

République Algérienne Démocratique et Populaire.
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique.
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.
Faculté de génie de la construction.
Département du génie civil.
Laboratoire Géo matériaux Environnement et
Aménagement (LGEA).

Mémoire de MASTER

Spécialité : génie civil.
Option : Géotechnique et environnement.

Présenté par M^{elle} MEDDAH Louiza

Influence de la granulométrie sur l'angle de frottement interne étudié par PFC2D

Devant le jury, composé de :

Président :	M ^f Melbouci B	professeur	L'UMMTO
Promotrice :	M ^{em} Boubrit H	maitre assistante A	L'UMMTO
Examineur :	M ^{ef} Boudlal O	maitre de conférence B	L'UMMTO
Examinatrice :	M ^{em} Alkama F	maitre assistante A	L'UMMTO

Promotion 2013-2014

Remerciements

Je souhaite adresser mes sincères remerciements à madame BOUBRIT, pour avoir initié et suivi ce travail avec beaucoup d'intérêt et de passion et surtout pour m'avoir accordé sa confiance pour le mener à bien. Ainsi, pour lui exprimer ma gratitude, je tiens à lui dédier ce travail de thèse,

Je remercie très sincèrement le professeur MELBOUCI BACHIR pour avoir d'accepté d'assurer la présidence de jury.

Mes remerciements vont monsieur BOUDLAL et madame ALKAMA qui ont accepté d'être membres de jury

Enfin, je pense à l'ensemble des personnes qui ont toujours été présentes tout au long de ce travail, pour leurs encouragements, leur soutien, leur sympathie, leur bonne humeur... Je pense aussi à toute ma famille, et également à tous mes amis.



Dédicaces

Je dédie ce travaille a mes chères parents que

dieu me les gardes

A mon frère Amar

Mes sœurs Nadia, Amina et Karima

Mon neveu Yacine

Ma nièce Maya

Toute mes amies Djamila, Samia, Hayat , Nabila...

A la mémoire de Linda

A tout ma famille

wiza

Liste des figures

Figure. I.1. Comportement d'un matériau granulaire soumis à : (a) une sollicitation isotrope (Lade et Duncan, 1975) et (b) une sollicitation déviatoire (Biarez, 1962).....	6
Figure. I.2. Comportement des sols sous sollicitation.....	6
Figure. I.3. Notion de contractance et dilatance sous cisaillement.....	7
Figure. I.4. Chaînes de forces dans un assemblage granulaire comprimé horizontalement.....	9
Figure. I.5. Définition des variables statique, cinématique et de texture aux contacts entre particules (Cambou et Jean, 2001).....	9
Figure. I.6. (a) Assemblage de particules polygonales allongées et (b) évolutions de l'indice de vides de l'assemblage comprimé selon différentes directions (Nouguier-Lehon et al., 2003).....	10
Figure. I.7 (a) Anisotropie initiale et (b) anisotropie induite dans un assemblage analogique bidimensionnel en terme d'orientation des plans tangentiels de contact (Biarez et Wiendieck, 1963).....	11
Figure. II.1. Principe du Particule Flow Code (PFC), d'après Itasca 2000.....	14
Figure. II.2. Contacte entre deux particules.....	16
Figure. II.3. Interaction entre particule-mur.....	17
Figure. III.1. Courbe contrainte –déformation.....	20
Figure. III.2. Contrainte sur une facette.....	21
Figure. III.3. Cercle de MOHR.....	21
Figure. III.4. courbe intrinsèque.....	22
Figure. III.5. Plan de MOHR –droite de COULOMB « Sol pulvérulent ».....	22
Figure. III.6. Plan de MOHR –droite de COULOMB « Sol cohérent ».....	23
Figure. III.7. Trace de plan de rupture.....	23
Figure. IV.1. La roche de granit.....	27
Figure. IV.2. Les courbes granulométriques des échantillons de pegmatite.....	30
Figure. V.1. Schéma de la boîte de cisaillement.....	32
Figure. V.2. Courbe « contraintes-déformations » d'un sol pulvérulent lors d'un essai de cisaillement.....	33
Figure. V.3. Contraintes tangentielles en fonction de déformations horizontales.....	34
Figure. V.4. Les courbes déplacements verticales en fonction déplacements horizontales.....	35
Figure. V.5. Les droites intrinsèque $\tau = f(\sigma)$	35
Figure. VI.1. Couverture de PFC2d.....	37
Figure. VI.2. Modèle initial du pfc2d la boîte contient 500 balles.....	39
Figure. VI.3. Model initial du pfc2d apres modification.....	39
Figure. VI.4. Augmentation des rayons des balles.....	40
Figure. VI.5. Model de pfc2d sous les forces de contact.....	41

