

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique
Référence :...../ 2021



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية والري
المرجع:

Mémoire de Master

Filière : Sciences et Technologies

Génie civil et hydraulique

Spécialité : Géotechnique

Thème :

Investigation expérimentale sur le phénomène de l'endommagement des grains au sein de la bande de cisaillement d'une éprouvette soumise à un chargement triaxial

Etudiante :

Melle. Abla Djebabri

Encadrant :

Dr. Sadok Feia

Année universitaire : 2021 - 2022

Dédicace

Tout d'abord, Louange à Dieu qui nous a éclairés sur le chemin de la connaissance. Je remercie le dieu, tout puissant, de m'avoir donné le courage et la force pour réaliser ce mémoire.

A celui qui m'a donné tout ce qu'il avait pour que je puisse réaliser ses espoirs envers lui,
à celui qui m'a poussé en avant

Pour atteindre le désiré, à la personne qui possédait l'humanité avec tout pouvoir, à celle qui
veillait sur mon éducation

Avec d'énormes sacrifices traduits en sa vénération pour la science, à ma première école dans
la vie,

Mon cher père, que Dieu vous bénisse mon cher

A celle qui a donné à la joie de son cœur toute la tendresse et la tendresse, à celle qui est
patiente avec tout,

Celle qui a pris soin de moi et a été mon soutien dans l'adversité, et sa préention à moi était
de la chance,

Elle m'a suivi pas à pas dans mon travail, à qui je me détendais chaque fois que je me
souvenais de son sourire sur mon visage

Source de tendresse, ma mère est l'ange le plus cher dans le cœur et l'œil. Que Dieu la
récompense pour moi

je leur dédie cet humble acte pour apporter un peu de bonheur à leur cœur mes frères et sœurs
qui ont partagé avec moi le fardeau de la vie ;

merci à tous.

Remerciement

Ce travail a été réalisé au sein du laboratoire de(MDS),

Université de Biskra, Algérie. Je souhaite vivement remercier les personnes qui ont contribué à accomplir avec succès l'ensemble de mes tâches.

Je remercie très chaleureusement mon encadrant Dr. SADOK FEIA pour m'avoir accordé une grande disponibilité, ses encouragements et sa confiance. Son expérience, sa rigueur scientifique, sa pédagogie ont constitué un soutien indispensable à la réalisation de cette étude.

Je remercie sincèrement le responsable du laboratoire Mécanique de sol : K.Rahwa pour son aide et ses conseils tout au long de la phase de stage

Je remercie sincèrement, Dr. othmane pour son aide aux expériences réalisées au sein du laboratoire « mécanique de sol » université de biskra.

Et, enfin, j'adresse toute ma gratitude à ma chère famille, et très particulièrement mes parents pour leurs encouragements et soutiens permanent.

Résume

Les sols granulaires sont présents dans plusieurs types d'ouvrages dans le domaine du Génie Civil et dans les réservoirs pétroliers naturels non cimentés dans le domaine de la géomécanique pétrolière. Ils sont susceptibles d'être endommagés dans plusieurs situations. Ce phénomène peut influencer sur les propriétés mécanique et hydraulique du matériau. L'objectif de ce travail est d'explorer l'évolution du comportement mécanique et hydraulique d'un sable soumis à un chargement triaxial. Des essais triaxiaux ont été réalisés sur des éprouvettes de sable ayant différents indices de densités et soumises à des différentes contraintes de consolidation dans le but d'étudier l'effet de ces deux paramètres dans le phénomène d'endommagement des grains. Ces essais sont associés par des évaluations de la granulométrie avant et après chargement. Les résultats expérimentaux obtenus dans le cadre de ce travail montrent que le processus d'endommagement des grains se produit principalement au niveau des bandes de cisaillement créées lors de l'essai triaxial. Ce processus est plus marqué pour les contraintes de consolidation les plus élevées et pour les densités des éprouvettes les plus faibles.

Mots-clés : Matériaux granulaires, Essai triaxial, Bande de cisaillement, Particules fines

ملخص

توجد التربة الحبيبية في عدة أنواع من الهياكل في مجال الهندسة المدنية وفي خزانات النفط الطبيعية غير المثبتة في مجال الميكانيكا الجيولوجية النفطية. هم عرضة للضرر في العديد من المواقف. يمكن أن يؤثر ذلك على الخصائص الميكانيكية والهيدروليكية للمادة. الهدف من هذا العمل هو استكشاف تطور السلوك الميكانيكي والهيدروليكي للرمال المعرضة للتحميل ثلاثي المحاور. تم إجراء اختبارات ثلاثية المحاور على عينات الرمال ذات مؤشرات الكثافة المختلفة وخضعت لضغوط تجميع مختلفة من أجل دراسة تأثير هذين الأعدادين في ظاهرة تلف الحبوب. يتم دمج هذه الاختبارات مع تقييمات حجم الجسيمات قبل التحميل وبعده. تظهر النتائج التجريبية التي تم الحصول عليها في هذا العمل أن عملية تلف الحبوب تحدث بشكل أساسي في نطاقات القص التي تم إنشاؤها أثناء الاختبار الثلاثي. هذه العملية أكثر وضوحًا لأعلى ضغوط الدمج ولأقل كثافة للعينات.

الكلمات المفتاحية: المواد الحبيبية، اختبار ثلاثي المحاور، شريط القص، الجسيمات الدقيقة

Abstract

Granular soils are present in several types of structures in the field of civil engineering and in natural oil reservoirs not cemented in the field of petroleum geomechanics. They are susceptible to damage in many situations. This can affect the material's mechanical and hydraulic properties. The objective of this work is to explore the evolution of the mechanical and hydraulic behaviour of sand subjected to triaxial loading. Triaxial tests were carried out on sand specimens with different density indices and subjected to different consolidation stresses in order to study the effect of these two parameters in the phenomenon of damage to the grains. These tests are combined with particle size assessments before and after loading. The experimental results obtained in this work show that the damage process of the grains occurs mainly at the shear bands created during the triaxial test. This process is more marked for the highest consolidation stresses and for the lowest specimen densities.

Keywords: Granular Materials, Triaxial Test, Shear Band, Fine Particles

TABLE DES MATIERES

Dédicace	II
Remerciement.....	III
Résumé	IV
TABLE DES MATIERES	V
LISTE DES FIGURES	VIII
LISTE DES TABLEAUX.....	XII
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	3
1.1 Introduction	3
1.2 Notion sur le comportement rhéologique des sols granulaire	6
1.2.1 Paramétrer d'identification d'un sable	6
1.2.2 Comportement drainé et non drainé.....	7
1.2.3 Notion du chemin de contrainte	9
1.2.4 Etat critique	9
1.2.5 Notions de contractance et de dilatance	10
1.3 Définition	12
1.3.1 Endommagement.....	12
1.3.2 Rupture	12
1.3.3 Mécanique de la rupture	13
1.4 Généralité sur la mécanique de l'endommagement	15
1.5 Image mécanistique du l'effet du temps sur l'endommagement des grains	16

1.6 Facteurs influençant sur la rupture des grains	17
1.6.1 Forme des grains	17
1.6.2 Granulométrie.....	18
1.6.3 Densité initial	19
1.7 Effet de l'endommagement sur la permeabilité	20
1.8 Conclusion.....	22
CHAPITRE 2 : DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX.....	23
2.1 Introduction	23
2.2 Matériau et Procédures expérimentales.....	23
2.3 Procédures expérimentale	24
2.3.1 Procédures d'Analyse granulométrique (NFP 18 560)	24
2.4 Essai triaxial	29
2.4.1 Procédures expérimentale de l'essai triaxial	30
2.4.2 Congélation des éprouvettes et découpage des bandes de cisaillement	33
2.5 Programme expérimental	37
2.6 Conclusion.....	37
CHAPITRE 3 : RESULTATS EXPERIMENTAUX.....	39
3.1 Introduction	39
3.2 Comportement mécanique des éprouvettes étudiées.....	39
3.2.1 Résultat typique d'un essai triaxial	39
3.2.2 Effet de la contrainte de Consolidation	43
3.2.3 Effet l'indice de densité	46

3.3 Endommagement des particules fines d'une éprouvette de sable soumise à un chargement triaxial.	47
3.3.1 Résultat typique	47
3.3.2 Effet de la contrainte de consolidation	50
3.3.3 Effet de l'indice de densité	52
3.3.4 Evolution volumétrique des bandes cisaillement durant l'essai	54
3.4 Conclusion	55
CONCLUSION GENERALE	57
REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE.....	58

LISTE DES FIGURES

Chapitre 1. Etude Bibliographique

Figure 1. 1: Phénomène de l'endommagement des grains sous les fondations profondes pieux	4
Figure 1. 2: Phénomène de l'endommagement des grains au niveau des bases des Barrages en terre.....	4
Figure 1. 3: Phénomène de l'endommagement des ainsi dans les réservoirs pétrolier	5
Figure 1. 4: Courbes granulométriques ((Schlosser, 1988).....	6
Figure 1. 5: Résultats typiques d'essais triaxiaux	8
Figure 1. 6: Modes de rupture sous cisaillement drainé : a) localisation (sable dense) ; b) déformation en tonneau (sable lâche).....	8
Figure 1. 7: Cercles de Mohr pour des essais de compression triaxiale drainés et non drainés (d'après Holtz et Kovacs, 1991).....	9
Figure 1. 8: Représentation de l'état critique d'après (Das, 2014)	10
Figure 1. 9: Notions de contractance et de dilatance sous cisaillement (d'après (Hicher, 1995).	11
Figure 1. 10: Comportement contrainte - déformation du sable dense en compression plane (a) à faible contrainte et (b) à forte contrainte (Barden et al. 1969)	11
Figure 1. 11: Rupture ductile Figure 1. 12: Rupture fragile.....	13
Figure 1. 13 : La rupture dépend du chemin des contraintes	14
Figure 1. 14: mode de fracture d'un grain (Guyon & Troadec, 1994)	14

Figure 1. 15: fracturation des grains de sable (Hostun) durant le chargement au triaxial (Viggiani et al., 2013)	15
Figure 1. 16: (a) schéma des forces de contact initial et effets de la rupture des grains (b) test de fluage (c) test de relaxation des contraintes (Lade & Karimpour, 2010) ;(Sand et al., 2019))	16
Figure 1. 17: a) Sable Hostun, b) Sable Ottawa	17
Figure 1. 18: Coupe longitudinale des deux sables hostun et Ottawa (sous pression de confinement de 7000kPa) avec agrandissement de la zone où la fracturation des grains est intense(Alikarami et al., 2015).	18
Figure 1. 19: Compilation de l'influence de C_u sur le taux de rupture des grains (les chiffres à côté de chaque point représentent σ_c en MPA dans un essai triaxial)(Ovalle et al., 2014).	19
Figure 1. 20: Effet de la densité initiale dans la vulnérabilité à la rupture des grains (Hardin, 1985) (P_a est la pression atmosphérique.....	20
Figure 1. 21: Influence du chemin de contrainte sur l'évolution de la perméabilité en fonction de l'indice des vides et de l'intensité de la déformation de cisaillement (Feia et al., 2014).	21
 <i>Chapitre 2 : Dispositifs expérimentaux</i>	
Figure 2. 1: Granulométrie initiale du sable étudié.....	24
Figure 2. 2: Série des tamis utilisé pendant les essais granulométriques.	25
Figure 2. 3: Etapes de l'essai analyse granulométrique	25
Figure 2. 4: Etapes de mesure de l'indice des vides minimum (e_{min}).....	27
Figure 2. 5: Etapes de mesure de l'indice des vides maximum (e_{max}).....	27
Figure 2. 6: Etapes de mesure la masse volumique.....	28
Figure 2. 7: Dispositif de cisaillement en triaxial (laboratoire de MDS de l'université de Biskra).	30

Figure 2. 8: Les étapes préparation l'échantillon.	31
Figure 2. 9: Etapes de préparation l'éprouvette	31
Figure 2. 10 : Congélation des éprouvettes	34
Figure 2. 11: Les étapes de congélation l'éprouvette.....	34
Figure 2. 12: Les étapes de découpage l'éprouvette	35
Figure 2. 13: La bande de cisaillement	35
Figure 2. 14 : Mesure volume de la bande	36

Chapitre 3 : Résultats Expérimentales

Figure 3. 1: Les courbes des résultats typiques en condition drainée à l'appareil triaxial ($I_d=0.7$, $\sigma_c=100\text{kPa}$) ((a) (q , ε_a), (b) (ε_v , ε_a), (c) (q , p')).....	42
Figure 3. 2: Formation des bandes de cisaillement à l'intérieur des éprouvettes	42
Figure 3. 3 : Les courbes des résultats triaxiaux de Quatre essais ($I_d=0.7$, $\sigma_c=100\text{kPa}$) ((a) (q , ε_a), (b) (ε_v , ε_a), (c) (q , p')).....	45
Figure 3. 4: Les résultats de trois essais triaxiaux, dans les plans ((a) (q , ε_a)), ((b) (ε_v , ε_a)) ($\sigma_c= 400 \text{ kPa}$).....	47
Figure 3. 5: Congélation d'éprouvette.....	48
Figure 3. 6: Résultats granulométrique sur l'éprouvette cisillée ($I_d=0.7$, $\sigma_c=400\text{kPa}$)	49
Figure 3. 7: Diminution de la perméabilité malgré la dilatance bien marquée de l'éprouvette (Feia et al. 2014) ($I_D = 0,9$; $\sigma_c = 400 \text{ kPa}$).	50
Figure 3. 8: Décopage de la bande cisaillement.....	51
Figure 3. 9: Evolution des courbes granulométriques de bande cisaillement en fonction des contraintes appliqué ($I_d=0.9$).	51

Figure 3. 10: Evolution de facture F en fonction des contraintes de consolidation	52
Figure 3. 11: Distribution granulométrique de bande cisaillement des sables testé	53
Figure 3. 12: Evolution de facture F en fonction l'indice de densité	53
Figure 3. 13: Les étapes de mesure la masse volumique apparente ((a)éprouvette graduée avec eau, (b) l'échantillon, (c) échantillon avec l'eau	54
Figure 3. 14: Evolution de l'indice de vide en fonction l'état des éprouvettes.....	55

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2. 1 : Caractéristiques du sable étudié.....	28
Tableau 2. 2 : Programme d'essai triaxial.....	37

INTRODUCTION GENERALE

Les sols granulaires sont présents dans plusieurs types d'ouvrages dans le domaine du Génie Civil. Ils peuvent être d'origine naturelle, comme les sables et les graviers dans les aires fluviales, par exemple, ou bien artificielle, comme les ballasts ferroviaires et les enrochements des barrages, qui eux proviennent du broyage de la roche en carrière. L'étude du comportement mécanique de ces matériaux est donc fondamentale afin de développer et d'appliquer les méthodes de conception d'ouvrages géotechniques couramment utilisées à ce jour, comme les calculs des fondations des bâtiments, la stabilité des pentes et la construction des remblais. D'autres domaines peuvent aussi être concernés par la mécanique des matériaux granulaires tels que l'ingénierie pétrolière. En effet, l'injection de l'eau dans le réservoir permet de maintenir une forte pression dans le réservoir non cimenté ce qui entraîne la remontée en surface le pétrole qui n'avait pas été extrait « naturellement » au cours de la phase primaire. Lors de cette injection sous haute pression, l'état de contrainte du sol change, il est soumis à un certain cisaillement qui affecte l'état et la disposition des grains de sable qui le constituent et par suite sa perméabilité.

La connaissance des sols commence toujours par des observations et des mesures, lors d'essais in situ et d'essais de laboratoire. Les essais in situ, comme le pressiomètre ou le pénétromètre, testent le matériau dans son état naturel mais dans des conditions de déformation et de drainage complexes qui en rendent l'interprétation difficile. Les essais de laboratoire offrent une meilleure maîtrise des conditions de drainage et de chargement et permettent d'explorer plus largement les lois de comportement des sols. L'essai de laboratoire le plus utilisé est l'essai triaxial. Cet essai a permis d'établir des concepts importants pour le comportement des sables comme le concept d'état critique (Schofield et Wroth, 1968) ou le concept d'état caractéristique (Luong, 1978). Il fournit aussi les données expérimentales qui servent de base aux lois de comportement dont la formulation mathématique est utilisée pour prédire la réponse du sol à des sollicitations plus complexes. La plupart des modèles de comportement sont issus d'essais triaxiaux. Une fois généralisés à des sollicitations tridimensionnelles, ils peuvent être introduits dans un code de calcul pour servir au calcul d'ouvrages complexes.

Ainsi, on sait que le comportement mécanique des matériaux granulaires sous confinement dépend du niveau de contrainte et engendre des changements de volume qui peuvent être

dilatants sous cisaillement. En général, la rupture des grains, appelée aussi processus de comminution dans les activités du broyage, se produit dans des sols granulaires sous fortes contraintes, comme en pointe des pieux, sous des barrages de grande hauteur, ou bien quand les matériaux sont composés de grains à faible résistance. Ce phénomène implique que la taille des grains est réduite et que la granulométrie s'étale, ce qui génère un arrangement plus dense. Il a été largement démontré expérimentalement que, lors de la rupture des grains.

