de l'angle de frottement peut être due à l'augmentation de la surface de contact qui se produit entre deux sphères élastiques comprimées l'une contre l'autre.

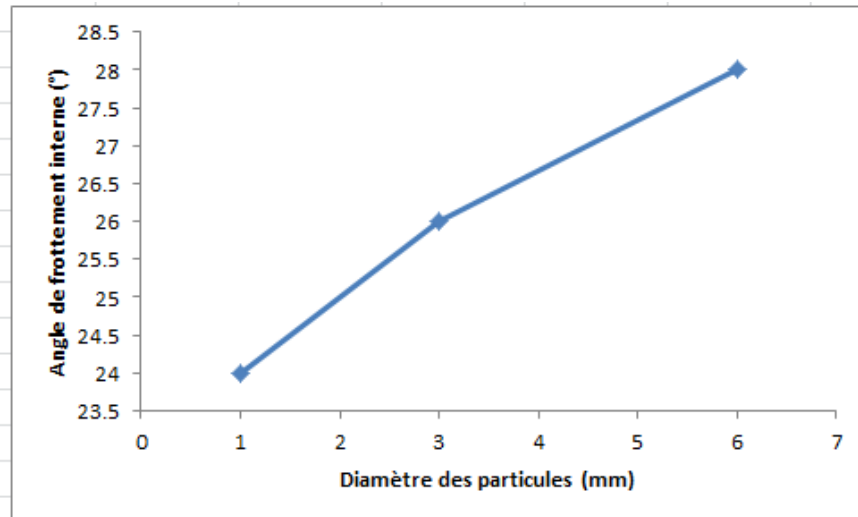


Figure 5.12: Evolution de l'angle de frottement interne en fonction de diamètre  $d$  des particules constituant un échantillon de bille de verre monodisperse

### *Les échantillons polydisperses*

Ils sont de deux types : des échantillons qui ont subi une suppression des particules fines (glass2\_6 à glass5\_6), et un échantillon qui a subi un écoulement de fluide interstitiel (Nat\_glass).

Concernant le premier type, les échantillons glass2\_6 à glass5\_6, ont été générés par suppression successive de l'intégralité des particules ayant le plus petit diamètre. Le but est de générer des échantillons ayant perdus leurs particules fines suite à une érosion interne, puis d'analyser les conséquences de cette perte sur le comportement mécanique. Nous présentons sur la figure 5.13 à la figure 5.16 respectivement le comportement des échantillons glass2\_6 à glass5\_6.

On remarque que la variation du déviateur de contrainte en fonction de la déformation axiale présente un comportement de type ductile avec des fluctuations dues au réarrangement des particules fines au sein du réseau des grosses particules. On remarque une absence de pic de résistance malgré la dilatance du matériau lorsque la déformation axiale dépasse 10%.

## Partie II : Modélisation numérique de l'érosion interne

Comme dans le cas des particules monodisperses, la dilatance ne se stabilise pas malgré une déformation axiale de l'ordre de 20%. Ceci ne permet pas de définir avec précision la droite d'état critique (ou de plasticité parfaite) dans le plan ( $\log p'$  ;  $e$ ). La pente  $M$  de la droite de plasticité parfaite définie dans le plan ( $p'$  ;  $q$ ) présente une valeur croissante au fur et à mesure que les particules fines sont supprimées. Cette pente varie de 0.79 pour l'échantillon glass2\_6 à 1.1 pour l'échantillon glass5\_6.

Notons que pour ce dernier échantillon (glass5\_6), qui est composé uniquement de particules de diamètre 5 et 6 mm, la pente  $M$  est du même ordre de grandeur que l'échantillon monodisperse (verre6) composé de particules de 6 mm.

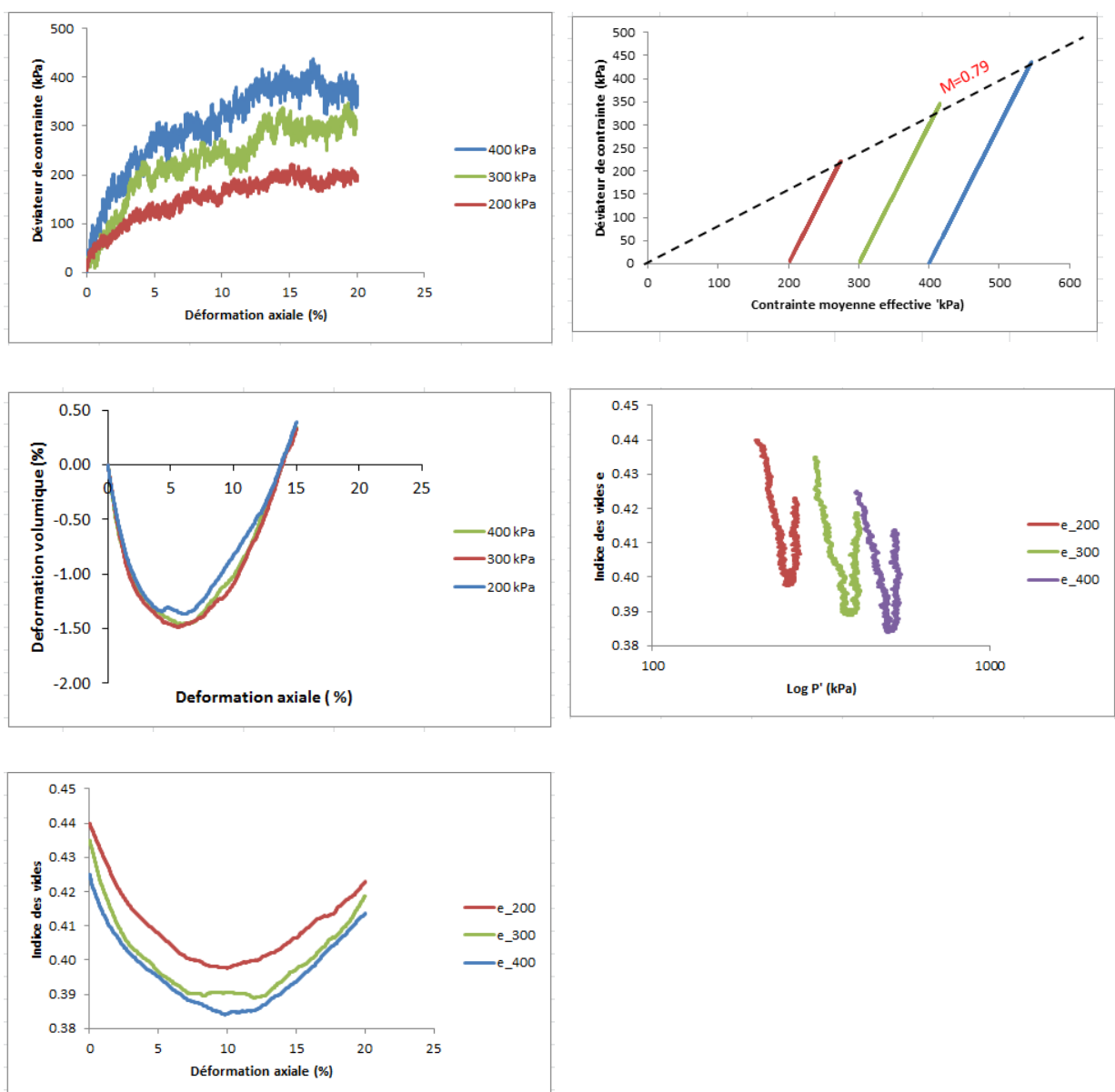


Figure 5.13: glass2\_6

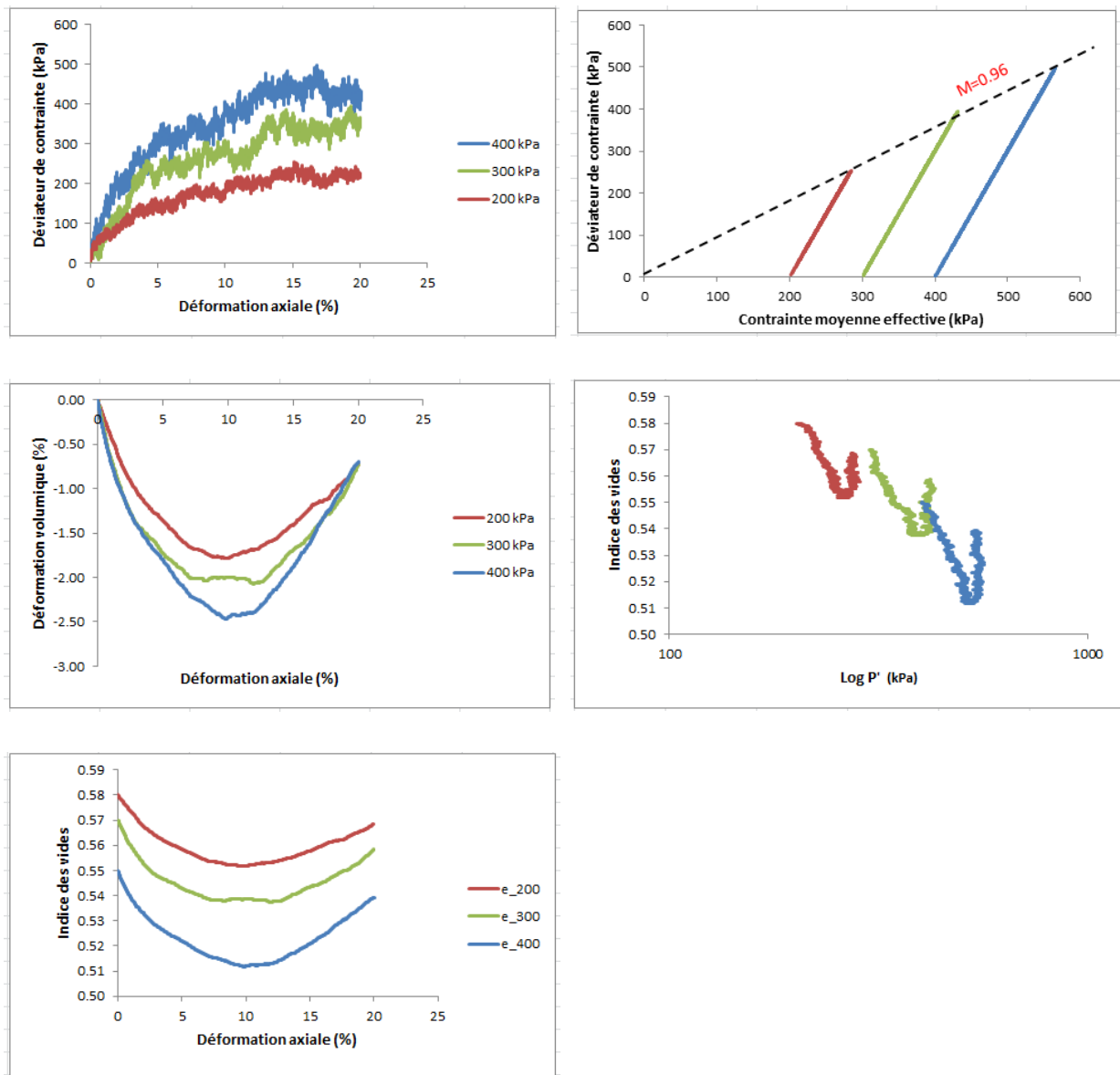


Figure 5.14: glass3\_6

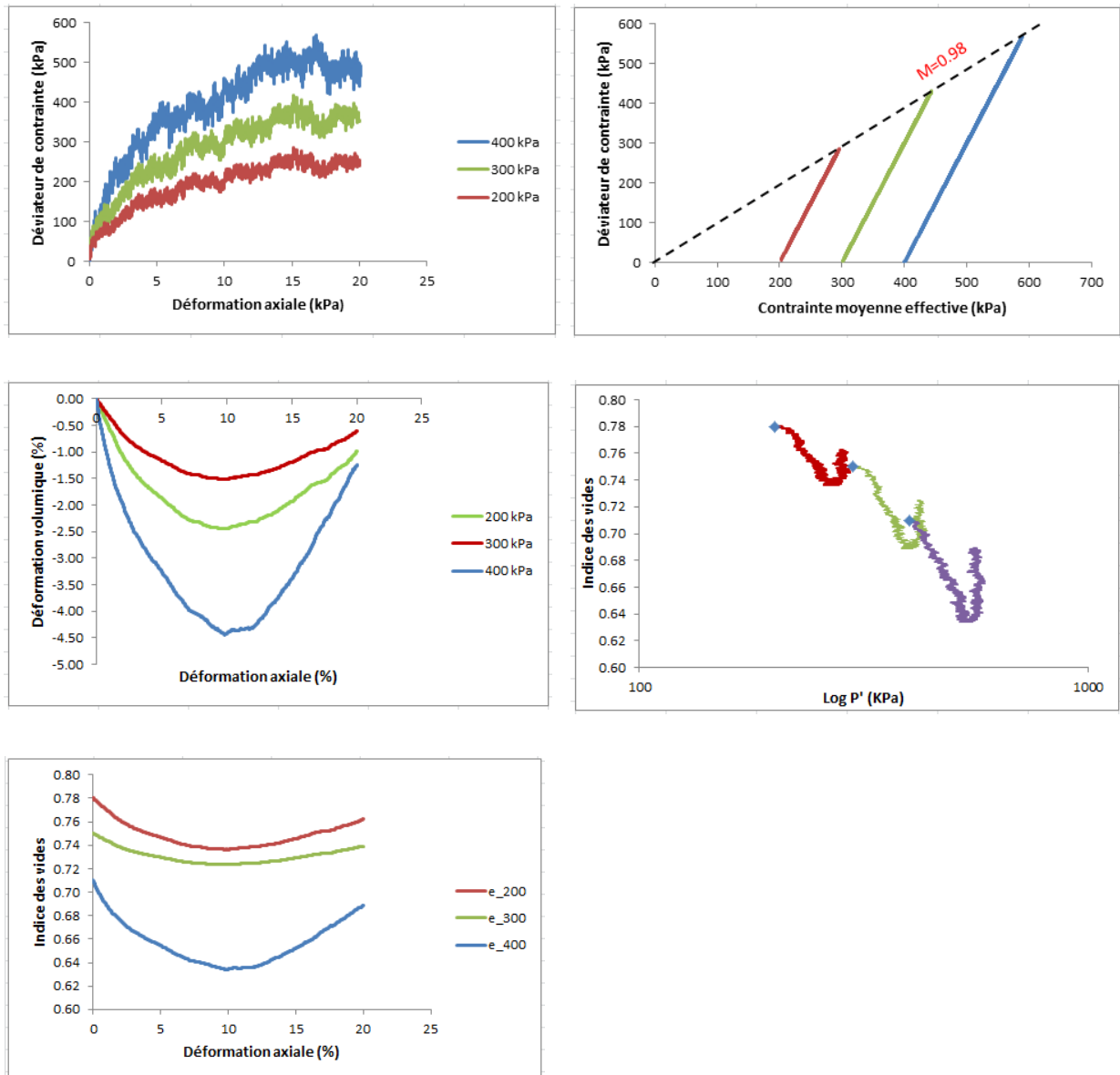


Figure 5.15: glass4\_6

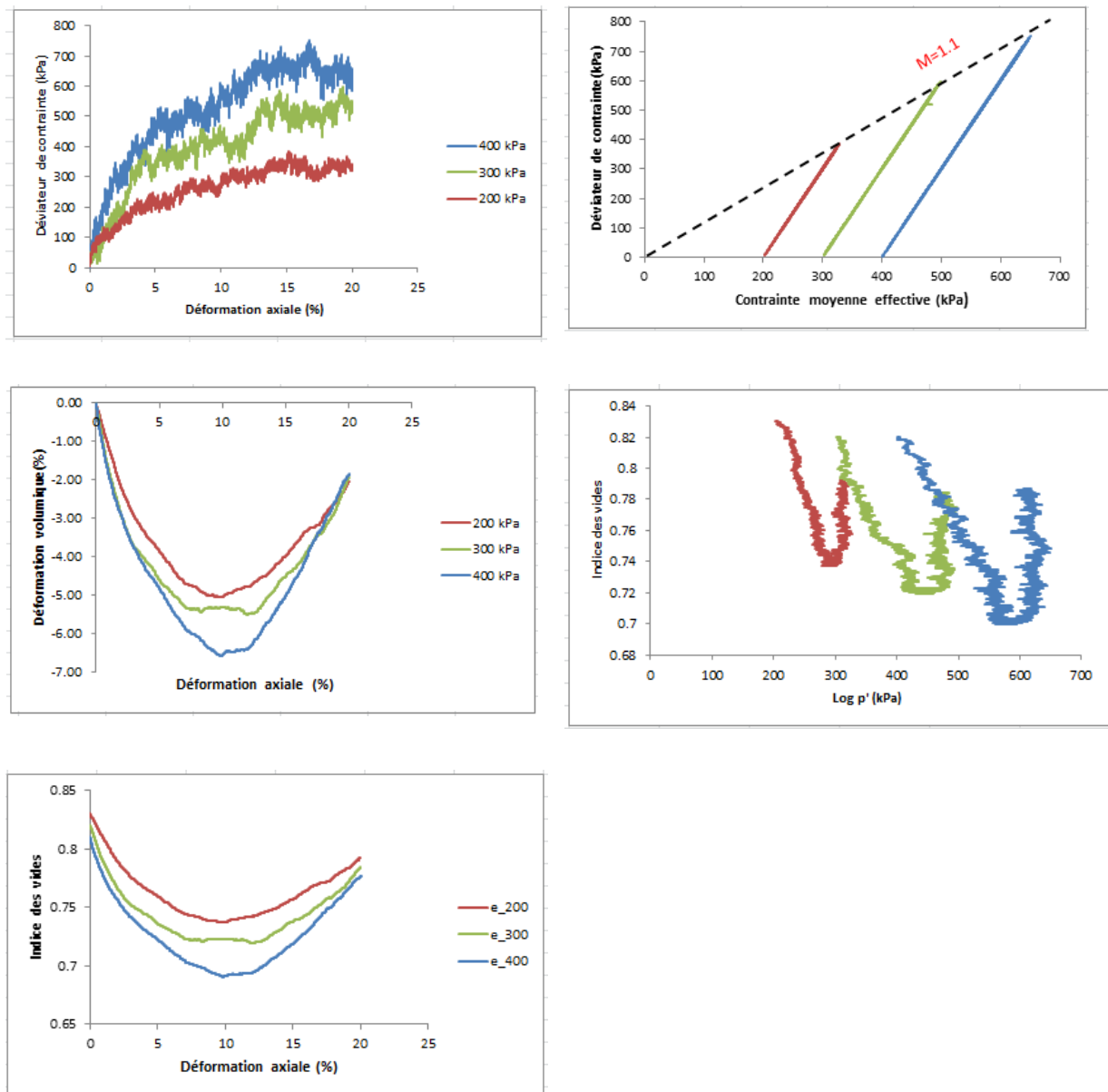


Figure 5. 16: glass5\_6

La figure 5.17 montre la variation de l'angle de frottement déduit du critère de Mohr-Coulomb en fonction de la porosité initiale (figure a), du pourcentage des fines supprimées (figure b), du diamètre moyen  $D_{50}$  (figure c), du rapport  $r = D_{max}/D_{min}$  (figure d) et du diamètre de la particule supprimée (figure e). On remarque que l'angle de frottement augmente avec la porosité initiale. Ce résultat est inattendu. En fait, en principe pour une distribution constante de la taille des grains, l'angle de frottement au pic augmente lorsque la porosité initiale diminue. Cependant, dans notre cas, l'augmentation de la porosité initiale est due à la perte de petites particules. Ceci conduit à une nouvelle courbe granulométrique dominée par les grosses particules, ce qui peut expliquer l'augmentation de l'angle de frottement, en dépit d'une porosité initiale supérieure.

Ce résultat est contraire à certains résultats de la littérature. En effet, Hicher (2012) montre que, pour des niveaux de contraintes élevés, l'élimination de la fraction solide diminue la résistance au glissement de chaque contact entre particules, et conduit à une grande déformation et une diminution de l'angle de frottement. En outre, l'élimination des particules sous un état de contrainte constant provoque un resserrement de la granulométrie et un décalage de la courbe d'état critique vers les indices des vides élevés (Muir Wood et al. 2010).

Cependant, nos résultats sont en accord avec ceux de (Choltès et al. 2010 ; Muir Wood et al. 2010 ; Hicher, 2012), qui ont montré que les déformations volumiques deviennent importantes lorsque les particules fines sont supprimées. Nos résultats, comparés avec ceux de la littérature, pourraient nous amener à conclure que l'angle de frottement ne semble pas être un paramètre pertinent pour décrire l'instabilité interne du matériau.

La variation de l'angle de frottement en fonction de  $D_{50}$  montre une évolution quasi-linéaire (Figure c). Cette observation est aussi valable lorsqu'on représente la variation de l'angle de frottement en fonction du % de particules fines perdues (figure b).

Pour étudier l'effet de l'étalement de la courbe granulométrique, on introduit le rapport  $r = D_{max} / D_{min}$ .  $D_{max}$   $D_{min}$  sont les diamètres de la plus grande et de la plus petite particule respectivement. La figure d montre la variation de l'angle de frottement en fonction de  $r$ . Nous notons que, comme  $r$  augmente (courbe granulométrique plus étalée), l'angle de frottement diminue.

En conclusion, l'érosion interne dépend de deux effets: (1) augmentation de la porosité et (2) augmentation du diamètre moyen des particules. Ces deux effets opposés conduisent à une augmentation ou une diminution de la résistance du matériau. Dans notre cas, l'augmentation du diamètre moyen  $D_{50}$  l'emporte sur l'augmentation de la porosité.

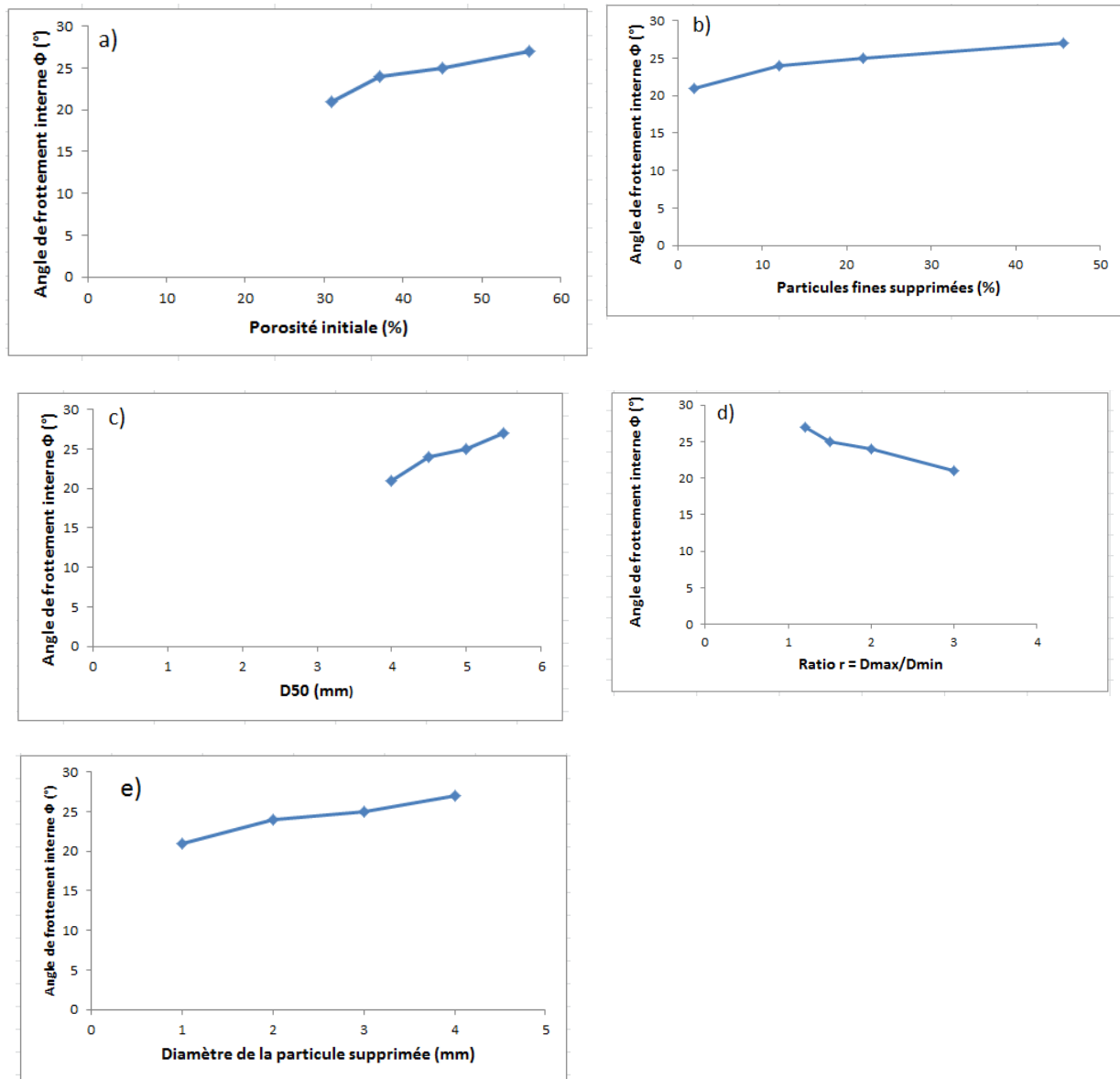


Figure 5.17: Evolution de l'angle de frottement interne dans les échantillons érodés (glass2\_6 à glass5\_6) en des paramètres suivants : (a) porosité initiale, (b) % des particules fines supprimées, (c) diamètre moyen, (d) ratio  $r=D_{max}/D_{min}$ .

Dans le cas du second type d'échantillon (Nat\_glass), l'objectif est d'étudier les conséquences du phénomène d'écoulement sur la stabilité interne mais aussi sur le comportement mécanique d'un milieu granulaire. Le Nat\_glass a subi un écoulement et son comportement mécanique avant et après cet écoulement a été simulé. La figure 5.18 montre le résultat de ces simulations avant écoulement et la figure 5.19, après écoulement.

On remarque que l'angle de frottement diminue après écoulement, passant d'environ  $44^\circ$  avant écoulement à  $32^\circ$  après écoulement, et l'échantillon après écoulement s'est déformé axialement beaucoup moins que celui avant écoulement.

## Partie II : Modélisation numérique de l'érosion interne

Par ailleurs, le matériau avant écoulement présente un comportement contractant jusqu'à une déformation axiale de l'ordre de 3%, suivi d'une dilatance. Ceci n'est pas observé après écoulement où la tendance à la dilatance se produit pour les très faibles déformations axiales.

Si on compare les résultats obtenus sur les échantillons glass2\_6 à glass5\_6, avec ceux obtenus sur le Nat\_glass, on remarque dans le premier cas que l'angle de frottement augmente avec la perte des fines par suppression, alors qu'il diminue avec la migration des fines par écoulement. En réalité, dans le premier cas, le diamètre moyen D50 augmente avec la suppression des particules fines alors que celui-ci reste constant dans le second cas. Ce paramètre D50 semble donc piloter l'évolution de l'angle de frottement.

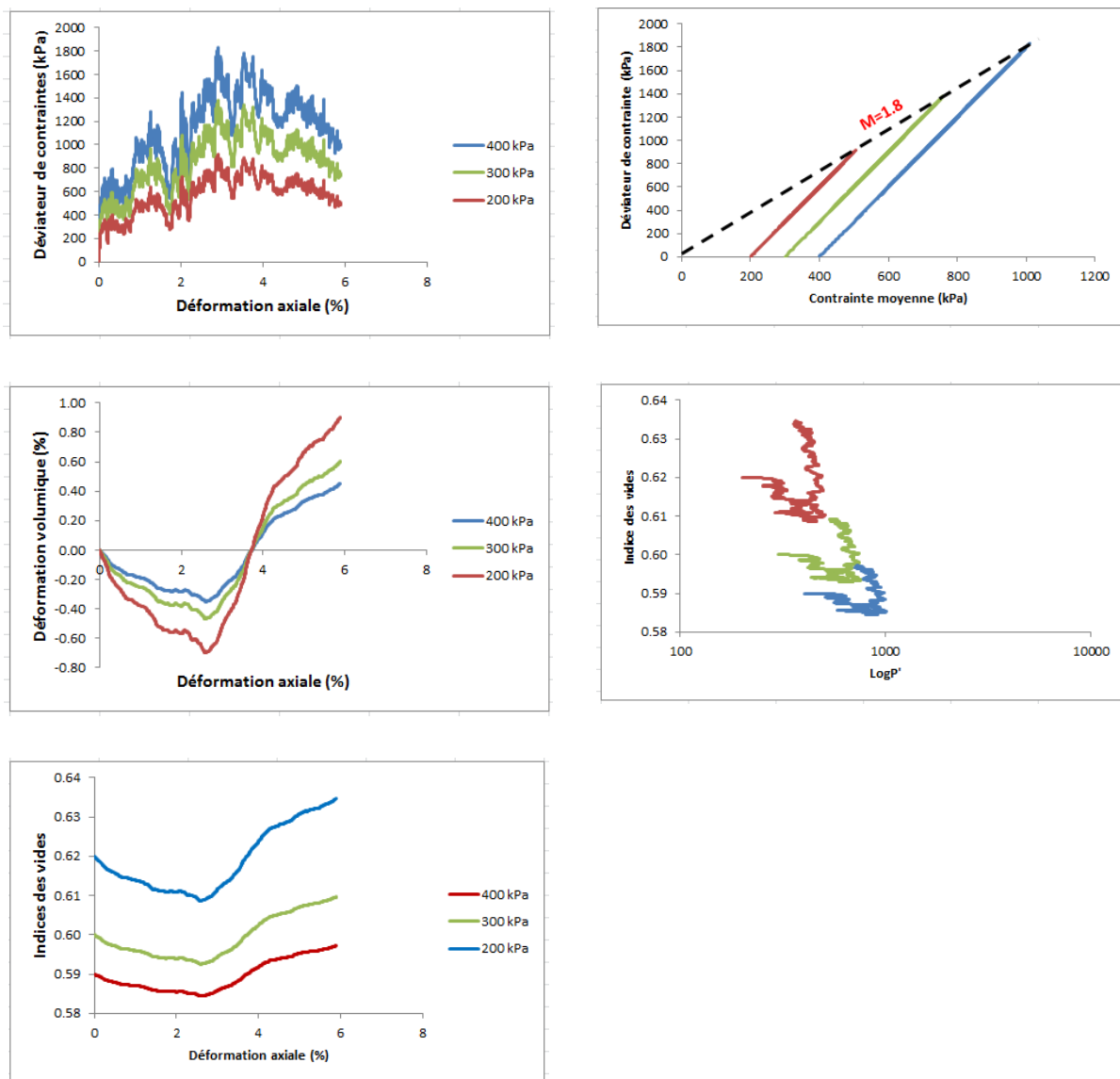


Figure 5.18: Résultat d'une simulation triaxiale sur Nat\_glass avant écoulement



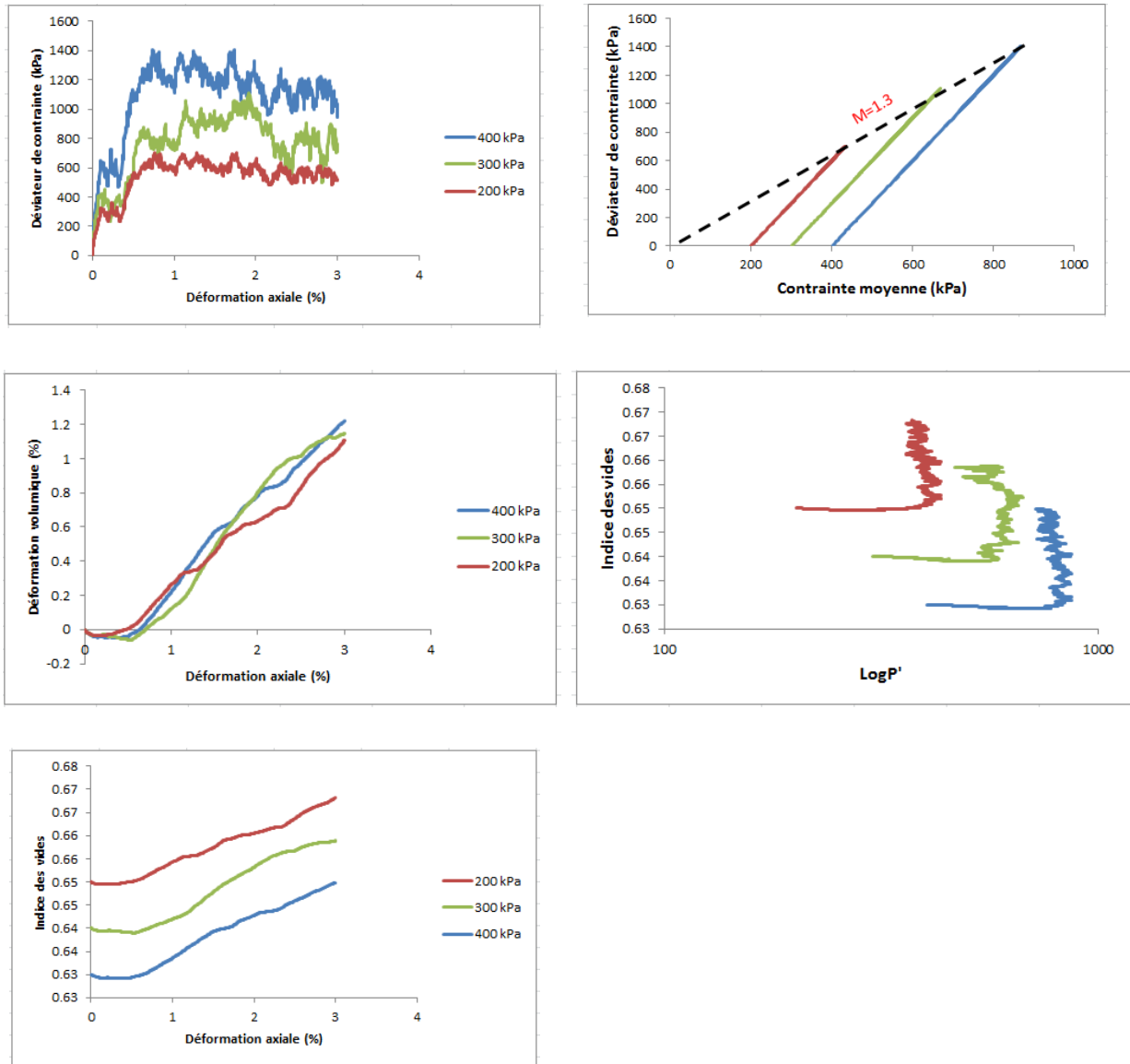


Figure 5.19: Résultat d'une simulation triaxiale sur Nat\_glass après écoulement

### 5.3. Conclusion

La modélisation des écoulements dans les milieux granulaires et le comportement mécanique de ces derniers a été effectuée par la méthode DEM.