Figure. VII.1.1.La boîte de cisaillement étudiée pour la simulation	42
Figure. (VII.1.2. VII.1.3) Les boîtes de cisaillement avant et après chargement granulats 0/6.....	44
Figure. (VII.1.4. VII.1.5) Les boîtes de cisaillement avant après chargement granulats 6/10.....	45
Figure. (VII.1.6. VII.1.7) Les boîtes de cisaillement avant après chargement granulats 10/14.....	46
Figure. (VII.1.8. VII.1.9) Les boîtes de cisaillement avant après chargement granulats 0/6.....	47
Figure. (VII.1.10. VII.1.11) Les boîtes de cisaillement avant après chargement granulats 6/10.....	48
Figure. (VII.1.12. VII.1.10) Les boîtes de cisaillement avant après chargement granulats 10/14.....	49
Figure. VII.1.15. La boîte de cisaillement de granulat 6/10 sous une contrainte 100 kpa.....	50
Figure. VII.1.16. La boîte de cisaillement de granulat 6/10 sous une contrainte 300 kpa.....	51
Figure. (VII.2.1 ; VII.2.2 ; VII.2.3 ; VII.2.4 ; VII.2.5 ; VII.2.6 ;) Contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal granulat 0/6 pour 100, 150, 200, 300, 400 ,500 kpa.....	52
Figure. (VII.2.7 ; VII.2.8 ; VII.2.9 ; VII.2.10 ; VII.2.11 ; VII.2.12) Contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal granulat 6/10 pour 100, 150, 200, 300, 400 ,500 kpa.....	55
Figure. (VII.2.13 ; VII.2.14 ; VII.2.15 ; VII.2.16 ; VII.2.17 ; VII.2.18) Contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal granulat 10/14 pour 100, 150, 200, 300, 400 ,500 kpa.....	58
Figure. (VII.3.1 ; VII.3.2 ; VII.3.3 ; VII.3.4) Les courbes déplacements verticales -déplacement horizontales pour 100, 200, 300,400 kpa.....	61
Figure. (VII.3.5 ; VII.3.6 ; VII.3.7) Les courbes déplacements verticales -déplacement horizontales pour 200, 300,500 kpa.....	63

Liste des tableaux

Tableau. III.1. Angle de frottement Interne effectif des sols pulvérulents sec (d'après Lambe et Whitman, 1979, et Bowles, 1984).....	24
Tableau. III.2. Les facteurs influents sur les paramètres de la résistance au cisaillement.....	25
Tableau. IV.1. Etendue et volume du gisement de granit de la wilaya de TIZI-OUZOU.....	28
Tableau. IV.2. Caractéristiques physiques du matériau granit.....	28
Tableau. IV.3. Caractéristiques mécaniques du matériau granit.....	29
Tableau. IV.4. Les résultats de tamisage granulat 0/6.....	29
Tableau. IV.5. Les résultats de tamisage granulat 6/10.....	29
Tableau. IV.6. Les résultats de tamisage granulat 10/14.....	30
Tableau. IV.7. Les diamètres significatifs.....	30
Tableau. V.1. Résultats des différents angles de frottement interne et les cohésions.....	35
Tableau. VII.1. Les paramètres géométries introduit au PFC2D.....	44
Tableau. VII.2. Valeurs de force de contact.....	46
Tableau. VII.3. Résultats des différents angles de frottement interne et les cohésions.....	64