L'objectif de ce travail est d'étudier l'effet de différents facteurs tels que forme et résistance des grains, pression de consolidation, niveau de cisaillement, dans bandes cisaillements sur les mécanismes d'endommagement des grains des éprouvettes soumises à des chargements triaxiaux. Ce mémoire est partagé en trois chapitres à savoir :

- Chapitre 1 : Ce chapitre est consacré à une synthèse bibliographique qui résume les différents points relatifs au sujet trouvés dans la littérature
- Chapitre 2 : Ce chapitre présente les dispositifs et procédures expérimentales mises en œuvre pour mener à bien ce sujet.
- Chapitre 3 : Ce chapitre est consacré à la présentation et analyse des résultats expérimentaux obtenus dans le cadre de ce travail

Ce rapport se terminera par quelques conclusions et quelques perspectives relatives à la présente étude.

CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1 Introduction

L'existence des sols granulaires dans les projets de génie civil est indispensable. Ils peuvent être naturels comme les sables et les graviers, ou bien artificielle, comme les ballasts ferroviaires et les enrochements des barrages, qui proviennent du broyage de la roche en carrière. L'étude du comportement mécanique de ces matériaux est donc essentielle afin de développer des méthodes de conception pour les ouvrages géotechniques couramment utilisées à ce jour, comme les calculs des fondations, la stabilité des pentes et la construction des barrages. En effet, les grains perdent leur résistance sous certaines conditions, ou quand les forces de contact inter-granulaires dépassent leur seuil d'écrasement provoquant la rupture de ces particules. En général, cela se produit dans des sols granulaires sous fortes contraintes, comme en pointe des pieux (Figure 1.1), sous des barrages de grande hauteur (Figure 1.2), aux zones de forte injection d'eau dans les puits pétroliers (Figure 1.3). Selon (Feia et al., 2014), l'injection d'eau entraîne un changement d'état de contrainte, notamment dans les zones proches du puits injecteurs, ce qui peut éventuellement induire un changement de perméabilité de la roche réservoir par les déformations de l'espace poreux du matériau. Différents mécanismes peuvent affecter, la perméabilité et peut augmenter ou diminuer cette dernière en fonction de l'état de compactage et du niveau de la rupture des grains à l'intérieur de la bande. Le phénomène d'écrasement des grains implique une réduction de la taille des grains et un étalement de la granulométrie à une courbe finale [1], générant de ce fait un arrangement plus dense. Ce phénomène peut conduire à la production d'une quantité significative de particules fines. La présence de ces particules et la compaction du matériau modifient le comportement mécanique et la perméabilité du matériau [2]. Plusieurs facteurs influençant ce phénomène sont étudiés dans les travaux de Nakata et al. [3], Chavez et Alonso [4], et Julio et Benito [5]. On peut mentionner la distribution de la taille des grains, l'état de contrainte appliquée, la forme et la minéralogie des grains, et la teneur en eau.

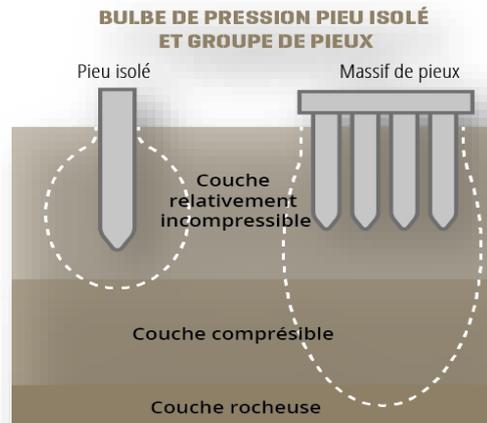


Figure 1. 1: Phénomène de l'endommagement des grains sous les fondations profondes pieux

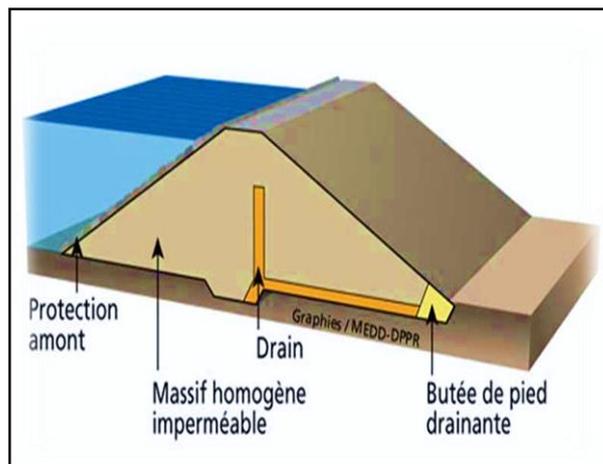


Figure 1. 2: Phénomène de l'endommagement des grains au niveau des bases des Barrages en terre

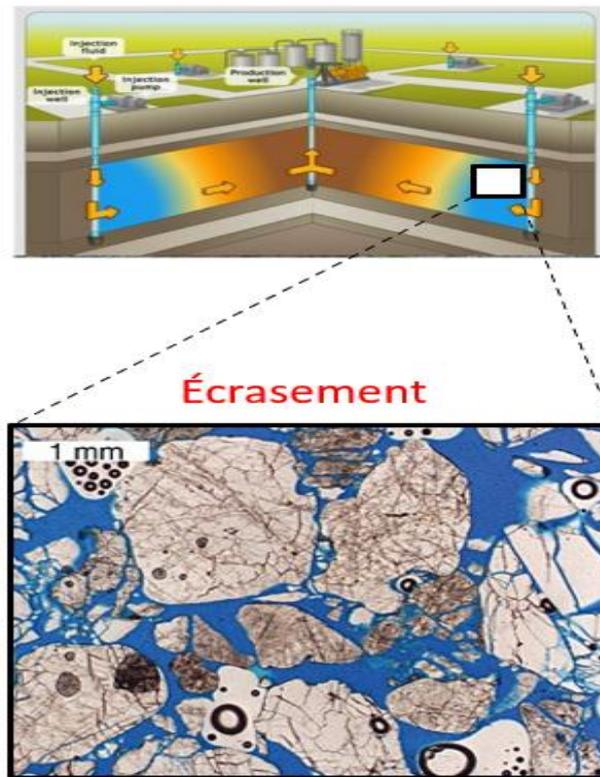


Figure 1. 3: Phénomène de l'endommagement des ainsi dans les réservoirs pétrolier (Einav, 2007), et sur la base des travaux De Hardin (1985), a développé un nouveau concept de rupture CBM « Continuum Breakage Mechanics » basé sur le principe de la thermomécanique par analogie au modèle de l'endommagement des matériaux CDM « Continuum Damage Mechanics ». Le CBM donne accès non seulement à l'évolution de la granulométrie vers une granulométrie fractale mais aussi au comportement mécanique. La connaissance du comportement au niveau du continu, réside dans le savoir de l'origine au niveau de la particule et ses interactions avec le milieu environnant, ce lien a été exploré par plusieurs chercheurs avec des approches multi-échelles, afin d'améliorer la compréhension des sols granulaires et prédire leur comportement. Dans le présent chapitre nous décrivons tout d'abord les notions de base de comportement des matériaux granulaire soumis à des chargements triaxiaux. Ensuite nous présentons des généralités sur la mécanique de l'endommagement des grains en enfin nous citons quelques travaux trouvés dans la littérature sur les facteurs influençant ce phénomène sur les matériaux granulaires.

1.2 Notion sur le comportement rhéologique des sols granulaire

1.2.1 Paramétrer d'identification d'un sable

Selon (Hicher, 1995), le premier élément important concerne la granulométrie du matériau. En effet, les grains composant le sol grenu n'ont pas tous le même diamètre. On détermine la répartition des grains suivant leur diamètre. Les dimensions de mailles et le nombre des tamis sont choisis en fonction de la nature de l'échantillon et de la précision attendue. Le résultat est représenté par une courbe granulométrique (Figure 1.4).

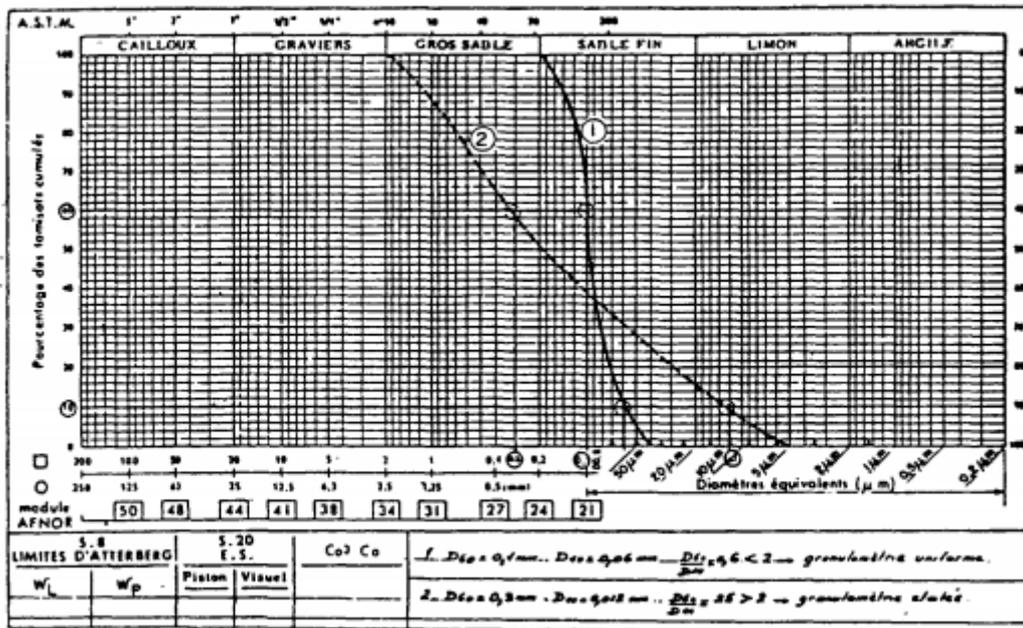


Figure 1. 4: Courbes granulométriques ((Schlosser, 1988)

- Coefficient d'uniformité Cu

Il est défini par $Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$

- Coefficient de courbure Cc

Il est défini par $Cc = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \cdot D_{10}}$

On définit également des paramètres qui permettront de déterminer l'état de densité du matériau par rapport à des valeurs maximales et minimales. Ces paramètres sont les suivants :

-L'indice des vides, $e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$, ce paramètre quantifie l'importance des vides dans le sol, et définit si la structure est lâche ou dense.

-L'indice de densité, $I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$, où e_{max} et e_{min} correspondent respectivement à l'indice des vides maximal (état le plus lâche) et à l'indice des vides minimal (état le plus dense). Ces deux paramètres sont déterminés par des essais en laboratoire normalisés.

1.2.2 Comportement drainé et non drainé

Le Comportement est dit drainé, Ce type de comportement correspond au cas où, lors de la sollicitation appliquée et de la déformation du matériau, le fluide interstitiel (eau) peut s'écouler librement sans se mettre en charge par développement de surpressions interstitielle (Hicher, 1995) . Ce type de comportement est donc caractérisé par une non-variation de la pression interstitielle ($\dot{A}u=0$, $u=u_0=cste$), avec possibilité pour le matériau de varier de volume. La Figure 1.6 montre les modes de rupture sous cisaillement drainé.

Le Comportement est dit non drainé, Ce type de comportement correspond au cas où, lors de la sollicitation appliquée et de la déformation du matériau, le fluide interstitiel (eau) ne peut pas, localement, s'écouler par rapport au squelette du sol. La tendance du squelette à varier de volume est alors empêchée, ce qui se traduit par le développement de surpressions interstitielles lors de la sollicitation. Le matériau se déforme alors à volume constant (en négligeant la compressibilité des grains solides et de l'eau). Ce type de comportement est caractérisé par une non-variation de volume locale ($\Delta V=0$), avec création d'un champ de surpressions interstitielles (Hicher, 1995). La Figure 1.5 montre les résultats schématiques typiques d'essais triaxiaux obtenus sur des échantillons de sables lâche et dense en conditions drainée et non drainée.

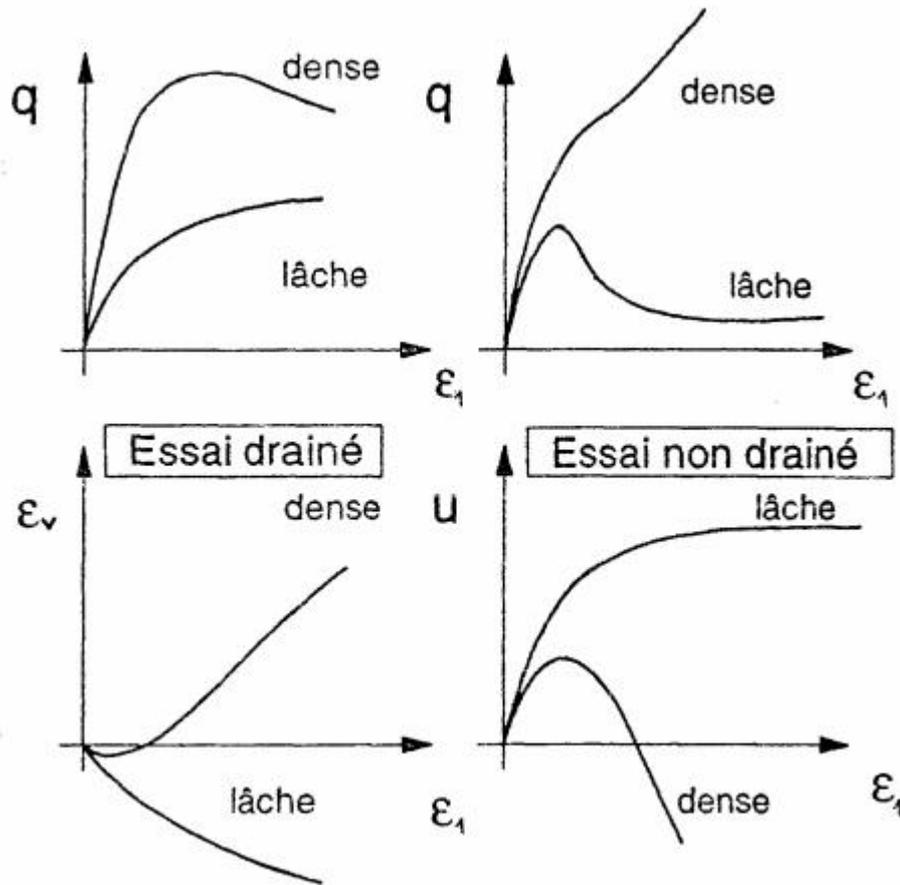


Figure 1. 5: Résultats typiques d'essais triaxiaux

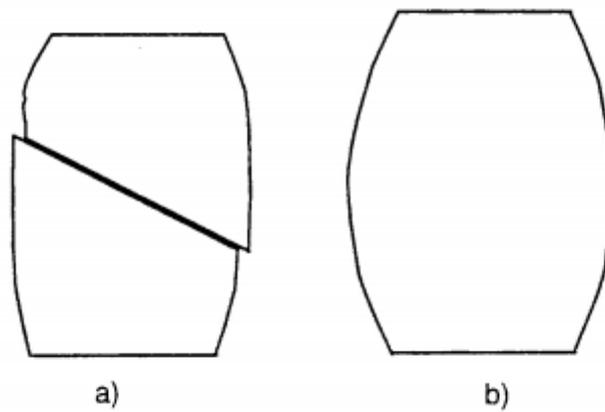


Figure 1. 6: Modes de rupture sous cisaillement drainé : a) localisation (sable dense) ; b) déformation en tonneau (sable lâche).

constant pendant le cisaillement est appelé rapport de vide critique. (Schofield et Wroth, 1968), l'état critique est un état dans lequel le sol s'écoule comme un fluide visqueux s'il est continuellement cisailé. Dans le plan contrainte-déformation, l'état critique ainsi défini correspond à un point situé entre le pic et la valeur résiduelle de la contrainte de cisaillement.

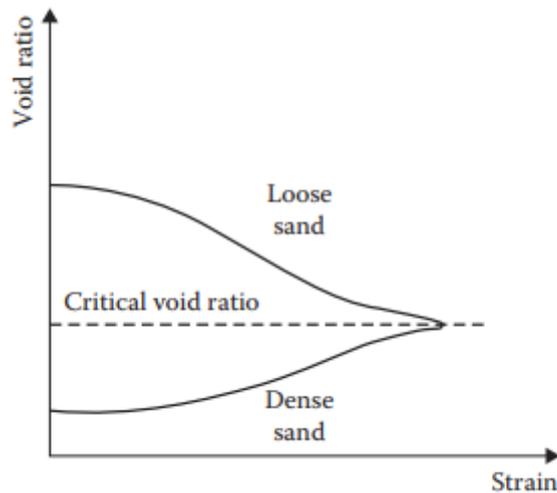


Figure 1. 8: Représentation de l'état critique d'après (Das, 2014)

1.2.5 Notions de contractance et de dilatance

La notion de contractance-dilatance est directement liée à la structure granulaire. La contractance est une densification du matériau sous un chargement de cisaillement en condition drainée. Le phénomène est d'autant plus prononcé que le sable est lâche initialement. La dilatance correspond au phénomène inverse, observable dans les sables denses. Par analogie au comportement drainé, la contractance (resp. la dilatance), dans un essai de cisaillement non drainé, est définie par une génération positive (resp. négative) de surpression interstitielle. Figure (1.9) est une représentation schématique des phénomènes de contractance et de dilatance sous cisaillement (Hicher, 1995). Les preuves qui existent (Bolton, 2018), suggèrent que le sol dans les zones de rupture se dilatera complètement pour atteindre un état critique, auquel la déformation par cisaillement peut continuer en l'absence de changement de volume. Le point de résistance maximale, P est généralement associé au taux de dilatation maximal défini comme $(-d\varepsilon_v / d\varepsilon_a)$ où ε_v , est la déformation volumétrique et ε_a , est la déformation principale majeure (toutes deux définies positives en compression).