Les résultats ont montré des changements considérables opérés sur la granulométrie et la porosité de chacune des tranches de l'échantillon Nat\_glass dus aux déplacements des particules fines. Ce mouvement de particules est très influencé par la valeur du gradient hydraulique imposé et est plus important de l'amont vers l'aval.

## ***Partie II : Modélisation numérique de l'érosion interne***

---

La conséquence mécanique de cette migration des particules fines sur le matériau a été observée de deux façons :

✓ Dégradation du critère de rupture après suffusion interne où le diamètre moyen reste constant.

✓ Augmentation de l'angle de frottement après suffusion externe où le diamètre moyen augmente. Cette augmentation de l'angle de frottement a été aussi observée avec l'augmentation du diamètre dans le cas des échantillons monodisperses.

L'étude a montré donc que le diamètre moyen a un effet déterminant dans le comportement d'un milieu granulaire soumis au phénomène de suffusion.

La migration des particules est aussi suivie d'une augmentation de la porosité initiale conférant au matériau un état plus contractant.



# **Partie III**

## **Etude expérimentale de l'érosion interne**



## **Chapitre 6 : Matériaux et méthodes**

### **6.1. Introduction**

Dans les chapitres précédents, nous avons présenté des simulations numériques sur les milieux granulaires concernant les écoulements de fluides dans leurs interstices et aussi leur comportement mécanique sur des chemins triaxiaux.

Il est par conséquent évident d'envisager une validation de ces simulations à l'aide de résultats expérimentaux réalisés selon les mêmes conditions aux limites et sur les mêmes types de matériaux.

Comme la littérature brille par le peu de résultats expérimentaux réalisés dans ces conditions, nous avons naturellement entrepris de réaliser des essais au laboratoire pour disposer d'une première base de données nous permettant de valider les premières simulations.

Dans ce chapitre, deux types d'expérimentation ont été réalisés :

- Essais d'écoulement d'eau dans une colonne d'un milieu granulaire dans le but d'analyser le phénomène de déplacement de particules fines.
- Essais triaxiaux permettant d'analyser l'effet du transport des fines sur le comportement mécanique des matériaux.

### **6.2. Matériaux et méthodes**

Dans ce paragraphe sont présentés les matériaux utilisés, leurs propriétés physiques et hydrauliques. La constitution des différents échantillons et les protocoles expérimentaux seront décrits.

#### **6.2.1. Matériaux**

Les matériaux utilisés sont des billes de verre fabriquées par la société Preciver, société spécialisée dans la verrerie industrielle en France. Les particules sont sphériques, arrondies et de surface lisse (figure 6.1). Quelques propriétés de ce matériau sont résumées dans le tableau 6.1 suivant :

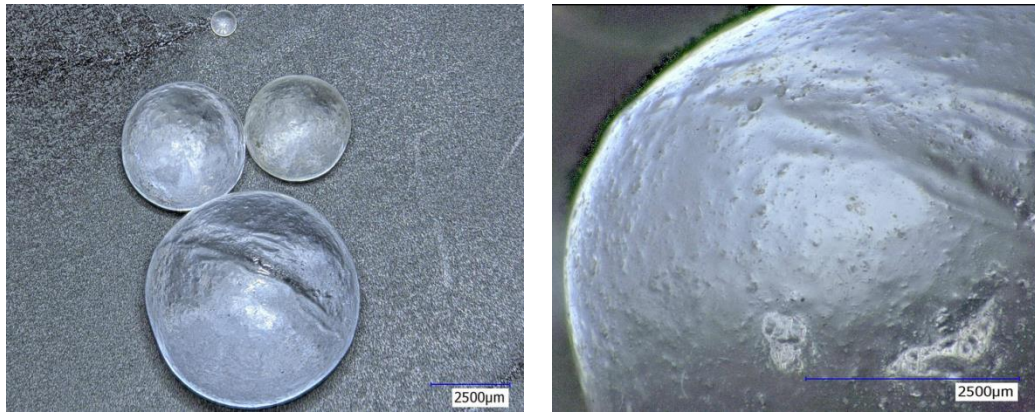


Figure 6.1: Billes de verre et leur état de surface

Masse volumique $\rho$ ( $kg/m^3$ )	2600
Module d'Young $E$ ( $Pa$ )	$65 \cdot 10^6$
Coefficient de Poisson $\nu$	0.3
Contrainte critique du verre $\sigma_c$ ( $Pa$ )	$20 \cdot 10^3$
Coefficient de dilatation thermique $\alpha$	$9 \cdot 10^{-6}$
Chaleur spécifique $C_p$ ( $J \cdot kg^{-1} \cdot K^{-1}$ )	837

Tableau 6. 1: Propriétés caractéristiques des billes de verre

Huit granulométries différentes de ce matériau sont confectionnées dont deux utilisées pour les essais d'écoulement. Il s'agit des granulométries G1 et G2 constituées respectivement de particules de diamètre 1mm et 10mm et de 2mm et 10mm telles qu'illustrées par la figure 6.2.

Les six autres granulométries sont soumises à des essais triaxiaux. Elles sont constituées de deux groupes :

- 3 monodisperses identifiées par verre1, verre2 et verre3 dont les diamètres respectifs sont : 1mm, 2mm et 3mm
- 3 polydisperses appelées glass1\_6, glass2\_6 et glass3\_6 constituées respectivement des diamètres 1-6mm, 2-6mm et 3-6mm.

Le mode de confection de ces deux groupes d'échantillons a été déjà décrit dans le chapitre 4. L'objectif est toujours d'éroder les échantillons par la suppression progressive des particules fines et d'analyser les effets de cette érosion sur le comportement mécanique. Chaque échantillon est confectionné avec une granulométrie et une densité initiale connues.

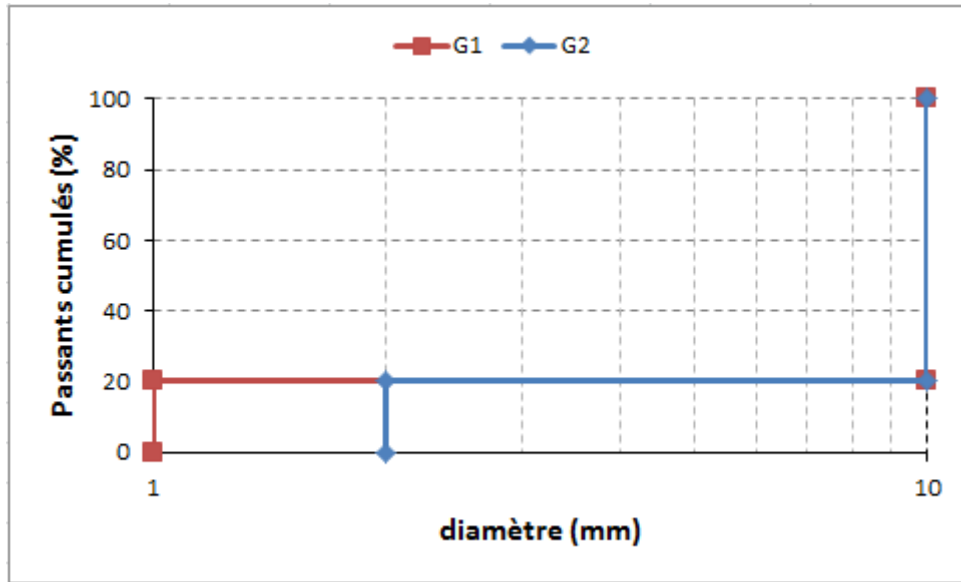


Figure 6.2: Courbes granulométriques d'échantillons G1 et G2 utilisées pour les essais d'écoulement.

#### 6.2.2. Méthodes

Les deux méthodes expérimentales utilisées dans ce travail sont : écoulement d'eau dans une colonne de matériau et cisaillement dans une cellule triaxiale.

##### 6.2.2.1. Colonne d'écoulement 1D

###### 6.2.2.1.1. Dispositif expérimental

Il s'agit d'appliquer un gradient hydraulique à une colonne remplie de matériau granulaire dont la distribution granulométrique et la porosité sont initialement connues. On s'intéresse à la fin à l'influence de la granulométrie, du gradient hydraulique ( $i$ ) et de la porosité initiale sur les processus de migration des particules fines.





Figure 6.3: Dispositif expérimental d'écoulement d'eau à travers un échantillon cylindrique d'un milieu granulaire.

Au cours de cette expérience, le dispositif expérimental indiqué à la figure 6.3 et dont la constitution a nécessité les matériels suivants a utilisé:

✓ Un tube cylindrique en PVC de diamètre  $d=50$  mm subdivisé en anneaux de même hauteur  $h=38$  mm. Ce tube est monté sur une base en aluminium équipée d'une pierre poreuse et d'un joint torique pour assurer l'étanchéité de l'écoulement. Des tiges filetées permettent de fixer un anneau métallique en haut du cylindre en plexiglass. Celui-ci est serré à l'aide d'écrous-papillon contre les anneaux.

- ✓ Un réservoir de 20 L
- ✓ Tuyauterie flexible transparente
- ✓ Un chronomètre
- ✓ Une balance au  $1/100^{\text{ème}}$  g
- ✓ Pierres poreuses placées en haut et en bas du cylindre contenant le matériau granulaire
- ✓ lame métallique mince permettant de séparer le contenu de chaque anneau en fin d'essai.

### Partie III : Etude expérimentale de l'érosion interne

L'essai d'écoulement a été réalisé sur une colonne de bille de verre sous une charge hydraulique donnée permettant de fixer le gradient hydraulique. La colonne du matériau est obtenue par la superposition de 5 anneaux en plexiglas, rigides et identiques, de 5 mm d'épaisseur, de 50 mm de diamètre intérieur et de 38 mm de hauteur. La colonne ainsi constituée a une hauteur de 190 mm (figure 6.4). La suite de cette expérience d'écoulement à charge constante va consister à fixer les paramètres d'entrée qui sont la granulométrie de l'échantillon, la porosité initiale et le gradient hydraulique appliqué. La figure 6.5 montre un exemple de granulométrie binaire dans un anneau. Le tableau 6.2 présente les paramètres utilisés dans cette étude.

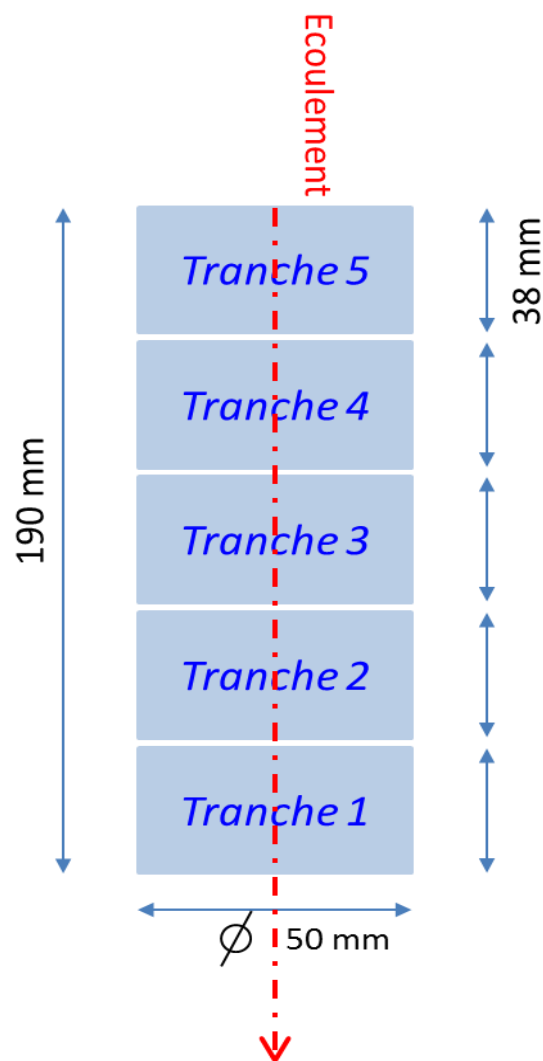


Figure 6.4: Schéma de principe de la colonne d'infiltration



Figure 6.5: Exemple d'une granulométrie binaire obtenue lors du remplissage de la colonne

Pour chaque essai, l'échantillon est confectionné avec sa granulométrie et sa porosité initiale cible, puis le gradient hydraulique est appliqué. Le schéma de principe d'application du gradient hydraulique est présenté à la figure 6.6.

Granulométrie	G1 (d=1mm et 10mm)		G2 (d=2mm et 10mm)	
Porosité initiale (%)	25	30	25	30
Gradient hydraulique (i)	1, 8, 13 et 21			

Tableau 6. 2: Paramètres des essais d'écoulement

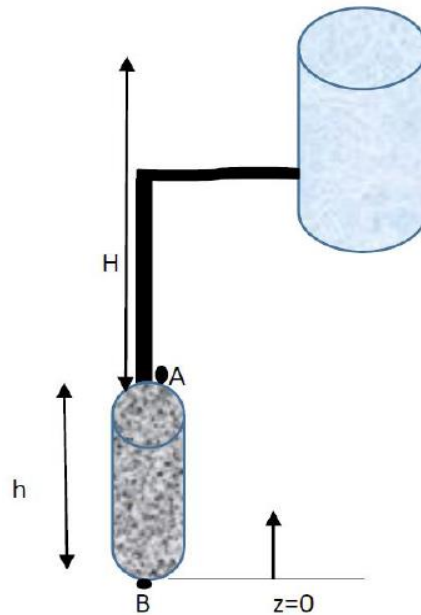


Figure 6.6: Schéma de principe du dispositif expérimental

De cette figure 6.6, nous déduisons l'expression du gradient:

$$i = \frac{H+h}{h} \quad (6.1)$$

#### 6.2.2.1.2. Déroulement de l'essai

Le remplissage de la colonne par les billes de verre se fait selon le protocole suivant :

La densité cible étant fixée, on place le premier anneau sur la base métallique de la cellule, et on le remplit avec le matériau granulaire densifié à la valeur cible. Cette opération est répétée 5 fois en empilant à chaque fois un nouvel anneau sur celui en place. Ce protocole permet d'assurer une meilleure homogénéité de l'état initial.

Après la confection de l'échantillon et sa fixation à l'intérieur de la cellule, les opérations suivantes sont successivement effectuées :

1. Le réservoir préalablement rempli d'eau est connecté à une conduite qui le relie à la partie supérieure de l'échantillon (Tranche 5). La longueur de la conduite et l'altitude du réservoir sont choisies en fonction de la valeur du gradient hydraulique imposé.

2. Une fois le circuit d'écoulement saturé d'eau, l'écoulement au sein du matériau débute et dure le temps nécessaire à la stabilisation des particules après leur déplacement sous l'effet de l'écoulement. Ce temps de stabilisation a été défini en réalisant des essais préalables sur des échantillons témoins, et a été fixé à 90 minutes.

3. A la fin de l'essai, le cylindre en plexiglass contenant l'échantillon est retiré minutieusement de la cellule métallique, puis à l'aide de la lame métallique fine, les 5 anneaux (tranches) sont séparés.

4. Le contenu de chaque anneau (tranche) est récupéré, pesé puis tamisé pour déterminer sa nouvelle courbe granulométrique et sa nouvelle porosité.

### 6.2.2.2. Essais triaxiaux

#### 6.2.2.2.1. Préparation des échantillons

A partir des dimensions fixes de l'échantillon, de la porosité imposée et des pourcentages de particules correspondants à chaque diamètre, les masses correspondant à chaque diamètre nécessaires au confection de l'échantillon sont déterminées. Les indices des vides initiaux moyens sont de  $e=0.66$  pour les échantillons monodisperses et de  $e=0.42$  pour les échantillons polydisperses. Cependant, contrairement à la simulation numérique, atteindre ces densités expérimentalement avec exactitude est un véritable challenge. Cette difficulté se fait sentir surtout pour les échantillons érodés (la simulation de l'érosion consiste à supprimer progressivement les plus petites particules de la granulométrie initiale), où la suppression successive des particules fines rend l'échantillon beaucoup plus lâche. Le tableau 6.3 montre les valeurs de porosité, indice des vides initial, ainsi que les valeurs de contraintes de confinement appliquées lors de l'essai triaxial.

Echantillon	Porosité (%)	Indice des vides initial	Contrainte de confinement (kPa)
Glass1_6	30	0.42	200
Glass2_6	30	0.42	300
Glass3_6	30	0.42	400

Tableau 6.3: Valeurs de porosités, indices des vides initiaux, ainsi que les valeurs de contraintes de confinement appliquées lors de l'essai triaxial.

Après avoir pesé la masse totale de billes de verre nécessaire à la fabrication de l'échantillon, cette dernière est versée doucement dans une membrane en latex de 70mm de diamètre

préalablement fixée sur la base de la cellule triaxiale et maintenue par des joints toriques. Un cylindre rigide en PVC maintient la membrane latéralement tout au long du remplissage pour éviter sa déformation en tonneau sous l'effet du poids des billes. Cette opération continue jusqu'à ce que la hauteur souhaitée de l'échantillon soit atteinte (120mm).

Le protocole expérimental de l'essai triaxial comporte les phases suivantes :

1- Application d'une contrainte de confinement isotrope de 50 kPa pour maintenir l'échantillon et empêcher son effondrement.

2- Saturation de l'échantillon en faisant écouler l'eau de bas en haut pour mieux chasser les bulles d'air, celles-ci pouvant sortir par le tuyau de drainage de la tête. Cet écoulement est réalisé en appliquant une pression d'eau à la base de 20kPa et en laissant la pression atmosphérique régner au niveau de la tête. L'échantillon étant très perméable, on estime que cette procédure suffit pour le saturer suffisamment sans avoir besoin d'appliquer une contre-pression interstitielle.

3- Consolidation de l'échantillon par application d'une contrainte isotrope cible et suivi de l'évolution de la variation de volume de l'échantillon en fonction du temps.

4- Lorsque l'échantillon se stabilise, on procède au cisaillement par application d'un déviateur de contrainte à l'aide du piston raccordé à une presse. La vitesse de cisaillement est de 0.1 mm/min.

### **6.3. Conclusion**

Dans ce chapitre, essentiellement descriptif, les matériaux et les méthodologies expérimentales utilisés en vue d'une validation des simulations numériques sont présentés. Pour être conforme au modèle numérique, ce sont des billes de verre de forme sphériques et de surfaces lisses qui ont été utilisés dans cette étude expérimentale dont les deux principales méthodes sont : écoulement 1D dans une cellule d'écoulement et essai de cisaillement drainé dans une cellule triaxiale.

Les résultats issus de cette étude seront présentés et discutés dans le chapitre 7 suivant.



## **Chapitre 7: Résultats et discussion**

### **7.1. Introduction**

Dans le but de valider les modèles numériques présentés au chapitre 4, un ensemble d'essais expérimentaux a été effectué basés sur les matériaux et les méthodes décrites au chapitre 6.

Une étude de la suffusion a été effectuée en réalisant des essais d'écoulement 1D descendant sur des granulométries binaires de billes de verre (échantillon G1 et G2).

Des essais triaxiaux ont été réalisés sur les échantillons monodisperses (Verre1, verre3 et verre6) et polydisperses (glass1\_6 à glass5\_6) ayant préalablement subi la suppression progressive des leurs plus petites particules.

Une comparaison des résultats expérimentaux et ceux de la modélisation numérique seront présentées tant pour les écoulements que pour les essais triaxiaux. Cette validation du modèle triaxial sera étendue en comparant ces résultats à ceux des sables réels en l'occurrence le sable d'Hostun et celui de fontainebleau.

### **7.2. Ecoulements 1D**

Dans cette partie, on présente les résultats des différents essais d'écoulements réalisés. On s'intéresse dans un premier temps à la répétabilité de l'essai puis, à l'influence des différents paramètres à savoir, la granulométrie de l'échantillon, le gradient hydraulique appliqué, la durée de l'écoulement et la porosité initiale de l'échantillon sur l'évolution de la granulométrie et de la porosité dans les différentes tranches de l'échantillon. A la fin de chaque essai, la variation de la granulométrie et celle de la porosité dans les différentes tranches de l'échantillon sont analysées en fonction des conditions de l'essai. Les figures 7.1 et 7.2 illustrent respectivement les modifications en termes de granulométrie et de porosité subies par les tranches de l'échantillon G1. Les conditions de l'essai sont celles définies dans le tableau 7.1.



### Partie III : Etude expérimentale de l'érosion interne

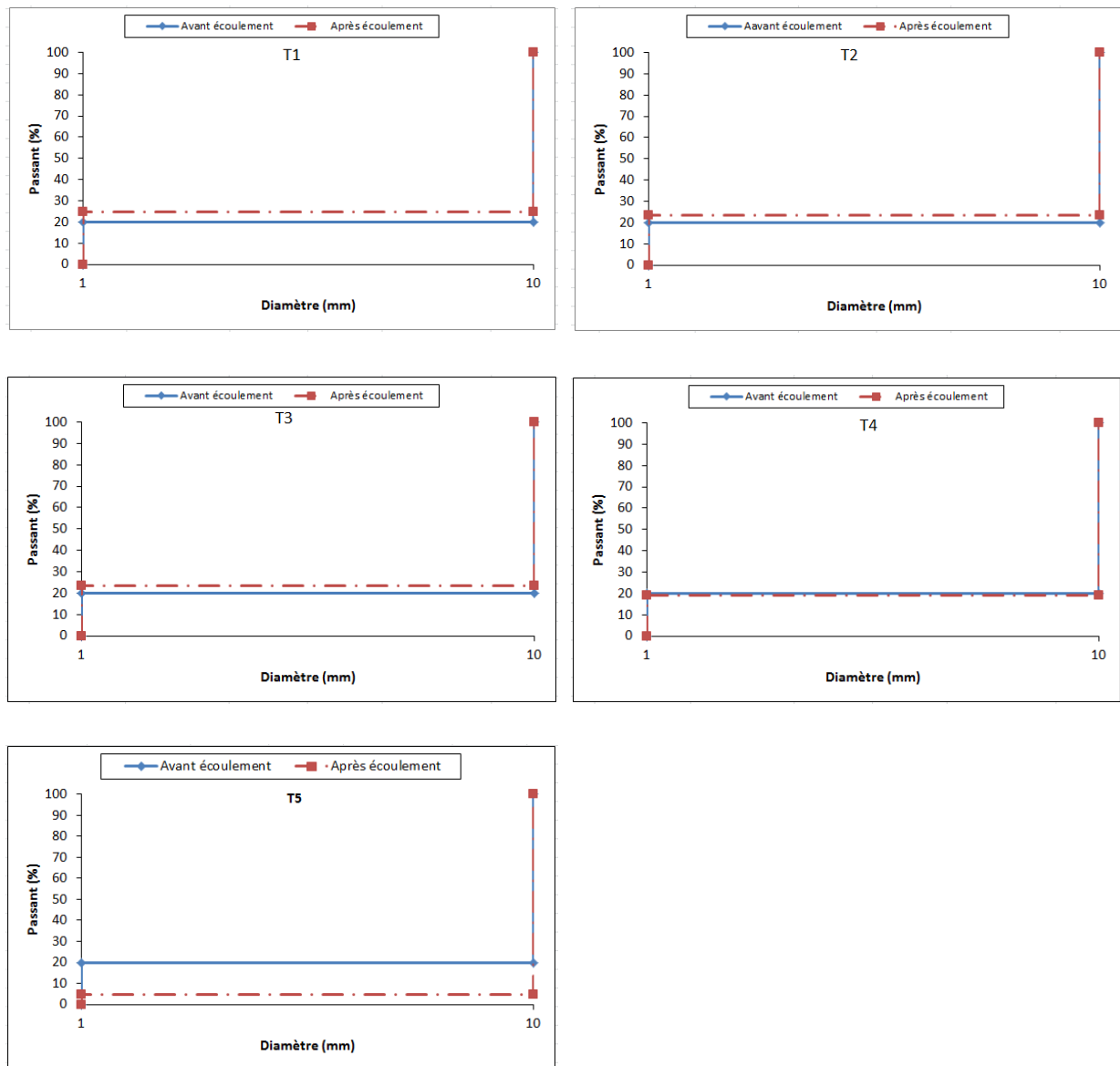


Figure 7.1: Courbes granulométriques avant et après écoulement des cinq tranches de l'échantillon G1.

Granulométrie	Porosité $n$ (%)	Gradient hydraulique $i$	Durée d'écoulement (min)
G1	30	8	90

Tableau 7.1: Paramètres d'essai d'écoulement pour la vérification de la répétabilité

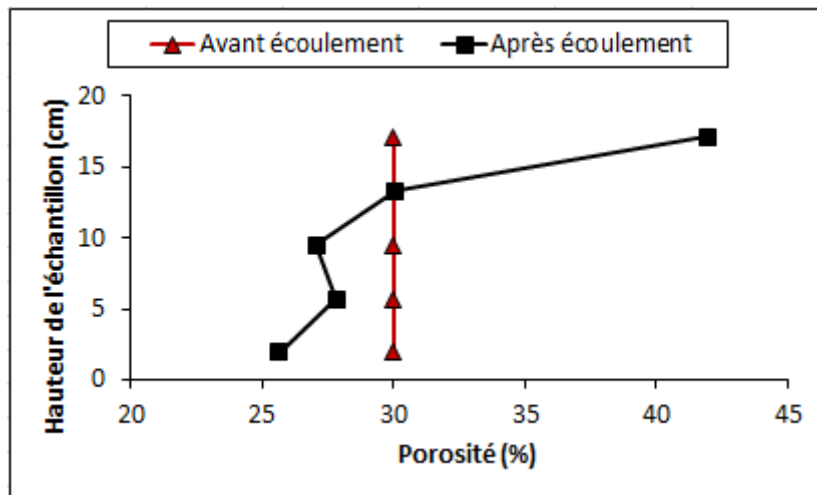


Figure 7.2: Variation de la porosité dans les cinq tranches de l'échantillon G1 avant et après écoulement

Les courbes granulométriques (Figure 7.1) montrent que les particules de diamètre 1mm se déplacent de l'amont vers l'aval sous l'effet de l'écoulement. La tranche la plus en amont (T5) a plus perdu de ses particules et la tranche (T4) semble avoir autant gagné qu'elle en a perdu en termes de particules de diamètre 1mm. Quant aux tranches situées dans la partie aval (T2, T1) de l'échantillon, leur taux en matière de particules fines a tendance à augmenter. On constate aussi que cet écoulement n'a pas eu d'impact sur la structure granulaire du matériau, c'est-à-dire les particules de diamètre 10 mm. Ce réarrangement et déplacement de particules de diamètre 1mm observés dans les différentes tranches a eu pour conséquence directe l'érosion en amont, conduisant à une augmentation de la porosité, et le « colmatage » en aval conduisant à une diminution de la porosité (figure 7.2). Les tendances observées au cours de cet essai d'écoulement pourraient évoluer quantitativement en fonction des paramètres tels que le gradient hydraulique appliqué, la porosité initiale de l'échantillon, la durée d'écoulement, le rapport des diamètres  $d_{max}/d_{min}$  ou encore le diamètre moyen. Dans la suite, l'étude des effets de certains de ces paramètres sur l'écoulement seront envisagées.

### 7.2.1. La répétabilité des essais

Avant d'analyser les effets des différents paramètres sur les résultats de nos essais, nous nous devons d'abord d'être sûrs que dans les mêmes conditions les essais se répètent. Dans cette rubrique, nous avons répété l'essai dont les paramètres sont présentés par le tableau 7.1 et avons comparé les résultats relatifs à la granulométrie à la figure 7.3 et ceux relatifs à la porosité à la figure 7.4.

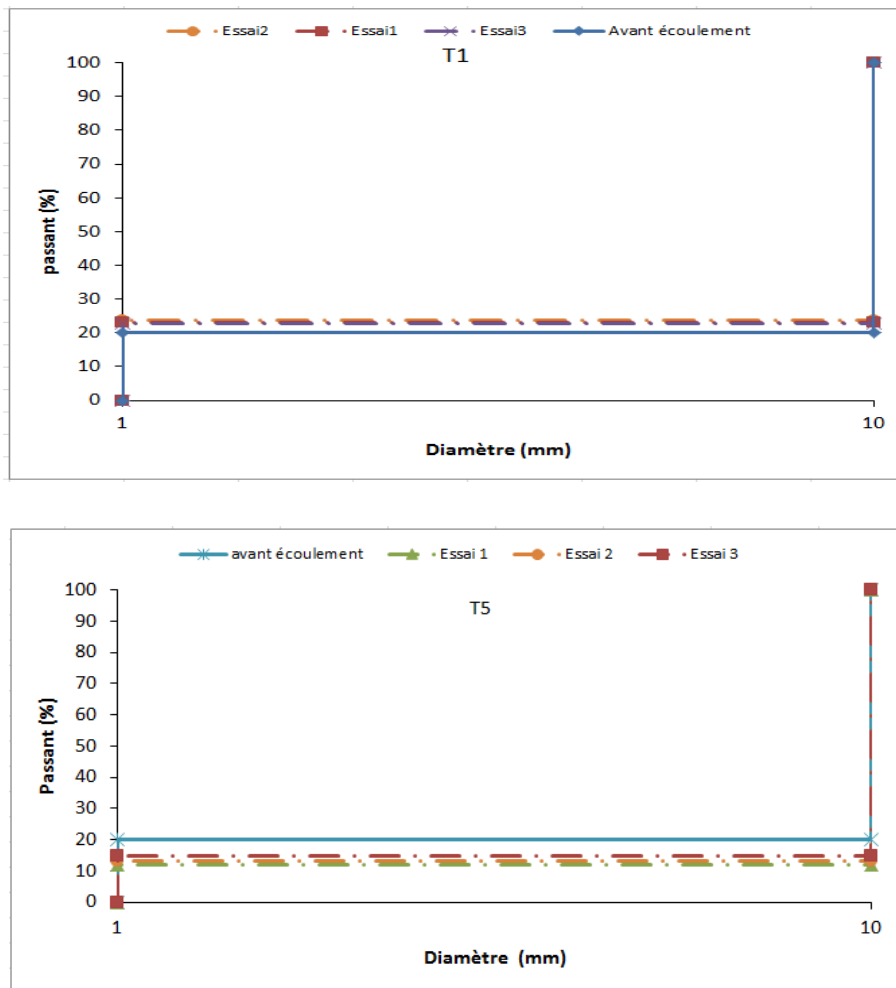


Figure 7.3: Courbes granulométriques des tranches T1 et T5 avant et après écoulement

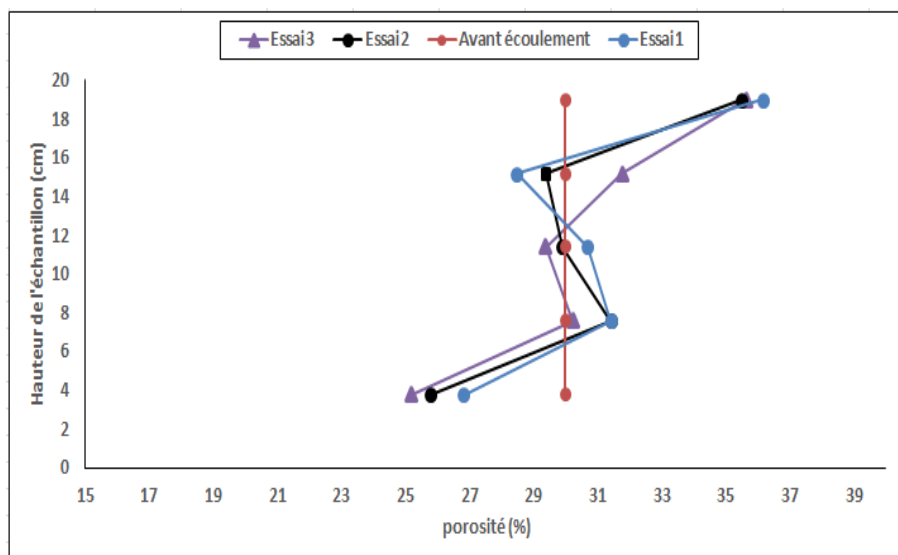


Figure 7.4: Courbes de la variation de la porosité dans les différentes tranches de l'échantillon G1 sur lequel a été réalisés trois essais dans des conditions identiques

### **Partie III : Etude expérimentale de l'érosion interne**

Le fond de notre échantillon étant en contact avec une pierre poreuse à l'eau et pas aux particules, il n'y a pas de possibilité pour les particules de s'échapper. Les seules possibilités existantes sont le réarrangement et/ou le déplacement entre les tranches. La porosité moyenne de l'échantillon est donc toujours la même avant et après écoulement. Toute analyse de la dispersion des mesures ne peut donc se faire que par tranche. Ainsi pour estimer la précision ou la répétabilité de nos essais, nous avons calculé les écarts types des mesures des porosités de chaque tranche et avons déterminé les différents intervalles de confiance tels qu'indiqués par le tableau 7.2. Ce tableau montre que pour les tranches T1, T2 et T5, l'intervalle de confiance est à 95 c'est-à-dire qu'il y a 95% de chance de mesurer la vraie valeur de porosité dans ces tranches. Quant aux tranches T3 et T4, elles présentent un intervalle de confiance à 68% avec chacune une valeur aberrante.