Liste des principales notations et indices

- K_n** : La raideur tangente au contact ;
- K_t** : La raideur tangente au contact ;
- U_n** : Incrément de déplacement normal ;
- U_n** : Interpénétration au contact ;
- N_i** : Le vecteur unitaire ;
- F^n** : La force normale ;
- F^t** : La force tangentielle ;
- D** : la distance séparant deux centres des deux particules ;
- G** : Module de glissement ;
- ν** : le coefficient de poisson ;
- μ_s** : l'angle de frottement nt inter-granulaire ;
- t** : Le pas de temps ;
- t_{crit}** : Le pas de temps critique;
- σ_n** : La contrainte normale ;
- τ** : La contrainte tangentielle ;
- ϵ_h** : La déformation horizontale ;
- ϵ_v** : La déformation verticale ;
- C** : Cohésion effective ;
- ϕ'** : Angle de frottement interne effective ;
- γ_{sat}** : Poids volumique sec ;
- e** : Indice des vides ;
- n** : Porosité;
- C_u** : Coefficient de Hazen
- W_{opt}** : Teneur en eau optimale de l'essai Proctor ;
- I_{GBR}** : Indice CBR par immersion ;
- C_c** : Indice de compression ;

Introduction générale

Un milieu granulaire est un assemblage de nombreux éléments solides, Ces éléments, désignés sous le terme de grains, sont généralement arrangés de manière désordonnée et présentent souvent des différences de forme, de taille et d'état de surface.

Les milieux granulaires ont une place très importante dans de nombreux secteurs de l'activité humaine. On les rencontre en génie civil (ballasts des voies ferrées, sables, ciments, bétons, routes, digues,...), et mécanique des sols et des roches (glissements de terrains, avalanches, mouvements de dunes, minerais,...),

La maîtrise de ces matériaux nécessite une bonne connaissance de leur comportement.

Différentes approches sont possibles pour décrire et tenter de modéliser les milieux granulaires, la première est de considérer le milieu comme étant continu et chercher les paramètres des lois de comportement correspondant à ce milieu, mais d'un autre côté, le comportement mécanique de matériaux granulaires dépend des propriétés des grains les constituants, c'est pourquoi il y'a l'approche discontinu.

L'étude de ces milieux peut donc intégrer l'identité propre à chaque grain à travers ses propriétés de composition, de forme, de taille ou encore d'état de surface. Par ailleurs, une telle étude nécessite une définition rigoureuse des interactions de chaque grain avec ses voisins proches à travers le contact, le frottement ou encore la cohésion.

Un des nombreux problèmes intéressants dans l'étude des milieux granulaires est celui du cisaillement. C'est aussi un problème avec des implications pratiques très importantes, car la résistance au cisaillement des milieux détermine la stabilité de nombreux systèmes naturels et anthropiques tels que les glissements de terrain, les failles géologiques, les fondations, et les ouvrages de soutènement.

Pour déterminer ou étudier le frottement et la cohésion, on a proposé de simulé un essai de cisaillement direct sur un matériau granulaire (granit) en appliquant une méthode numérique appelé méthode des éléments distincts utilisée ave le programme pfc2d qui est basé sur cette méthode. L'exploitation des forces de contacts qui se créent entre les grains lors du chargement nous permet d'avoir des résultats assez satisfaisant.

Ce mémoire comporte 3 parties

La première partie est consacré a une synthèse bibliographiques sur laquelle nous avons appuyés a bien notre travail de recherche .elle se compose en trois chapitres principales, le premier chapitre présente le comportement des sols granulaire le deuxième chapitre présente La méthode des éléments discrets (MED). Cette méthode consiste à simuler numériquement le comportement des matériaux granulaires à partir de la modélisation des particules et de leurs interactions. Elle est largement utilisée pour modéliser le comportement des sols, des massifs rocheux et de nombreux autres matériaux granulaires ou divisés.et le troisième chapitre présente la résistance au cisaillement.

La deuxième partie c'est la partie de l'expérimentale , après identification du matériau granit et le mode opératoire de l'essai de cisaillement il a été réalisé des essais sur 3 échantillons de granulométrie différente et sous des contraintes normales allant de 100 kPa à 500 kPa, les caractéristiques mécaniques (l'angle de frottement interne et la cohésion) du matériau ont pu être déterminer.