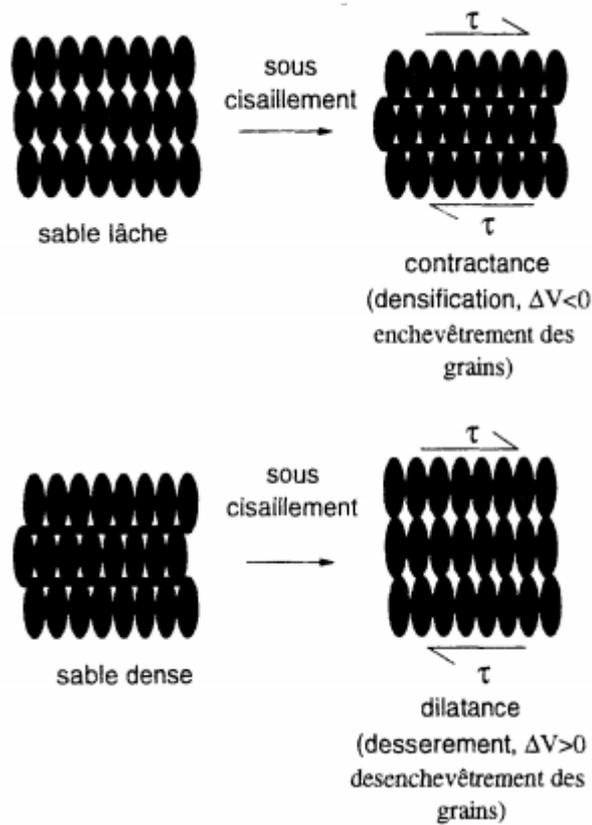


Figure 1. 9: Notions de contractance et de dilatance sous cisaillement (d'après (Hicher, 1995).

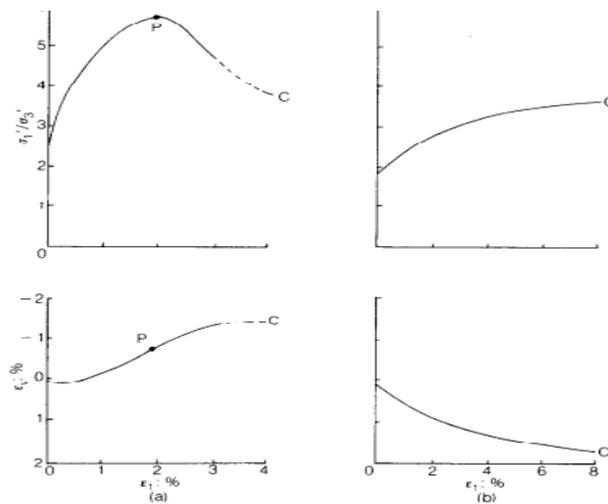


Figure 1. 10: Comportement contrainte - déformation du sable dense en compression plane (a) à faible contrainte et (b) à forte contrainte (Barden et al. 1969)

1.3 Définition

1.3.1 Endommagement

Dans le sens commun, endommager signifie mettre en mauvais état, abîmer, détériorer d'après (Thorel, 2010), d'une façon ou d'autre, un ensemble de forte contrainte, ce phénomène présente un effet considérable sur le changement de comportement des sols granulaires lui faisant modifier ses caractéristiques. L'endommagement est considéré comme un phénomène de détérioration progressive du matériau soumis à des chargements et conduisant à la rupture, il se traduit physiquement par l'apparition des défauts d'ordre microscopique (micro-fissures ou micro-vides) au sein de la matière. Ces micro-défauts ont une influence sur le comportement du matériau, se traduisant notamment par une dégradation de certaines propriétés macroscopiques, comme par exemple, le module de Young, [Lemaître J., Dufailly J., 1977]. Dans cette étude, on s'intéresse à l'application de ces sollicitations sur les matériaux granulaires et aux modifications qu'elles peuvent induire sur la perméabilité. Selon (Nationale et al., 2004) La perméabilité de la roche peut être modifiée dans le sens d'une augmentation ou d'une diminution selon que les sollicitations conduisent à une création de fissures ou à un écrasement des pores (phénomène de pore collapse).

1.3.2 Rupture

Il existe de nombreux cas dans lesquelles les matériaux granulaires sont soumis à de fortes contraintes entraînant ce qu'on appelle La rupture. La rupture est la conséquence finale de l'endommagement du matériau granulaire. Et Il est reconnu que la rupture des grains il fait change le comportement des matériaux granuleux, Dans ce cas et d'après (Fortunier, n.d.). On distingue habituellement deux types de rupture : **La rupture fragile** : correspond soit à une d'cohésion inter granulaire, soit à une rupture des grains suivant des plans cristallographiques simples : c'est le clivage **La rupture ductile** : présente en général un aspect beaucoup plus granuleux, dû à de fortes irrégularités du profil à l'échelle microscopique.

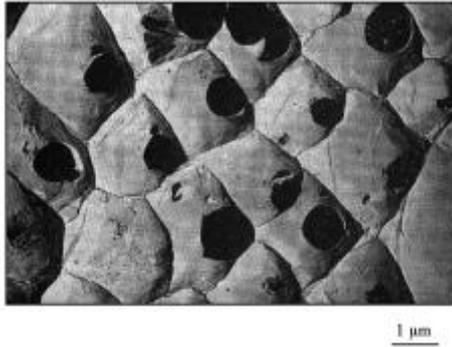


Figure 1. 11: Rupture ductile

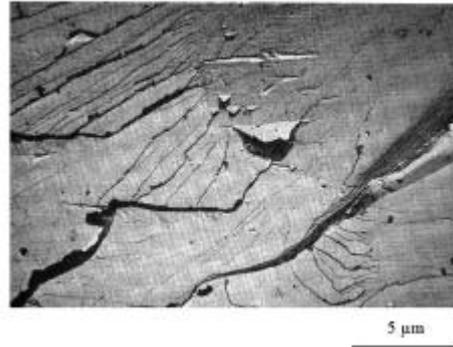


Figure 1. 12: Rupture fragile

1.3.3 Mécanique de la rupture

La Mécanique de la Rupture est la science de l'étude du comportement d'une structure avec ses défauts (Thorel, 2010), et utilisée pour l'étude et la prédiction de la propagation de fissures dans les matériaux solides, en fonction du chargement auquel elle est soumise par (Bilbie, 2008). Et pour objet l'étude du comportement mécanique d'un matériau en présence de fissures macroscopiques. En mécanique de la rupture, on considère que, en fonction des contraintes appliquées, une fissure dans un matériau peut se propager de trois modes différents de rupture (figure 1.13), d'après (Ovalle et al., 2014).

Mode I : ouverture (ou clivage), les surfaces de la fissure se déplacent Perpendiculairement au plan de fissure;

Mode II : cisaillement plan, (glissement de translation) : les surfaces de la fissure se déplacent dans le plan de fissure et dans une direction perpendiculaire au front de fissure;

Mode III : cisaillement anti-plan, (glissement de rotation) : les surfaces de la fissure se déplacent dans le plan de fissure et dans une direction parallèle au front de la fissure.

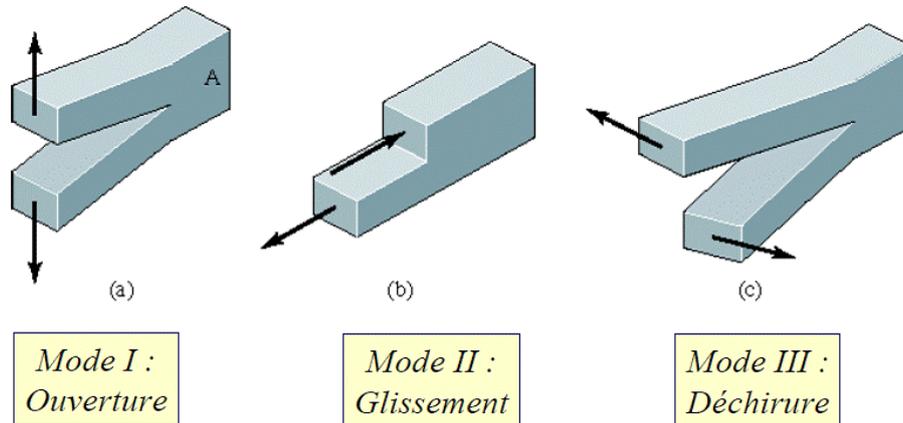


Figure 1. 13 : La rupture dépend du chemin des contraintes

D'après (Guyon & Troadec, 1994), la fissure se propage selon 3 modes (Figure 1.14) :

La fracture : le grain se casse en petit grains de dimensions égales.
 L'attrition : le grain se casse en un grain de taille légèrement plus petite et plusieurs autres grains beaucoup plus petits.
 L'abrasion : la taille des grains reste presque constante mais avec production de particules fines.
 Suivant le mode de rupture l'échantillon se comportera comme un matériau dilatant ou contractant.

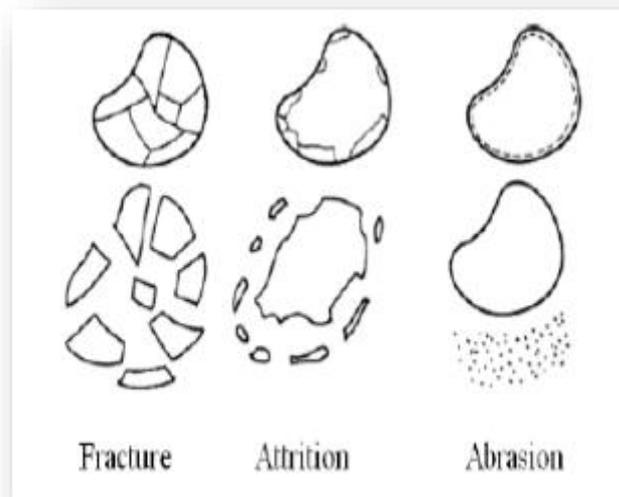


Figure 1. 14: mode de fracture d'un grain (Guyon & Troadec, 1994)

1.4 Généralité sur la mécanique de l'endommagement

Plusieurs chercheurs ont tenté d'expliquer le mécanisme d'endommagement et d'essayer d'évaluer et de quantifier les grains écrasés et voir son influence sur le comportement mécanique d'un sol. Il est clair que les macro-propriétés des matériaux granulaires sont étroitement liées aux propriétés de micro-fracture des grains dans les essais de compression (abbas, 2017). Selon (Arslan et al., 2009), l'endommagement des grains se produit quand la contrainte exercée sur le grain dépasse sa résistance à l'indentation, le seuil de sa dureté abrasive ou bien sa résistance à la traction. Le comportement macroscopique des matériaux granulaire, ne dépend pas uniquement de la distribution des grains dans l'espace, mais aussi du genre d'interaction qui opère entre les grains (surface de contact, pression au niveau du contact, type de force normale ou tangentielle), (Viggiani et al., 2013) ont réalisé une étude à l'aide de la tomographie aux rayons X sur trois types de sable de forme différente, Hostun HN31 (anguleux), Ottawa (arrondi) et Caicos ooid (très arrondi). Ils ont pu avoir des images qui illustrent les différentes étapes de rupture des grains de sable Hostun HN31, soumis à un essai de cisaillement triaxial et sous une forte pression (7000kPa). A partir de ces images ils ont observé que le grain se fissure premièrement en deux (avec une fissure verticale) puis se brise progressivement en plus petits morceaux. La Figure 1.15 illustre l'évolution progressive de la granulométrie de l'échantillon testé (production des particules fines durant le cisaillement qui est principalement concentrée dans la bande de cisaillement).

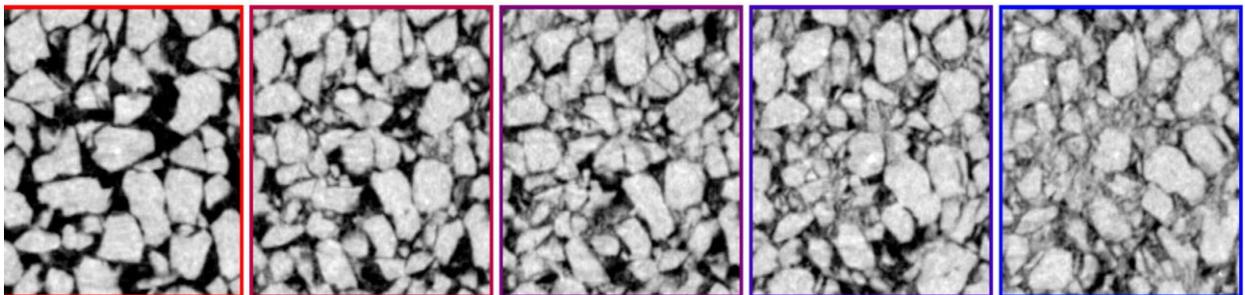


Figure 1. 15: fracturation des grains de sable (Hostun) durant le chargement au triaxial (Viggiani et al., 2013)

Afin de quantifier la rupture des grains, plusieurs mesures quantitatives du taux de rupture ont été proposées, pour se doter d'un paramètre quantitatif qui sert de comparaison entre divers niveaux de rupture, par rapport à une granulométrie laser.

1.5 Image mécanistique du l'effet du temps sur l'endommagement des grains

La rupture dans les matériaux granulaires a été étudiée par des nombreux chercheurs dans les dernières années qui ont réalisé des travaux expérimentaux et théoriques, afin d'étudier l'effet du temps lors d'écrasement de grain. D'après (Lade & Karimpour, 2010) on a souvent observé que la rupture des particules était associée à des effets temporels dans les matériaux granulaires, et une image mécaniste des effets temporels peut être construite sur la base de ce phénomène.

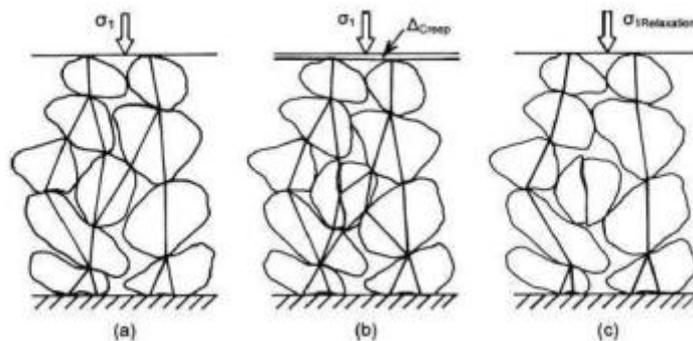


Figure 1. 16: (a) schéma des forces de contact initial et effets de la rupture des grains (b) test de fluage (c) test de relaxation des contraintes (Lade & Karimpour, 2010) ;(Sand et al., 2019))

D'autres travaux se sont aussi intéressés aux effets du temps dus à la rupture des grains. (Sand et al., 2019) La Figure 1.16(a) montre un assemblage de grains qui ont été chargé jusqu'à une différence de contrainte donnée. Le grain au milieu se fracture au début de l'un ou l'autre de ces deux types d'effets temporels. Figure 1.16(b) montre ce qui se passe pendant fluage. L'ensemble ajuste sa structure pour supporter l'effort vertical, et il en résulte certaines déformations verticales et de nouvelles chaînes de force sont créées pour correspondre à la contrainte appliquée de l'extérieur. La Figure 1.16(c) montre ce qui se passe dans l'expérience de relaxation des contraintes, après la rupture du grain, la structure granulaire n'est pas en mesure de supporter la contrainte verticale. De nouvelles chaînes de force se créent autour du grain cassé qui ne supporte aucune charge. Spécimens ont clairement montré que leurs points forts sont fortement dépendants du temps. Le broyage de particules de sable simples indique qu'elles se comportent de la même manière que des spécimens de roche en ce sens que leurs forces de broyage dépendent du temps. Ce phénomène est appelé fatigue statique ou fracture retardée

1.6 Facteurs influençant sur la rupture des grains

1.6.1 Forme des grains

La rupture est d'autant plus prononcée pour un grain de forme anguleuse, par rapport à des grains arrondis, Cela est dû au fait que les grains angulaires ont moins de points de contact entre particules et ils transmettent donc des forces plus élevées. Les irrégularités géométriques ou les pointes des grains angulaires sont plus sensibles aux fractures et à l'attrition. Et la quantité d'énergie nécessaire pour casser un grain est plus faible en raison de la présence d'un contact plus net qui concentre les contraintes sur le grain. Par exemple, (Alikarami et al., 2015) ont effectués des essais triaxiaux sous forte pression de confinement (7000 kPa), sur deux sables de même nature minéralogique (silice) mais de forme différente, Hostun HN31 (anguleux) et Ottawa (arrondi), (Figure 1.18).