	Porosité T1	Porosité T2	Porosité T3	Porosité T4	Porosité T5
Essai1	26.08	26.8	27.6	28.35	40.3
Essai2	26.35	28.26	27.6	28.75	40.74
Essai3	26.35	28.68	28.2	30.6	40.9
Ecart type	0.07	0.4	0.16	0.56	0.14
Intervalle de confiance IC	IC à 95%	IC à 95%	IC à 68%	IC à 68%	IC à 95%

Tableau 7.2: Estimation de la précision des essais pour chaque tranche de l'échantillon

#### **7.2.2. Effet de durée d'écoulement sur la migration des particules fines**

Dans cette partie, c'est l'effet de la durée d'écoulement sur l'érosion interne qui est étudié. Pour cela, plusieurs essais ont été réalisés dans les mêmes conditions de granulométrie, de gradient, de sens d'écoulement, de porosité initiale.... et dont seule la durée de l'écoulement varie. Le but de ces essais a été de déterminer la durée au-delà de laquelle la granulométrie et la porosité ne varient plus ou varient très peu. Ce temps, une fois déterminé sera appliqué à l'ensemble de nos essais par la suite. Etant donné que dans la littérature on rencontre des durées variables selon les auteurs (de quelques dizaines de minutes à quelques dizaines d'heures selon les dimensions des échantillons testés), les essais ont été effectués sur des

échantillons binaires de billes de verre à des valeurs de temps suivants : 10mn ; 1h ; 1h30 et 5h. Les résultats de ces essais exprimés en termes de variation de la porosité dans les différentes tranches sont illustrés à la figure 7.5.

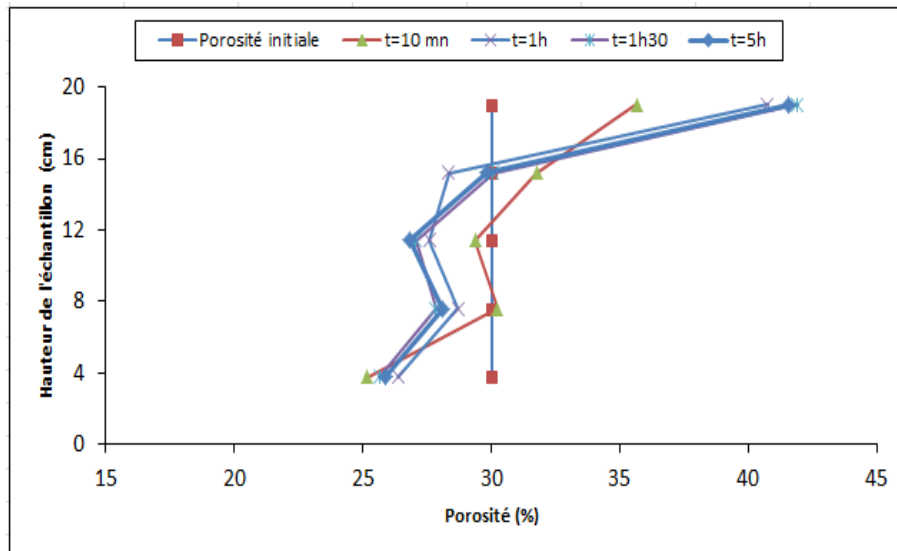


Figure 7.5: Variation de la porosité dans les tranches de l'échantillon et en fonction de la durée d'écoulement

Ces résultats montrent que la durée de l'écoulement influence la migration des particules et donc la porosité du milieu concerné. Cependant, au-delà d'une heure d'écoulement, la variation de la porosité dans toutes les tranches n'est pas très importante et peut être négligée. C'est ainsi que nous avons fixé la durée de l'écoulement pour les essais suivants à 1h30 mn.

### 7.2.3. Effet de la granulométrie sur la migration des particules

Pour étudier l'effet de la granulométrie sur la migration des particules fines au cours de l'écoulement, nous avons réalisé une autre expérience sur l'échantillon G2, c'est-à-dire en remplaçant les particules de diamètres  $d=1\text{mm}$  par des particules de diamètres  $d=2\text{mm}$  puis, nous avons comparé l'évolution des courbes des porosités dans les tranches de l'échantillon (figure 7.6).

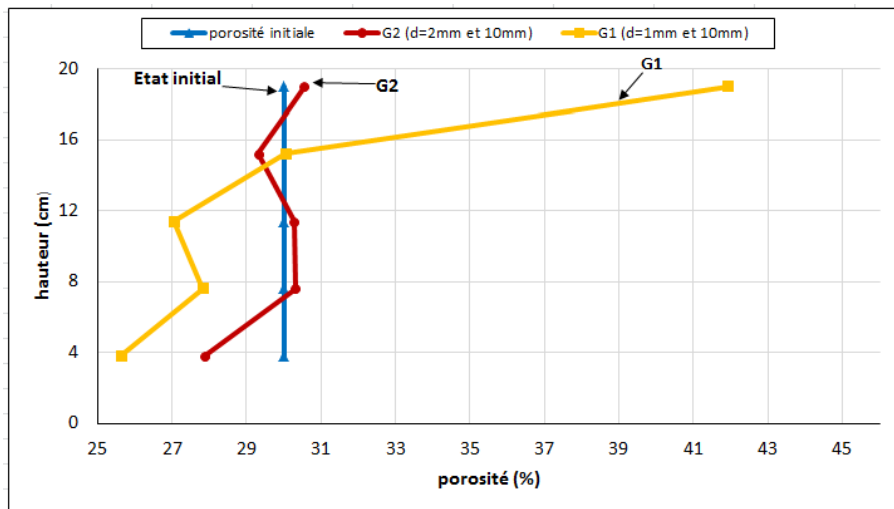


Figure 7.6: Evolution de la porosité dans les tranches des deux échantillons distinctes par la taille de leurs particules fines

Cette figure montre une augmentation de la porosité dans la partie supérieure et une diminution dans la partie inférieure de l'échantillon dues au transport des particules fines par l'écoulement de l'amont (haut) vers l'aval (bas). Ce constat est plus important lorsque la taille des particules fines est petite. Ainsi, dans les mêmes conditions d'écoulement et à densité constante, la granulométrie G1 (qui présente un rapport  $D_{15}/d_{85} = 10$ ) est plus susceptible au phénomène de suffusion que la granulométrie G2 ( $D_{15}/d_{85} = 5$ ). Le coefficient de rétention  $D_{15}/d_{85}$  est donc un paramètre déterminant dans la migration des particules fines des matériaux soumis aux phénomènes d'écoulement.

#### 7.2.4. Effet de la porosité initiale de l'échantillon sur la migration des particules

Dans les ouvrages en terre, les sols sont compactés mais sont souvent à des densités différentes d'un ouvrage à un autre ou encore d'un point à un autre dans le corps d'un même ouvrage. L'influence de la densité sur la susceptibilité des matériaux à la suffusion a fait d'ailleurs l'objet de plusieurs travaux dans la littérature. Cependant, si pour Gafghazi et Azhari (2012), l'augmentation de la densité du matériau augmente le risque de la suffusion, pour Andrianatrehina et al (2015), c'est l'effet inverse qui a été observé.

Pour étudier l'effet de la densité initiale sur la suffusion, des essais d'écoulement ont été réalisés à des densités (porosités) différentes (tableau 5.6).

Granulométrie	Porosité n (%)	Gradient hydraulique i	Durée de l'écoulement (mn)
G1	25, 30 et 40	8	90

Tableau 7.3: Caractéristiques des essais réalisés pour l'étude de l'influence de la densité (porosité) initiale sur la suffusion

La suffusion occasionnant logiquement une modification de la porosité du matériau, nous présentons sur la figure 7.7 l'évolution de la porosité dans les tranches de l'échantillon pour des essais effectués à des porosités initiales de  $n=25\%$ ,  $30\%$  et  $40\%$ .

Les trois graphes de cette figure 7.7 comparent chacune les variations des porosités avant et après écoulement et montrent que, plus la porosité initiale est élevée, plus la porosité finale l'est aussi dans les tranches en amont de l'écoulement. Cela indique que plus un matériau est lâche, plus il est susceptible au phénomène de la suffusion.

Quant aux tranches situées en aval, ces graphes montrent que plus la porosité initiale est importante, plus elles reçoivent des particules fines accentuant le phénomène de « colmatage ». Pour compléter cette analyse, la variation de l'accroissement de la porosité a été représentée sur la figure 7.8. Elle montre une augmentation de l'accroissement de la porosité  $n_f/n_i$  dans les tranches amont de l'échantillon ( $n_f$  et  $n_i$  sont respectivement la porosité initiale et finale de la tranche considérée). Cette augmentation est une conséquence directe de la perte des particules. Dans les tranches aval, une diminution de l'accroissement de la porosité est observée illustrant une augmentation de dépôt de particules fines lorsque la porosité initiale augmente.

Le fait que les pentes des courbes dans la partie « perte de particules » sont plus élevées que celles des courbes situées dans la partie « gain de particules » montre que sous l'effet d'un écoulement dans un matériau granulaire, la perte de particules est plus prépondérante que le gain de particules.

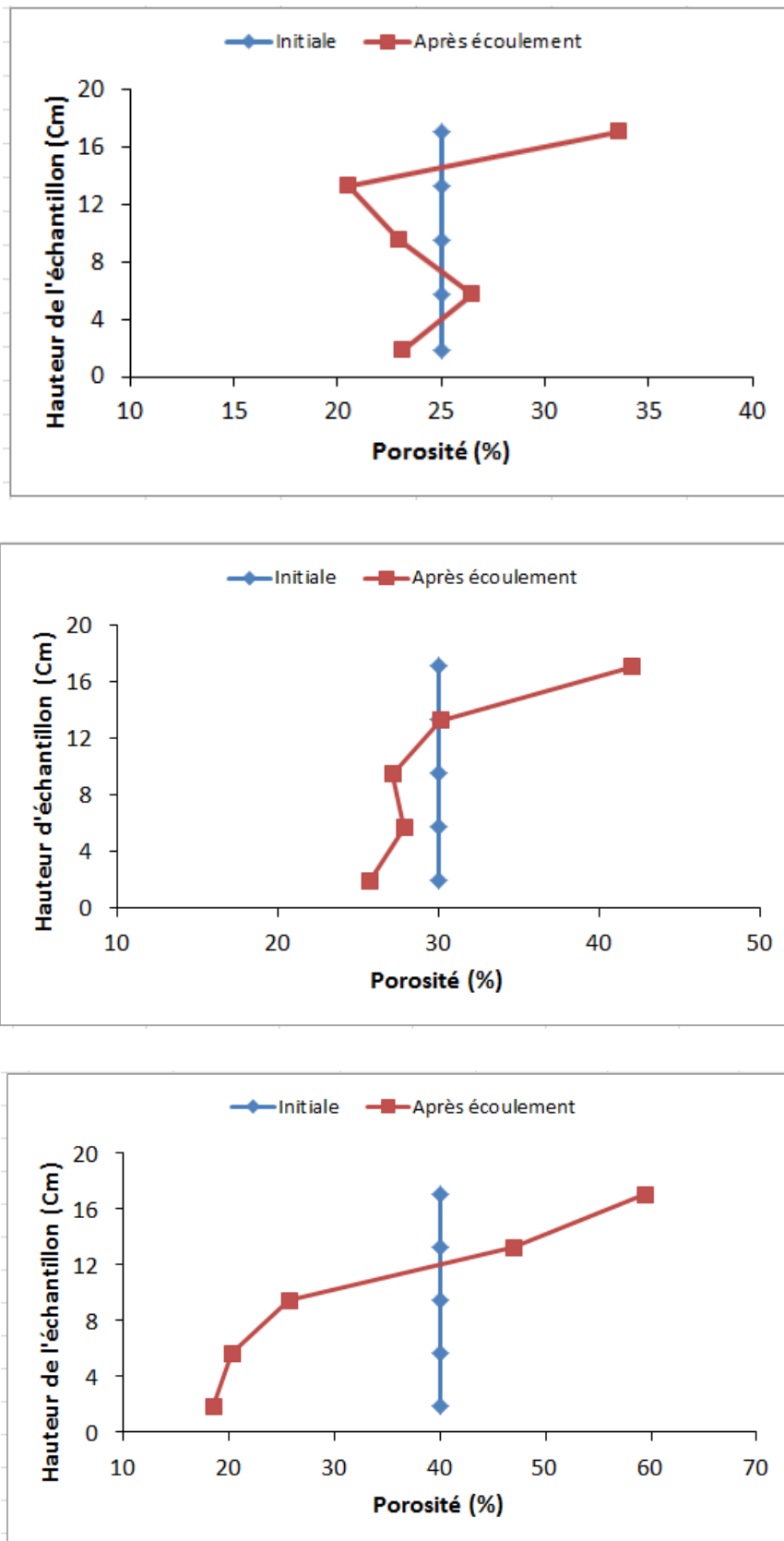


Figure 7.7: Variation de la porosité dans les tranches de l'échantillon pour des essais réalisés à des porosités initiales de  $n=25\%$ ,  $30\%$  et  $40\%$ .



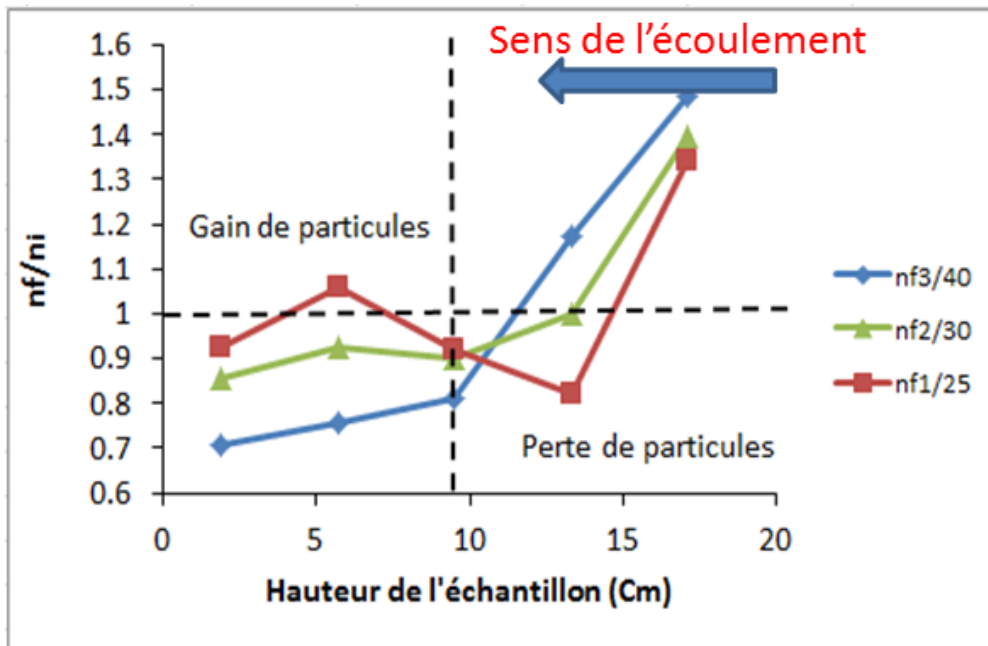


Figure 7.8 : Accroissement de la porosité à travers le matériau soumis à des essais d'écoulement fluide sous porosités initiales différentes. ( $n_{f1}$ ,  $n_{f2}$ ,  $n_{f3}$  sont des porosités finales correspondant respectivement aux porosités initiales de 25%, 30% et 40% pour chaque tranches).

### 7.2.5. Effet du gradient hydraulique sur la migration des particules

L'effet du gradient hydraulique sur le phénomène de suffusion a été étudié en effectuant des essais d'écoulement en faisant varier ce gradient d'un essai à un autre tel que l'indique le tableau 7.4.

Granulométrie	Porosité n (%)	Gradient hydraulique i	Durée de l'écoulement (mn)
G1	30	1 ; 8 ; 13 et 21	90

Tableau 7.4: Caractéristiques des essais réalisés pour l'étude de l'influence du gradient hydraulique sur l'évolution de la suffusion

Le but de ces essais est d'observer l'évolution du phénomène de suffusion lorsque le gradient hydraulique augmente. Cette évolution a été traduite par la variation des courbes granulométriques et celle de la porosité en fonction du gradient. Les gradients hydrauliques utilisés peuvent paraître élevés, mais le but ici n'est pas de déclencher la suffusion mais d'étudier son évolution en fonction du gradient. L'analyse de la migration des particules

### ***Partie III : Etude expérimentale de l'érosion interne***

---

montre une augmentation du taux de particules perdues en amont (figure 7.9, T5) et une augmentation du taux de particules qui se dépose en aval (figure 7.9, T1) lorsque le gradient hydraulique augmente. Ce mouvement de particules observé est en parfaite harmonie avec l'évolution de la porosité dans chaque tranche en fonction du gradient hydraulique appliqué (figure 7.10). Sur ce graphe, les courbes de porosité forment un faisceau dont l'axe central est la courbe de porosité de la tranche T3. Cette courbe qui est quasi droite rend compte de la quasi égalité des particules gagnées et celles perdues par cette tranche. Les tranches situées en amont (T4 et T5) représentent la partie supérieure du faisceau et présentent des courbes de porosité croissantes en fonction du gradient. La partie inférieure du faisceau est représentée par les courbes de porosités des tranches aval. Dans ces tranches, les courbes de porosités décroissent lorsque les gradients augmentent.

En définitive, nos essais d'écoulement dans les matériaux granulaires montrent que, l'augmentation du gradient accentue l'érosion interne en amont et le « colmatage » en aval.

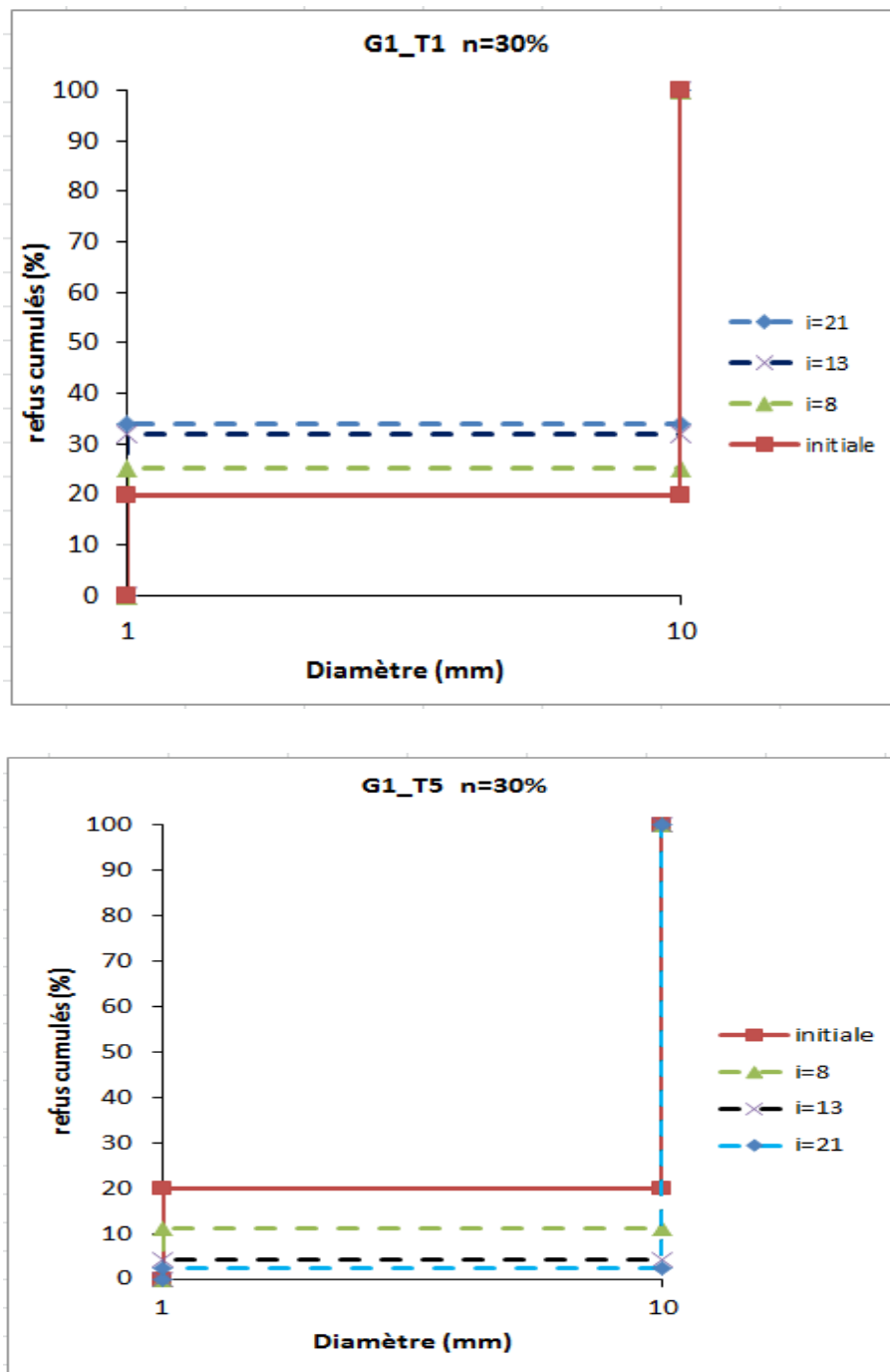


Figure 7.9: Evolution des courbes granulométriques des tranches amont et aval d'un matériau granulaire soumis à un gradient hydraulique croissant

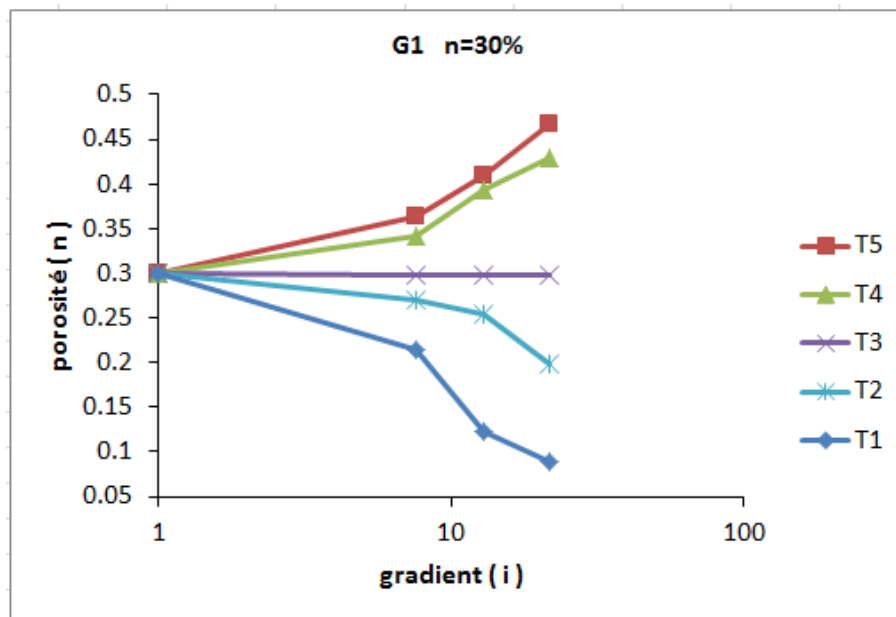


Figure 7.10: Evolution de la porosité dans chaque tranche de l'échantillon en fonction du gradient hydraulique appliqué.

### 7.3. Résultats des essais triaxiaux

Les figures 7.11 à 7.13 présentent les résultats des essais triaxiaux sur des billes de verre monodisperses dans les plans  $(\varepsilon_1 ; q)$  (figures a) et  $(p' ; q)$  (figures b),  $(\varepsilon_v ; \varepsilon_1)$  (figures c) et  $(p' ; q)$  respectivement pour les échantillons verre1 (1mm) ; verre3 (3mm) et verre6 (6mm).

Dans le plan  $(\varepsilon_1 ; q)$ , on remarque que quel que soit la taille des particules, le déviateur augmente selon une pente qui croît avec la contrainte effective de confinement, pour atteindre un maximum de résistance, suivi d'une très légère chute pour tendre vers un palier de résistance résiduelle. Ceci est moins évident concernant le diamètre de 6mm.

Dans le plan  $(\varepsilon_v ; \varepsilon_1)$ , les matériaux présentent une très légère tendance à la contractance au début du chargement, suivi immédiatement après d'une dilatance avec des pentes assez raides et qui s'adoucissent légèrement lorsque la déformation axiale dépasse 7% environ. On note l'absence de palier d' « état critique » dans le domaine des déformations testées. Ceci est cohérent avec des résultats de la littérature sur du sable de Fontainebleau (Benahmed, 2001) et sur du sable d'Hostun RF et S28 (Combe, 1998).

Dans le plan  $(p' ; q)$ , la droite enveloppe des pics de résistance de pente M montre une augmentation de cette pente avec la taille des particules. La figure 7.14 présente cette variation exprimée en angle de frottement. On remarque une évolution linéaire de l'angle de

### Partie III : Etude expérimentale de l'érosion interne

frottement d'une dizaine de degré lorsque la taille des particules varie de 1 à 6 mm (voir figure 5.12 du chapitre 5).

Dans le plan ( $\log p'$ ;  $e$ ), les courbes confirment un comportement surconsolidé où le matériau semble suivre d'abord un chemin légèrement contractant de pente  $C_s$  suivi d'un chemin dilatant qui semble tendre vers un état critique. Pour tenter d'interpréter les résultats dans ce plan, nous avons exploité les corrélations donnant les droites d'état critique pour les matériaux granulaires établies par Biarez (Biarez et Hicher, 1994) (figure 7.15) et paramétrées en  $d_{60}/d_{10}$ .

Les figures 7.16 à 7.18 montrent le positionnement de ces droites de corrélation par rapport aux chemins dilatants. On remarque que cet état « critique » est loin d'être atteint vu le niveau des indices des vides atteints à la fin de nos essais.

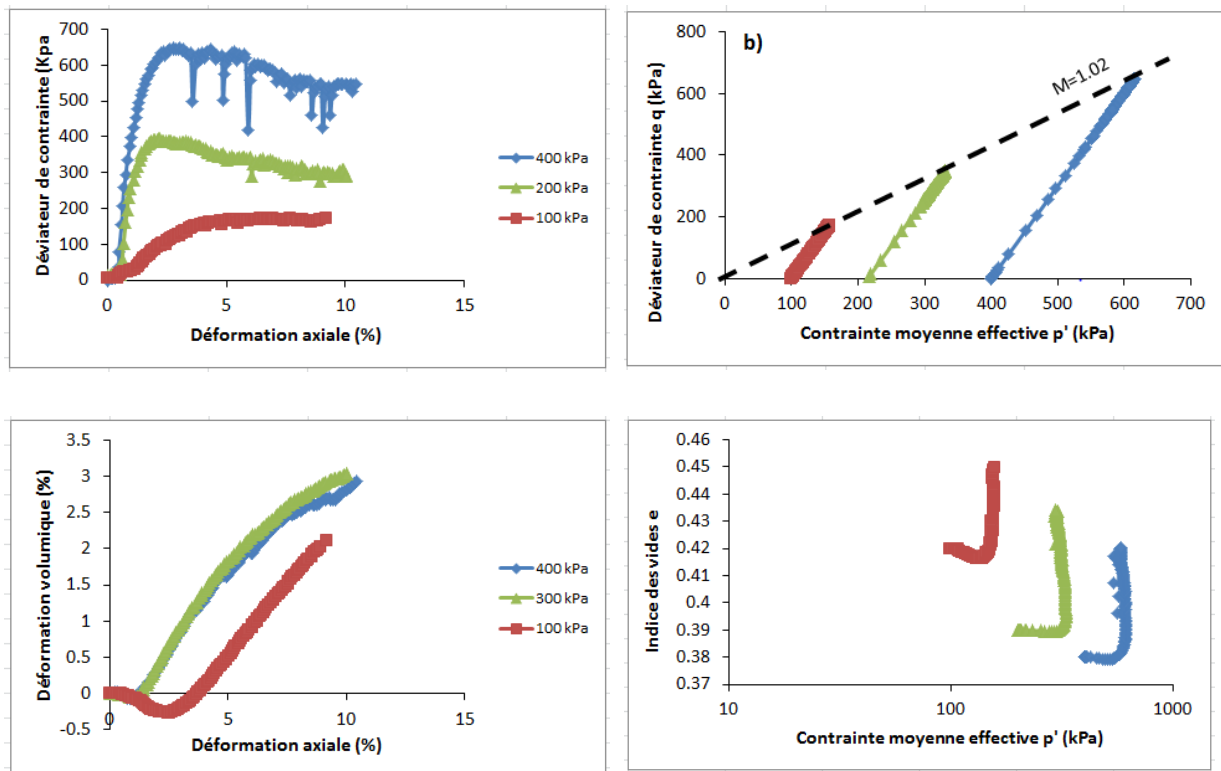


Figure 7.11: Chemins triaxiaux d'un matériau granulaire monodisperse de diamètre  $d=1$  mm

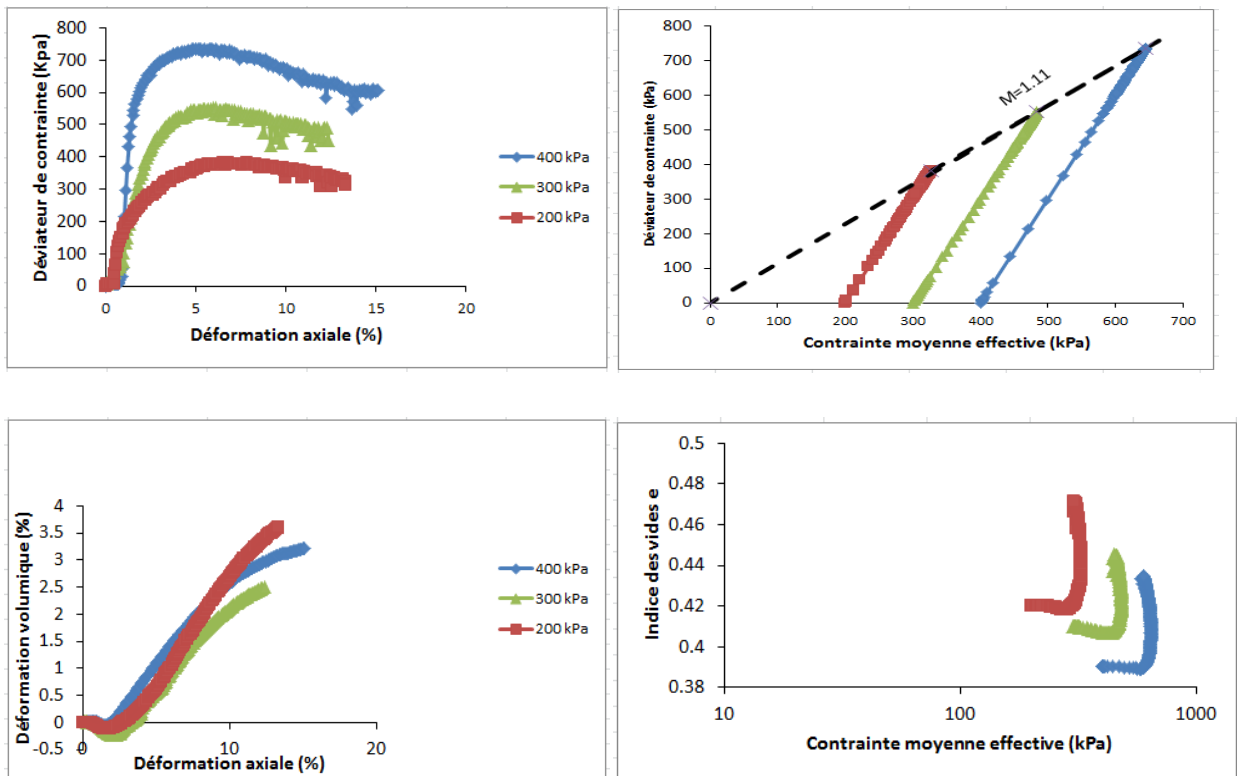


Figure 7.12: Chemins triaxiaux d'un matériau granulaire monodisperse de diamètre  $d=3$  mm