La troisième partie est consacrée à la présentation du modèle discret utilisé pour la simulation numérique, il débute par une brève présentation du logiciel PFC2D (Particule Flow Code 2D), édité par Itasca Consulting Group, qui est basée sur la méthode des éléments discret ensuite la présentation de la simulation de l'essai de cisaillement sur le matériau granulaire « granit » qui a des particules circulaire et on termine par la présentation des résultats de simulation obtenue.

Introduction

A l'heure actuelle, il existe de nombreux modèles basés sur la méthode des éléments discrets. Chacun peut présenter des particularités, tant au niveau de la définition des interactions que du mode de résolution des équations de la dynamique. Pour notre étude, nous avons choisi le code de calcul PFC2D (**P**articule **F**low **C**ode in **2** **D**imensions).

PFC2D modèle le mouvement et l'interaction des particules circulaires par la méthode distincte d'élément (DEM) L'application originale de cette méthode était comme un outil pour effectuer la recherche dans le comportement du matériel granulaire.

Historique

Ce la fait plusieurs siècles que le caractère exceptionnel des matériaux granulaires intéressent les chercheurs, Coulomb (1761) l'un des premier qui s'intéressant a l'art des fortifications et au problème de talus, a montré que le frottement est une responsable du comportement complexe des milieux granulaires et proposa un critère de rupture, il divise la résistance au cisaillement du milieu en une composante de la cohésion et une composante due au frottement.

Reynolds (1885), qui a montre que le cisaillement d'un milieu initialement dense produit une augmentation du volume du milieu, et que le cisaillement d'un milieu initialement lâche produit une diminution du volume du milieu. Ces deux phénomènes sont appelés, respectivement, dilatance et contractante.

Caquot (1934), a été l'un des premiers à s'intéresser au rôle des propriétés de résistance locales dans ce paramètre macroscopique. Il a considère un milieu isotrope, et il a supposé que, lors du cisaillement, la force tangentielle appliquée sur tous les contacts du milieu prend la valeur limite imposée par la loi de frottement de Coulomb.

Byerlee (1966), a fait beaucoup d'essais sur le granite Westerly. Les échantillons utilisés ont 1.58 cm de diamètre et de 3 a 8 cm de long. Byerlee constate que la force de frottement calculée n'est pas constante : d'abord, elle augmente avec le déplacement ; lorsque le déplacement d'échantillon atteint 0.1 cm, cette force atteint la valeur maximale ; ensuite, elle décroît jusqu'à une valeur constante lorsque le déplacement relatif entre les deux surfaces est de 0.5 cm. La différence entre la valeur maximale et minimale est seulement de 7 %.

Cundall (1971), La méthode des éléments discrets (MED) a été introduite pour des problèmes de mécanique des roches, puis a été appliquée à la mécanique des sols par [Cundall et Strack, 1979]. Ces travaux ont conduit au développement de deux codes de calcul :

UDEC [Itasca, 1996] pour des calculs de mécanique des roches (interactions entre des blocs polygonaux) et PFC [Itasca, 2002] (anciennement BALL) pour modéliser l'interaction entre des particules sphériques ou de conglomérats de particules sphériques.

Schneider (1972), Les résultats de Schneider sur des essais de cisaillement montrent une relation entre la contrainte tangentielle et le déplacement a différentes contraintes normales

pour le granit, le gré et le calcaire. La surface du granit est la plus rugueuse et la surface du calcaire est la plus lisse. Pour le granit et le gré, il existe un pic de contrainte de cisaillement mais pour le calcaire (*limestone*), cette contrainte est constante au cours du déplacement tangentiel

Mcdowell et Amon (2000), L'étude de la résistance au cisaillement des matériaux granulaires grossiers, largement utilisés dans le génie civil, présente des défis expérimentaux et théoriques considérables. Une méthode originale pour résoudre ce problème réside dans l'utilisation des effets d'échelle issus de la mécanique de la rupture des grains. Ainsi, pour tout matériau fragile existe un effet d'échelle sur la résistance à l'écrasement des granulats eux-mêmes

Tanaka et Al (2000), ont construit un modèle dans PFC2D pour étudier le comportement du sol au cours de l'enfoncement. Le modèle est composé de 944 particules de taille comprise entre 4mm et 5mm. Afin de valider le modèle réalisé, un test expérimental est aussi effectué. Les résultats expérimentaux sont confrontés à ceux obtenus par simulation numérique. Les auteurs soulignent ainsi que le modèle proposé peut simuler correctement les discontinuités du sol. En effet, on peut remarquer que le comportement du modèle est très similaire à celui observé expérimentalement. Au contraire, on constate une différence importante de la résistance de pointe calculée. D'après les auteurs, les problèmes sont liés à la forme et à la taille des particules ainsi qu'aux effets de la cohésion propre au matériau testé expérimentalement.