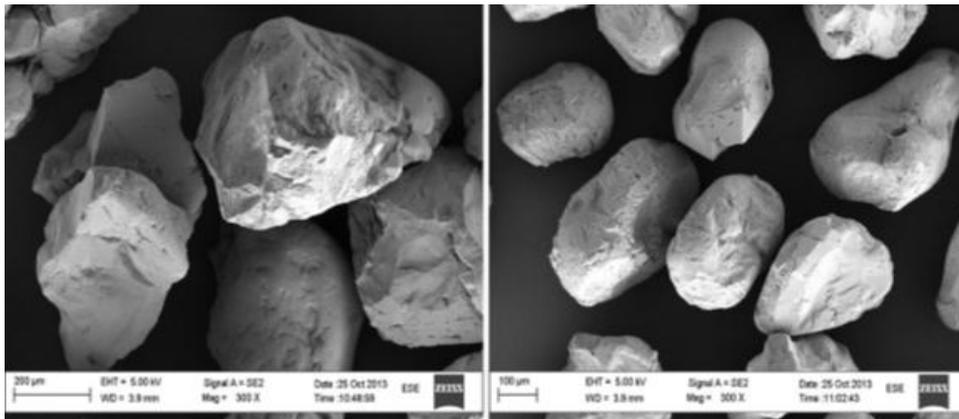


Figure 1. 17: a) Sable Hostun, b) Sable Ottawa

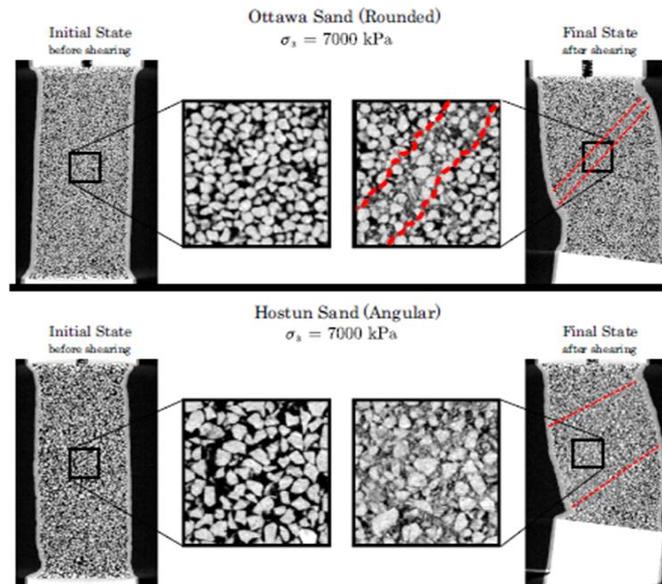


Figure 1. 18: Coupe longitudinale des deux sables hostun et Ottawa (sous pression de confinement de 7000kPa) avec agrandissement de la zone où la fracturation des grains est intense(Alikarami et al., 2015).

1.6.2 Granulométrie

La rupture des grains est inversement proportionnelle au coefficient d'uniformité d'un matériau granulaire. Si la granulométrie est uniforme il y'aura moins de points de contact entre les grains. Ces contacts qui sont non conforme concentrent la contrainte dans une zone proche du contact et l'intensité des forces transmises sera plus forte favorisant la rupture, par rapport à un sol de granulométrie plus étalée où les surfaces de contact entre les grains sont plus importantes, ce qui réduira la valeur des forces. $C_u = d_{60}/d_{10}$, où d_{60} et d_{10} sont les dimensions de grains correspondant à 60% et 10% des passants respectivement. La Figure 1.19 montre une compilation de données expérimentales où on compare le taux de rupture des grains pour une série d'essais sur des matériaux d'enrochement testés dans des conditions différentes et provenant des roches de qualités mécaniques très diverses(Ovalle et al., 2014).

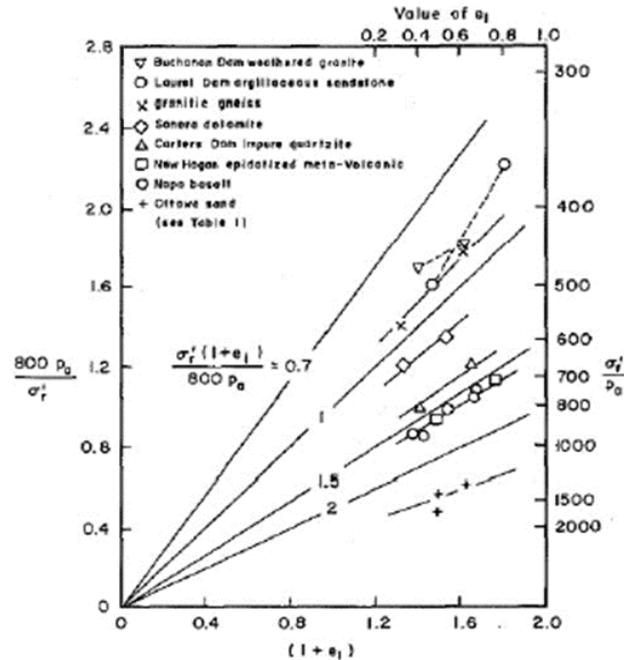


Figure 1. 20: Effet de la densité initiale dans la vulnérabilité à la rupture des grains (Hardin, 1985) (P_a est la pression atmosphérique)

1.7 Effet de l'endommagement sur la perméabilité

(Feia et al., 2014) défini La perméabilité comme, une propriété matérielle très complexe qui dépend de nombreux facteurs décrivant l'espace poreux du matériau, compris la taille et la forme des pores. Les changements de perméabilité dépendent donc de l'évolution de chacun de ces facteurs à l'intérieur du volume poreux de la Matériel, la bande de cisaillement de l'éprouvette subi à de fortes contraintes de cisaillement lors de l'essai. La perméabilité dans les couches extérieures a donc considérablement augmenté par rapport à celle de l'intérieur du matériau dans la bande de cisaillement qui diminue, cela à cause de l'endommagement des aspérités des grains. En plus, la pression d'injection de la mesure de l'essai pulse n'a pénétré que de quelques millimètres à l'intérieur de l'éprouvette, donc la mesure de la perméabilité a pu être influencée par les effets de la bande endommagées.

La Figure 1.21 montre les variations de perméabilité pour différents chemins de contraintes en fonction de l'indice des vides et de l'intensité de déformation de cisaillement. Après la fin de la phase de compression isotrope, les variations de perméabilité en fonction du vide le rapport ou

l'intensité de la déformation de cisaillement est presque parallèle tendances à la baisse.

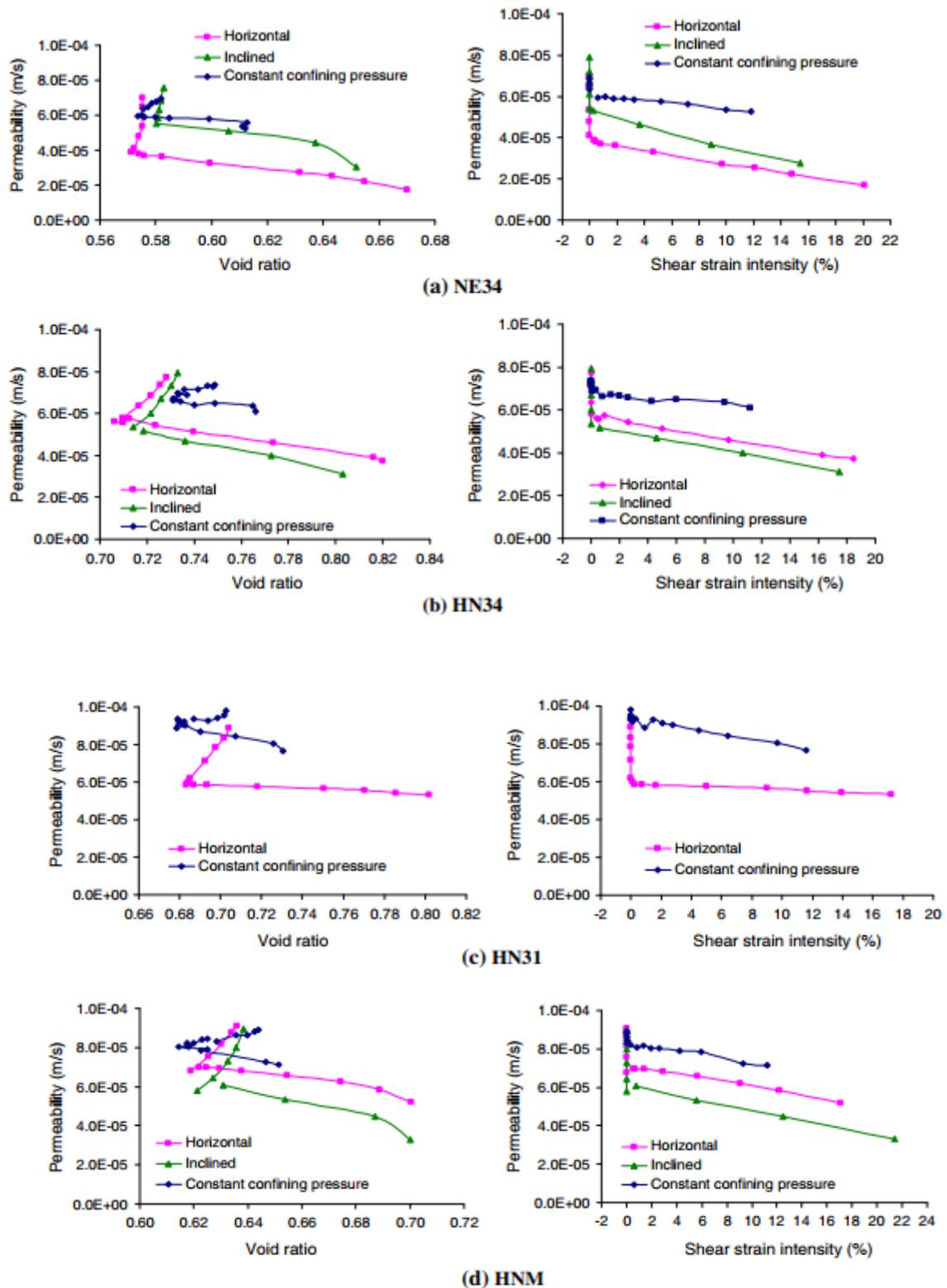


Figure 1. 21: Influence du chemin de contrainte sur l'évolution de la perméabilité en fonction de l'indice des vides et de l'intensité de la déformation de cisaillement (Feia et al., 2014).

1.8 Conclusion

L'objectif de ce chapitre, est d'évaluer les conséquences de l'endommagement des grains sur les propriétés mécaniques des sols granulaires, afin de pouvoir apporter des réponses à leurs comportements imprévisibles. Les différentes recherches abordées dans ce chapitre ont pu mettre en évidence que le facteur essentiel qui détermine la réponse de ces sols granulaires, est l'évolution progressive de leur granulométrie, qui dépend énormément de la pression de consolidation. Plusieurs facteurs conditionnent cette évolution, l'angularité des grains et par conséquent sa résistance à la rupture, la granulométrie initiale, la teneur en eau, ainsi que d'autres paramètres que nous n'avons pu les énumérer tous. La différence dans le mécanisme de rupture, cause des dissimilarités dans la réponse des sols granulaires au niveau macroscopique.

CHAPITRE 2 : DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX

2.1 Introduction

Le but de ce chapitre est de présenter le système expérimental conçu et mis en place pour caractériser l'endommagement des grains. Nous présentons tout d'abord une description du matériau étudié (sable Oued Z'hor). Ensuite, nous décrivons les dispositifs expérimentaux utilisés tels que le dispositif de l'analyse granulométrique, le dispositif de cisaillement Triaxial. Nous décrivons également de façon détaillée le programme expérimental des essais triaxiaux réalisé dans le cadre de ce travail.

2.2 Matériau et Procédures expérimentales

Le matériau utilisé dans cette étude est le sable Oued Z'hor ayant initialement des tailles comprises entre 1 et 0.08mm. Dans le cadre de ce travail et afin de quantifier la masse des particules solides produites après le cisaillement de l'éprouvette, le sable a été écrêté sur un tamis de 0.125 mm. Les caractéristiques physiques de ce matériau sont présentées dans le tableau 1, et la courbe de distribution granulométrique correspondante est présentée dans la Figure 2-1. Dans le tableau 1, C_u est le coefficient d'uniformité $C_u = d_{60}/d_{10}$, où d_{60} et d_{10} sont les diamètres de grains correspondant respectivement à 60 et 10% de passage, et ρ_s est la masse volumique des grains solides.

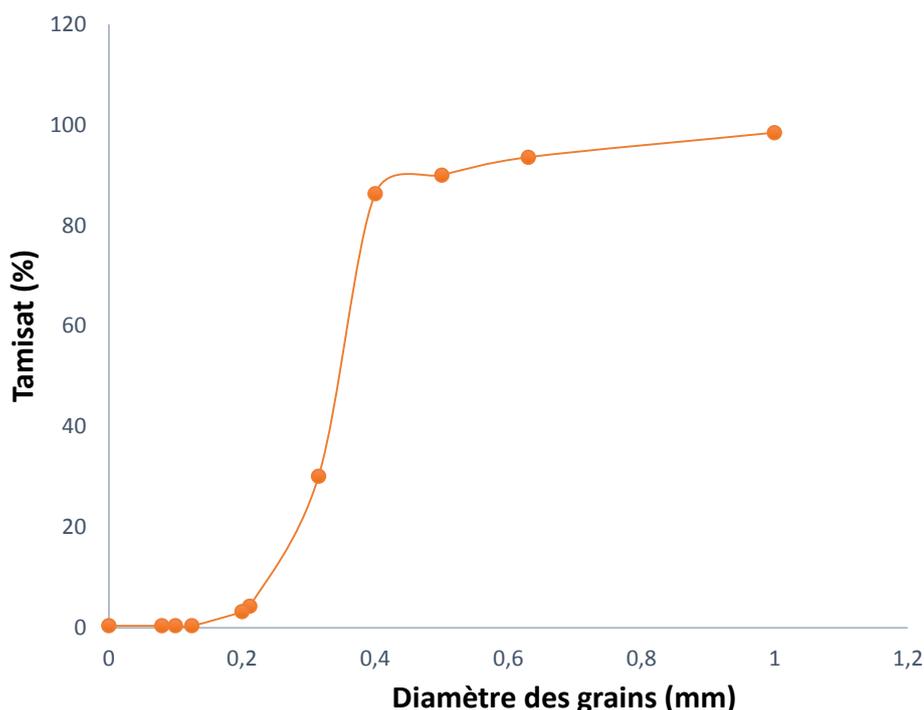


Figure 2. 1: Granulométrie initiale du sable étudié

2.3 Procédures expérimentale

2.3.1 Procédures d'Analyse granulométrique (NFP 18 560)

L'analyse granulométrique a été utilisée dans le cadre de ce travail pour caractériser le matériau testé avant l'essai de cisaillement en dispositif triaxial et a été également utilisée afin de quantifier la masse des particules fines produites sur l'éprouvette après cisaillement. L'essai consiste à fractionner au moyen d'une série de tamis un matériau en plusieurs classes granulaires de tailles décroissantes. Monter la série des tamis dans l'ordre décroissant de l'ouverture des mailles. On ajoutant le couvercle (pour éviter la dispersion des poussières) et le fond (pour recueillir les éléments fin). On procède au tamisage en versant le matériau sec dans la série des tamis. Agiter manuellement chaque tamis jusqu'à ce que le refus du tamis ne varie pas. On récupérera un refus (partie qui reste sur le premier tamis) et un tamisât (partie qui reste passe à travers le tamis) et une partie du tamisât sera retenue et une autre partie passera et ainsi de suite jusqu'au dernier tamis qui laissera passer les éléments inférieurs à 0,08 mm.



Figure 2. 2: Série des tamis utilisé pendant les essais granulométriques.



Figure 2. 3: Etapes de l'essai analyse granulométrique

➤ **Mesures des indices des vides minimum et maximum**

Afin de maîtriser l'indice de densité des éprouvettes reconstituées au laboratoire il a fallu identifier au laboratoire les indices des vides minimum et maximum. L'évaluation de ces indices des vides au laboratoire est effectuée à l'aide de la procédure décrite sur la norme Américaine ASTM (**D 4253 – 00 (2006)** et (**D 4254 – 00 (2006)**). L'indice de densité I_D des éprouvettes est ensuite calculé à partir de la relation suivante :

$$I_D = \frac{e_{max}-e}{e_{max}-e_{min}} \dots\dots\dots(1)$$

Tel que :

e : indice des vides de l'éprouvette

e_{max} : indice des vides maximum

e_{min} : Indice des vides minimum

➤ **Mesure de l'indice des vides minimum (e_{min})**

La mesure de l'indice des vides minimum commence par placer le sable par couches successive dans un moule à l'aide d'une cuillère et on secoue le moule avec un maillet ou bien un autre outil en plastique sur les quatre côtés du moule (Figure 2.4). Nous répétons le processus jusqu'à ce que le moule soit rempli au maximum, ensuite, nous pesons l'ensemble (moule + sable).

À travers la relation 1 nous pouvons calculer la valeur minimale de l'indice des vides.