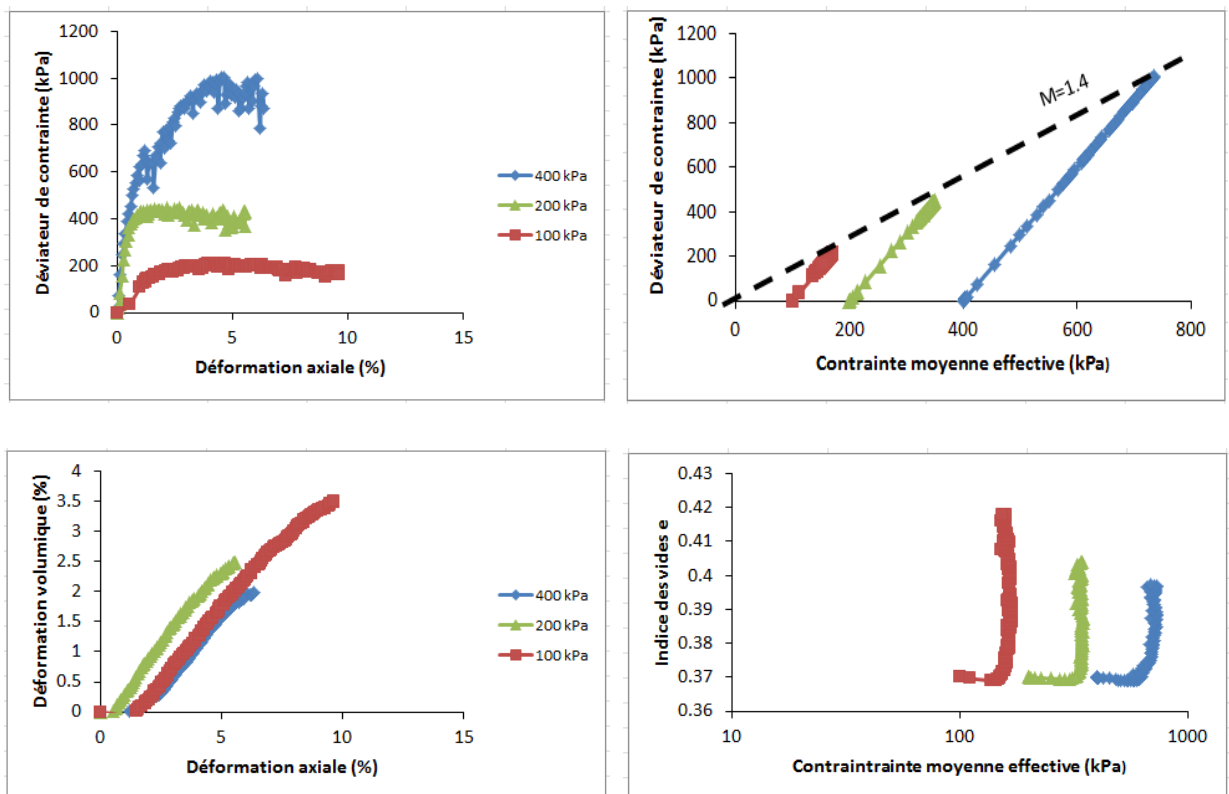


Figure 7.13: Chemins triaxiaux d'un matériau granulaire monodisperse de diamètre  $d=6$  mm

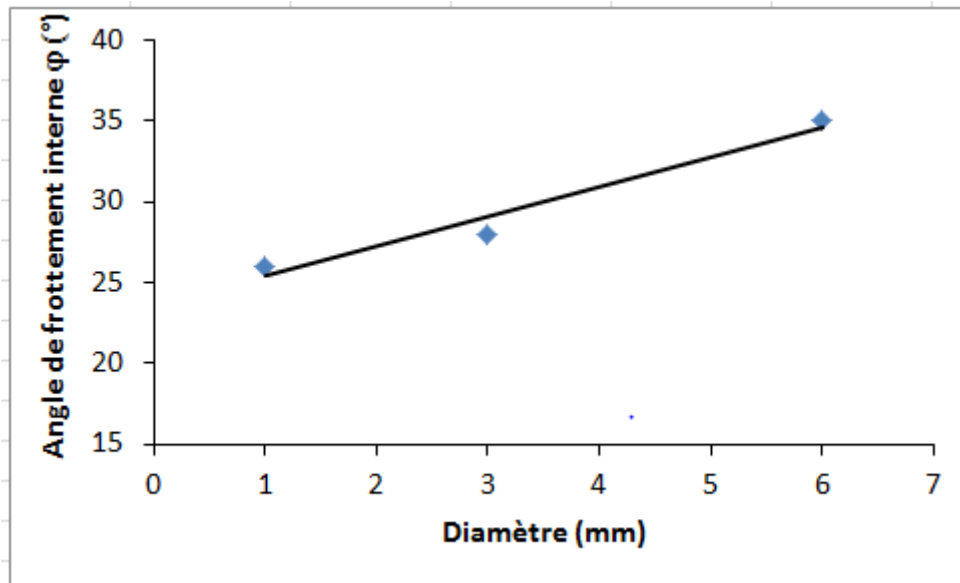


Figure 7.14: Variation de l'angle de frottement en fonction du diamètre de la particule

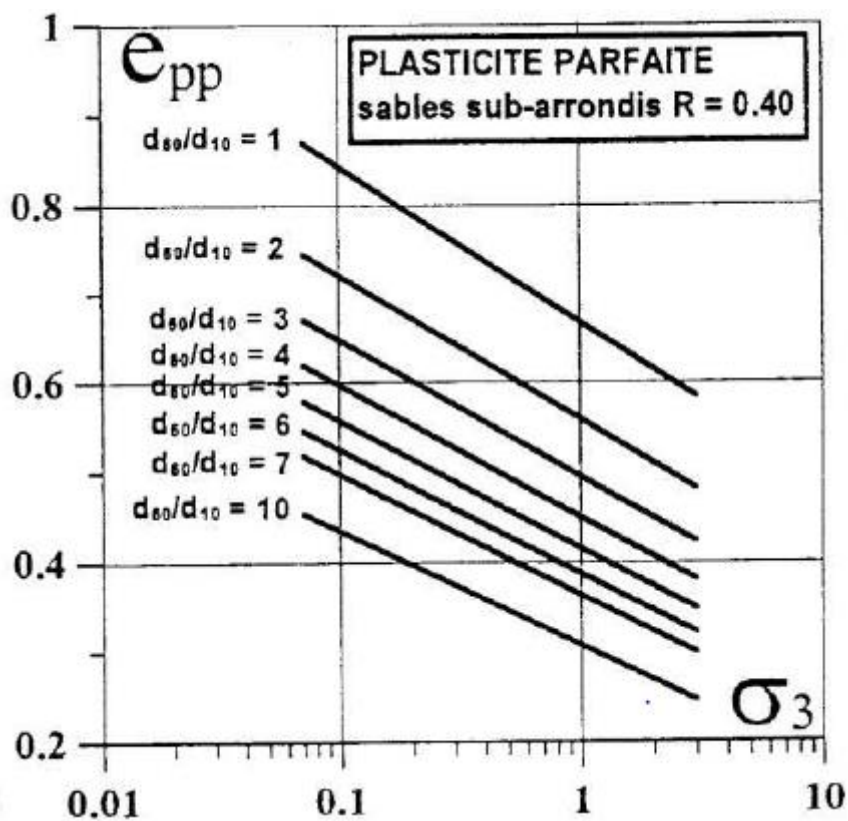


Figure 7.15: Droites de corrélation des indices des vides à la plasticité parfaite paramétrées en  $d_{60}/d_{10}$  (Biarez et Hicher, 1994)

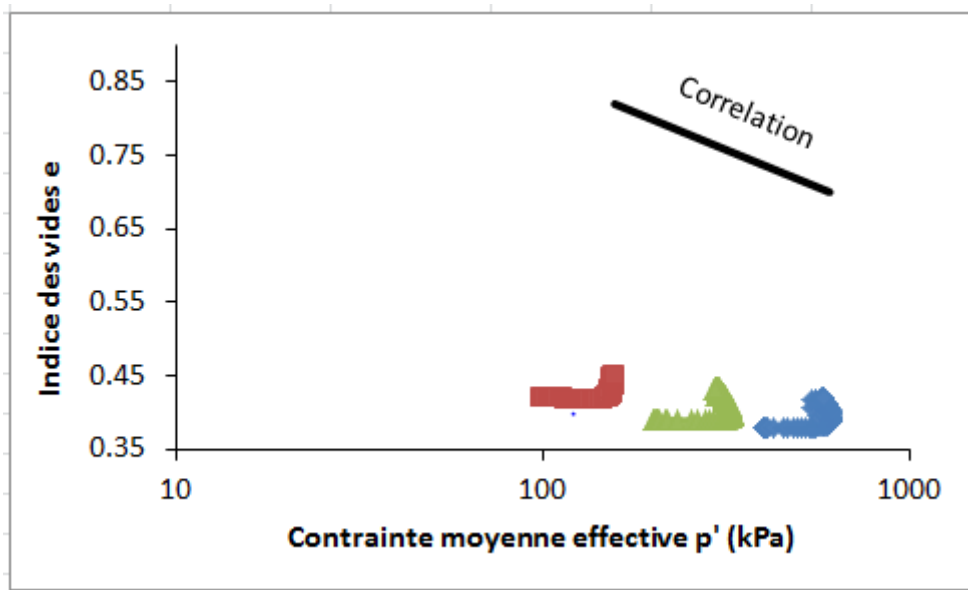


Figure 7.16: Droite de plasticité parfaite de l'échantillon verre1 établie par corrélation

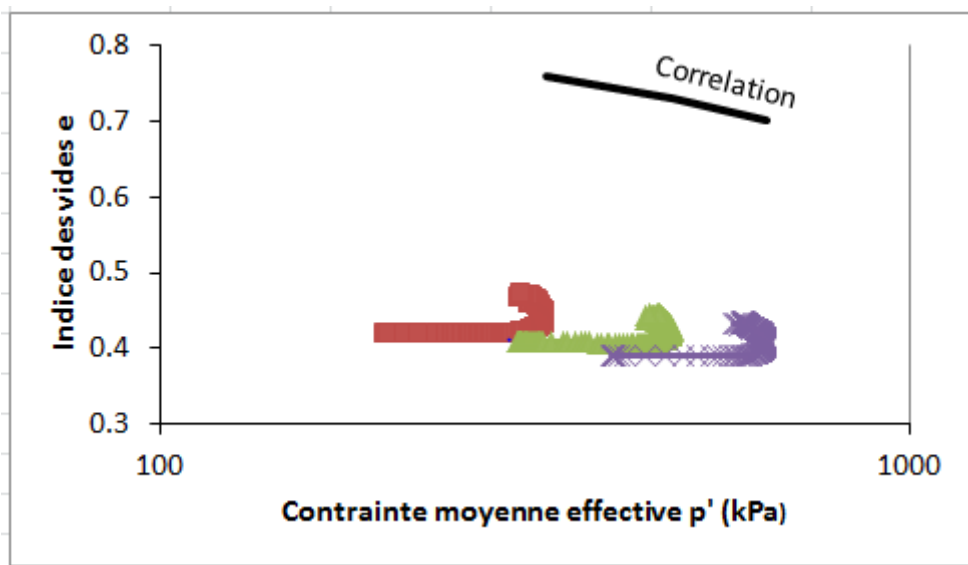


Figure 7.17: Droite de plasticité parfaite de l'échantillon verre2 établie par corrélation



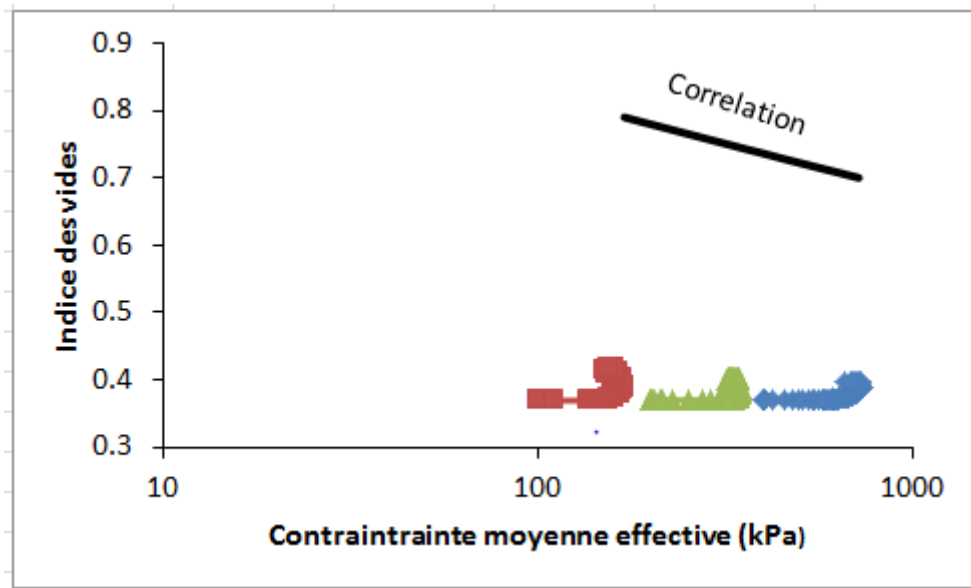


Figure 7.18: Droite de plasticité parfaite de l'échantillon verre3 établie par corrélation

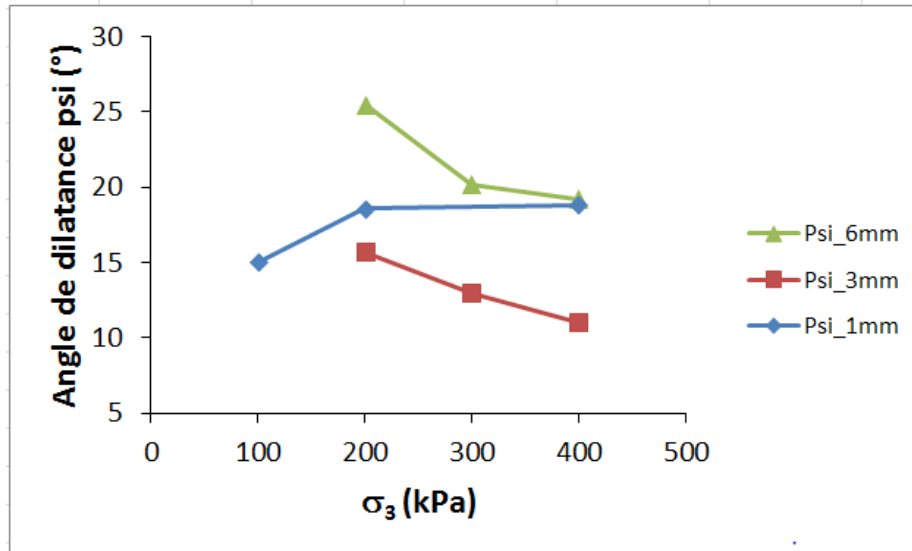


Figure 7.19: Angle de dilatance en fonction de la contrainte de confinement et paramétré en diamètre de la particule pour des échantillons monodisperses

Si on trace la variation de l'angle de dilatance avec la contrainte de confinement pour les trois tailles de grains, on remarque sur la figure 7.19 que la courbe correspond au diamètre 1 mm ne se classe pas convenablement par rapport aux deux autres. Si on fait abstraction de cette courbe et on analyse les deux autres courbes respectivement de 3 et 6 mm, on constate ce qui suit :

✓ Pour une contrainte de confinement donnée, l'angle de dilatance croît avec la taille des particules, ce qui peut signifier que le degré de surconsolidation croît avec la taille des particules.

✓ Pour une taille de particule donnée, l'angle de dilatance décroît avec la contrainte de confinement. Ceci signifie que le degré de surconsolidation décroît lorsque la contrainte de confinement augmente.

Concernant les échantillons polydisperses (figure 7.20 à 7.22), les mêmes constats que pour les échantillons monodisperses peuvent être faits. On remarque dans le plan ( $p'$  ;  $q$ ), que la valeur de la pente  $M$  ne varie quasiment pas lorsqu'on passe de l'échantillon glass1\_6 à 2\_6 ( $M= 1.22$  à  $1.25$ ), en revanche, la variation est perceptible pour l'échantillon 3\_6 ( $M=1.4$ ).

Dans le plan ( $\log p'$  ;  $e$ ), la position des droites d'état critique corrélées se situe à des indices des vides beaucoup plus élevés par rapport à ceux des essais expérimentaux comme c'était le cas pour les échantillons monodisperses (figure 7.23 à 7.25).

### Partie III : Etude expérimentale de l'érosion interne

Concernant l'évolution des angles de dilatance avec la contrainte de confinement, la figure 7.26 montre les mêmes comportements que pour les échantillons monodisperses, à savoir une chute de l'angle de dilatance avec la contrainte de confinement. Remarquons cependant que la courbe relative à l'échantillon glass1-6 s'insère entre celles des échantillons glass2\_6 et glass3\_6.

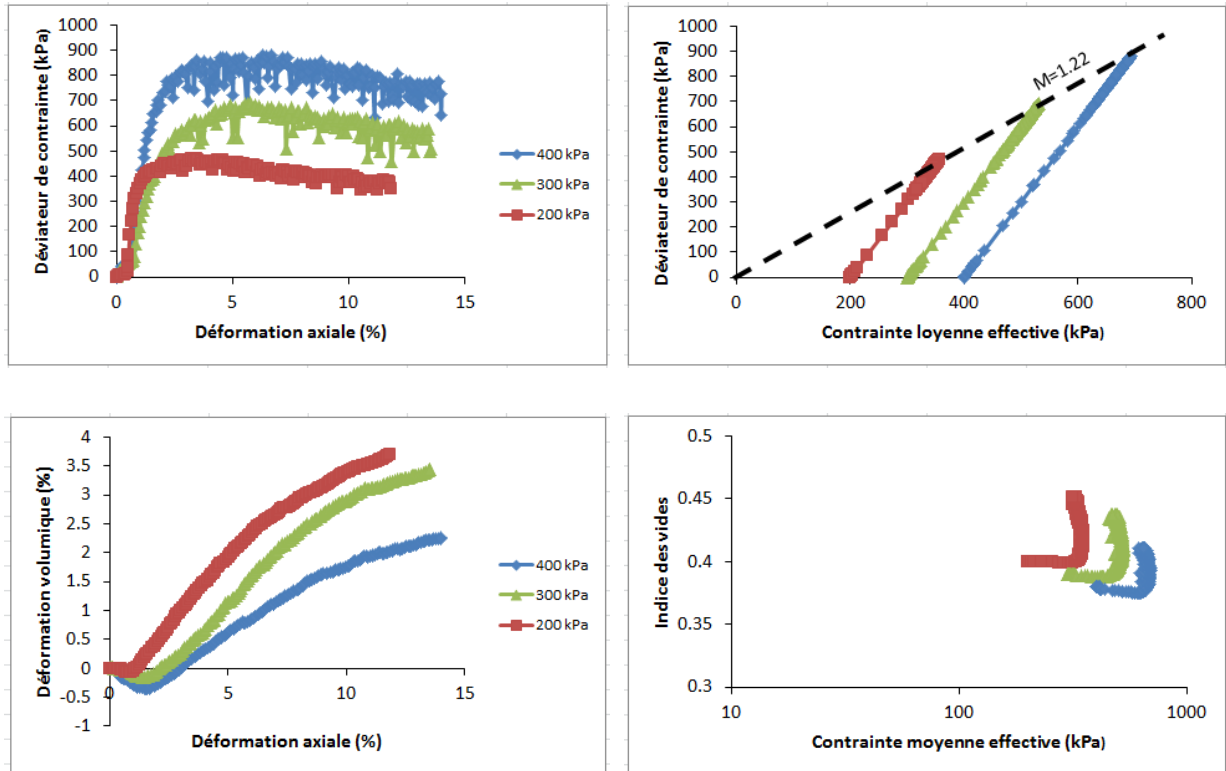


Figure 7.20: Chemins triaxiaux d'un matériau granulaire polydisperse de diamètre  $d=1$  à 6 mm (Glass1\_6)

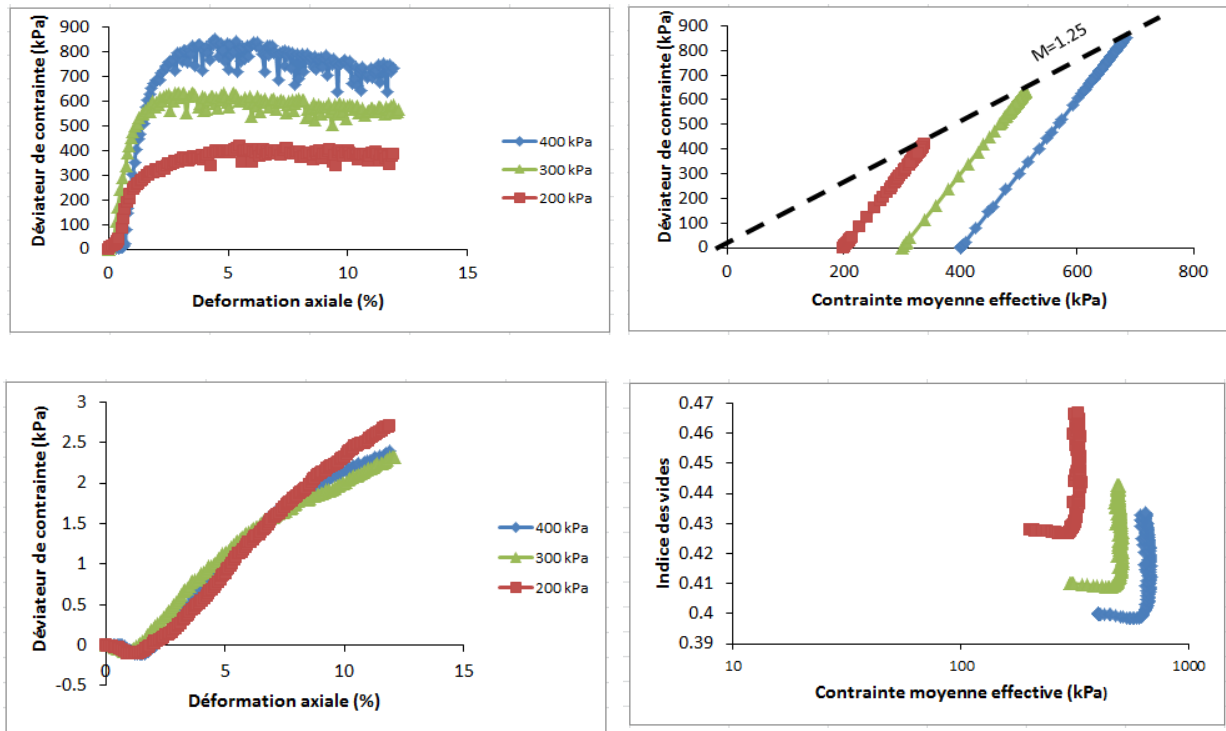


Figure 7.21: Chemins triaxiaux d'un matériau granulaire polydisperse de diamètre  $d=2$  à  $6$  mm (Glass2\_6)

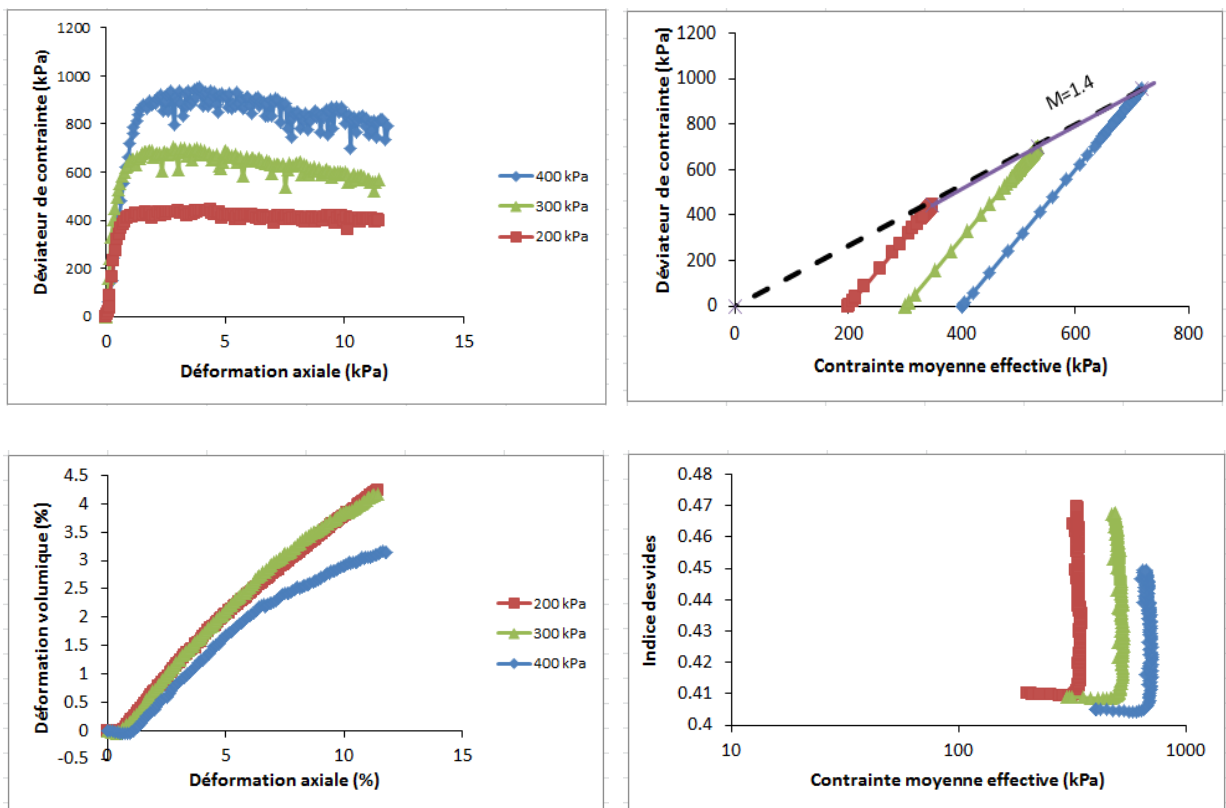


Figure 7.22: Chemins triaxiaux d'un matériau granulaire polydisperse de diamètre  $d=3$  à  $6$  mm (Glass3\_6)

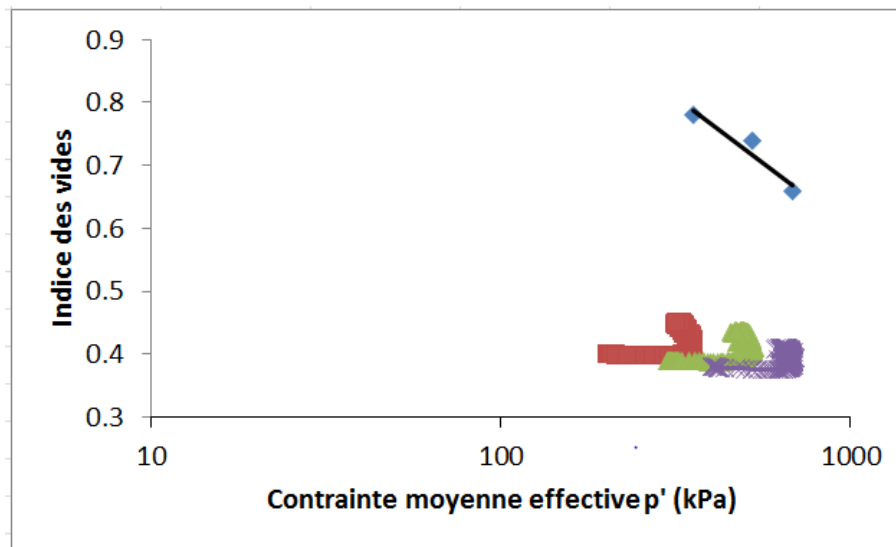


Figure 7.23: Droite d'état critique de l'échantillon glass1\_6 établie à partir des corrélations de Biarez (Biarez et Hicher, 1994) pour un sable sub- arrondis ( $R=0.4$  et  $d_{60}/d_{10}=1$ )

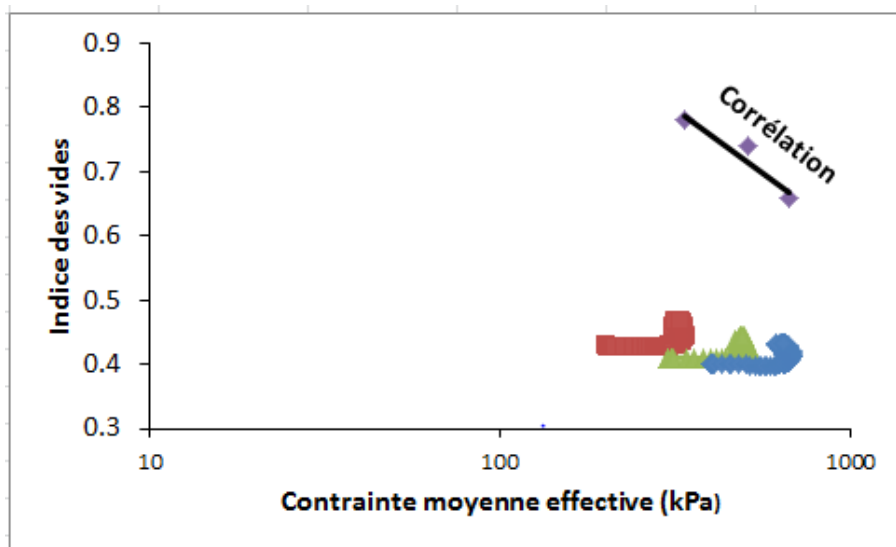


Figure 7.24: Droite d'état critique de l'échantillon glass2\_6 établie à partir des corrélations de Biarez (Biarez et Hicher, 1994) pour un sable sub- arrondis ( $R=0.4$  et  $d_{60}/d_{10}=1$ )

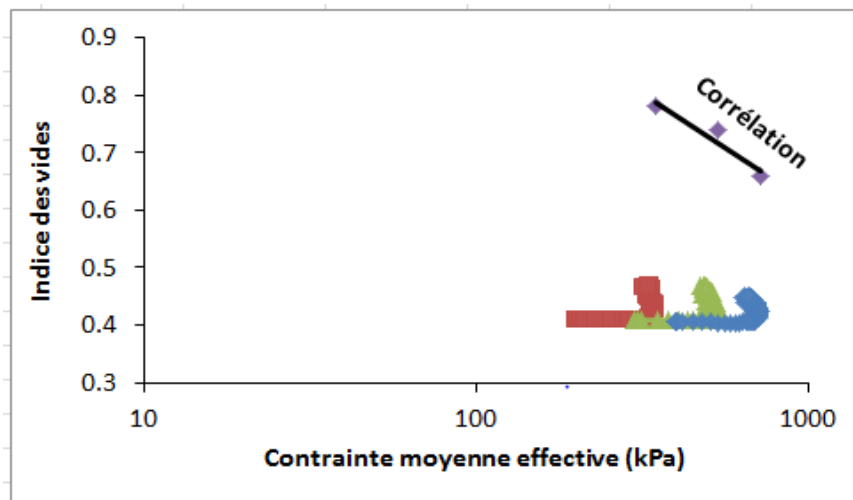


Figure 7.25: Droite d'état critique de l'échantillon glass3\_6 établie à partir des corrélations de Biarez (Biarez et Hicher, 1994) pour un sable sub-arrondis ( $R=0.4$  et  $d_{60}/d_{10}=1$ )

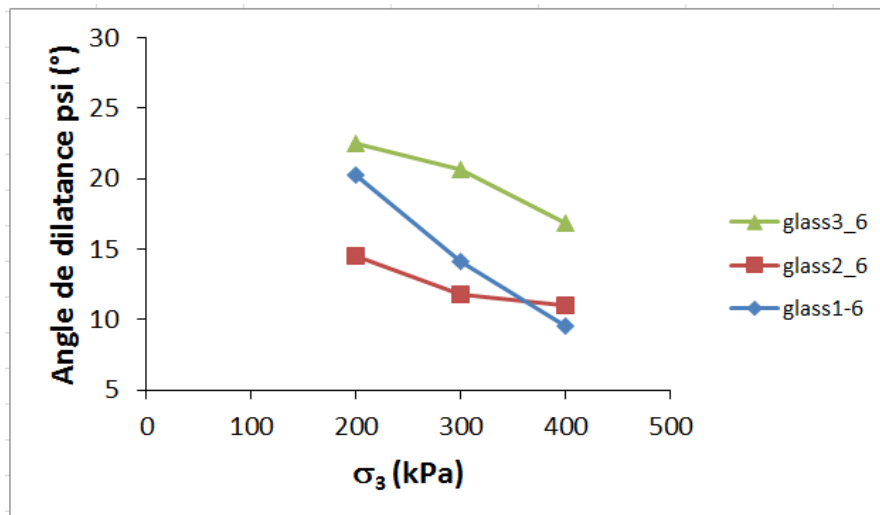


Figure 7.26: Angle de dilatance en fonction de la contrainte de confinement et paramétré en diamètre de la plus petite particule pour des échantillons polydisperses

#### 7.4. Comparaison des résultats numériques et expérimentaux

Les travaux sur les écoulements fluides dans un milieu granulaire tant de point expérimental que de la simulation ont montré qu'un écoulement peut non seulement déclencher le phénomène de la suffusion mais aussi l'aggraver. Pour vérifier la conformité des résultats issus de la simulation numérique avec ceux de l'expérimental et en vue de valider les résultats numériques, des comparaisons à la fois quantitatives et qualitatives ont été effectuées. La comparaison présentée ici porte sur l'écoulement fluide à travers l'échantillon bi-disperse G1,

des chemins triaxiaux effectués sur l'échantillon monodisperse verre1 et sur deux sables réels dont celui de Fontainebleau et le RF d'Hostun.