Adatta et Al (2002), ont étudié la fracturation des matériaux cohérents flottants, les grains ont des formes polygonales et la cohésion a été prise en compte par des liaisons agissant entre les centres des granulats.

Mori et Al (2003), ont étudié le risque de liquéfaction par la MED, les pressions interstitielles ont été corrélées à l'énergie élastique non dissipée et à l'énergie dissipée par le cisaillement.

Richefeu et Al (2005), ont proposés de comparer les résultats expérimentaux à des simulations numériques où les grains sont peu nombreux par rapport à la réalité, il est nécessaire de considérer des confinements très faibles). Pour envisager une telle configuration, des modifications ont été apportées à l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande normalisé afin de mesurer la résistance au cisaillement de matériaux granulaires à des pressions de confinement très faibles (inférieures à 1 kPa).

La Méthode des Eléments Distincts (MED) sur laquelle est basé le logiciel PFC2D (Itasca, 2005) considère le sol comme un ensemble de particules circulaires indéformables possédant chacune ses caractéristiques propres, ce qui lui confère la possibilité de mieux représenter par exemple le comportement réel d'un sol au toit d'une cavité effondrée qu'une approche de type milieu continu.

Chapitre I

Généralités sur le comportement des matériaux granulaires

I.1. Introduction

On peut qualifier les matériaux granulaires de milieux solides discrets ou divisés au sens où la phase solide est composée d'une collection d'éléments solides, que l'on appellera grains, chacun étant en interaction mutuelle avec ses voisins. La division de la phase solide fait apparaître une seconde phase qui occupe l'espace poral entre les grains. Le cas le plus intuitif est bien sûr le cas de granulats "à l'air libre" où l'espace poral est entièrement occupé par de l'air (ou un autre gaz) n'influant pas ou très peu sur le comportement des grains. Au contraire, l'espace poral peut être partiellement ou complètement (saturation) occupé par un liquide, de l'eau par exemple, pouvant avoir un effet important sur le comportement des grains

La description de ces milieux peut être réalisée à deux échelles : celle des grains (*micro*), et celle de l'échantillon composé des grains (*macro*). Le passage entre ces deux échelles est complexe ; il fait intervenir non seulement les propriétés des grains mais aussi celles de l'ensemble comme la compacité, la structure et le désordre du milieu.

I.2. Définition des échelles étudiées

L'échelle globale : appelée autrement échelle macroscopique, correspond à l'échelle permettant de résoudre le problème aux limites en utilisant les équations constitutives décrivant le comportement global des matériaux granulaires. Elle correspond, par exemple, à la dimension du plus petit élément du maillage dans la Méthode des Eléments Finis (M.E.F). Pour les milieux granulaires où les phases sont distribuées de façon aléatoire, cette échelle sera définie par le volume élémentaire représentatif. Cette échelle est appelée aussi échelle macroscopique.

L'échelle locale : est une échelle plus petite que l'échelle macroscopique, à laquelle l'hétérogénéité, appelée autrement constituant élémentaire, existe (particules, vides, etc.). Habituellement, l'échelle locale définie pour les milieux granulaires se situe au niveau des particules, particulièrement, des particules en contact. Cette échelle est appelée échelle microscopique. Qu'est basé sur la méthode des éléments discrets.

I.3. Comportement global

Le comportement des matériaux granulaires a été largement étudié dans la littérature.

Lorsqu'ils sont soumis à des sollicitations isotropes ou déviatoires ces matériaux présentent un comportement typique. La figure I.1 présente ce type de comportement.

Il apparaît que :

- la déformation des matériaux granulaires n'est que partiellement réversible.
Dans ce sens, Hicher (1993) a montré que pour un sol, la déformation élastique est limitée à environ $10^{-5}\%$.
- la relation entre la déformation et la contrainte appliquée est aussi fortement non linéaire et non réversible.