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 \dots\dots\dots(2)$$



Figure 2. 4: Etapes de mesure de l'indice des vides minimum (e_{min})

➤ **Mesure de l'indice des vides maximum (e_{max})**

Pour le cas le plus lâche de notre sable, nous prenons l'entonnoir et le mettons au fond du moule. On remplit l'échantillon dans l'entonnoir, puis on soulève lentement l'entonnoir jusqu'à la fin de l'essai (Figure 2.5). Enfin nous pesons l'ensemble (moule + Sable). De cette façon la norme considère qu'il s'agit du cas le plus lâche que le sable peut avoir naturellement. Grâce à la relation (1), nous pouvons mesurer et extraire la valeur maximale de l'indice des vides.



Figure 2. 5: Etapes de mesure de l'indice des vides maximum (e_{max})

-Les caractéristiques du sable étudié sont présentées dans le Tableau 1.

Tableau 2. 1 : Caractéristiques du sable étudié

Sable	d ₅₀ (mm)	C _u	e _{min}	e _{max}	ρ _s (g/cm ³)
Oued Z'hor	0.35	1.5	0.52	0.72	2.68

➤ **Mesure la masse volumique**

Les mesures des masses volumiques apparentes et absolues ont été effectuées selon la norme **NF P 18-554 et NF P 18-555**.

-La masse volumique absolues ρ_s : On commence l'essai par mesure la masse pycnomètre rempli d'eau (M1), préparer l'échantillon de granulats secs de masse (environ 130 g) (M2), verser l'échantillon dans pycnomètre et verse l'eau encours, mesure la masse de pycnomètre l'eau et l'échantillon (M3).

$$\rho_s = \frac{M_2}{(M_1 - M_3) + M_2} \dots \dots \dots (4)$$



(a) (b) (c) (d)

Figure 2. 6: Etapes de mesure la masse volumique

-La masse volumique apparent ρ_d : la masse volumique apparente représente le rapport entre la masse et un certain volume de sol, soit calculé cette masse à partir la relation de l'indice de vide.

$$\rho_d = \left(\frac{1}{1+e}\right) \rho_s \dots \dots \dots (5)$$

2.4 Essai triaxial

L'essai triaxial est largement utilisé pour évaluer les caractéristiques mécaniques des éprouvettes de sol et de roches tels que l'angle de frottement, la cohésion, l'angle de dilatance ...etc. Dans le domaine de recherche cet essai est également utilisé pour évaluer l'effet de la pression de confinement sur la rupture des grains et voir leur influence sur le comportement des sols granulaires. L'essai de compression triaxiale consiste à soumettre une éprouvette cylindrique à un champ de contrainte uniforme qui une pression hydraulique σ_3 appliquée par l'intermédiaire d'un fluide remplissant, la cellule et une contrainte axiale ou déviateur ($\sigma_1 - \sigma_3$) appliquée par l'intermédiaire d'un piston. Dans un essai, l'éprouvette est soumise à un champ de contraintes isotropes jusqu'à une valeur donnée. On maintient ensuite à niveau constant la pression hydraulique représentée par σ_2 et σ_3 , on augmente progressivement la contrainte axiale σ_1 ou le déviateur ($\sigma_1 - \sigma_3$) jusqu'à la rupture de l'éprouvette.



Figure 2. 7: Dispositif de cisaillement en triaxial (laboratoire de MDS de l'université de Biskra).

2.4.1 Procédures expérimentale de l'essai triaxial

La procédure de l'essai triaxial se devise en quatre étapes générales à savoir : préparation de l'éprouvette, saturation de l'éprouvette, consolidation de l'éprouvette et en fin cisaillement de l'éprouvette. Dans ce qui suite nous détaillons ces quatre étapes. Pour plus de détails nous orientons le lecteur à visualiser la vidéo en cliquant sur le lien suivant : [Triaxial test + Pluviation technique Training - YouTube](#)

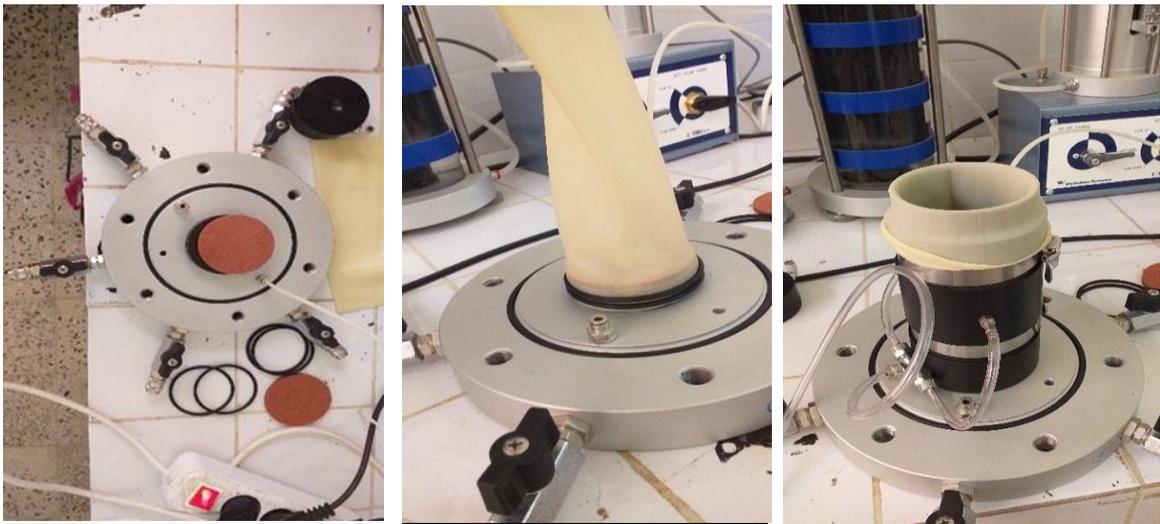
1- Préparation de l'éprouvette

-L'échantillon a une forme cylindrique de dimensions suivantes :

- la hauteur $H = 140\text{mm}$

- un diamètre $D = 70\text{mm}$

1- On commence l'essai en mettant une pierre poreuse, puis une membrane, fixée la membrane à la base inférieure, en plaçant un joint torique sur la gorge de l'embase (Figure 2.8(a),(b)).et plaçant un moule de formage, qui permet la formation d'une éprouvette cylindrique (Figure 2.8 (c)).



(a)

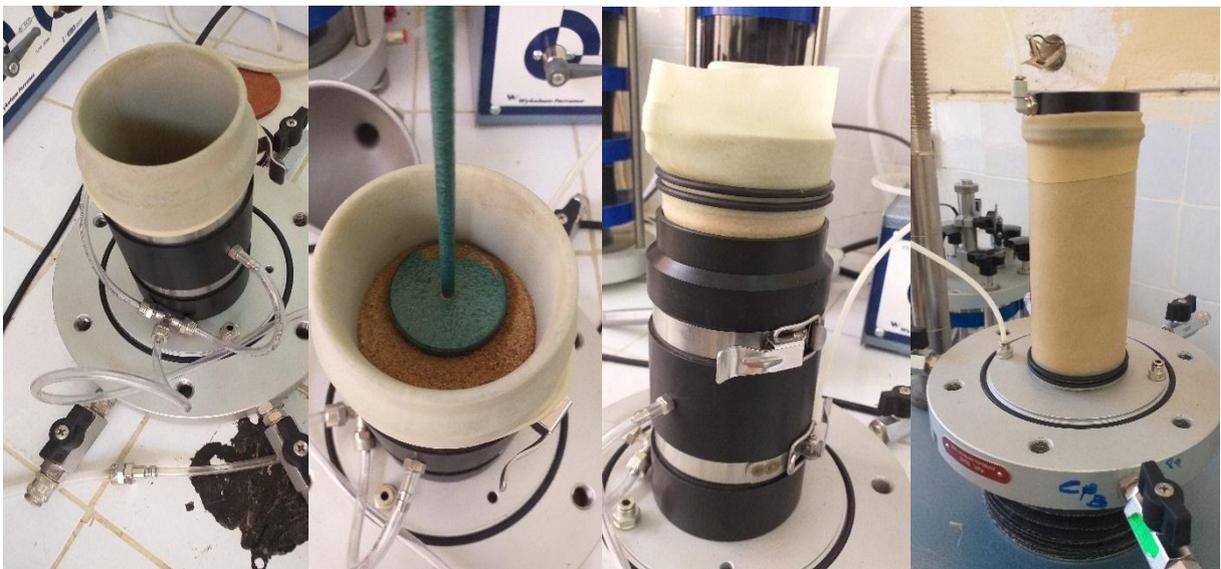
(b)

(c)

Figure 2. 8: Les étapes préparation l'échantillon.

2- Pour presser la membrane contre le moule, on applique une pression de vide sur le moule. On essaye de ne laisser aucun pli sur la membrane (Figure 2.9 (a)).

3- Et puis après avoir calculé la masse du sable à mettre, on divise soit en 7 couches car l'échantillon fait 14cm de haut, donc on divise en 7 couches pour faire 2cm pour chacune, on essaye de compacter chaque couche (Figure 2.9(b)).



(a)

(b)

(c)

(d)

Figure 2. 9: Etapes de préparation l'éprouvette

4- Nous mettons la deuxième pierre poreuse. Ensuite, nous mettons notre base supérieure (Figure 2.9(c)). Pour tenir l'échantillon ont appliqué la pression négative dans l'échantillon, et ensuite, pouvoir retirer le moule (Figure 2.9(d)).

5-nous commençons à placer les différentes parties de la cellule, Lorsque nous serrons les tiges, nous essayons de serrer en diagonale. Ensuite, nous remplissons la cellule d'eau.

6-Nous appliquons une pression de confinement d'environ 30 kPa pour maintenir l'échantillon. Après supprimé cette pression négative, Donc je montré à 50 kPa.

2. Saturation l'éprouvette

1- On fait tout d'abord circuler l'eau à travers l'échantillon pendant 20 minutes, Ouvrir la vanne de drainage vanne de vidange.

2- Isolée l'éprouvette par fermer la vanne de drainage et la vanne de vidange

3- Appliquée 20 kPa de la pression de confinement, vérifier la réaction de contre pression et calculée le coefficient de Skempton β , qui sert à vérifier le degré de saturation de l'échantillon.

La valeur B est définie par l'équation suivant :

$$\beta = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \dots\dots\dots(6)$$

Δu = changement de pression interstitielle résultant de l'augmentation de la pression cellulaire.

$\Delta \sigma_3$ = variation de la pression cellulaire.

4- Nous appliquons les deux pressions sur l'éprouvette, et montre les pressions avec un différence de 50kPa jusqu'à 250 kPa de la pression de confinement. Et vérifier encore une fois la saturation.

3. Consolidation l'éprouvette

1- Créé un fichier sur le programme

2- Réglage le volumètre en mode « volume change »

3- Augmenter la pression cellulaire jusqu'à la valeur souhaitée. On dit la consolidation est terminée lorsque la pression et le volume se stabilisent.

4. Cisaillement l'éprouvette

1- Créé un autre fichier sur le programme et on lance l'acquisition des données sur le PC. Le système d'acquisition des données piloté par un logiciel prévu à cet effet permet d'enregistrer en temps réel la pression interstitielle, le déplacement axial, la variation volumique de l'éprouvette, la force axiale, la pression de confinement.

2- on commence à appliquer la force verticale via la presse en lui donnant une vitesse de cisaillement de 1 mm/min. Si par exemple on souhaite attendre un niveau de déformation axiale de 18%, on aura besoin d'environ 25 minutes de cisaillement.

3- Quand le niveau de déformation souhaité est atteint, on arrête la presse et on arrête l'acquisition des données sur le PC.

2.4.2 Congélation des éprouvettes et découpage des bandes de cisaillement

Dans les travaux de Feia et al. (2016) la quantification des particules fines produites au sein de l'éprouvette cisailée a été effectuée en analysant l'ensemble de l'éprouvette. Cependant, dans la littérature plusieurs auteurs ont rapporté que la production des particules fines dans les éprouvettes de sable soumises à des chargements triaxiaux est plus accentuée au niveau des bandes de cisaillement créées lors de l'essai ((Alikarami et al., 2015); (Identifier et al., 2017); (Arslan et al., 2009)). Afin de pouvoir quantifier la masse de particules fines produites au sein de la bande de cisaillement il a fallu chercher une méthode qui permet d'isoler cette bande de cisaillement et l'analyser par un essai granulométrique. Pour ce faire nous avons congelé l'éprouvette juste après son cisaillement et ensuite découper la bande de cisaillement. La procédure de cette méthode est décrite ci-dessous :

Après avoir terminé l'essai triaxial sur l'éprouvette, on commence la procédure de congélation des éprouvettes et découpage des bandes de cisaillement.



Figure 2. 10: Congélation des éprouvettes

- 1- Appliquer une pression négative sur l'éprouvette. Pour préserver la forme de l'échantillon et la bande de cisaillement après suppression des deux pressions (Figure 2.11(a)).
- 2- mettre l'éprouvette dans le congélateur (Figure 2.11(b)).



(a)

(b)

(c)

Figure 2. 11: Les étapes de congélation l'éprouvette

- 3- Définir la bande pour découpage (Figure 2.11(c)), et la découper de façon la plus précise possible (Figure 2.12(a)(b)).



(a)

(b)

(c)

Figure 2. 12: Les étapes de découpage l'éprouvette



Figure 2. 13: La bande de cisaillement

4- Mettre la bande découpée dans l'étuve pour séchage.

5- Cette procédure est suivie par des réalisations des analyses granulométriques de la bande, afin de quantifier la masse des particules fines produites après cisaillement et apprécier l'effet de l'endommagement des grains sur les propriétés mécanique.

➤ **Mesure l'indice de vide de la bande de cisaillement**

La fracture du grain est connue pour causer des changements dans production des particules fins sur l'éprouvette, les fines résultant de dommages à ces grains affectent principalement la taille des pores. Pour voir quels changements se sont produits, nous mesurons l'indice de vide dans la bande de cisaillement. D'abord, nous avons mesuré la masse volumique de la bande de cisaillement. Les procédures de cette méthode sont décrites ci-dessous :

Nous prenons un morceau de bande de cisaillement que nous avons coupé de l'échantillon et il est congelé. Nous mesurons le volume et la masse sèche du morceau. Et puis nous mesurons la densité sèche (la figure 2.14) avec cette équation :

$$\rho_d = \frac{m_s}{v} \dots\dots\dots(7)$$

Après ça on mesure l'indice de vide par équation (2).



Figure 2. 14 : Mesure volume de la bande

2.5 Programme expérimental

Des essais de cisaillement consolidé drainé (CD) au dispositif TRIAXIAL seront réalisés sur chaque échantillon de sable avec les différentes densités (moyen D₁, moyennement dense D₂ et dense D₃) ainsi que pour chaque niveau de consolidation ($\sigma_1 = 100\text{kPa}$, $\sigma_2 = 200\text{kPa}$, $\sigma_3 = 400\text{kPa}$, $\sigma_4 = 600\text{kPa}$).

Tableau 2. 2 : Programme d'essai triaxial

dénomination	σ'_c (kPa)	Indice des vides e	I _p
Oued Z'hor	100	0,62	0,5
	100	0,58	0,7
	100	0,54	0,9
	200	0,62	0,5
	200	0,58	0,7
	200	0,54	0,9
	400	0,62	0,5
	400	0,58	0,7
	400	0,54	0,9
	600	0,62	0,5
	600	0,58	0,7
	600	0,54	0,9

2.6 Conclusion

Le chapitre présente les caractéristiques du matériau étudié (sable oued Z'hor), ainsi que les techniques et les procédures expérimentales adoptées dans cette étude. Des essais triaxial ont été effectués sur des échantillons de sable oued Z'hor. À différents niveau de consolidation ($\sigma_1 = 100\text{kPa}$, $\sigma_2 = 200\text{kPa}$, $\sigma_3 = 400\text{kPa}$, $\sigma_4 = 600\text{kPa}$). Pour différents durée de chargement et pour différentes valeurs de densité. Une analyse granulométrique de l'éprouvette après

chargement est réalisée afin d'obtenir l'évolution de la granulométrie initiale. Des mesures de perméabilité d'un matériau granulaire.

Dans le prochain chapitre, nous présentons l'ensemble des résultats expérimentaux obtenus sur le dispositif triaxial, et le dispositif d'analyse granulométrique, l'indice de vide de la bande, ainsi que l'analyse et les interprétations de ces résultats.

CHAPITRE 3 : RESULTATS EXPERIMENTAUX

3.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous présentons les résultats expérimentaux des essais triaxiaux réalisés des éprouvettes de sable ayant différents indices de densité. Sur la base de ces résultats expérimentaux nous présentons également nos analyses et interprétations de l'effet de quelques paramètres sur la production des particules fines au sein des bandes de cisaillement des éprouvettes étudiées tels que : la contrainte de confinement, l'indice de densité. Nous terminons ce chapitre par quelques conclusions qui récapitulent les principaux résultats obtenus.

3.2 Comportement mécanique des éprouvettes étudiées

3.2.1 Résultat typique d'un essai triaxial



Sur cette section nous présentons un résultat de comportement mécanique d'une éprouvette de sable soumise à un chargement triaxial. Il s'agit d'une éprouvette de sable dense ayant un indice de densité de $I_d = 0,70$ et indice des vides e_0 égale à $0,586$. Cette éprouvette a été consolidée à une contrainte de consolidation de 100 kPa . Les résultats de ces essais sont présentés sur la Figure 3.1.