**7.4.1. Ecoulements d'un fluide à travers l'échantillon G1**

L'essai d'écoulement dont les conditions figurent au tableau 7.5 a été effectué expérimentalement et simulé numériquement. Les dimensions des échantillons sont respectivement de 120x70 cm pour l'expérimental et de 6x3.5 cm pour le numérique. Ce choix des dimensions moindre pour l'échantillon numérique est motivé par le souci de réduire le temps de calcul tout en restant dans les conditions de continuité du milieu décrites au chapitre 4 Les résultats sont exprimés en termes de la granulométrie (par exemple pour les tranches T1 et T5, figure 7.27) et de l'évolution de la porosité (figure 7.28).

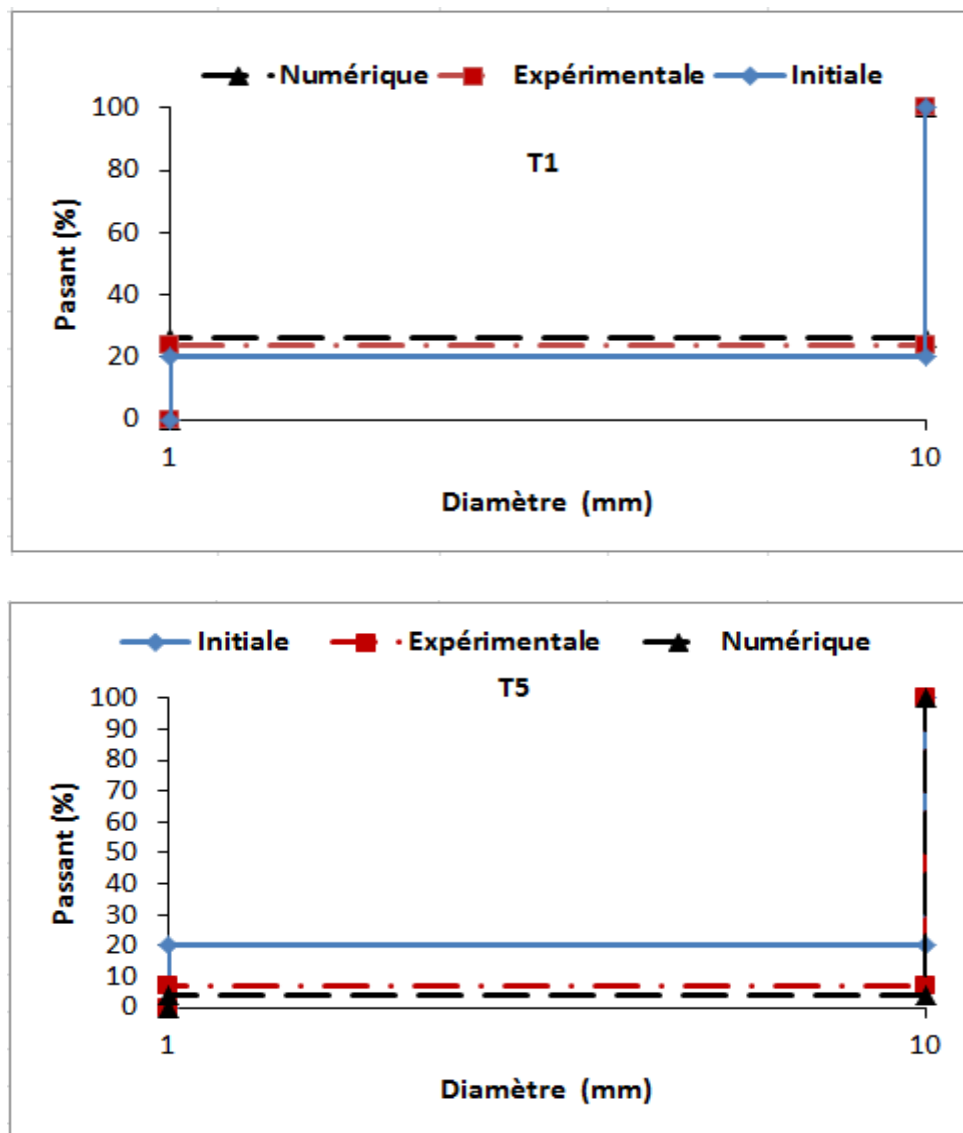


Figure 7.27: Courbes granulométriques expérimentale et numérique après écoulement respectivement pour les tranches T1 et T5.

Granulométrie	Porosité n (%)	Gradient hydraulique i	Durée d'écoulement (mn)
G1	30	8	90

Tableau 7.5: Condition d'un essai d'écoulement pour une comparaison des résultats expérimentaux et numériques

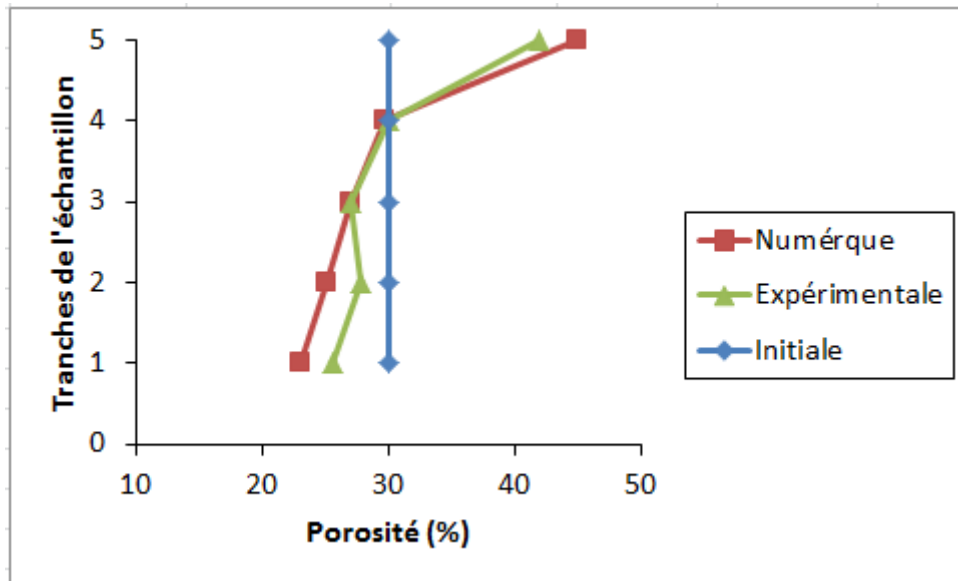


Figure 7.28: Courbes de variation de la porosité expérimentale et numérique après écoulement.

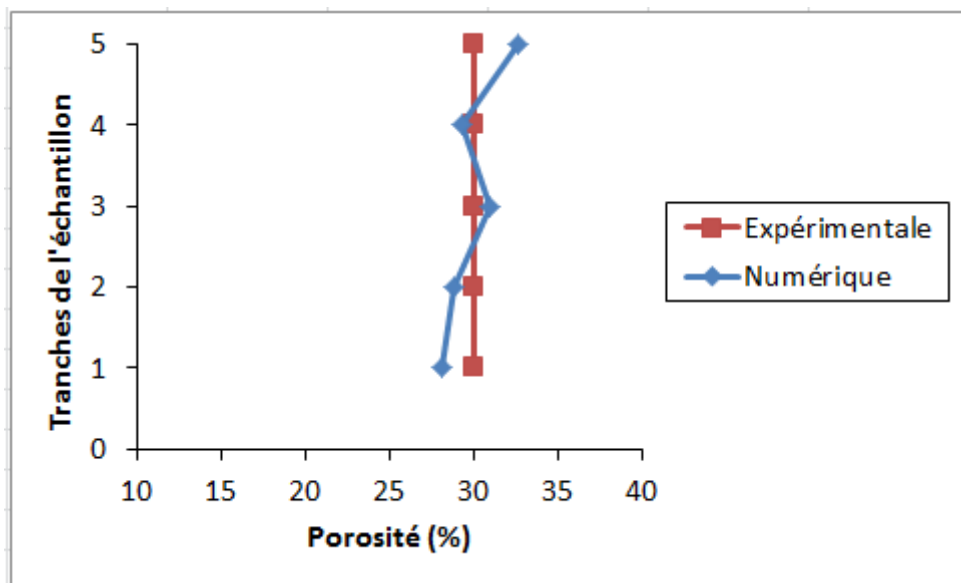


Figure 7.29: Courbes de variation de la porosité estimée expérimentalement et numérique avant écoulement



La comparaison des courbes granulométriques expérimentale et numériques après écoulement sous un gradient de 8 sur les tranches T1 et T5 montre des légers écarts estimés environ à 4%. Cet écart se remarque aussi sur les courbes de porosité. Notons qu'à l'état initial déjà les tranches extrêmes (T1 et T5) présentaient des légères différences de porosité si on se base sur la porosité moyenne et homogène estimée expérimentalement à 30% (figure 7.29). Ces différences peuvent s'expliquer par la différence de mode de remplissage de l'échantillon. L'échantillon modèle a été rempli en étant considéré comme un paquet unique ayant une porosité moyenne de 30%. Expérimentalement, le remplissage de l'échantillon est fait par tranche de 3.8 cm ayant chacune une porosité estimée à 30%. Cette dernière méthode offre donc plus de chance d'atteindre la porosité cible.

#### **7.4.2. Les chemins triaxiaux**

##### **7.4.2.1. Echantillons monodisperses**

A titre indicatif, la figure 7.30 présente une comparaison du comportement triaxial observé expérimentalement et simulé numériquement sur des échantillons monodisperses de 1 mm de diamètre, et ceux pour deux contraintes de confinement respectivement de 300 et 400 kPa. On remarque dans le plan ( $\varepsilon_1$  ;  $q$ ) que les chemins mesurés et calculés se superposent jusqu'à une contrainte de l'ordre de 300 kPa avant de diverger. Dans le cas du confinement de 300 kPa, la courbe expérimentale présente un léger pic suivi d'un palier, ce qui n'est pas observé dans le cas de la courbe numérique. Notons que le palier numérique se positionne nettement au-dessus de celui expérimental. Dans le cas du confinement de 400 kPa, la courbe expérimentale présente une résistance maximale légèrement supérieure à la courbe numérique, cependant, les deux courbes se rejoignent au niveau du palier de plasticité parfaite correspondant à une déformation de l'ordre de 8%.

Dans le plan ( $\varepsilon_1$  ;  $\varepsilon_v$ ), on observe un bon accord entre les courbes mesurées et calculées jusqu'à une déformation de l'ordre de 4%. Au-delà, la courbe expérimentale tend vers un palier alors que la courbe numérique poursuit sa dilatance avec la même pente.

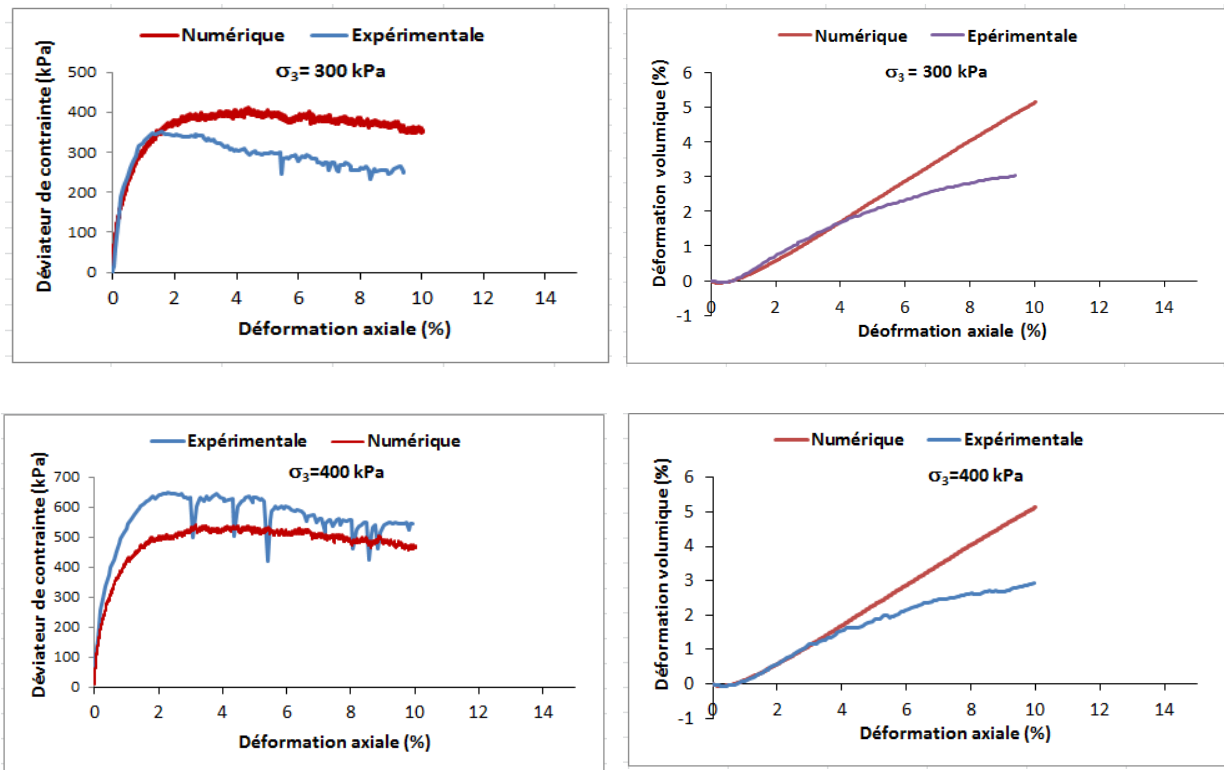


Figure 7.30: Superposition des courbes expérimentale et numérique dans les plans  $(\varepsilon_1 ; q)$  et  $(\varepsilon_1 ; \varepsilon_v)$  pour le cas d'un échantillon monodisperse (verre1)

La figure 7.31 compare les angles de frottement aux pics mesurés et calculés pour les trois échantillons monodisperses respectivement de 1, 3 et 6 mm. On remarque un bon accord entre les deux courbes pour les diamètres 1mm et 3mm, en revanche, on remarque l'angle de frottement expérimental est légèrement supérieur à celui numérique pour les billes de 6 mm.

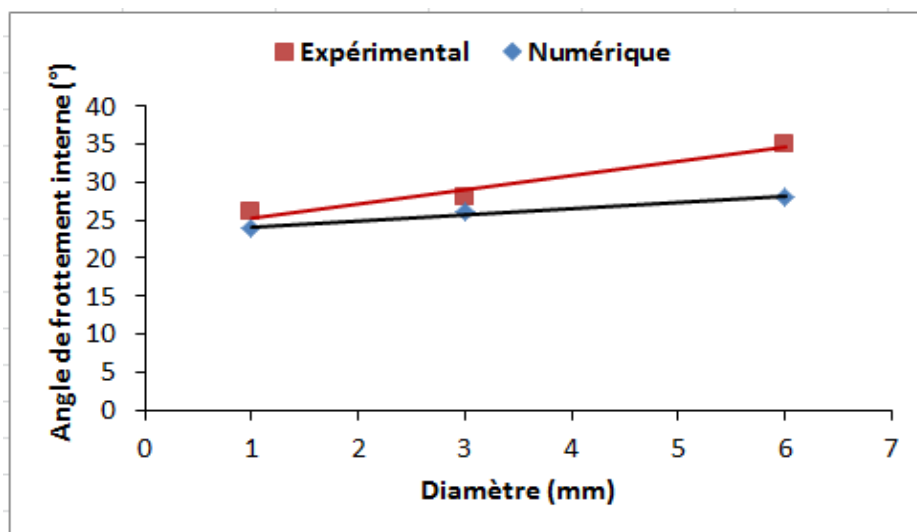


Figure 7.31: Superposition des courbes expérimentale et numérique montrant l'évolution de l'angle de frottement en fonction de la taille des particules

7.4.2.2. Sables naturels

Afin d'étendre ces simulations numériques aux matériaux naturels, nous avons comparé des résultats expérimentaux et calculés sur deux sables naturels : le sable d'Hostun RF et le sable de Fontainebleau.

Dans le plan  $(\varepsilon_1 ; \sigma_1/\sigma_3)$  (figure 7.32), on remarque pour le sable d'Hostun un bon accord général malgré une résistance maximale légèrement plus élevée dans le cas de l'expérimental. Dans le plan  $(\varepsilon_1 ; \varepsilon_v)$  on observe un comportement dilatant de la courbe expérimentale aux faibles déformations, contrairement à la courbe simulée qui voit sa pente maximale de dilatance atteinte pour  $\varepsilon_1 = 0.2\%$  alors que cette même valeur de pente est atteinte pour  $\varepsilon_1 = 0.1\%$  pour la courbe expérimentale.

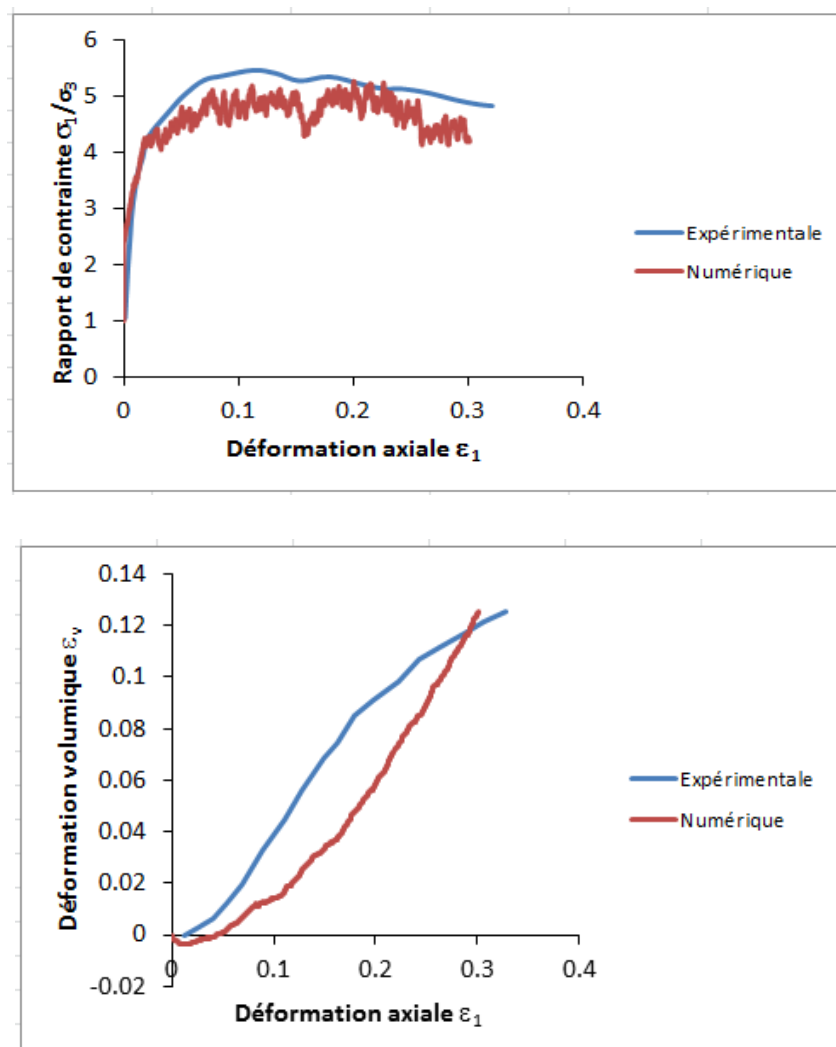


Figure 7. 32: Superposition des courbes expérimentale et numérique dans les plans  $(\varepsilon_1 ; \sigma_1/\sigma_3)$  et  $(\varepsilon_1 ; \varepsilon_v)$  pour le cas du sable d'Hostun RF.

Ces mêmes observations peuvent être faites concernant le sable de Fontainebleau (figure 7.33).

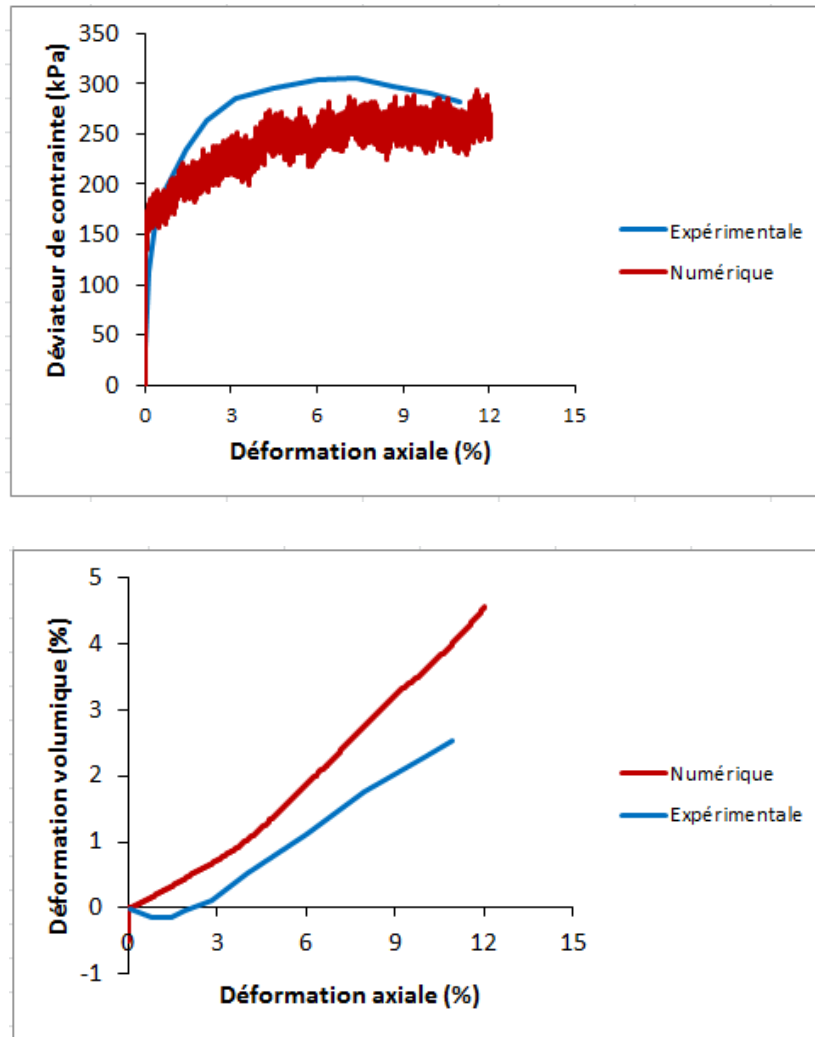


Figure 7. 33: Superposition des courbes expérimentale et numérique dans les plans  $(\varepsilon_1 ; q)$  et  $(\varepsilon_1 ; \varepsilon_v)$  pour le cas du sable de Fontainebleau

## 7.5. Conclusion

Dans ce chapitre basé sur une étude expérimentale, deux types d'essais ont été réalisés :

1. Ecoulement 1D dans une cellule d'écoulement
2. Essais de cisaillement dans une cellule triaxiale

Une comparaison des essais expérimentaux et numériques en vue de validation de modèles de simulation des deux types d'essais précités a été aussi effectuée.

Les essais d'écoulement réalisés sur des billes de verre ont permis d'observer les effets de paramètres tels que la durée d'écoulement, la distribution granulométrique, le gradient hydraulique, et la porosité initiale l'évolution de la suffusion dans un milieu granulaire

Les résultats basés sur l'analyse des changements intervenus dans la porosité et dans la distribution granulométrique des différentes tranches avant et après écoulement ont montré une érosion dans les parties amont et un « colmatage » dans les parties aval de nos échantillons. Ces deux phénomènes antagonistes croient avec la porosité initiale, le gradient hydraulique et le rapport entre la taille de la plus grosse particule et celle de la plus petite particule de l'échantillon granulaire.

Quant aux essais triaxiaux effectués sur des billes de verre, les résultats montrent une cohérence avec ceux des milieux granulaires naturels non cohésifs de type sable. L'évaluation de l'angle de frottement interne a montré qu'il croit avec le diamètre de la particule pour les granulométries monodisperses et le pourcentage des particules fines supprimées (augmentation de D50) pour les granulométries polydisperses.

La comparaison des résultats de simulation et ceux de l'expérimental ont montré une bonne conformité entre les deux. Cette observation est à la fois valable pour les écoulements et pour le cisaillement.

Pour les simulations effectuées sur des sables naturels, les résultats indiquent que le déviateur est légèrement supérieur pour l'expérimental que pour la simulation et les pentes de dilatances parallèles mais légèrement décalées par rapport à leur déformation axiale respective. Ceci peut s'expliquer par :

1. Les difficultés à simuler le comportement d'un matériau naturel frottant, présentant des particules anguleuses avec des aspérités variables par un modèle idéal utilisant des sphères.
2. Difficultés à simuler des granulométries dont le rapport entre plus grande et plus petite particule est très élevé imposant le choix d'échantillons à très petites dimensions par rapport aux dimensions réelles des échantillons expérimentaux.
3. Difficultés à simuler le comportement des matériaux comportant des particules de diamètre inférieur 100  $\mu\text{m}$ .

Malgré ces difficultés, la simulation des sables d'Hostun RF et du Fontainebleau montre une harmonie avec les essais expérimentaux du point de vue du module et du palier de plasticité parfaite. Les résultats des simulations montrent que le modèle rend compte du comportement d'un matériau granulaire et même d'un sable naturel

## Synthèse : Proposition d'un critère de stabilité interne

### 8.1. Introduction

Comme nous l'avons montré dans le chapitre précédent, le réarrangement et/ ou le transport des particules fines (Suffusion) dus au phénomène d'écoulement ont occasionné la modification de la courbe granulométrique et la porosité des 5 parties de l'échantillon. Dans ce chapitre, le but est d'étudier les conséquences de ce phénomène de suffusion sur la stabilité interne du matériau. Cette étude se fera par l'application des critères géométriques de stabilité interne de Kezdi (1979) et celui de Kenney et Lau (1985, 1986) aux 5 parties de l'échantillon avant et après écoulement.

Le ratio minimum de stabilité  $(H/F)_{min}$  et l'indice maximal de rétention  $(D_{15}/d_{85})_{max}$  seront reliés à des paramètres mécaniques tels que la résistance maximale au cisaillement et la contractance maximale.

### 8.2. Critère de Kezdi (1979) :

*Rappel de la méthode de Kezdi (1979) :*

La méthode de Kézdi (1979) consiste à diviser la courbe granulométrique d'un matériau, à partir d'un point ( $d_n$ ) dont la position variable le long de la courbe granulométrique est arbitrairement choisie sur cette courbe. Le point ( $d_n$ ) permet d'obtenir une fraction grossière ( $S_2$ ) et une fraction fine ( $S_1$ ) (figure 8.1)

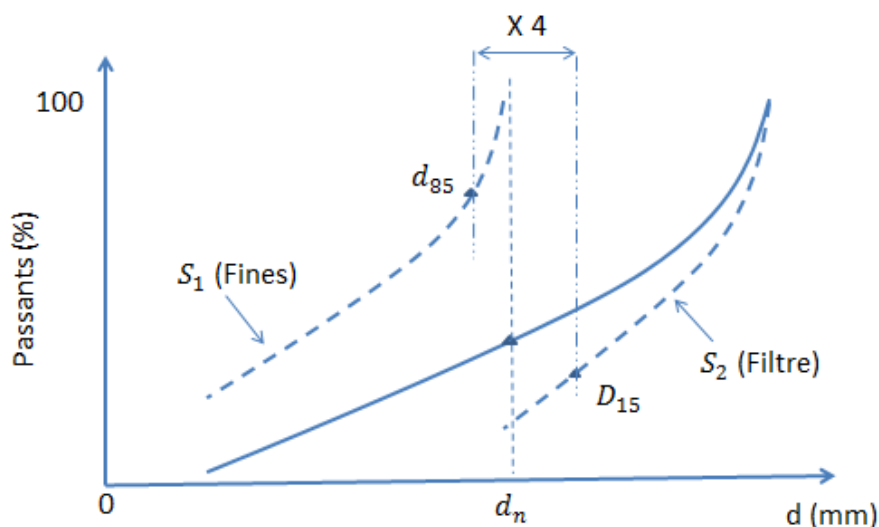


Figure 8.1: Principe de Kezdi (1979)

## Synthèse : Proposition d'un critère de stabilité interne

La fraction constituée des particules grossières forme le squelette du matériau jouant le rôle de filtre. Elle présente un réseau de pores à l'intérieur duquel se déplace la fraction constituée de particules fines.

Pour chaque valeur de  $d_n$ , le critère de rétention de Terzaghi  $D_{15}/d_{85} < 4$  est appliqué et permet de classer le sol comme stable ou non vis-à-vis d'un écoulement et agit en bon filtre granulaire ou non.

$D_{15}$  est le diamètre correspondant à 15% de tamisât pour le matériau filtre ( $S_2$ ) et  $d_{85}$  est le diamètre correspondant à 85% de tamisât pour le matériau ( $S_1$ ).

La figure 8.2 présente la classification des cinq tranches de l'échantillon Nat\_glass avant et après écoulement sous un gradient de  $i=1.6$ . Selon ce critère, toutes les tranches se classent stables avant écoulement ( $D_{15}/d_{85} < 4$  quel que soit la valeur du diamètre  $d_n$  considéré sur la courbe granulométrique) sauf la tranche T5 qui se classe instable ( $\frac{D_{15}}{d_{85}} > 4$  la valeur du diamètre  $d_n = 0.8 \text{ mm}$ ). Après écoulement, toutes les tranches restent aussi stables sauf la tranche T1 qui passe de stable à instable et la T5 qui passe d'un état instable à stable. Le tableau 8.1 résume le résultat de cette classification des cinq tranches.

Kezdi (1979)	T1	T2	T3	T4	T5
Avant écoulement	Stable	Stable	Stable	Stable	Instable
Après écoulement	Instable	Stable	Stable	Stable	Stable

Tableau 8.1: Comparaison de l'état de stabilité des cinq tranches selon le critère de Kezdi (1979) avant et après écoulement

Les différences observées à travers les états initiaux des différentes tranches peuvent être dues à la procédure numérique de génération qui est aléatoire. Ceci étant aussi vrai dans le milieu naturel où un sol n'a pas forcément la même granulométrie en tout point de l'espace.

Les changements observés sur les tranches T1 et T5 peuvent s'expliquer par le fait que :

- L'écoulement a provoqué le réarrangement et le transport des particules fines qui se sont déposées dans la tranche T1 réduisant considérablement sa porosité et donc la colmatant. Ceci a eu pour conséquence la réduction des capacités d'auto filtration de cette couche de matériau.

## Synthèse : Proposition d'un critère de stabilité interne

• Dans la tranche T5, les particules fines ont été érodées et transportées vers les tranches inférieures. Ceci a provoqué l'augmentation de la porosité dans cette tranche et une prédominance des grosses particules, augmentant les performances d'auto filtration.

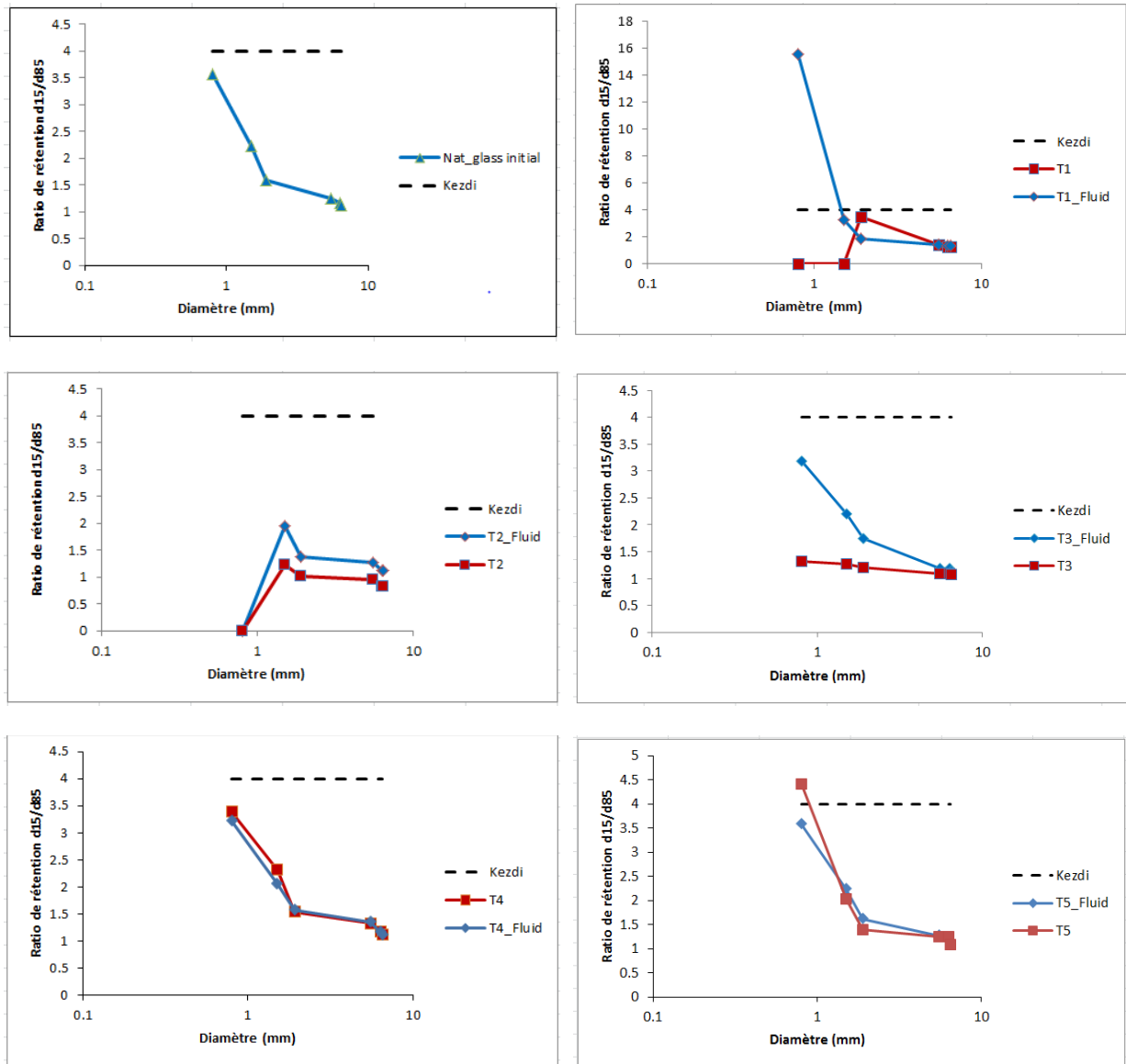


Figure 8. 2: Classification des cinq parties de l'échantillon Nat\_glass selon le critère de Kezdi avant (Ti) et après écoulement (Ti\_Fluid).