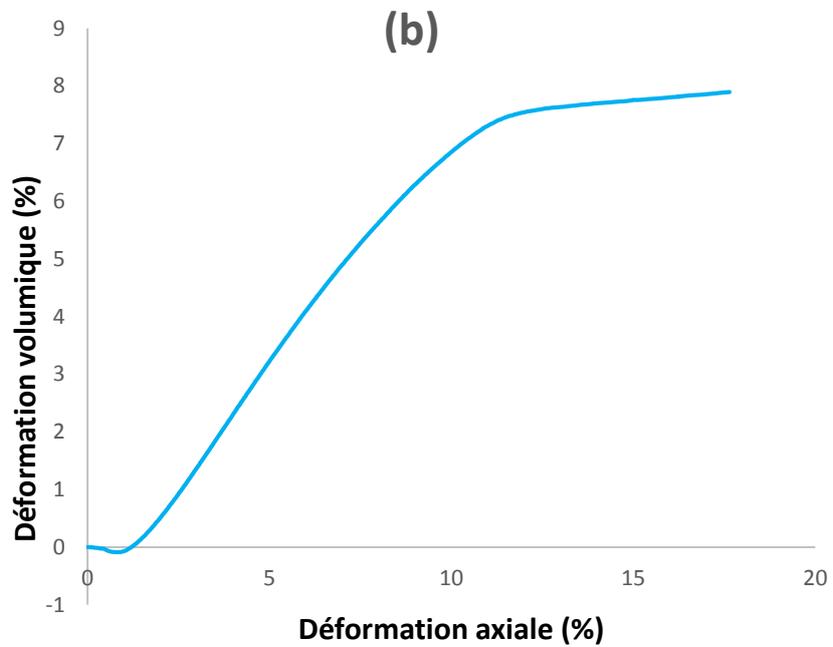
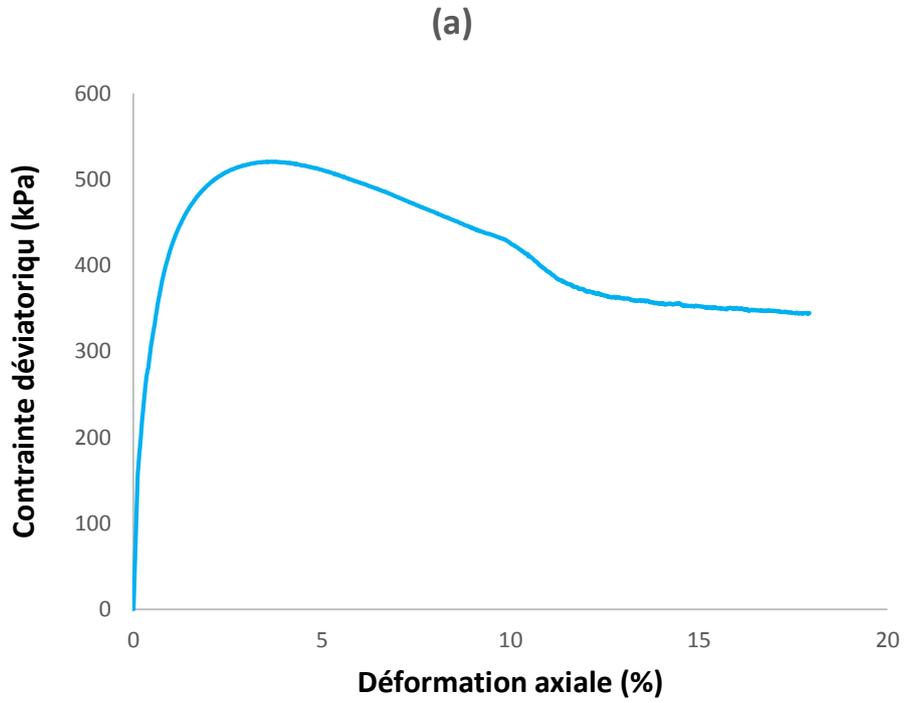
La courbe contraintes-déformations Figure 3.1(a) est caractérisée par :

- Une phase linéaire élastique pour les déformations faibles (<1%) où le déviateur évolue linéairement avec la déformation axiale.
- Une seconde phase de déformation plastique où le déviateur croît de moins en moins vite jusqu'à une valeur de pic maximale.
- Une phase de localisation au cours de laquelle le déviateur diminue brutalement.
- Une phase de radoucissement aux grandes déformations au cours de laquelle le déviateur présente un palier.

Concernant la réponse mécanique en termes de déformation volumique (Figure 3.1.b) il est à noter que lors du cisaillement de l'éprouvette cette dernière se déforme, en effet on peut s'en rendre compte à l'œil nu : l'écrasement causé par la presse s'accompagne d'une mise en tonneau (voir photo de la figure 3.2). Ce phénomène correspond à un gonflement de l'éprouvette qui abandonne sa forme cylindrique initiale et voit les rayons de ses sections transversales augmenter au fur et à mesure qu'on se rapproche de son milieu. La déformation de l'éprouvette est aussi caractérisée par la possible formation d'une bande de cisaillement après le passage au pic du déviateur, lors des phases de localisation et de radoucissement. Cela correspond à un glissement d'ensemble, selon un plan oblique, d'une partie supérieure de l'échantillon sur une partie inférieure. Ce phénomène n'est pas toujours observable lorsque la consolidation est trop forte.

On peut dégager, comme on l'a fait pour les courbes représentant les réponses déviatorique une allure d'ensemble valable pour les quatre contraintes et chacune des consolidations. En effet on observe toujours dans un premier lieu une phase contractante au cours de laquelle le volume de l'éprouvette décroît tandis que la déformation axiale augmente. Ensuite vient une phase dilatante où le volume de l'éprouvette augmente avec sa déformation.

En ce qui concerne le présent essai on observe une rupture de pente lors de la phase dilatante. Cette dernière a en fait lieu lors de la phase de localisation pendant laquelle le comportement mécanique du sable change avec une chute du déviateur de contrainte. On a précédemment associé cette phase de l'essai à un glissement des grains de sable les uns sur les autres pouvant aller jusqu'à la formation d'une bande de cisaillement. On peut alors interpréter ce changement de pente dans la courbe de variation volumique comme si toutes les variations de volume étaient localisées dans cette partie de l'échantillon.



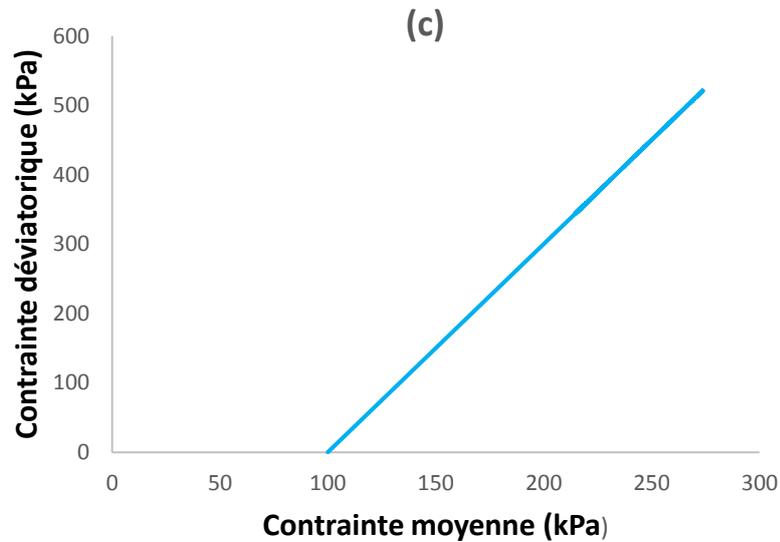


Figure 3. 1: Les courbes des résultats typiques en condition drainée à l'appareil triaxial ($I_d=0.7$, $\sigma_c=100\text{kPa}$) ((a) (q , ε_a), (b) (ε_v , ε_a), (c) (q , p'))

La courbe 3.1.c présente le chemin des contraintes. Il s'agit d'une présentation de la contrainte déviatorique en fonction de la contrainte moyenne. Classiquement le chemin de contrainte présente une pente égale à 3 pour les essais de cisaillement de type consolidé drainé CD et ce qu'on observe sur le résultat de cet essai.

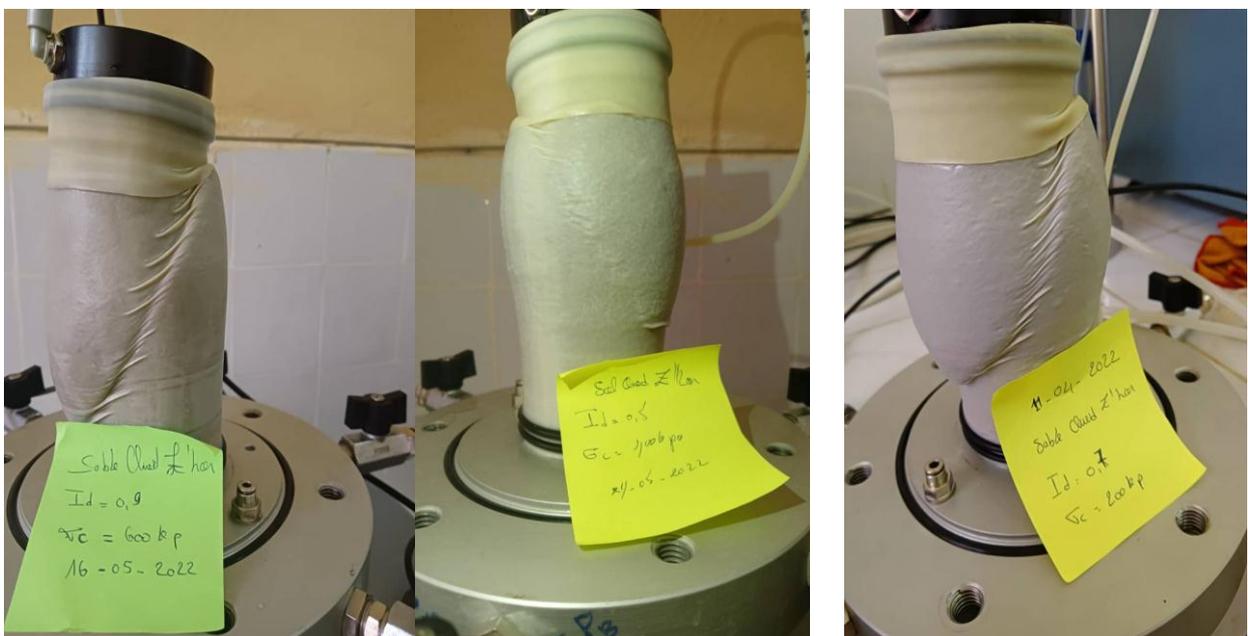


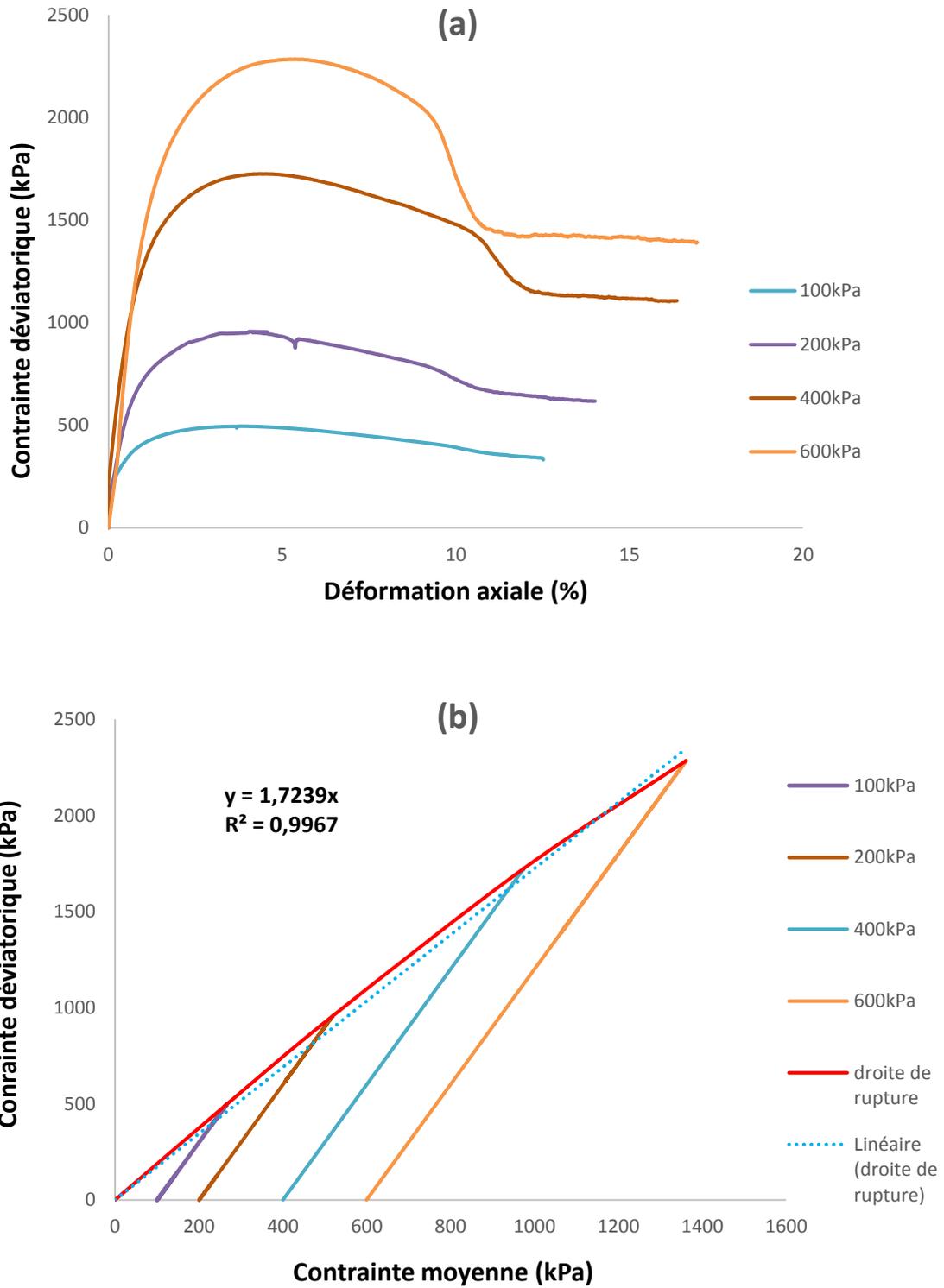
Figure 3. 2: Formation des bandes de cisaillement à l'intérieur des éprouvettes

3.2.2 Effet de la contrainte de Consolidation

Quatre essais triaxiaux ont été réalisés sur des éprouvettes ayant le même indice de densité ($I_D = 0.9$). Ces éprouvettes ont été soumises à différentes contraintes de consolidation (100kPa, 200 kPa, 400kPa et 600kPa). La Figure 3.3.a présente les résultats en termes de contrainte-déformation axial, déformation volumique-déformation axiale et en terme contrainte déviatorique-contrainte moyenne. Nous observons que les résultats en termes de contrainte-déformation axial sont dans l'ordre. En effet plus la contrainte de confinement est élevée plus le pic de contrainte déviatorique est élevée. Il s'agit du comportement mécanique classique des éprouvettes de sols soumis à différentes pressions de confinement.

Quant aux courbes de la déformation volumique-déformation axiale, présentées sur la Figure 3.3.b, là aussi on retrouve le comportement mécanique classique où la phase de dilatance est plus marquée pour les essais réalisés à faible contrainte de confinement. Sur les éprouvettes cisillées à une contrainte de confinement élevée la dilatance qui peut être expliqué par le désenchevêtrement des grains devient moins facile comparant à celles cisillées à des contraintes de confinement plus faibles.

La Figure 3.3.c présente les chemins des contraintes des quatre essais réalisés. Il est à noter que la droite qui relie ces chemins représente la droite de rupture à partir de laquelle les caractéristiques mécanique c et ϕ peuvent être évaluées.



- Par la courbe 3.3.c nous mesurons l'angle de frottement par la formule suivant :

$$q = \frac{6 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} p \dots \dots \dots (8)$$

q : la contrainte déviatorique

p : la contrainte moyenne

Q	1.723
$(1.723) * (3 - \sin \varphi) = 6 \sin \varphi$	
$5.169 = 7.723 \sin \varphi$	
$\sin \varphi = 41.29^\circ$	

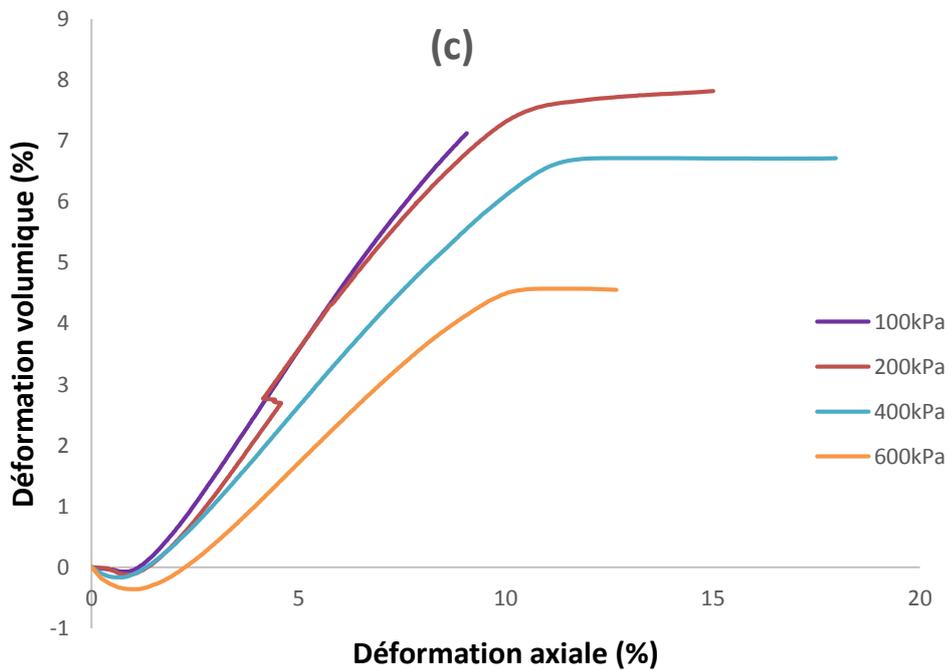
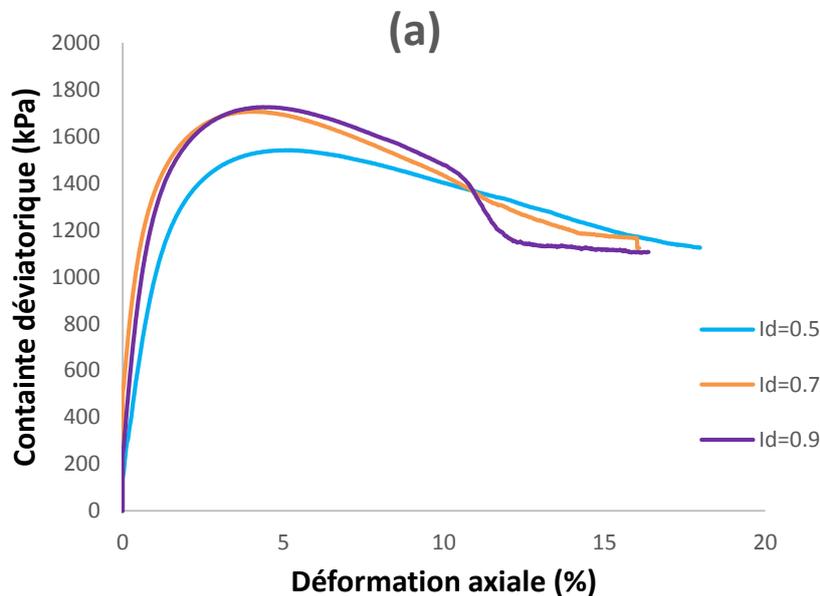


Figure 3.3 : Les courbes des résultats triaxiaux de Quatre essais ($I_d=0.7$, $\sigma_c=100kPa$)
 ((a) (q, ϵ_a), (b) (q, p'), (c) (ϵ_v , ϵ_a))

3.2.3 Effet l'indice de densité

Dans le cadre du programme expérimental de la présente étude trois essais triaxiaux ont été réalisés ayant trois différents indices de densité ID (0,5 ; 0,7 et 0,9). Ces essais ont été cisailés à la même contrainte de consolidation ($\sigma_c = 400$ kPa). Les réponses mécaniques de ces essais sont présentées sur la Figure 3.4. Il est à noter que compte tenu le volume de l'éprouvette relativement petit, la différence en terme de masse des éprouvettes réalisées sur ces différents indices de densité est représentée que par quelques grammes de sable. Ce qui peut expliquer la différence qui n'est pas très marquée sur les courbes notamment celles des essais réalisés avec des indices de densité de 0,7 et 0,9.

On note ici que dans le plan (q, ε_a) le pic est relativement plus marqué pour l'essai réalisé sur l'éprouvette la plus dense. On note également une dilatance moins importante sur l'essai réalisé avec un indice de densité le plus faible. On peut observer aussi que la phase de localisation de déformation est plus marquée sur l'essai réalisé avec l'indice de densité le plus élevé. Toutes ces constatations sont classiquement connus dans le comportement mécanique des sables ce qui montre la fiabilité de ces essais.



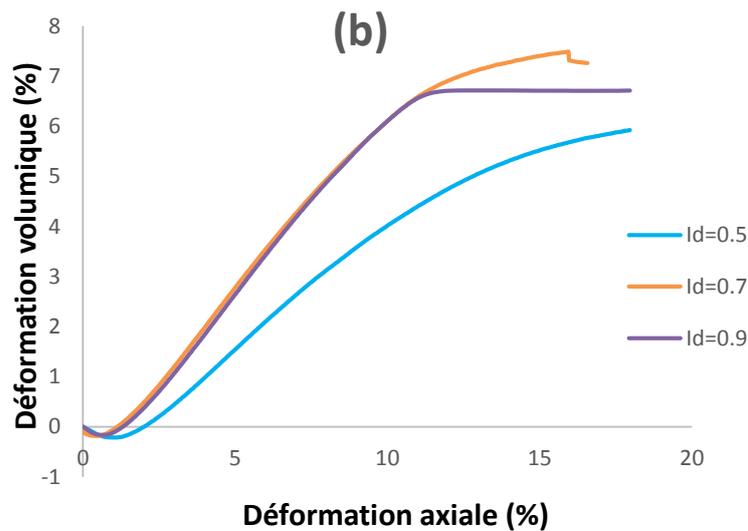


Figure 3. 4: Les résultats de trois essais triaxiaux, dans les plans ((a) (q, ε_a)), ((b) $(\varepsilon_v, \varepsilon_a)$) ($\sigma_c = 400$ kPa).

3.3 Endommagement des particules fines d'une éprouvette de sable soumise à un chargement triaxial.

3.3.1 Résultat typique

Il est à rappeler que l'un des objectifs principaux de la présente étude est de caractériser la production des particules fines lors de cisaillement des éprouvettes. Cette caractérisation se focalise sur la bande de cisaillement étant donné que dans la littérature plusieurs chercheurs en parlent (Ando et al. 2013, Feia et al. 2014 ...etc). L'idée donc était de trouver une manière d'isoler la bande de cisaillement de l'éprouvette après cisaillement et de quantifier la masse de particules fines produite. Il est à rappeler également que le sable étudié est un sable écrêté par un tamis de 0.125mm afin de pouvoir quantifier de façon plus facile la masse de particules fines produite lors de cisaillement.

Comme il a été expliqué dans le chapitre 2 les éprouvettes cisailées ont été congelées dans le but de pouvoir découper leurs bandes de cisaillement facilement. La Figure 3.5 présente quelques photos du processus de congélation.

Après un essai triaxial réalisé sur une éprouvette reconstituée à 0,7 d'indice de densité et cisailée à 400 kPa de contrainte de consolidation une analyse granulométrique a été effectuée sur la masse de sable issue de la bande découpée puis sur la masse de sable de l'éprouvette

entière après cisaillement. Les résultats de ces analyses ont été comparés avec la courbe granulométrique initiale du sable. Les résultats de cette comparaison sont présentés sur la Figure 3.6.

La Figure 3.6 présente les résultats de ces analyses. On observe un décalage de la courbe granulométrique très marquée pour la bande de cisaillement ce qui met en évidence que la production de particules fines se fait au niveau de la bande de cisaillement. Ce résultat a été également rapporté par Ando et al. (2016) lors du scan d'une éprouvette avant et après cisaillement par micro-tomographie au rayon X. Ce résultat peut très bien expliquer la diminution de la perméabilité trouvée par Feia et al. (2014) lors de l'essai de cisaillement malgré la dilatance de l'éprouvette (voir Figure 3.7). Cette diminution est trouvée plus marquée dans la phase de localisation de déformation c'est-à-dire lors de la création de la bande de cisaillement.



Figure 3. 5: Congélation d'éprouvette

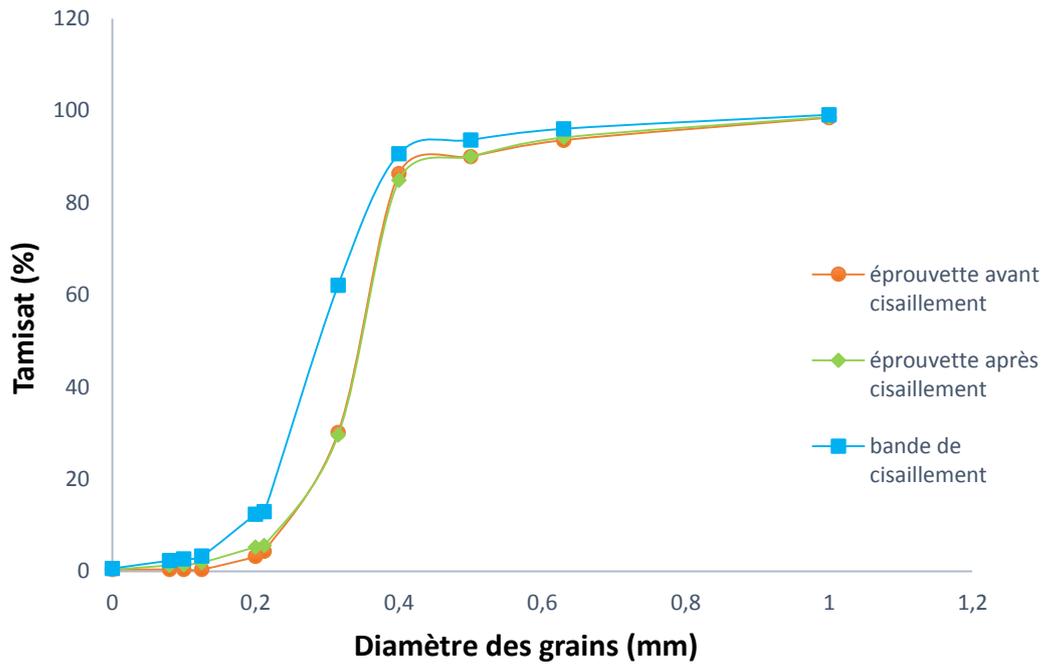
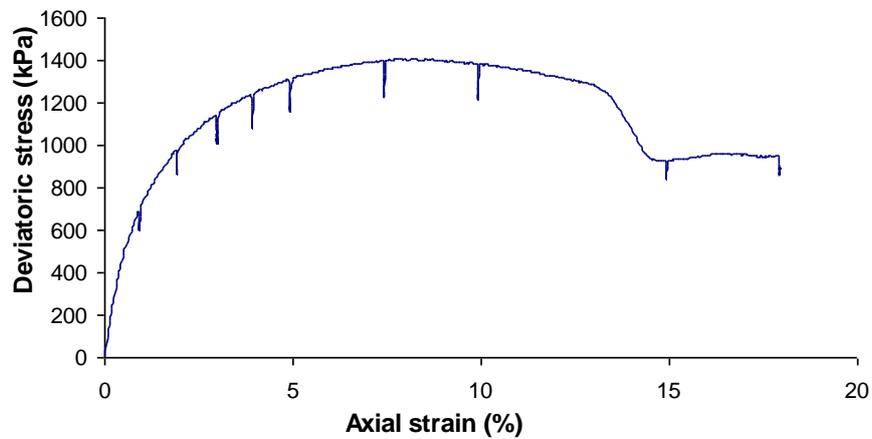


Figure 3. 6: Résultats granulométrique sur l'éprouvette cisailée ($I_d=0.7$, $\sigma_c=400\text{kPa}$)



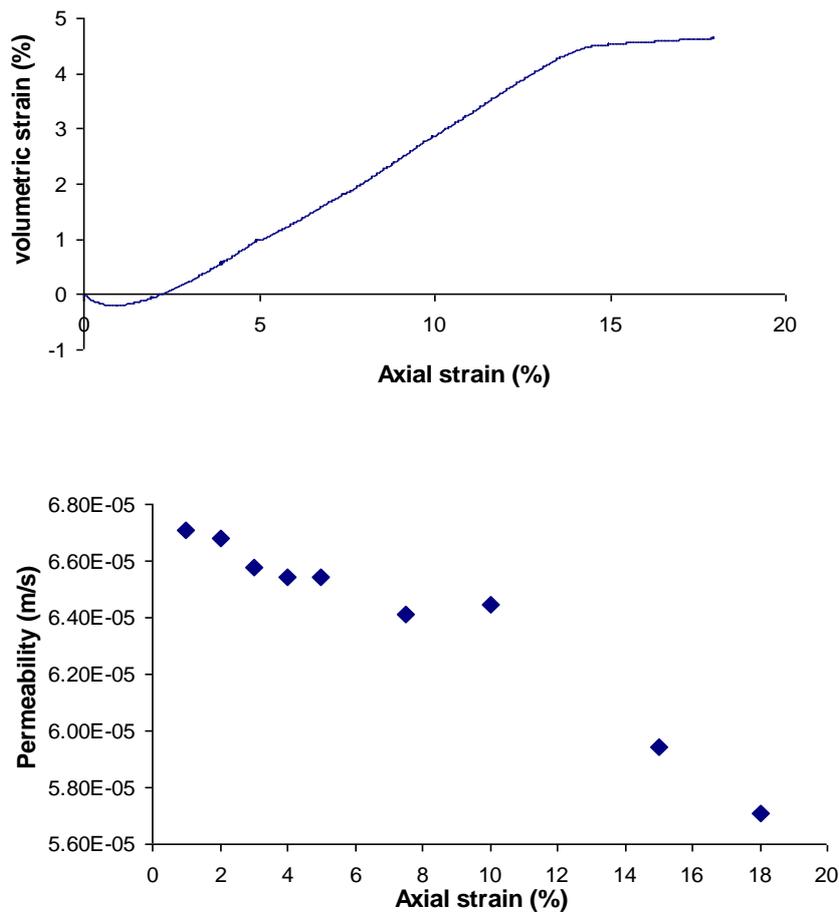


Figure 3. 7: Diminution de la perméabilité malgré la dilatance bien marquée de l'éprouvette (Feia et al. 2014) ($I_D = 0,9$; $\sigma_c = 400$ kPa).

3.3.2 Effet de la contrainte de consolidation

Afin de mettre en évidence la localisation de la production des particules fines et d'explorer l'effet de la contrainte de consolidation quatre essais triaxiaux ont été réalisés sur des éprouvettes ayant le même indice de densité de 0,9 et différentes contraintes de consolidation (100kPa, 200 kPa, 400kPa et 600kPa). Toutes les bandes de cisaillement créées lors de l'essai ont été analysées et la Figure 3.8 présente quelques photos prises lors de la procédure de découpage des bandes.

La Figure 3.9 présente les résultats des essais réalisés en terme d'analyse granulométrique. La Figure 3.10 présente l'évolution de la quantité de particules fines produites pour chaque essai réalisé. Il est clair que cette quantité augmente avec l'augmentation de la pression de confinement. Ce résultat est intuitif étant donné que quand la pression de confinement augmente, la contrainte de cisaillement le suit (comme il a été remarqué auparavant sur sur la

Figure 3.3) ce qui fait augmenter également les forces intergranulaires qui conduit à un endommagement des grains plus important.



Figure 3. 8: Découpage de la bande cisaillement

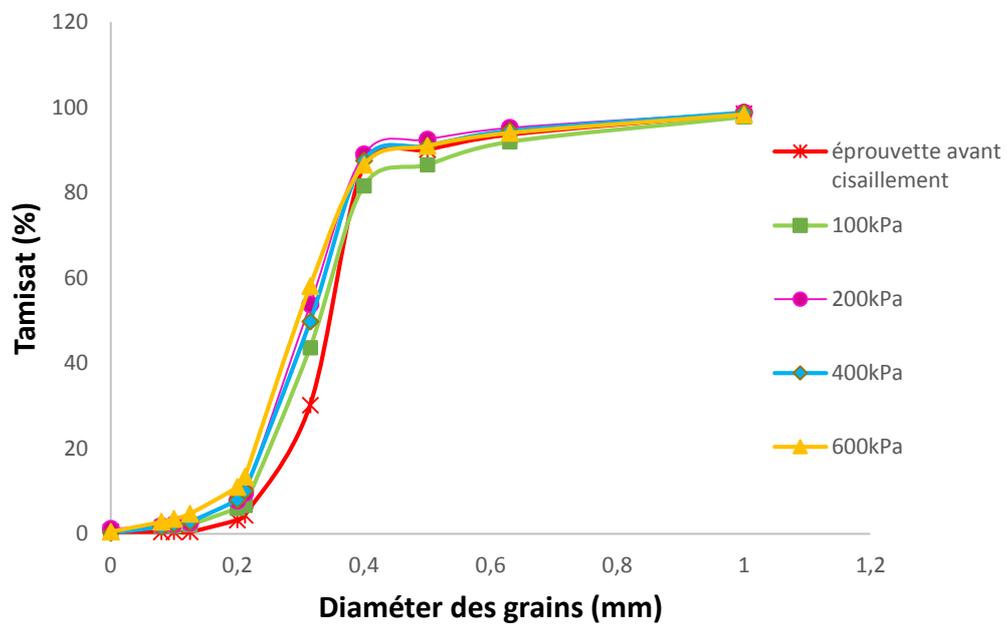


Figure 3. 9: Evolution des courbes granulométriques de bande cisaillement en fonction des contraintes appliquées ($I_d=0.9$).