### 8.3. Critère de Kenney et Lau (1985, 1986)

*Rappel de la méthode de Kenney et Lau (1985, 1986)*

Kenney et Lau (1985) ont élaboré une méthode permettant d'évaluer la stabilité interne des matériaux granulaires compactés et ayant des particules supérieures à 80 microns. Selon cette méthode, il suffit de vérifier si la structure primaire des matériaux agit comme filtre par rapport à sa base qui est constituée de particules fines. Cette approche, suffisamment détaillée



## ***Synthèse : Proposition d'un critère de stabilité interne***

---

dans le chapitre 2, établit une courbe de forme  $H(F)$  indépendante de la taille des grains et uniquement fonction de l'allure de la courbe granulométrique des matériaux.

F représente le pourcentage en masse des particules ayant un diamètre inférieur à D et H est le pourcentage en masse des particules ayant un diamètre compris entre D et 4D.

Si dans le plan (F ; H) la granulométrie des matériaux se trouve sous un seuil donné par la droite  $H/F = 1$  sur une partie de sa fraction fine, correspondant à  $F < 0.20$  pour une granulométrie étalée ( $Cu > 3$ ) ou à  $F < 0.30$  pour une granulométrie serrée ( $Cu < 3$ ), alors ces matériaux seront instables sous écoulement. Les fractions ( $F < 0.20-0.30$ ) correspondent à la quantité maximale de particules libres qui est susceptible d'être érodée selon Kenney et Lau.

### **8.3.1. Classification selon le critère de Kenney et Lau**

Pour étudier la stabilité interne des matériaux granulaires selon le critère de Kenney et Lau, nous avons représenté la courbe de forme de chacune des cinq parties de l'échantillon Nat-glass dans le plan (F ; H). Chaque partie a été représentée dans son état initial (avant écoulement) et final (après écoulement). Les figures 8.3 ; 8.4 et 8.5 suivantes illustrent cet état de stabilité sous des valeurs de gradient de 1, 1.6 et 83.

## Synthèse : Proposition d'un critère de stabilité interne

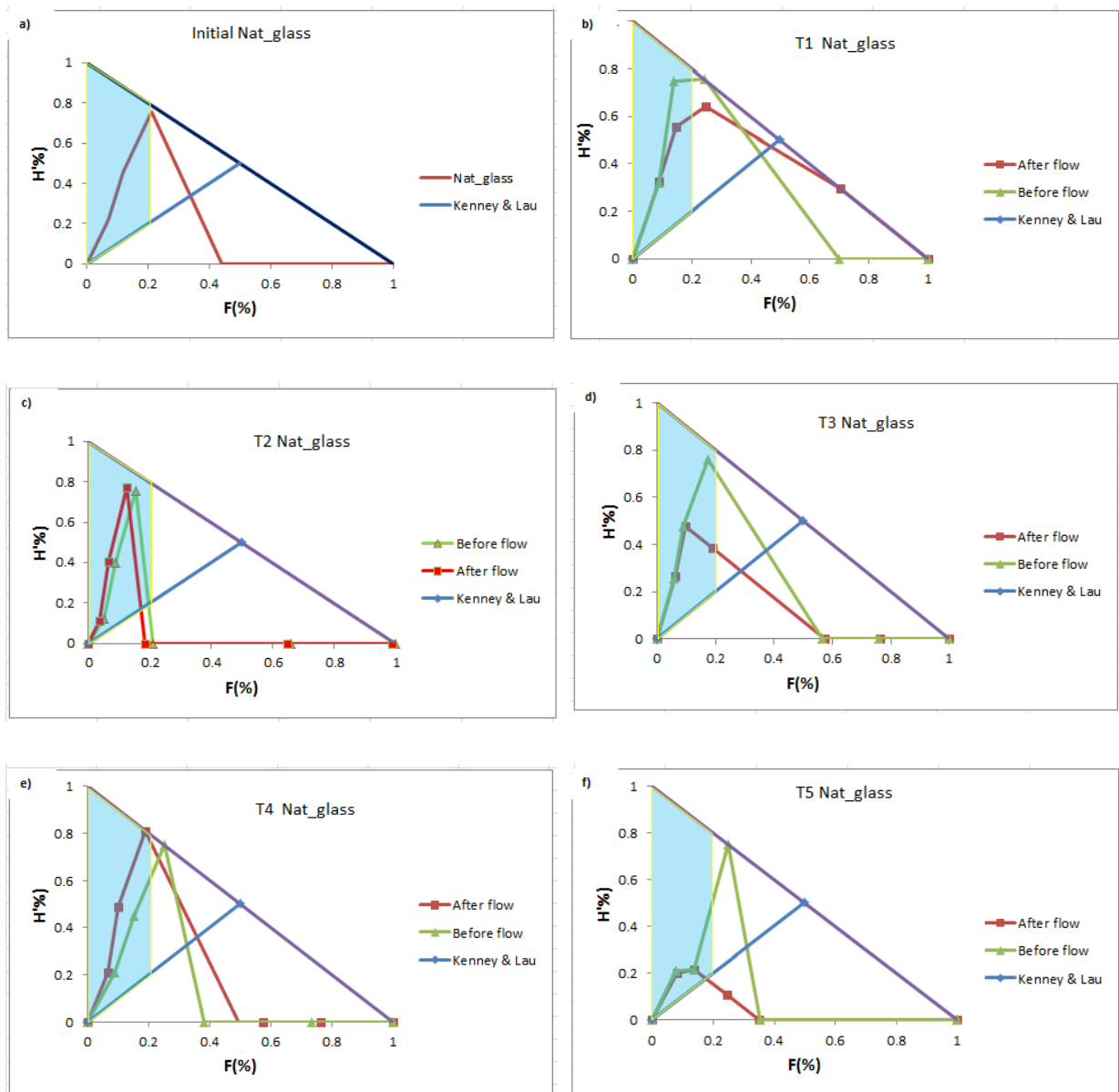


Figure 8.3: Classification des cinq parties de l'échantillon Nat\_glass selon le critère de Kenney & Lau avant et après écoulement ( $i=1$ ).

## Synthèse : Proposition d'un critère de stabilité interne

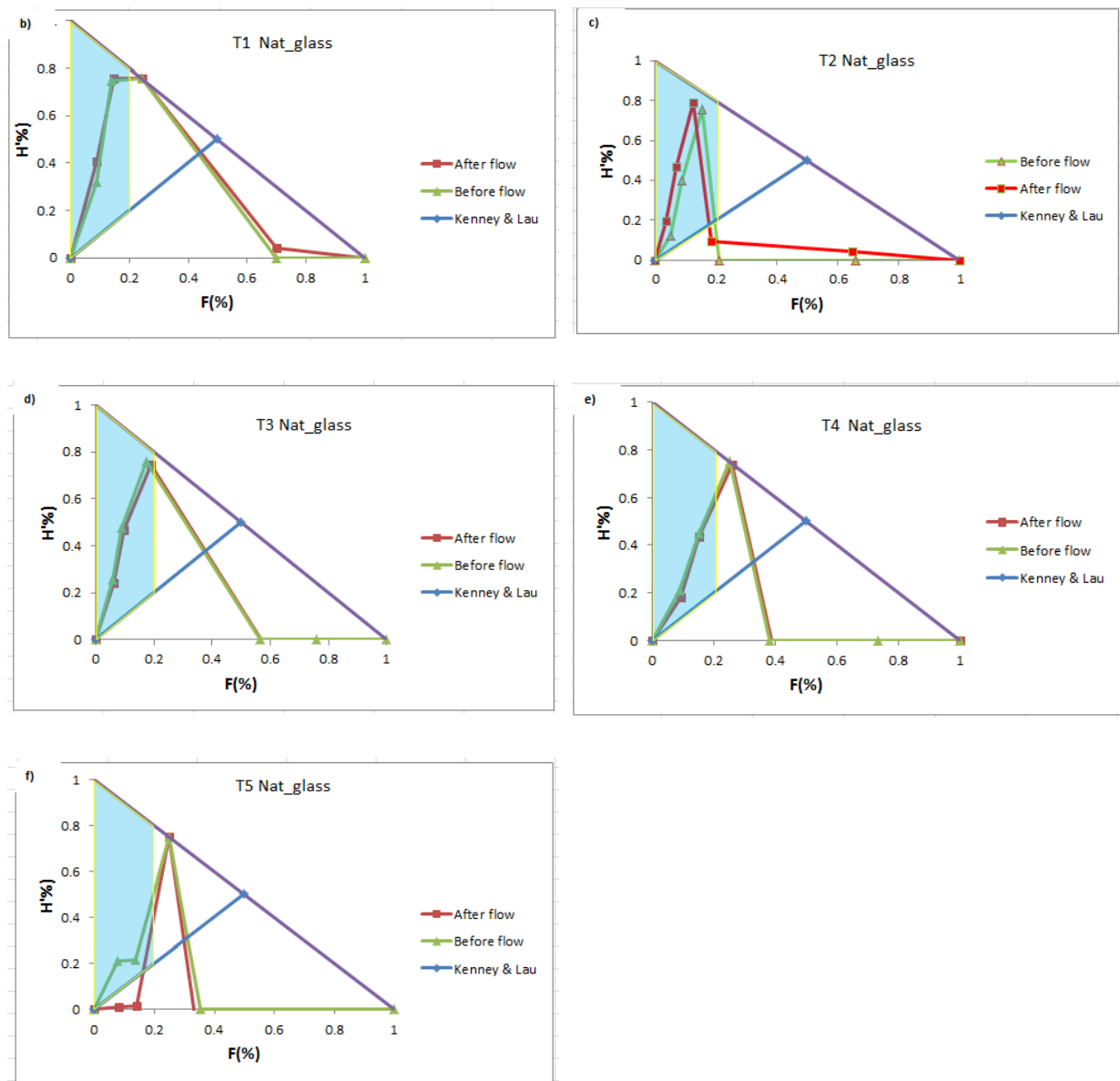


Figure 8.4: Classification des cinq parties de l'échantillon Nat\_glass selon le critère de Kenney & Lau avant et après écoulement ( $i=1.6$ ).

## Synthèse : Proposition d'un critère de stabilité interne

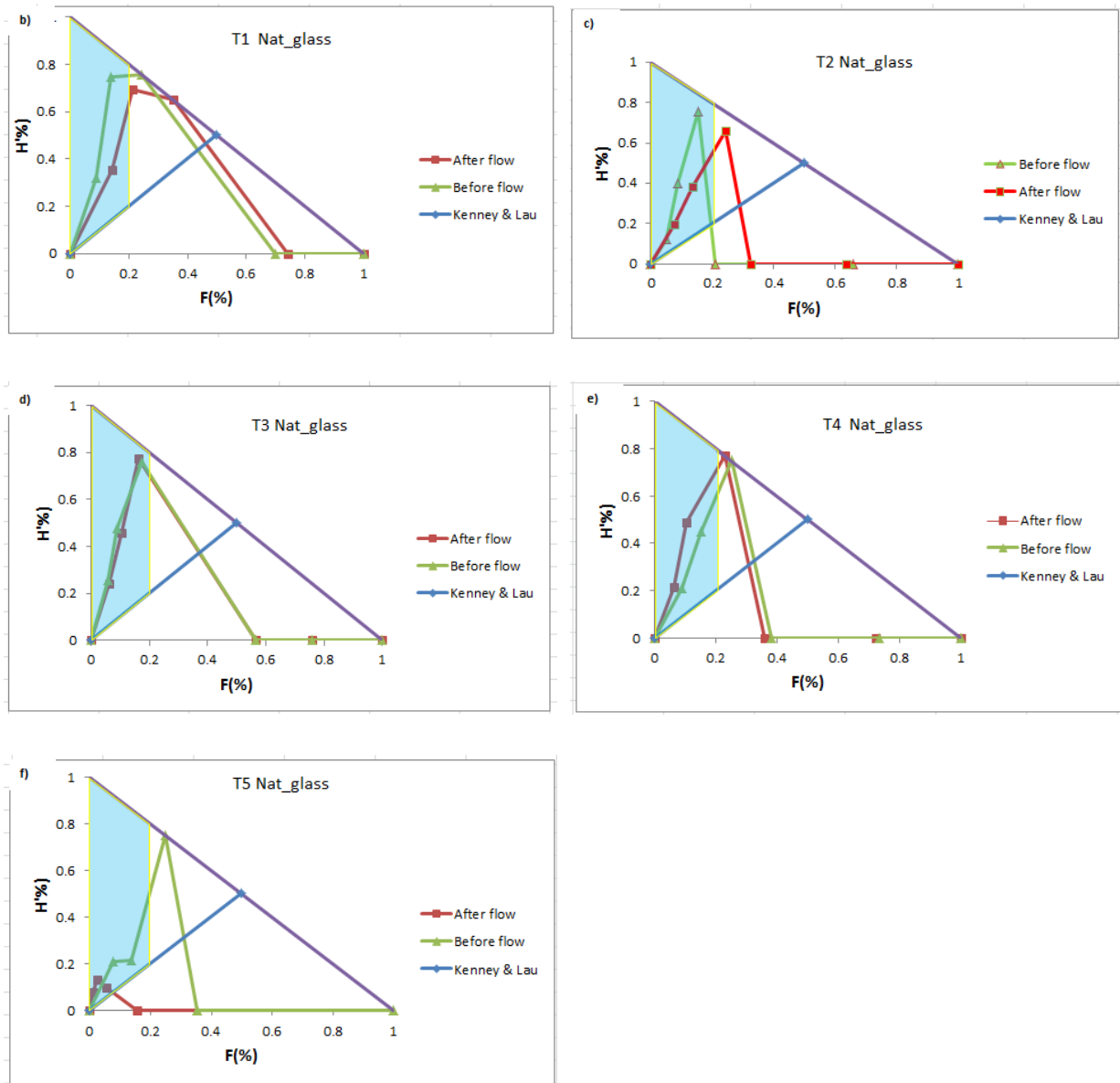


Figure 8.5: Classification des cinq parties de l'échantillon Nat\_glass selon le critère de Kenney & Lau avant et après écoulement ( $i=83$ ).

Bien que l'échantillon globale de sable se classe stable selon le critère de Kenney & Lau, l'analyse de chacune de ses 5 tranches avant écoulement classe les tranches T1, T3, T4 et T5 comme étant stables. La tranche T2 quant à elle se positionne à la limite de la stabilité. Après écoulement, l'analyse des 5 tranches montrent :

Sous un gradient  $i=1$  : Les tranches T1, T3 et T4 restent stables (figures 8.3- b, d, e), La tranche T2 passe de la limite de stabilité à instable (figure 8.3-c), alors que la tranche T5 passe de stable à la limite de stabilité (figure 8.3-f).

## ***Synthèse : Proposition d'un critère de stabilité interne***

Sous un gradient  $i=1.6$  : Les tranches T1, T3 et T4 restent stables (figures 8.4- b, d, e), La tranche T2 passe de la limite de stabilité à instable (figure 8.4-c), alors que la tranche T5 passe de stable à instable (figure 8.4-f).

Sous un gradient  $i=83$  : Les tranches T1, T3 et T4 restent stables (figures 8.5- b, d, e), La tranche T2 passe de la limite de stabilité à stable (figure 8.5-c), alors que la tranche T5 passe de stable à instable (figure 8.5-f).

Le tableau 8.2 résume le comportement des 5 tranches selon Kenney & Lau avant et après s'être soumis à trois gradients différents. On constate que seul les tranches T2 et T5 ont subi des transformations (perte et/ou gain de particules fines) conduisant jusqu'à des changements de leur état de stabilité interne. Les autres tranches ont aussi subi des transformations mais que nous considérons minimales car elles n'ont pas eu d'impacts sur leur état de stabilité interne.

Kenney & Lau (1985-1986)	T1	T2	T3	T4	T5
Avant écoulement	Stable	Limite Stabilité	Stable	Stable	Stable
$i=1$	Stable	Instable	Stable	Stable	Limite Stabilité
$i=1.6$	Stable	Instable	Stable	Stable	Instable
$i=83$	Stable	Stable	Stable	Stable	Instable

Tableau 8.2 : Comparaison de l'état de stabilité des cinq tranches selon le critère de Kenney & Lau (1985-1986) et en fonction du gradient hydraulique appliqué.

Le tableau 8.3 et 8.4 comparent les critères de Kezdi et celui de Kenney & Lau respectivement avant et après écoulement sous un gradient de 1.6.

La comparaison des deux critères montre qu'ils s'accordent dans tous les cas sur la stabilité des tranches T3 et T4, cependant ils divergent sur les tranches T2 et T5 (avant écoulement) et sur les tranches T1, T2 et T5 (après écoulement).

**Synthèse : Proposition d'un critère de stabilité interne**

Tranches/ Avant écoulement	Nat_glass	T1	T2	T3	T4	T5
Kezdi (1979)	Stable	Stable	Stable	Stable	Stable	Instable
Kenney & Lau (1985-1986)	Stable	Stable	Limite Stabilité	Stable	Stable	Stable

Tableau 8.3: Comparaison de l'état de stabilité des cinq tranches selon le critère de Kenney & Lau (1985-1986) avant écoulement

Tranches/ Après écoulement	T1	T2	T3	T4	T5
Kezdi (1979)	Instable	Stable	Stable	Stable	Stable
Kenney & Lau (1985-1986)	Stable	Instable	Stable	Stable	Instable

Tableau 8.4: Comparaison de l'état de stabilité des cinq tranches selon le critère de Kenney & Lau (1985-1986) et en fonction du gradient hydraulique appliqué.

L'analyse de la migration des particules dans les différentes tranches (Chapitre 5) avait montré que toutes les tranches avaient subi au cours de l'écoulement des réarrangements ou transport (perte et /ou gain) des particules fines. Le fait que des tels matériaux se classent stables selon Kenney & Lau ou Kezdi, montre qu'un milieu granulaire classé comme stable peut perdre des particules fines et rester stable si le pourcentage de particules fines perdues n'excède pas une certaine valeur seuil. Si cette valeur seuil est dépassée, il passe de stable à instable. Coté (2010) rapporte qu'une approche russe proposait un seuil tolérable de 5% pour les matériaux stables, alors que pour Kenney et Lau comme pour Kezdi, aucun seuil n'est défini pour cette valeur. Ils estiment qu'un matériau stable doit être capable de prévenir la perte de ses particules fines sous l'effet d'un écoulement.

Une méthode permettant de déterminer le pourcentage maximal de particules fines qu'un matériau stable peut perdre sous l'effet d'un écoulement a été présentée dans Pavchich (2009a et 2009b).

## Synthèse : Proposition d'un critère de stabilité interne

L'idée d'une valeur seuil est donc pertinente et mérite d'être prise en compte par les critères géométriques de stabilité interne; autrement, ils seront très conservatifs.

Le fait que les deux critères ne s'accordent pas sur tous les échantillons nous a amené à représenter pour chacun l'évolution de  $H/F$  et celle de  $D_{15}/d_{85}$  en fonction du diamètre des particules (figure 8.6). La courbe  $H/F$  est définie uniquement pour les diamètres correspondant à l'intervalle de passant allant de 0 à 20% et celle de  $D_{15}/d_{85}$  concerne l'ensemble des diamètres de la courbe granulométrique. Le but de cette représentation est d'observer les allures mais surtout les positions relatives de ces courbes.

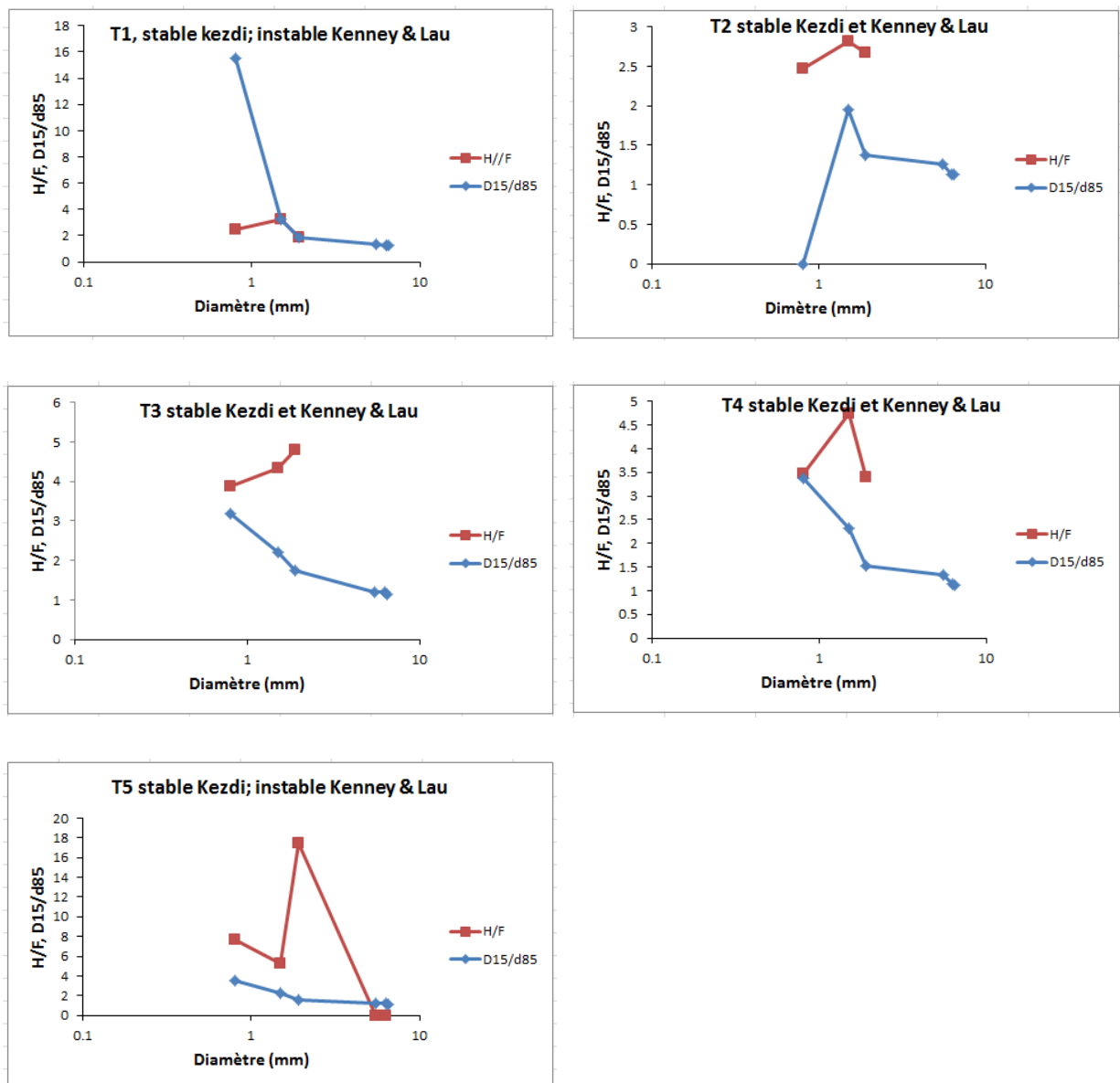


Figure 8.6: Evolution du ratio minimum de stabilité  $(H/F)_{\min}$  et de l'indice maximal de rétention  $(D_{15}/d_{85})_{\max}$  en fonction du diamètre de la particule.

## Synthèse : Proposition d'un critère de stabilité interne

Les résultats montrent que pour les échantillons sur lesquels les deux critères divergent, les courbes sont sécantes et n'ont pas une position relative unique. Pour les échantillons classés stables à la fois par les deux critères, la courbe  $H/F$  est toujours au-dessus de la courbe  $D_{15}/d_{85}$ .

### 8.4. Proposition d'un nouveau critère de stabilité interne

#### 8.4.1. Comportement mécanique, ratio minimum de stabilité $(H/F)_{\min}$ et Indice maximal de rétention $(D_{15}/d_{85})_{\max}$

Selon Kenney et Lau, un matériau est d'autant plus stable que le ratio de stabilité est élevé (supérieur à 1). Pour Kezdi, un matériau est d'autant plus stable que l'indice de rétention est petit (inférieur à 4). Pour tenter de relier la stabilité interne des matériaux granulaires et leur comportement mécanique, nous nous sommes proposé d'analyser l'évolution de la contrainte maximale du cisaillement et de la contractance maximale obtenus sur des chemins triaxiaux, en fonction du ratio minimum de stabilité  $(H/F)_{\min}$  et de l'indice maximal de rétention  $(D_{15}/d_{85})_{\max}$ . Les résultats présentés ici sont ceux obtenus sur les 5 tranches de l'échantillon Nat\_glass après un écoulement sous un gradient  $i=1.6$ .

Dans cette partie, ces tranches sont considérées comme des échantillons indépendants dont les seules différences notables sont celles liées à leur granulométrie et notamment aux paramètres  $\frac{H}{F}$  et  $D_{15}/d_{85}$ . Les valeurs respectives mini et maxi de ces paramètres sont résumées dans le tableau 8.5.

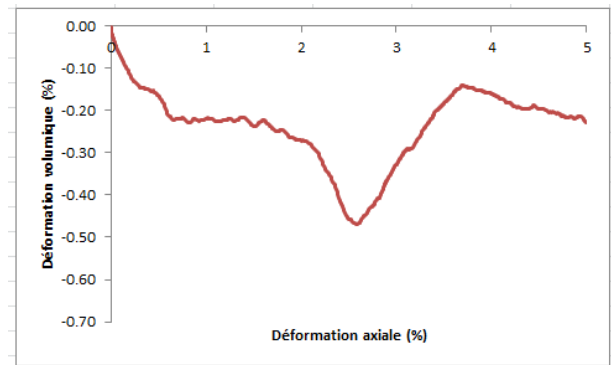
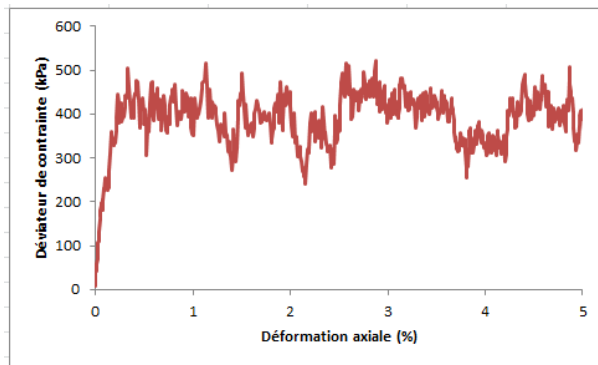
Echantillon	$(H/F)_{\min}$	$(D_{15}/d_{85})_{\max}$
T1	1.85	15.5
T2	2.47	1.95
T3	3.87	3.18
T4	3.38	3.38
T5	0	3.58

Tableau 8. 5: Comparaison des paramètres de stabilité internes des échantillons T1 à T5

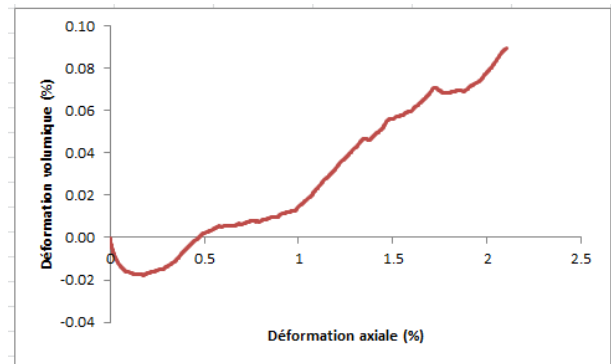
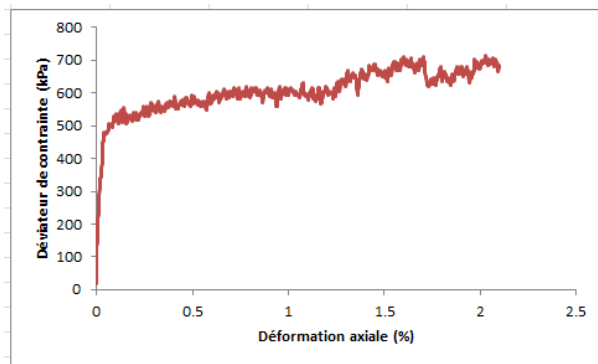
Dans la suite, chacun de ces échantillons sera soumis à une sollicitation triaxiale. Toutes ces sollicitations sont effectuées à un indice des vides initial  $e=0.66$ . La figure 8.7 présente ces résultats triaxiaux pour un confinement de 200 kPa.



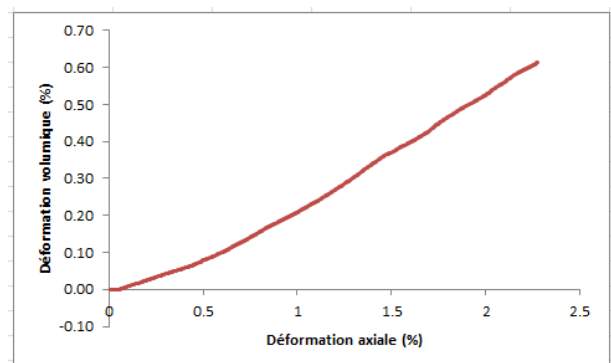
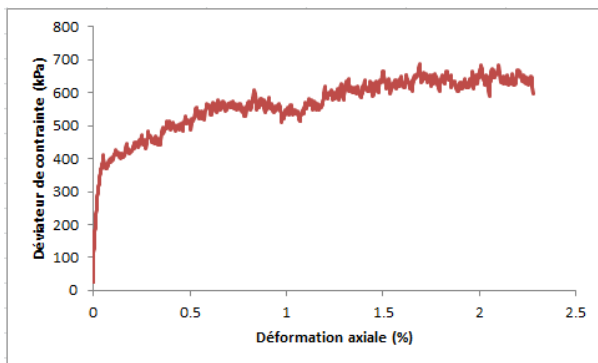
## Synthèse : Proposition d'un critère de stabilité interne



$$T1 : (H/F)_{\min} = 1.85 ; (D_{15}/d_{85})_{\max} = 15.5$$

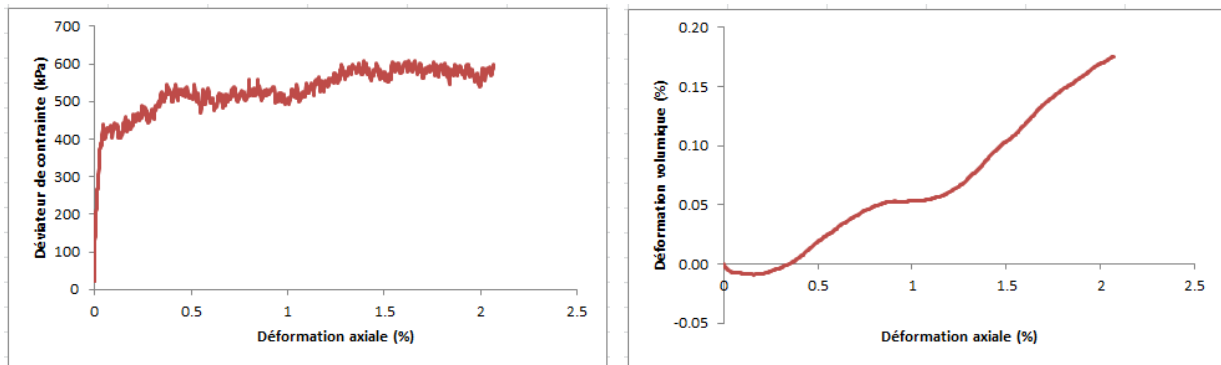


$$T2 : (H/F)_{\min} = 2.47 ; (D_{15}/d_{85})_{\max} = 1.95$$

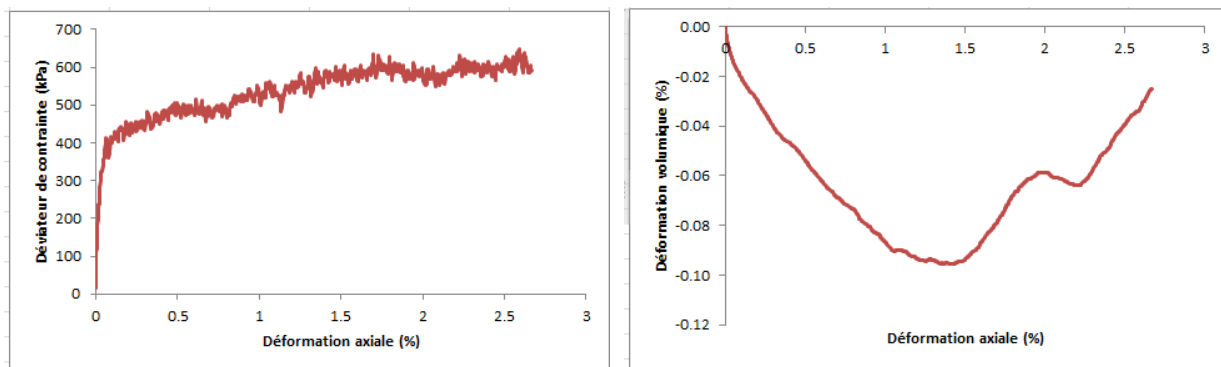


$$T3 : (H/F)_{\min} = 3.87 ; (D_{15}/d_{85})_{\max} = 3.18$$

## Synthèse : Proposition d'un critère de stabilité interne



$$T4 : (H/F)_{\min} = 3.38 ; (D_{15}/d_{85})_{\max} = 3.38$$



$$T5 : (H/F)_{\min} = 0 ; (D_{15}/d_{85})_{\max} = 3.58$$

Figure 8.7: Résultats triaxiaux des échantillons T1 à T5

Les cinq parties de la figure 8.7 correspondent chacune à un résultat triaxial sous 200 kPa de confinement isotrope. Ces résultats permettent de déduire le rapport de contrainte  $(q/p)_{\max}$ . Chaque échantillon est caractérisé par son ratio minimum de stabilité  $(H/F)_{\min}$  et son indice de rétention maximal  $(D_{15}/d_{85})_{\max}$ .

En termes de comportement mécanique, la figure 8.8, montre une tendance croissante de la résistance au cisaillement lorsque  $(H/F)_{\min}$  augmente alors que dans les mêmes conditions la contractance du matériau diminue.

La figure 8.9, montre une tendance croissante de la résistance au cisaillement lorsque  $(D_{15}/d_{85})_{\max}$  diminue, c'est-à-dire pour des valeurs inférieures à 4 (zone stable) alors que dans les mêmes conditions, la contractance du matériau diminue.

Globalement, les échantillons classés stables (T2, T3 et T4) à la fois par les deux critères présentent des performances mécaniques meilleures (forte résistance au cisaillement et faible contractance) que ceux classés instables ou ceux sur lesquels les deux critères divergent (T1 et

## Synthèse : Proposition d'un critère de stabilité interne

T5). La stabilité interne procure donc bien à un matériau granulaire de bons comportements mécaniques et que nos résultats montrent que les matériaux véritablement stables sont ceux qui remplissent les conditions des deux critères. Un des points communs à ces matériaux est qu'ils obéissent tous à la loi  $H/F \geq D_{15}/d_{85}$ .

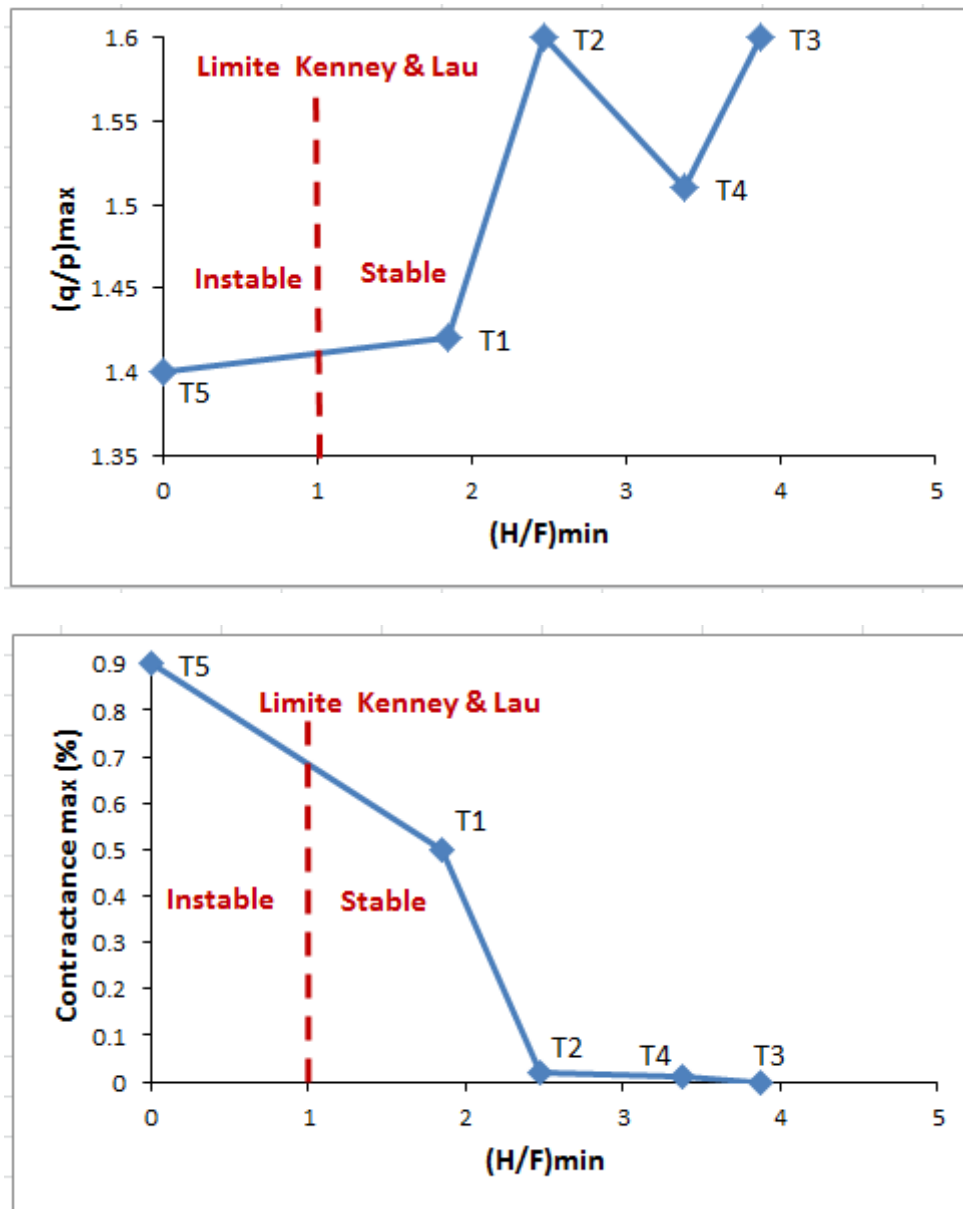


Figure 8.8: Variation du rapport de contrainte  $(q/p)_{max}$  et de la contractance maximale en fonction du ratio minimum de stabilité  $(H/F)_{min}$

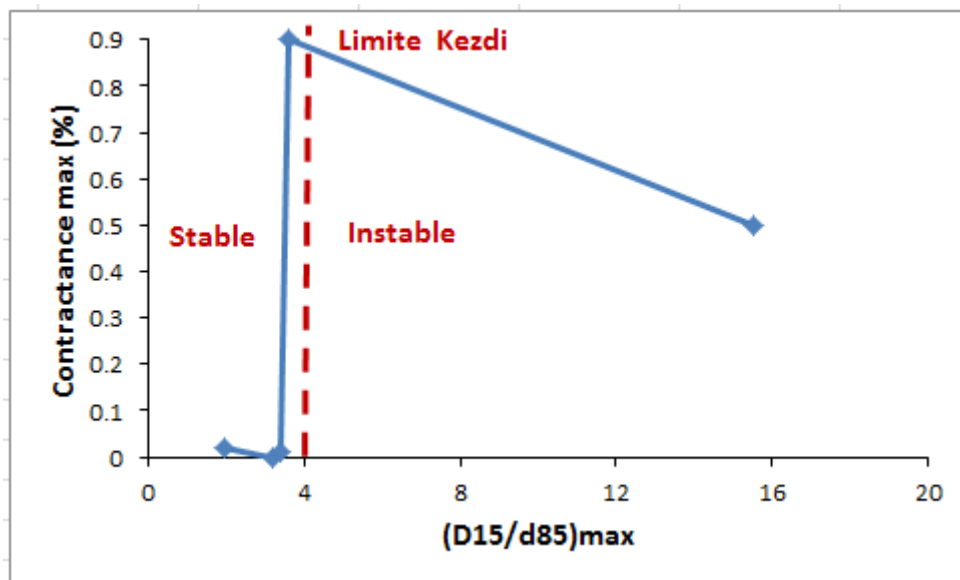
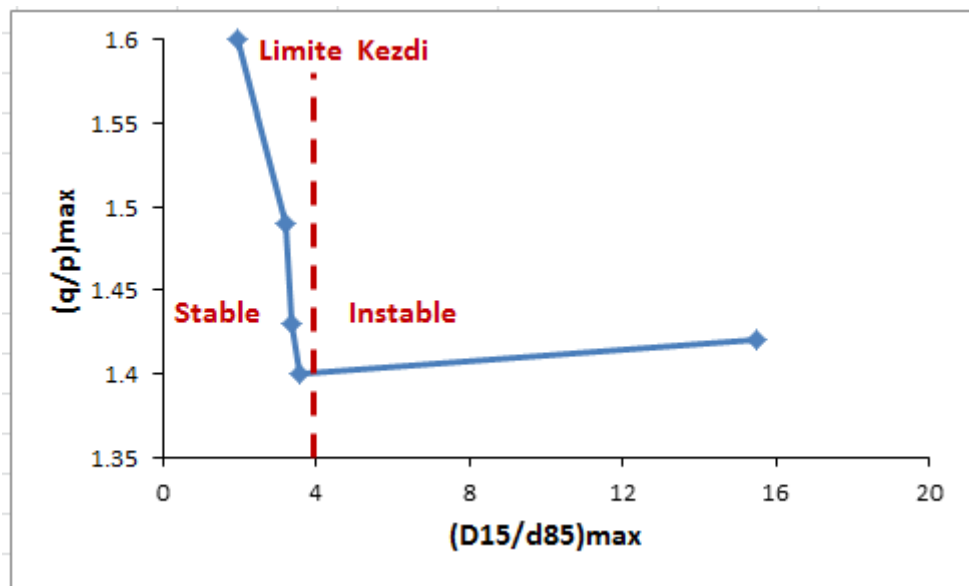


Figure 8.9: Variation du rapport de contrainte  $(q/p)_{max}$  et de la contractance maximale en fonction de l'indice de rétention maximal  $(D_{15}/d_{85})_{max}$

#### 8.4.2. Formulation du nouveau critère

De nos analyses sur le rapport comportement mécanique-stabilité interne et en tenant compte des critères ci-haut étudiés, nous proposons un nouveau critère de stabilité interne des milieux granulaires. La force de ce critère est sa prise en compte du comportement mécanique du matériau tout en restant moins conservatif que ceux de kezdi et de Kenney & Lau.

Ce nouveau critère caractérise les matériaux stables par la formulation suivante :

## Synthèse : Proposition d'un critère de stabilité interne

$$\frac{H}{F} > D_{15}/d_{85} - 3$$

La figure 8.10 représente le schéma de principe de ce critère. La limite de stabilité proposée et celles de Kenney & Lau et de Kezdi subdivisent le plan  $(H/F ; D_{15}/d_{85})$  en 6 zones différentes récapitulées dans le tableau 4.6. Sur les 6 zones, alors que les critères de Kenney & Lau et celui de Kezdi ne s'accordent que sur deux d'entre elles, notre critère s'accorde sur quatre zones avec chacun des deux critères.

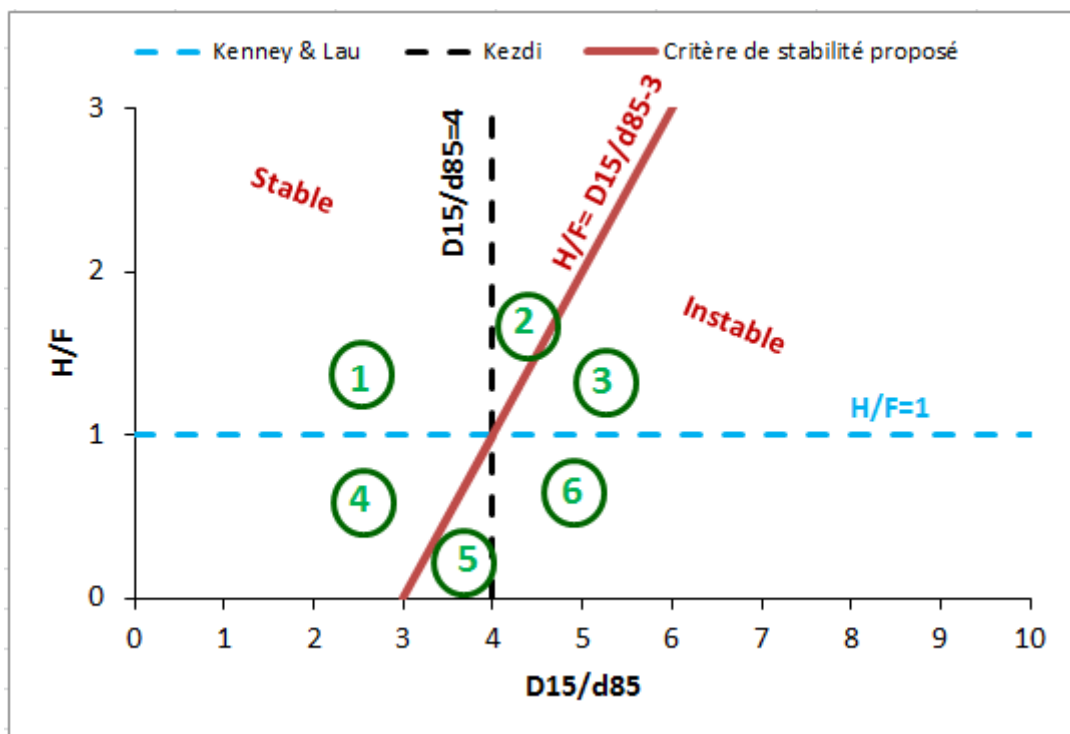


Figure 8.10: Schémas de principe du critère de stabilité interne

Zone	Kenney & Lau	Kezdi	Modèle proposé
1	Stable	Stable	Stable
2	Stable	Instable	Stable
3	Stable	Instable	Instable
4	Instable	Stable	Stable
5	Instable	Stable	Instable
6	Instable	Instable	Instable

Tableau 8. 6: Récapitulatif et comparaison des différentes zones de stabilité

**8.4.3. Première validation du critère proposé**

La figure 8.11 illustre une première validation du critère proposé appliqué à nos échantillons. La limite de stabilité est décrite par la droite dont l'équation est  $H/F = D_{15}/d_{85} - 3$ . Avec ce critère, nos résultats montrent qu'à densité constante, un matériau stable présente moins de contractance et plus de résistance au cisaillement qu'un matériau instable. Le tableau 8.7 compare les trois critères appliqués à nos 5 échantillons.

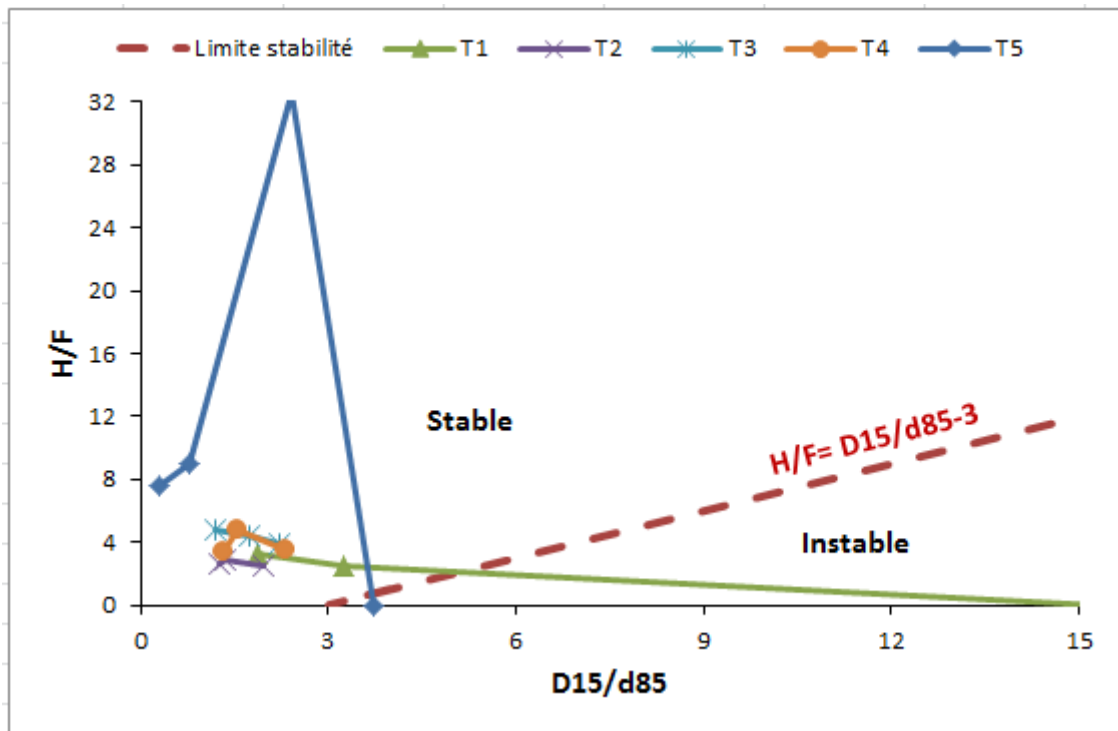


Figure 8.11: Critère de stabilité interne déduit de nos résultats : Classification des tranches T1 à T5

Critères/échantillons	T1	T2	T3	T4	T5
Kezdi (1979)	Instable	Stable	Stable	Stable	Stable
Kenney & Lau (1986)	Stable	Stable	Stable	Stable	Instable
Critère proposé	Instable	Stable	Stable	Stable	Instable

Tableau 8. 7: Récapitulatif et comparaison des trois critères appliqués aux échantillons T1 à T5

**8.4.4. Deuxième validation du critère proposé sur les échantillons d'alluvions du Rhône en France (Andrianatrehina et al. 2012)**

Il s'agit de huit granulométries de sable dont 4 continues (C5 ; C10 ; C20 et C30) et 4 discontinues (D5 ; D10 ; D20 et D30) (figure 8.12). Ils sont distingués par le pourcentage en éléments dont le diamètre est inférieur à 0.315 mm considérés comme des fines. Le tableau 8.8 résume les caractéristiques de ces granulométries.

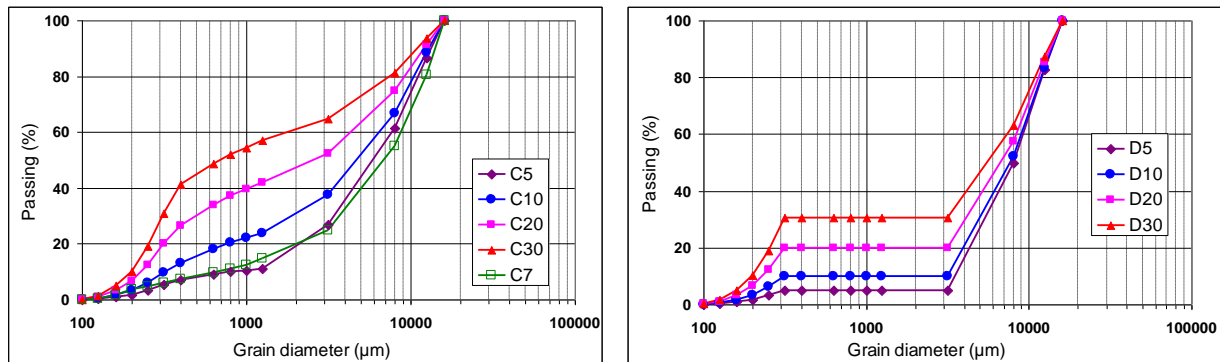


Figure 8.12: Granulométries continues C et discontinues D (Andrianatrehina et al. 2012)

Granulométrie		$d_{max}$	< 0.315 mm %	$d_{60}$ mm	$d_{10}$ mm	$C_U$
C5	continues	16 mm	5	8,5	0,62	13,7
C10			10	6,2	0,3	20,7
C20			20	4,2	0,22	19,1
C30			30	1,7	0,2	8,5
D5	dis-continues		5	9	3,5	2,6
D10			10	9	0,315 - 3,15	2,9 - 29
D20			20	8,2	0,23	35,7
D30			30	7,1	0,2	35,5

Tableau 8.8: Caractéristiques géométriques des granulométries continues et discontinues

Les figures 8.13 et 8.14 présentent respectivement la classification des granulométries continues et discontinues selon le critère proposé. Une comparaison de ce critère avec d'autres critères existents est établie au tableau 8.9 et montre qu'il est beaucoup moins conservatif que ces derniers.

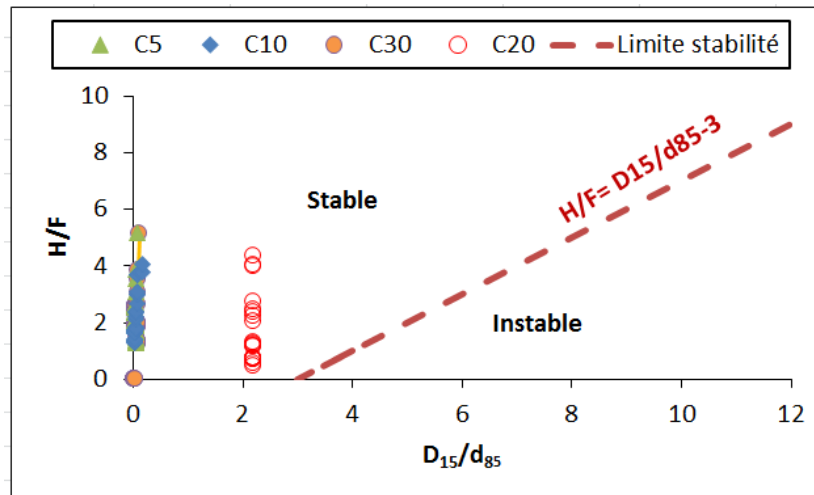


Figure 8.13: Classification des granulométries continues

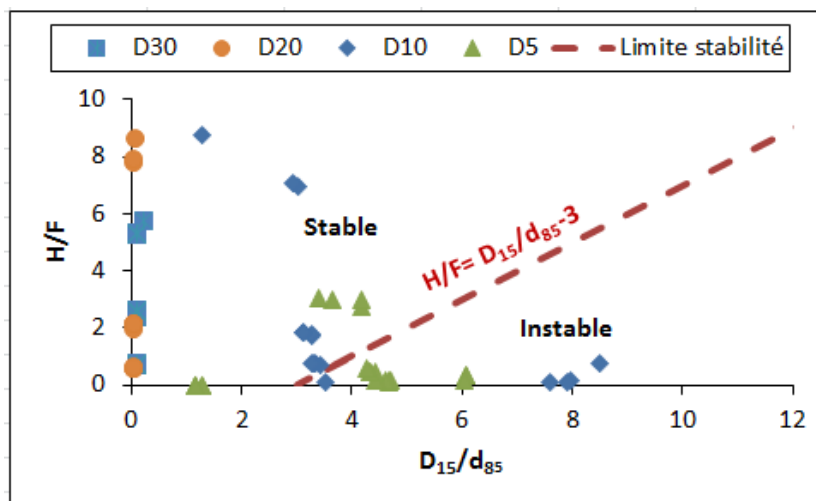


Figure 8.14: Classification des granulométries discontinues

	C5	C10	C20	C30	D5	D10	D20	D30
Critère proposé	S	S	S	S	U	U	S	S
Andrianatrehina et al. 2012)	U	S	S	S	U	U	U	S
Kenney & Lau (1985, 1986)	S	S	S	S	U	U	U	U
Kenney & Lau (1985,1986) + Kezdi (1979)	U	U	S	S	U	U	U	U
Terzaghi, USACE (1953)	S	S	S	S	U	U	U	U

Tableau 8. 9: Comparaison des résultats de classification des granulométries continues et discontinues selon le critère proposé et quelques critères précédents (U: unstable; S: stable; LS: limit stability).



## 8.5. Conclusion

L'étude de la stabilité interne d'un matériau granulaire stable avant et après écoulement par le critère de Kenney & Lau et celui de Kezdi, montre l'apparition d'instabilité locale due au réarrangement et /ou migration des particules fines.

Certaines tranches du matériau restent stables avant et après écoulement malgré qu'elles aient gagné et /ou perdu des particules fines. Cela relance l'idée sur la nécessité de définir un seuil de pourcentage en masse de particules fines qu'un milieu granulaire soumis à un écoulement peut perdre tout en restant stable.

La divergence affichée par les deux critères sur une même granulométrie et le fait qu'ils ne traitent que de la stabilité interne sans faire mention de l'aspect mécanique, pose la question sur le choix du critère et sa pertinence pour les matériaux sollicités au cisaillement.

L'évolution des comportements mécaniques (résistance au cisaillement et contractance) en fonction du ratio minimum de stabilité  $(H/F)_{\min}$  et d'indice maximal de rétention  $(D_{15}/d_{85})_{\max}$  a montré que les matériaux classés stables à la fois par les deux critères présentent des performances mécaniques meilleures que ceux sur lesquels les deux critères divergent. Elle a permis aussi de remarquer qu'à densité et contrainte de confinement constantes, la résistance au cisaillement et la contractance/dilatance dépendent du ratio minimum de stabilité  $(H/F)_{\min}$  et de l'indice maximal de rétention  $(D_{15}/d_{85})_{\max}$ .

De ce constat, un nouveau critère de stabilité interne a été proposé. Il tient compte des conditions des critères de Kenney & Lau et celui de Kezdi tout en étant moins conservatif. Ce critère classe stable les granulométries ayant de meilleurs comportements mécaniques et de bonnes performances d'auto filtration lorsqu'elles sont soumises à un écoulement.

### **Conclusion générale et perspectives**

Dans cette étude, l'érosion interne a été vue essentiellement sous l'angle de la suffusion où les cas de la suffusion interne et externe ont été analysés par des simulations numériques et des essais expérimentaux.

La simulation numérique basée sur la méthode DEM, a permis le développement d'une nouvelle méthode de génération d'un échantillon granulaire à partir de sa courbe granulométrique et de sa porosité cibles. Des simulations d'écoulement d'eau dans un milieu granulaire ont été effectuées afin d'analyser le réarrangement et/ou la migration des particules sous l'effet d'un gradient hydraulique. Ces simulations ont été confrontées par ailleurs à des résultats expérimentaux réalisés dans des conditions similaires. Le code de calcul PFC3D et son option de couplage fluide/solide ont été utilisés pour la simulation. Les matériaux utilisés étaient le Nat\_glass (modèle d'alluvion de Rhône) et l'échantillon G1 (billes de verre bidisperses). L'échantillon considéré a été subdivisé en cinq tranches (T1 à T5) et la suffusion a été observée à travers l'évolution des porosités des tranches, celle de leurs courbes granulométriques et de leur état de stabilité interne avant et après écoulement. Les critères géométriques de Kenney et Lau et de Kezdi ont été appliqués pour l'étude de la stabilité interne des tranches.

Les résultats ont montré que même les matériaux granulaires classés stables par les critères traditionnels peuvent perdre des particules fines et présenter une instabilité locale sans que celle-ci n'affecte la stabilité globale de l'échantillon. Les critères de Kenney & Lau et de Kezdi offrent chacun une frontière sûre pour la conception d'ouvrages. Toutefois, ils ont tendance à identifier certains sols stables comme instables. Ces critères semblent donc être très conservatifs et devraient être renforcés pour introduire une valeur seuil de pourcentage de particules fines qu'un matériau granulaire peut perdre tout en restant stable. Un « bon » critère doit être capable de prendre en compte les effets de l'instabilité locale sur la capacité d'auto-filtration et le comportement mécanique des matériaux granulaires.

Le comportement à long terme des milieux granulaires après suffusion a été étudié numériquement et expérimentalement par le cisaillement triaxial en conditions drainées. Pour les conséquences de la suffusion interne, c'est le comportement de l'échantillon Nat\_glass et ses cinq tranches prises chacune comme un échantillon indépendant qui a été simulé avant et après écoulement. Le cisaillement triaxial sur les échantillons glass1\_6 à glass5\_6 a permis de

## ***Conclusion générale et perspectives***

---

rendre compte des conséquences de la suffusion externe sur le comportement mécanique des milieux granulaires.

Les résultats du comportement mécanique montrent:

- ✓ Une dégradation du critère de rupture après suffusion interne (le diamètre moyen restant constant).

- ✓ Après suffusion externe, une augmentation de la contractance avec la suppression des fines. Ceci peut induire progressivement le passage d'un comportement dilatant à un comportement purement contractant. L'augmentation de l'angle de frottement a été aussi observée avec la perte des particules fines et ce en dépit de l'augmentation de la porosité initiale. L'angle de frottement dépend entre autres des trois paramètres suivants: la taille des particules, la forme des particules et la porosité initiale. Le nombre de contacts diminue à mesure que la porosité initiale augmente, mais, comme les particules fines sont supprimées, le diamètre D50 du matériau augmente. L'augmentation de la porosité conduit à une diminution de l'angle de frottement et l'augmentation du diamètre moyen des particules conduit à son augmentation. Par conséquent, la porosité initiale et le diamètre moyen des particules ont deux effets opposés sur l'angle de frottement. Ces deux effets opposés peuvent conduire à une augmentation ou une diminution de la résistance du matériau. Dans notre cas, les effets de l'augmentation de diamètre moyen D50 l'emporte sur les effets de l'augmentation de la porosité. La suppression des fines d'un matériau granulaire ne conduit pas nécessairement à une dégradation du critère de rupture.

- ✓ L'augmentation de l'angle de frottement a été aussi observée avec l'augmentation du diamètre dans le cas des échantillons monodisperses.

De ces constats sur le comportement mécanique, nous retenons que :

- ✓ L'angle de frottement ne semble pas être un paramètre pertinent pour l'analyse du comportement mécanique des matériaux érodés
- ✓ Le diamètre moyen a un effet déterminant dans le comportement d'un milieu granulaire soumis au phénomène de suffusion.

Le modèle de simulation a été confronté à des résultats expérimentaux. Cette comparaison a montré une bonne concordance entre les résultats pour les écoulements et pour les essais de cisaillement.

## ***Conclusion générale et perspectives***

---

Pour les simulations effectuées sur des sables naturels, les résultats montrent que le déviateur maximum est légèrement inférieur à celui obtenu expérimentalement. Par ailleurs, on observe la même valeur de l'angle de dilatance dans les deux cas malgré un décalage des courbes expérimentales et simulées, lié à l'apparition d'une légère contractance dans le cas de l'essai expérimental. Ceci peut s'expliquer par:

1. Les difficultés à simuler le comportement d'un matériau naturel frottant, présentant des particules anguleuses avec des aspérités variables par un modèle idéal utilisant des sphères.
2. Les difficultés à simuler des granulométries très étalées dont le rapport entre la taille plus grande et celle de la plus petite particule est très élevé imposant le choix d'échantillons numériques à très petites dimensions par rapport aux dimensions réelles des échantillons expérimentaux.
3. Les difficultés à simuler le comportement des matériaux comportant des particules de diamètre inférieur à  $100\mu\text{m}$  à cause d'un grand nombre de ces particules que va nécessiter la confection de l'échantillon (VER).

Malgré ces difficultés, la simulation des sables d'Hostun RF et de Fontainebleau montre une harmonie avec les essais expérimentaux du point de vue du module, du palier de plasticité parfaite, de la contractance et de la dilatance. Les résultats des simulations témoignent que le modèle rend bien compte du comportement d'un matériau granulaire et même d'un sable naturel.

Enfin, cette thèse se conclut par la proposition d'un nouveau critère de stabilité interne, né de l'analyse des relations entre le comportement mécanique et la stabilité interne, notamment la résistance au pic et la contractance du matériau. Ces derniers sont analysés en fonction du ratio minimum de stabilité  $(H/F)_{\min}$  et de l'indice maximal de rétention  $(D_{15}/d_{85})_{\max}$ . Ce critère a été appliqué à des échantillons de sable réel et a été confronté à d'autres critères issus de la littérature.

Les résultats montrent que notre critère est moins conservatif que les autres critères auxquels il a été confronté.

Malgré les résultats pertinents auxquels cette étude a permis d'aboutir, le modèle utilisé mérite d'être validé sur un plus grand nombre d'échantillons. Il pourrait aussi être étendu à

## ***Conclusion générale et perspectives***

---

des particules de forme irrégulière pour se rapprocher des matériaux naturels. Les ouvrages en terre étant généralement soumis à des écoulements à charge variable il serait intéressant d'envisager des essais à charge variable qui pourraient mieux représenter les conditions réelles des ouvrages.