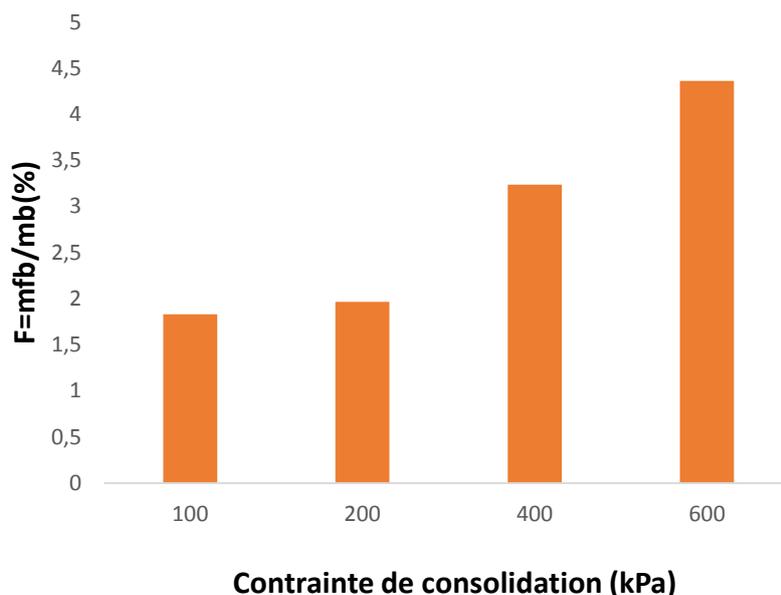


Figure 3. 10: Evolution de facture F en fonction des contraintes de consolidation
mfb= la masse de fins de bande cisaillement

mb= la masse de bande cisaillement

3.3.3 Effet de l'indice de densité

La Figure 3.11 présente les résultats des essais réalisés en terme d'analyse granulométrique. La Figure 3.12 présente l'évolution de la quantité de particules fines produites pour chaque essai réalisé. Il est clair que cette quantité diminue avec l'augmentation de l'indice de densité. Ce résultat qui n'est pas intuitif peut être expliqué par le nombre de contact entre les grains au niveau de la matrice granulaire. Ce nombre est plus faible pour un milieu poreux moins dense. Pour la même contrainte, une matrice ayant un nombre faible de contact conduit à des forces intergranulaires plus importantes ce qui favorise l'endommagement des grains.

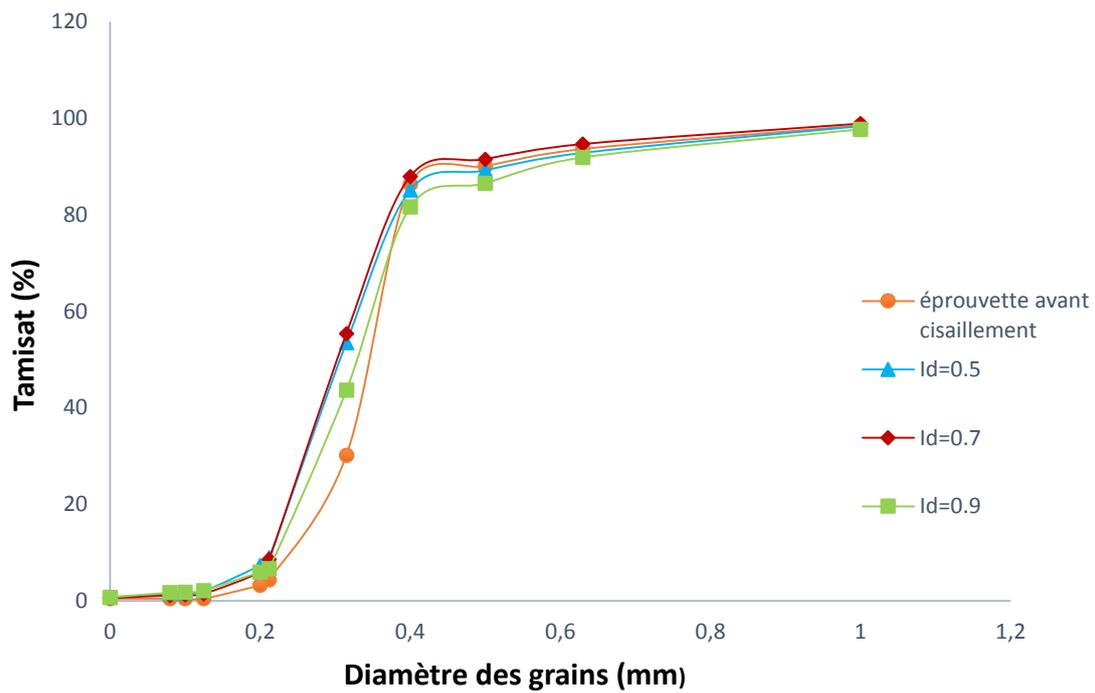


Figure 3. 11: Distribution granulométrique de bande cisaillement des sables testé

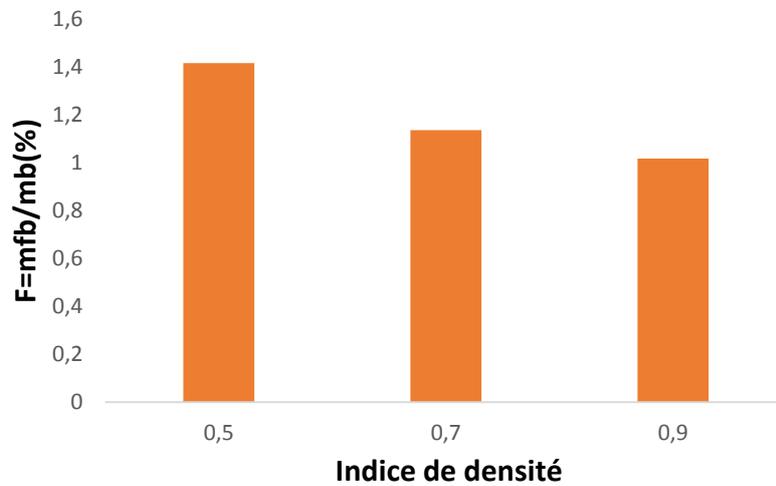


Figure 3. 12: Evolution de facture F en fonction l'indice de densité

mfb= la masse de fins de bande cisaillement

mb= la masse de bande cisaillement

3.3.4 Evolution volumétrique des bandes cisaillement durent l'essai



(a)

(b)

(c)

Figure 3. 13: Les étapes de mesure la masse volumique apparente ((a)éprouvette graduée avec eau, (b) l'échantillon, (c) échantillon avec l'eau

Afin d'évaluer l'état de densité des bandes de cisaillement des mesures de la densité d'une bande a été effectuée. Cette bande issue d'un essai réalisé sur une éprouvette reconstituée à 0,70 d'indice de densité et soumise à une contrainte de consolidation de 200 kPa. La densité de la bande trouvée a été comparée avec celle de l'éprouvette avant cisaillement et celle après cisaillement. Les résultats de cette comparaison sont présentés sur la Figure 3.14. Cette comparaison montre que ces bandes au sein desquelles les particules fines sont produites sont des bandes compactantes ce qui favorise l'endommagement des grains.

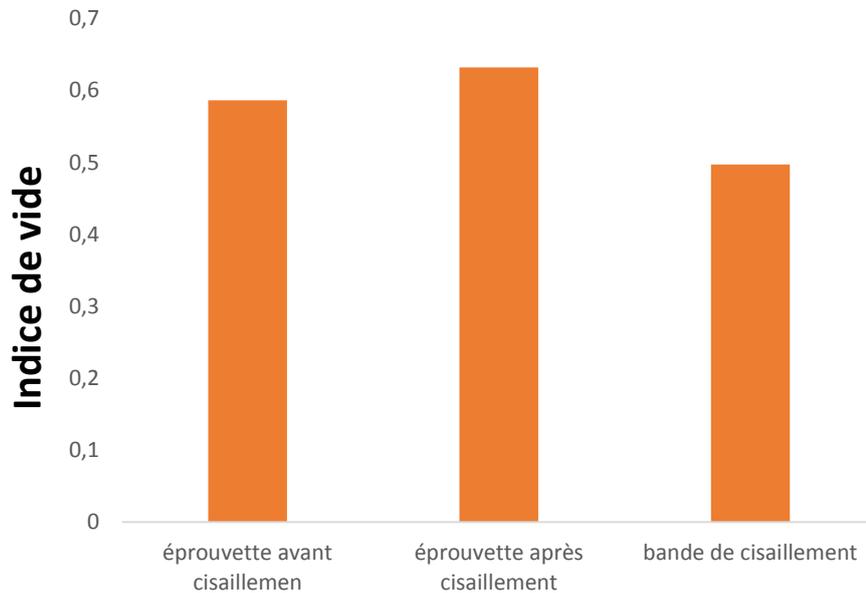


Figure 3. 14: Evolution de l'indice de vide en fonction l'état des éprouvettes

3.4 Conclusion

Une étude expérimentale a été effectuée afin d'étudier l'effet de la rupture des grains des matériaux granulaires soumis à des fortes contraintes. Des essais triaxiaux ont été réalisés sur des éprouvettes de sable carbonaté de taille des grains supérieurs à 0.125 mm pour différentes valeurs de densité et pour différentes valeurs de contraintes de consolidation. Ces essais sont suivis par des analyses granulométriques des éprouvettes après chargement. Les effets de différents paramètres tels que : l'indice de densité et la contrainte de consolidation.

Les résultats expérimentaux mettent en évidence dans un premier lieu que la production des particules fines se fait au sein de la bande de cisaillement. A l'intérieur de ces bandes compactantes les forces inter granulaires augmentent ce qui conduit à un endommagement de grains (ou parfois des aspérités des grains). Ce résultat peut très bien expliquer la diminution de la perméabilité lors de l'essai de cisaillement malgré la dilatance de l'éprouvette rapportée par plusieurs chercheurs dans la littérature. Cette diminution est trouvée plus marquée dans la phase de localisation de déformation c'est-à-dire lors de la création de la bande de cisaillement.

Les résultats expérimentaux montrent que cette production de particules fines augmente avec la contrainte de consolidation et diminue avec l'augmentation de l'indice de densité. Une production de fines un peu plus grande a été constatée pour l'éprouvette de moyenne d'indice de densité (0.5) comparée à des éprouvettes de haute d'indice de densité (0.7 et 0.9).

CONCLUSION GENERALE

Ce travail de mémoire avait pour objectif d'étudier le phénomène de l'endommagement des grains solides des éprouvettes soumises aux cisaillements. Des essais triaxiaux ont été réalisés sur des éprouvettes de sable ayant différentes valeurs de densité et différentes valeurs de contraintes de consolidation. Ces essais sont suivis par des analyses granulométriques des éprouvettes après chargement. L'idée était donc d'explorer les effets de ces différents paramètres tels que : l'indice de densité et la contrainte de consolidation, sur la production des particules fines au sein de la bande de cisaillement à l'aide d'un protocole expérimental développé dans le cadre de ce travail.

Les résultats expérimentaux mettent en évidence dans un premier lieu que la production des particules fines se fait au sein de la bande de cisaillement. Ce résultat peut très bien expliquer la diminution de la perméabilité lors de l'essai de cisaillement malgré la dilatance de l'éprouvette. Cette bande de cisaillement joue donc le rôle d'une barrière de l'écoulement d'eau traversant l'éprouvette. Il s'agit du même processus qui se passe dans les réservoirs pétroliers non cimentés lors de l'injection de l'eau de production.

Les résultats expérimentaux montrent aussi que la quantité des particules fines est plus importante quand la pression de confinement augmente. Elle est également plus importante pour les éprouvettes ayant une densité plus faible. Cela a été expliqué par le nombre de contact entre les grains au niveau de la matrice granulaire. Ce nombre est plus faible pour un milieu poreux moins dense. Pour la même contrainte, une matrice ayant un nombre faible de contact conduit à des forces intergranulaires plus importantes ce qui favorise l'endommagement des grains.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- ABBAS, M, S & Feia, S. (2017). Effet de l'endommagement des grains sur le fluage des matériaux granulaires.
- Alikarami, R., Andò, E., Gkiousas-Kapnisis, M., Torabi, A., & Viggiani, G. (2015). Strain localisation and grain breakage in sand under shearing at high mean stress: insights from in situ X-ray tomography. *Acta Geotechnica*, 10(1), 15–30. <https://doi.org/10.1007/s11440-014-0364-6>
- Arslan, H., Baykal, G., & Sture, S. (2009). Analysis of the influence of crushing on the behavior of granular materials under shear. *Granular Matter*, 11(2), 87–97. <https://doi.org/10.1007/s10035-009-0127-5>
- Bahda, F. (2010). Etude du comportement du sable à l' ' appareil triaxial : expérience et modélisation. Thèse.
- Barden, L., Ismail, H. & Tong, P. (1969). Plane strain deformation of granular material at low and high pressures. *Géotechnique* 19, No. 4, 441-452.
- Bilbie, G. (2008). Modélisation multi-échelle de l' ' endommagement et de la rupture dans les milieux (quasi-) fragiles To cite this version : HAL Id : tel-00289091 Modélisation multi-échelle de l' ' endommagement et de la rupture dans les milieux (quasi-) fragiles.
- Bolton, M. D. (2018). Strength and dilatancy of sands The strength and dilatancy of sands. October. <https://doi.org/10.1680/geot.1986.36.1.65>
- Casagrande A. (1936). Characteristics of Cohesionless soils affecting the Stability of Slopes and Earth Fills. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*.
- Das, B. M. (2014). *Advanced Soil Mechanics* 4th edition. In CRC press, Taylor & Francis Group.
- Einav, I. (2007). Breakage mechanics—Part I: Theory. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 55(6), 1274–1297. <https://doi.org/10.1016/J.JMPS.2006.11.003>
- Feia, S., Sulem, J., Canou, J., Ghabezloo, S., & Clain, X. (2014). Changes in permeability of sand during triaxial loading : effect of fine particles production. <https://doi.org/10.1007/s11440-014-0351-y>
- Fortunier, R. (n.d.). Comportement mécanique des composites. 1–10.
- Identifier, D. O., Document, E., & General, G. (2017). Edinburgh Research Explorer Evolution of deformation and breakage in sand studied using x- ray tomography Evolution of deformation and breakage in sand studied using X-ray tomography. <https://doi.org/10.1680/jgeot.16.P.208>
- Guyon E., Troadec J.-P. (1994) : *Du sac de billes au tas de sable*. Editions Odile JACOB Sciences, Paris.

- Hardin, B.O. (1985): Crushing of soil particles. *J. Geotech. Eng.* **111**(10), 1177-1192.
- Hicher, M. P. (1995). Application de la sollicitation d'expansion de cavité cylindrique à l'évaluation des caractéristiques de liquéfaction d'un sable.
- Holtz, R. D. & Kovacs, W. D. (1991). Introduction à la géotechnique. Traduction de Lafleur, J. De : *An Introduction to Geotechnical Engineering*. Ed. De l'Ecole Polytechnique de Montréal.
- Lade, P. V., & Karimpour, H. (2010). Static fatigue controls particle crushing and time effects in granular materials. *Soils and Foundations*, 50(5), 573–583. <https://doi.org/10.3208/sandf.50.573>
- Lemaitre J., dufailly J. (1977), Modélisation et identification de l'endommagement des métaux, 3^e congrès français de mécanique, Grenoble.
- Lo, K.Y., Roy, M. (1973): Response of particulate materials at high pressures. *Soils Found.* **13**(1), 61-76.
- Luong M. P. (1980). Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents. *Revue Française de Géotechnique*, N°10. Pp. 39-53.
- Luc Thorel. (2010). Plasticité et endommagement des roches ductiles. Application au sel gemme. *Géologie appliquée*. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1994. Français. Fftel-00529724ff.
- Nationale, L. E., Ponts, D. E. S., Chaussees, E. T., Sur, L. E., Permeabilite, L. A., & Roches, D. E. S. (2004). Etude expérimentale de l'effet de l'endommagement sur la perméabilité des roches Anis Bounenni To cite this version : HAL Id : tel-00005690 De l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Ovalle, C., Etude, C. A. L., Rupture, D. E. L. A., Grains, D. E. S., & Les, D. (2014). CONTRIBUTION A L'ETUDE DE LA RUPTURE DES GRAINS DANS LES MATERIAUX Carlos Ovalle To cite this version : HAL Id : tel-00979827.
- Sand, C., Lade, P. V, Asce, M., Nam, J., & Jr, C. D. L. (2019). Effects of Particle Crushing in Stress Drop-Relaxation Experiments on Crushed Effects of Particle Crushing in Stress Drop-Relaxation Experiments on Crushed Coral Sand. July. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000212](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000212)
- Schlosser, F. 1988. *Eléments de mécanique des sols*, Presses des Ponts et Chaussées
- Schofield A. N. Et Wroth C. P. 1968. *Critical state soil mechanics*. Mcgraw-Hill, London.
- Viggiani, G., Hall, S. A., & Desrues, J. (2013). Experimental micro-mechanics of granular media studied by x-ray tomography : recent results and challenges. *3*, 142–146.