Le développement d'un modèle de couplage hydro-mécanique en utilisant d'autres codes de type CFD peut permettre de simuler les écoulements sur des échantillons de taille plus importante s'approchant à ceux des essais expérimentaux.

Enfin, il convient d'enrichir les bases de données expérimentales, très limitées actuellement dans la littérature, en faisant varier différentes conditions initiales et aux limites mécaniques et hydrauliques.

## Références bibliographiques

Achmus, M., & Abdel-Rahman, K. (2002). The influence of “up-scaling” on the results of particle method calculations of non-cohesive soils. In *Proceedings of 1st International PFC Symposium on Numerical Modelling in Micromechanics via Particle Methods* (pp. 183-187).

Ahlinhan, M. F., Achmus, M., Hoog, S., & Wouya, E. K. (2012). Stability of non-cohesive soils with respect to internal erosion. *ICSE6, Paris, August, 27-31*.

Al Issa, M. (1973). *Recherche de lois contrainte-déformation des milieux pulvérulents: analyse de la validité des lois hyperboliques, application aux pieux et barrages* (Doctoral dissertation).

Al-Raoush, R., & Alsaleh, M. (2007). Simulation of random packing of polydisperse particles. *Powder technology, 176*(1), 47-55.

Andrianatrehina, L., Souli, H., Fry, J. J., Phan, Q. T., & Fleureau, J. M. (2012). Internal stability of granular materials in triaxial tests. *ICSE6, Paris, August, 27-31*.

Andrianatrehina, L., Souli, H., Rech, J., Taibi, S., Fry, J. J., Ding, L., & Fleureau, J. M. (2015). Analysis of the internal stability of coarse granular materials according to various criteria. *European Journal of Environmental and Civil Engineering, 1-18*.

Andreotti, B., Forterre, Y., & Pouliquen, O. (2012). *Les milieux granulaires-Entre fluide et solide: Entre fluide et solide*. EDP sciences.

Arastoopour, H. (2001). Numerical simulation and experimental analysis of gas/solid flow systems: 1999 Fluor-Daniel Plenary lecture. *Powder Technology, 119*(2), 59-67.

Arulanandan, K., Krone, R. B., & Loganathan, P. (1975). Pore and eroding fluid influences on surface erosion on soil. *Journal of the geotechnical engineering division, 101*(1), 51-66.

Azéma, E., Radjai, F., Peyroux, R., & Saussine, G. (2007). Force transmission in a packing of pentagonal particles. *Physical Review E, 76*(1), 011301.

Azéma, E., Radjai, F., Peyroux, R., Richefeu, V., & Saussine, G. (2008). Short-time dynamics of a packing of polyhedral grains under horizontal vibrations. *The European Physical Journal E, 26*(3), 327-335.

## Références bibliographiques

---

- Azéma, E., Radjai, F., & Saussine, G. (2009). Quasistatic rheology, force transmission and fabric properties of a packing of irregular polyhedral particles. *Mechanics of Materials*, 41(6), 729-741.
- Barakat, B. (1991). *Instabilité aux écoulements des milieux granulaires: aspects morphologiques et probabilistes* (Doctoral dissertation, Châtenay-Malabry, Ecole Centrale Paris).
- Bathe, K. J., & Wilson, E. L. (1976). Numerical methods in finite element analysis.
- Bear, J. (1972). Dynamics of fluids in porous media. *Eisevier, New York*, p 764.
- Bear, J. (1988). *Dynamics of fluids in porous media*. New York, Dover.
- Belheine, N., Plassiard, J. P., Donzé, F. V., Darve, F., & Seridi, A. (2009). Numerical simulation of drained triaxial test using 3D discrete element modeling. *Computers and Geotechnics*, 36(1), 320-331.
- Benahmed, N. (2001). *Comportement mécanique d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique: application aux phénomènes de liquéfaction et mobilité cyclique* (Doctoral dissertation, École Nationale des Ponts et Chaussées).
- Benmezroua, B. (2011). *Etude numérique et expérimentale, à l'échelle microstructurale, du transport granulaire dans les matériaux poreux saturés* (Doctoral dissertation, INSA de Rennes).
- Berryman, J. G. (1983). Random close packing of hard spheres and disks. *Physical Review A*, 27(2), 1053.
- Biarez, J., & Hicher, P. Y. (1994). *Elementary mechanics of soil behaviour: saturated remoulded soils*. AA Balkema.
- Blais J.P. (2005). *Typologie de l'érosion interne et érosion interne des digues fluviales: une courte revue bibliographique*. *Ingénieries No Spécial*, pp 65-70.
- Bonneau, M., & Souchier, B. (1994). *Pedology. Volume 2: constituents and properties of soil* (No. Ed. 2). Masson Éditeur.
- Bonelli S. (coord.) (2013a), *Erosion in geomechanics applied to dams and levees*, Wiley/ISTE edt, 416 p.

## Références bibliographiques

---

- Bonelli, S. (2013b). *Guide ERINOH: les essais de laboratoire. In Dignes maritimes et fluviales de protection contre les submersions-2e colloque national-Dignes 2013 (p. 308). Lavoisier.*
- Bonelli S. (coord.) (2011). *Erosion of geomaterials - Spécial Issue, European Journal of Environmental and Civil Engineering, Vol. 15, n°8, 128 p.*
- Bousaïd-Finge, Z. (2004). *Contribution à l'étude du comportement non drainé des sables lâches surconsolidés et anisotropes (Doctoral dissertation, Villeurbanne, INSA).*
- Bouvard, D., & Stutz, P. (1984). Détermination expérimentale des caractéristiques rhéologiques d'un sable en grande déformation. *Comptes-rendus des séances de l'Académie des sciences. Série 2, Mécanique-physique, chimie, sciences de l'univers, sciences de la terre, 299(12), 745-750.*
- Brown, R. L., & Richards, J. C. (1970). *Principles of powder mechanics.* Pergamon press, oxford.
- Casagrande, A. (1936). Characteristics of Cohesionless Soils and the Stability of Slopes and Earth Fills. *J. Bost. Soc. CE, Jan.* p 13-32
- Catalano, E., Chareyre, B., & Barthélemy, E. (2014). Pore-scale modeling of fluid-particles interaction and emerging poromechanical effects. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 38(1), 51-71.*
- Chang, C. S., & Liao, C. L. (1990). Constitutive relation for a particulate medium with the effect of particle rotation. *International Journal of Solids and Structures, 26(4), 437-453.*
- Chapuis, R. P. (1992). Similarity of internal stability criteria for granular soils. *Canadian Geotechnical Journal, 29(4), 711-713*
- 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.*
- Chapuis, R. P., & Aubertin, M. (2004). Reply to the discussion by D. Hansen on " On the use of the Kozeny Carman equation to predict the hydraulic conductivity of soils". *Canadian Geotechnical Journal, 41(5), 994-996*



## **Références bibliographiques**

---

- Chapuis, R. P., & Tournier, J. (2006). Simple graphical methods to assess the risk of internal erosion. In *Transactions of the International Congress on Large Dams* 22(3), p 319.
- Charles, J. A. (2001). Internal erosion in European embankment dams. In *Proceedings of hydropower* (Vol. 1), ICOLD European Symposium, June 25-27, Geiranger, Norway.
- Chareyre, B., Cortis, A., Catalano, E., & Barthélemy, E. (2012). Pore-scale modeling of viscous flow and induced forces in dense sphere packings. *Transport in porous media*, 94(2), 595-615.
- Charru, F., Andreotti, B., & Claudin, P. (2013). Sand ripples and dunes. *Annual Review of Fluid Mechanics*, 45, 469-493.
- Chen, H., Crosta, G. B., & Lee, C. F. (2006). Erosional effects on runout of fast landslides, debris flows and avalanches: a numerical investigation. *Geotechnique*, 56(5), 305-322.
- Chevalier C. et Bonelli S. (coord.) (2013), Guide ERINOH des essais de laboratoire, Press des Ponts et Chaussée, 150 p.
- Combe, A. L. (1998). *Comportement du sable d'Hostun S28 au triaxial axisymétrique. Comparaison avec le sable d'Hostun RF* (Doctoral dissertation, MA thesis, Université Joseph Fourier (cit. on pp. 44, 58, 59, 69, 70)).
- Cook, B. K., Noble, D. R., & Williams, J. R. (2004). A direct simulation method for particle-fluid systems. *Engineering Computations*, 21(2/3/4), 151-168.
- Crosta, G. B., Imposimato, S., & Roddeman, D. G. (2003). Numerical modelling of large landslides stability and runout. *Natural Hazards and Earth System Science*, 3(6), 523-538.
- Crosta, G. B., Chen, H., & Lee, C. F. (2004). Replay of the 1987 Val Pola landslide, Italian alps. *Geomorphology*, 60(1), 127-146.
- Crosta, G. B., Imposimato, S., & Roddeman, D. (2009). Numerical modeling of 2-D granular step collapse on erodible and nonerodible surface. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface* (2003–2012), 114(F3).
- De Gennes, P. G. (1998). Reflections on the mechanics of granular matter. *Physica A: Statistical Mechanics and its Applications*, 261(3), 267-293.

## **Références bibliographiques**

---

- De Larrard, F., & Sedran, T. (2002). Mixture-proportioning of high-performance concrete. *Cement and concrete research*, 32(11), 1699-1704.
- Den Adel, H., Bakker, K. J., Klein, M., & Breteler, B. (1988). Internal stability of minestone. In *Proceedings International Symposium on Modelling Soil–Water–Structure Interaction, International Association for Hydraulic Research (IAHR), Balkema Publishers* (pp. 225-231).
- De Mello, V. F. (1975). Some lessons from unsuspected, real and fictitious problems in earth dam engineering in Brazil. In *Proceedings 6th Regional Soil Mechanics and Foundation Engineering Conference for Afrika*. p. 285-304.
- Deroo, L., & Fry, J. J. (2013, May). Recommandations ERINOH (volume 3): maîtrise de l'érosion interne. In *Digues maritimes et fluviales de protection contre les submersions-2e colloque national-Digues 2013* (p. 298). Lavoisier.
- Duflot, M. (2004). Application des méthodes sans maillage en mécanique de la rupture. *Thèse présentée pour l'obtention du grade de Docteur en Sciences Appliquées*.
- Duran, J. (1997). Sables, poudres et grains. Introduction à la physique des milieux granulaires. *Eyrolles Sciences, Paris*.
- Edelsbrunner, H., & Mücke, E. P. (1994). Three-dimensional alpha shapes. *ACM Transactions on Graphics (TOG)*, 13(1), 43-72.
- Emeriault, F., & Cambou, B. (1996). Micromechanical modelling of anisotropic non-linear elasticity of granular medium. *International Journal of Solids and Structures*, 33(18), 2591-2607.
- Evesque, P. (2000). Eléments de mécanique quasi-statique des milieux granulaires mouillés ou secs.
- Fannin, R. J., & Moffat, R. (2006). Observations on internal stability of cohesionless soils. *Géotechnique*, 56(7), 497-500.
- Fell, R., & Fry, J. J. (2007). *Internal Erosion of Dams and Their Foundations: Selected Papers from the Workshop on Internal Erosion and Piping of Dams and Their Foundations, Aussois, France, 25-27 April 2005*. Taylor & Francis Group.

## Références bibliographiques

---

- Foster, M., & Fell, R. (2000). Use of event trees to estimate the probability of failure of embankment dams by internal erosion and piping. In *Transactions of the International Congress on Large Dams*, 1, p 237-260.
- Frey, J. M., Schmitz, P., Dufreche, J., & Pinheiro, I. G. (1999). Particle deposition in porous media: analysis of hydrodynamic and weak inertial effects. *Transport in porous media*, 37(1), 25-54.
- Freeze, R. A., & Cherry, J. A. (1979). Groundwater (p. 604). *New Jersey: Prentice Hall Inc Englewood cliffs*.
- Fry, J. J. (1997). Internal erosion: Typology, detection, repair. *Barrages and Reservoirs*, (6).
- Furtney, J., Zhang, F., & Han, Y. (2013). Review of methods and applications for incorporating fluid flow in the Discrete Element Method. In *Proceedings of the 3rd International FLAC/DEM Symposium, Hangzhou, China*.
- George, P.L. (1991). *Automatic mesh generation. Application to the finite element method*, J. Wiley.
- Ge, W., & Li, J. (2001). Macro-scale pseudo-particle modeling for particle-fluid systems. *Chinese Science Bulletin*, 46(18), 1503-1507.
- Ge, W., & Li, J. (2003). Macro-scale phenomena reproduced in microscopic systems pseudo-particle modeling of fluidization. *Chemical Engineering Science*, 58(8), 1565-1585.
- Ghafghazi, M., & Azhari, F. (2012). A Simple Method for Estimating the Non-Structural Fines Content of Granular Materials. *Proc. ICSE6, Aug, 27-31*.
- Ghidaglia, C. (1994). *Filtration en profondeur de particules* (Doctoral dissertation).
- Goldin, A.L., Romyantsev, O.A., 2009. On the history of development of the seepage and seepage strength of soils issue in Russia and at Vedenev VNIIG. International Workshop on Internal Erosion in Dams and Foundations, St. Petersburg, Russia.
- Gras, J. P. (2011). *Approche micromécanique de la capillarité dans les milieux granulaires: rétention d'eau et comportement mécanique* (Doctoral dissertation, Université Montpellier II-Sciences et Techniques du Languedoc).

## **Références bibliographiques**

---

- Guillemin, J. P. (2008). *Rhéologie de suspensions concentrées de matériaux énergétiques recyclables-Modélisation du temps de coulée* (Doctoral dissertation, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Saint-Etienne).
- Guo, Y. (2010). *A coupled DEM/CFD analysis of die filling process* (Doctoral dissertation, University of Birmingham).
- Guyon, É., & Troadec, J. P. (1994). *Du sac de billes au tas de sable*. Odile Jacob.
- Hakon, W. (1935). Volume, shape, and roundness of quartz particles. *J. Geol*, 43, 250-280.
- Hart, R., Cundall, P. A., & Lemos, J. (1988, June). Formulation of a three-dimensional distinct element model Part II. Mechanical calculations for motion and interaction of a system composed of many polyhedral blocks. In *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* (Vol. 25, No. 3, pp. 117-125). Pergamon.
- Harza, L. F. (1935). Uplift and seepage under dams on sand. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 100(1), 1352-1385.
- Herrmann, H.J., Hovi, J.P., Luding, S. (eds) (1998). *Physics of dry granular media*, Balkema, Dordrecht.
- Hicher, P. Y. (2012). Modelling the impact of particle removal on granular material behaviour. *Geotechnique*, 63(2), 118-128.
- Holtz, R. D., & Kovacs, W. D. (1991). *Introduction à la géotechnique*. Presses inter Polytechnique.
- Honjo, Y., Haque, M. A., & Tsai, K. A. (1996). Self-filtration behavior of broadly and gap graded cohesionless soils. In *Proceedings of Geofilters* (Vol. 96, pp. 227-236).
- Hu, H. H. (1996). Direct simulation of flows of solid-liquid mixtures. *International Journal of Multiphase Flow*, 22(2), 335-352.
- (ICOLD), International Commission On Large Dams (2010a). [www.icold-cigb.net](http://www.icold-cigb.net)
- Irons, B. M. (1970). A frontal solution program for finite element analysis. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 2(1), 5-32.

## ***Références bibliographiques***

---

- Jia, X., Gan, M., Williams, R. A., & Rhodes, D. (2007). Validation of a digital packing algorithm in predicting powder packing densities. *Powder Technology*, 174(1), 10-13.
- Jeyisanker, K., & Gunaratne, M. (2009). Analysis of water seepage in a pavement system using the particulate approach. *Computers and geotechnics*, 36(4), 641-654.
- Jones, J. A. A. (1981). The nature of soil piping: a review of research-British Geomorphological Research Group Monograph Series 3. *GeoBooks, Norwich*, p. 301.
- 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.
- Kézdi, A. (1979) Soil physics – selected topics. Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, p 160.
- Khilar, K. C., & Fogler, H. S. (1998). Migration of Fines in Porous Media. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, The Netherlands.
- Kloss, C., & Goniva, C. (2011). LIGGGHTS–Open Source Discrete Element Simulations of Granular Materials Based on Lammmps. *Supplemental Proceedings: Materials Fabrication, Properties, Characterization, and Modeling, Volume 2*, 781-788.
- Kishino, Y. (Ed.). (2001). *Powder and Grains 2001*. CRC Press.
- Koshizuka, S., & Oka, Y. (1996). Moving-particle semi-implicit method for fragmentation of incompressible fluid. *Nuclear science and engineering*, 123(3), 421-434.
- Kovács, G. (1981). Developments in water science. Elsevier Science, Amsterdam, Netherlands.
- Kuipers, J. A. M., & Van Swaaij, W. P. M. (1997). Application of computational fluid dynamics to chemical reaction engineering. *Reviews in Chemical Engineering*, 13(3), 1-118.
- Lautrin D. (2002). *Vieillessement et réhabilitation des petits barrages en terre*. Cemagref editions, p 239.
- Li, M. (2008). Seepage induced instability in widely graded soils. The university of British Columbia (Vancouver).

## ***Références bibliographiques***

---

- Li, J., & Kuipers, J. A. M. (2002). Effect of pressure on gas–solid flow behavior in dense gas-fluidized beds : a discrete particle simulation study. *Powder Technology*, 127(2), 173-184.
- Li, J., & Kuipers, J. A. M. (2003). Gas-particle interactions in dense gas-fluidized beds. *Chemical Engineering Science*, 58(3), 711-718.
- Liu, J. (2005). Seepage control of earth-rock dams theoretical basis, engineering experiences and lessons. China Waterpower Press, Beijing, pp 219.
- Liu, J. (1992). Soil seepage stability and control, Water Power Press, Beijing (in Chinese).
- Lubočkov, E.A. (1969). The calculation of suffusion properties of noncohesive soils when using the non-suffusion analog. In Proceedings of the International Conference on Hydraulic Research, Brno, Czechoslovakia. pp. 135–148.
- Manne, A. (2015). A Review on the Discrete Element Modeling of Dynamic Laboratory Tests for Liquefaction Assessment.
- Mao, C.X. (2005). Study on piping and filters: Part I of piping. *Rock and Soil Mechanics* 26 (2), 209-215.
- Marsily, G. D. (1981). *Hydrogéologie quantitative*. Masson.
- Milligan, V. (1986). Internal stability of granular filters: Discussion. *Canadian Geotechnical Journal*, 23(3), 414-418.
- Mindlin RD, Deresiewicz H. (1953). Elastic spheres in contact under varying oblique forces. *J Appl Mech*; 20, p 327-344.
- Mirghasemi, A. A., Rothenburg, L., & Matyas, E. L. (2002). Influence of particle shape on engineering properties of assemblies of two-dimensional polygon-shaped particles. *Geotechnique*, 52(3), 209-217.
- Mitchell, J. K., & Soga, K. (2005). *Fundamentals of soil behavior*. Third edition, Wiley.
- Moffat, R. (2005). Experiments on the internal stability of widely graded cohesionless soils (Ph. D. thesis). *University of British Columbia, Canada*.
- Moffat, R., Fannin, R. J., & Garner, S. J. (2011). Spatial and temporal progression of internal erosion in cohesionless soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(3), 399-412.

## **Références bibliographiques**

---

- Mohkam, M. (1983). *Contribution à l'étude expérimentale et théorique du comportement des sables sous chargements cycliques*. Thèse de doctorat, Université Scientifique et Médicale et Institut National Polytechnique de Grenoble.
- Nadler, S. (2012). *Comportement d'un milieu granulaire soumis à des vibrations horizontales: Etudes numériques et expérimentales* (Doctoral dissertation, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Saint-Etienne).
- Narsilio, G. A., Buzzi, O., Fityus, S., Yun, T. S., & Smith, D. W. (2009). Upscaling of Navier–Stokes equations in porous media: Theoretical, numerical and experimental approach. *Computers and Geotechnics*, 36(7), 1200-1206.
- Nguyen, V. N. (2014). *Caractérisation de l'érosion des sols par le Jet Erosion Test* (Doctoral dissertation, Châtenay-Malabry, Ecole centrale de Paris).
- Nicot, F., Darve, F. (2005). A multiscale approach to granular materials. *Mechanics of materials*, 37(9), 980-1006.
- Oñate, E., Idelsohn, S. R., Del Pin, F., & Aubry, R. (2004). The particle finite element method—an overview. *International Journal of Computational Methods*, 1(02), 267-307.
- Oñate, E., Idelsohn, S. R., Celigueta, M. A., & Rossi, R. (2006). Advances in the particle finite element method for fluid-structure interaction problems. *International Center for Numerical Methods in Engineering (CIMNE), Spain*.
- Onoda, G. Y., & Liniger, E. G. (1990). Random loose packings of uniform spheres and the dilatancy onset. *Physical Review Letters*, 64(22), 2727-2730
- Pan, T. W., Joseph, D. D., Bai, R., Glowinski, R., & Sarin, V. (2002). Fluidization of 1204 spheres: simulation and experiment. *Journal of Fluid Mechanics*, 451, 169-191.
- Patankar, S. (1980). *Numerical heat transfer and fluid flow*. CRC Press.
- Pavchich, M. (2009a). *Method of specification of non suffusion granulométrie composition of soils*, *International Workshop On Internal Erosion in Dams and Foundations*. St-Petersburg, Russia.
- Pavchich, M. (2009b). *A method of transition filter design*, *International Workshop On Internal Erosion in Dams and Foundations*. St-Petersburg, Russia.

## **Références bibliographiques**

---

- Peyras, L. (2003). *Diagnostic et analyse de risques liés au vieillissement des barrages, développement de méthodes d'aide à l'expertise*. Thèse de doctorat, Université Blaise-Pascal Clermont 2, p.199.
- Pham, T. L. (2008). *Erosion et dispersion des sols argileux par un fluide* (Doctoral dissertation, Ecole des Ponts Paris Tech), p 201.
- Potyondy, D. O., & Cundall, P. A. (2004). A bonded-particle model for rock. *International journal of rock mechanics and mining sciences*, 41(8), 1329-1364.
- Pouliquen, O., Nicolas, M., & Weidman, P. D. (1997). Crystallization of non-Brownian spheres under horizontal shaking. *Physical Review Letters*, 79(19), 3640.
- Powers, M. C. (1953). A new roundness scale for sedimentary particles. *Journal of Sedimentary Research*, 23(2), p 117-119.
- Qian, J. H. (1995). *Soil mechanics*. Hohai University Press, Nanjing, China
- Richefeu, V., El Youssoufi, M. S., & Radjai, F. (2006a). Shear strength properties of wet granular materials. *Physical Review E*, 73(5), 051304.
- Richefeu, V., Radjai, F., & El Youssoufi, M. S. (2006b). Stress transmission in wet granular materials. *The European Physical Journal E*, 21(4), 359-369.
- Richefeu, V., El Youssoufi, M. S., Peyroux, R., & Radjai, F. (2008). A model of capillary cohesion for numerical simulations of 3D polydisperse granular media. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 32(11), 1365-1383.
- Roscoe, K. H., Schofield, A. N. and Wroth, C. A. (1958). On the yielding of soils. *Géotechnique*, 8(1), pp 22-53.
- Rothenburg, L., & Bathurst, R. J. (1989). Analytical study of induced anisotropy in idealized granular materials. *Geotechnique*, 39(4), 601-614.
- Rothenburg, L., & Selvadurai, A. P. S. (1981). A micromechanical definition of the Cauchy stress tensor for particulate media. In: Selvadurai, A.P.S. (Ed.), *Mechanics of Structured Media*. Elsevier, Amsterdam, Netherlands, pp. 469-486
- Saïm, R. (1997). *Des comportements repères des grains sans colle à un exemple de sol réel* (Doctoral dissertation, thèse Ecole centrale de Paris).



## Références bibliographiques

---

- Saint-Cyr, B. (2011). *Modélisation des matériaux granulaires cohésifs à particules non convexes: Application à la compaction des poudres d'UO<sub>2</sub>* (Doctoral dissertation, Université Montpellier II-Sciences et Techniques du Languedoc).
- Sherard, J. L. (1979). "Sinkholes in dams of coarse, broadly graded soils." *Trans., Proc., 13th Congress on Large Dams*, 2, 25–35, New Delhi, India.
- Sherard, J. L., & Dunnigan, L. P. (1986). Internal stability of granular filters: Discussion. *Canadian Geotechnical Journal*, 23(3), 418-420.
- Shire, T., & O'Sullivan, C. (2012). Micromechanical assessment of an internal stability criterion. *Acta Geotechnica*, 8(1), 81-90.
- Schlösser, F. (1988). *Eléments de mécanique des sols*. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Scott, G. D., & Kilgour, D. M. (1969). The density of random close packing of spheres. *Journal of Physics D: Applied Physics*, 2(6), 863.
- 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.
- Scott, G.D. (1960). Packing of Spheres: Packing of Equal Spheres *Nature*, 188(4754), pp. 908-909.
- Scott, R. F. (1963). *Principles of soil mechanics*. Addison-Wesley.
- Skempton, A. W., & Brogan, J. M. (1994). Experiments on piping in sandy gravels. *Geotechnique*, 44(3), 449-460.
- Šmilauer, V., Catalano, E., Chareyre, B., Dorofeenko, S., Duriez, J., Gladky, A., ... & Thoeni, K. (2010). Yade reference documentation. *Yade Documentation*, 474.
- Souli H., Fleureau J.M., Ndrianatrehina L., Phan Q.T. 2011. Compte-rendu des essais sur les alluvions du Rhône. Rapport final (Décembre 2011)
- Staron, L., & Hinch, E. J. (2005). Study of the collapse of granular columns using two-dimensional discrete-grain simulation. *Journal of Fluid Mechanics*, 545, 1-27.

## Références bibliographiques

---

Sun, B.C., (1989). Internal Stability of Clayey to Silty Sands (Ph.D. thesis). University of Michigan, USA, p137

Swegle, J. W., Hicks, D. L., & Attaway, S. W. (1995). Smoothed particle hydrodynamics stability analysis. *Journal of computational physics*, 116(1), 123-134.

Terzaghi, K. (1935). Discussion of uplift and seepage under dams on sand. *Trans. Am. Soc. C. E.*, (100), p 1391, 1935.

Terzaghi, K. (1939) Soil mechanics: a new chapter in engineering science. *Journal of the Institution of Civil Engineers*, 12(7), 106-141

Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley & Sons.

Thompson, J. F., Soni, B. K., & Weatherill, N. P. (Eds.). (1999). *Handbook of grid generation*. CRC press.

Thornton, C., & Antony, S. J. (2000). Quasi-static shear deformation of a soft particle system. *Powder technology*, 109(1), 179-191.

Tomlinson, S. S., & Vaid, Y. P. (2000). Seepage forces and confining pressure effects on piping erosion. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(1), 1-13.

Tong, A. T., Catalano, E., & Chareyre, B. (2012). Pore-scale flow simulations: model predictions compared with experiments on bi-dispersed granular assemblies. *Oil & Gas Science and Technology–Revue d'IFP Energies nouvelles*, 67(5), 743-752.

Topin, V., Delenne, J. Y., Radjai, F., Brendel, L., & Mabilie, F. (2007). Strength and failure of cemented granular matter. *The European Physical Journal E: Soft Matter and Biological Physics*, 23(4), 413-429.

Topin, V., Radjai, F., Delenne, J. Y., Sadoudi, A., & Mabilie, F. (2008). Wheat endosperm as a cohesive granular material. *Journal of Cereal Science*, 47(2), 347-356.

Truong, Q. Q. (2012). *Étude des mécanismes de blocage d'un écoulement par un produit de colmatage* (Doctoral dissertation, Université Paris-Est).

Tsuji, Y., Kawaguchi, T., & Tanaka, T. (1993). Discrete particle simulation of two-dimensional fluidized bed. *Powder technology*, 77(1), 79-87.

## **Références bibliographiques**

---

USACE, (1953). Filter experiments and design criteria. United States Army Corps of Engineers (USACE), Waterway Experiment Station, Vicksburg, Miss. Technical Memorandum No. 3-360

Valdés, J. R. (2002). Fines migration and formation damage-microscale studies. PhD thesis, the Georgia Institute of Technology, Atlanta, USA

Voivret, C., Radjai, F., Delenne, J. Y., & El Youssoufi, M. S. (2007). Space-filling properties of polydisperse granular media. *Physical Review E*, 76(2), 021301.

Voivret, C. (2008). *Texture et comportement des matériaux granulaires à grande polydispersité* (Doctoral dissertation, Université Montpellier II-Sciences et Techniques du Languedoc).

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, p 208.

Whitaker, S. (1966). The equations of motion in porous media. *Chemical Engineering Science*, 21(3), 291-300.

Muir Wood, D., & Maeda, K. (2008). Changing grading of soil: effect on critical states. *Acta Geotechnica*, 3(1), 3-14.

Muir Wood, D., Maeda, K., & Nukudani, E. (2010). Modelling mechanical consequences of erosion. *Geotechnique*, 60(6), 447-457.

Zenit, R. (2005). Computer simulations of the collapse of a granular column. *Physics of Fluids (1994-present)*, 17(3), 031703

Yu, A. B., & Xu, B. H. (2003). Particle-scale modelling of gas–solid flow in fluidisation. *Journal of Chemical Technology and Biotechnology*, 78(2-3), 111-121.

Zhang, L. M., & Chen, Q. (2006). Seepage failure mechanism of the Gouhou rockfill dam during reservoir water infiltration. *Soils and Foundations*, 46(5), 557-568.

Zhao, H. H., Shao, L. T., & Ji, S. Y. (2011, June). Numerical Simulation of Triaxial Test on the Dense Sand by DEM. In *Instrumentation, Testing, and Modeling of Soil and Rock Behavior* (pp. 233-241). ASCE.

## ***Références bibliographiques***

---

Zhao, S., & Li, S. (2013). Stress-strain analysis of loess triaxial shear test by PFC 3D. *Global Geology*, 16(4), 217-220.

Zhao, T. (2014). *Investigation of landslide-induced debris flows by the DEM and CFD* (Doctoral dissertation, University of Oxford).

Zhu, H. P., Zhou, Z. Y., Yang, R. Y., & Yu, A. B. (2007). Discrete particle simulation of particulate systems: theoretical developments. *Chemical Engineering Science*, 62(13), 3378-3396.



## **Résumé**

*L'objectif de cette thèse est de comprendre le phénomène de suffusion (érosion interne) dans ses processus et ses conséquences sur le comportement mécanique des sols à faible cohésion par l'établissement d'une relation directe ou indirecte entre la stabilité interne de ces matériaux et leur critère de rupture.*

*L'érosion interne vue essentiellement sous l'angle de la suffusion a été analysée par des modélisations numériques et des essais expérimentaux. Les principaux essais utilisés sont :*

- Écoulements d'eau à travers un matériau granulaire dans une colonne.*
- Essais de cisaillement triaxial non drainés.*

*Pour la modélisation numérique, PFC3D a été utilisé pour les simulations d'essais triaxiaux et la prise en charge du couplage fluide solide a été possible grâce à une option de type CFD (Coupling Fluid Dynamique). Ce code DEM a permis le développement d'une nouvelle méthode de génération d'échantillon granulaire à partir de sa courbe granulométrique et de sa porosité cibles.*

*L'évolution des porosités, celle des courbes granulométriques et de l'état de stabilité interne avant et après écoulement ont été identifiées comme indicateur du niveau de suffusion. Les critères de stabilité de Kenney & Lau et de Kezdi ont permis d'apprécier la stabilité interne des échantillons.*

*Les conséquences de la suffusion se sont manifestées par : Une diminution de l'angle de frottement interne dans le cas d'une suffusion interne; une augmentation de l'angle de frottement dans le cas d'une suffusion externe.*

*Les comparaisons des résultats expérimentaux et numériques tant pour les écoulements que pour les essais triaxiaux ont présenté de bonnes concordances.*

*Enfin, une proposition d'un nouveau critère de stabilité interne est établie, elle est déduite de l'analyse des relations entre le comportement mécanique et la stabilité interne, notamment la contractance du matériau.*

## ***Abstract***

*The objective of this thesis is to understand the phenomenon of suffusion (internal erosion) in its process and its effects on the mechanical behavior of loose soil by establishing a direct or indirect relationship between the internal stability of these materials and failure criterion.*

*Numerical modeling and experimental tests analyzed the internal erosion in terms of the suffusion.*

*The main tests used are:*

- Water flows through a granular material in a column.*
- Undrained shear triaxial tests.*

*For numerical modeling, PFC3D was used for simulations of triaxial tests and the treatment of solid fluid coupling was possible through a CFD type of option (Coupling Fluid Dynamics). This DEM code has allowed the development of a new method of generating granular sample from its grading curve and its target porosity.*

*The evolutions of porosity, grading curves and the state of internal stability before and after discharge were identified as indicator of suffusion. Kenney & Lau and Kezdi stability criteria were used to assess the internal stability of samples.*

*The consequences of suffusion were expressed by: A reduction of the internal friction angle in the case of an internal suffusion; an increase of the friction angle in the case of an external suffusion.*

*Comparisons of experimental and numerical results for both flows and triaxial tests have shown good agreements.*

*Finally, a proposal of a new criterion of internal stability is established, it is deducted from the analysis of the relationship between the mechanical behavior and internal stability, including the material contractance.*