- La déformation réversible est due aux déformations élastiques de contact entre particules et que la déformation irréversible est liée à l'apparition de glissement et de roulement des particules.

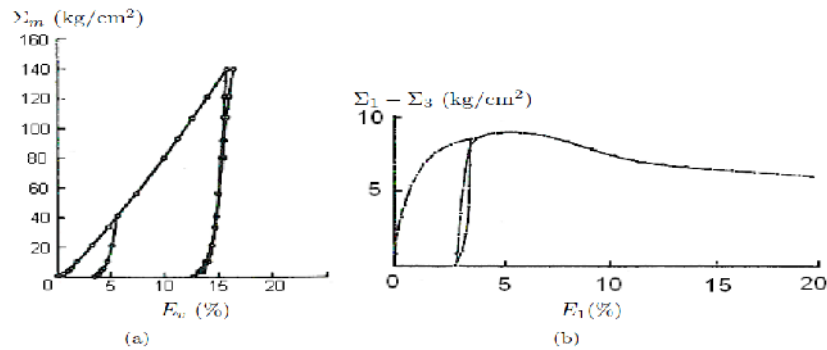


Figure I.1. Comportement d'un matériau granulaire soumis à : (a) une sollicitation isotrope (Lade et Duncan, 1975) et (b) une sollicitation déviatoire (Biarez, 1962).

Le comportement des matériaux granulaires dépend fortement de la compacité de l'arrangement des particules. Un matériau dense ou à faible pression de confinement présente un pic mais ce n'est pas le cas pour un matériau lâche ou à forte pression de confinement.

Un matériau dense se contracte pour de faibles déviateurs de contrainte (phase de contractance) et ensuite se dilate fortement (phase de dilatance). La limite entre la phase de contractance et la phase de dilatance est appelée état caractéristique comme montré sur la figure I.2. Cet état correspond à une transition entre un régime gouverné principalement par le frottement inter-granulaire et un régime gouverné principalement par le réarrangement des particules.

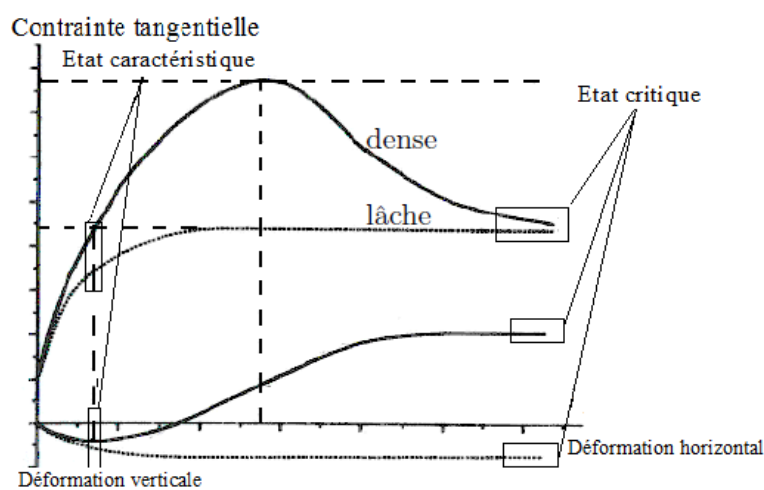


Figure. I.2. Comportement des sols sous sollicitation

I.3.1. Etat critique du sol

Depuis les premières études en mécanique des sols, il a été vérifié que le comportement des sols a un cadre commun, avec une condition ultime de résistance et volume constants en grandes déformations, condition nommée état critique ou plasticité parfaite. L'état critique a été largement étudié afin d'établir des paramètres de caractérisation et de modélisation des sols (Castro, 1975; Been et Jefferies, 1985; Bolton, 1986; Biarez et Hicher, 1994; Verdugo et Ishihara, 1996).

Si on suppose qu'à grandes déformations, on peut considérer qu'on arrive toujours à l'état critique, pour une contrainte de confinement donnée, la réponse volumique peut être contractante pour les sols lâches et dilatants pour les sols denses.

Ainsi, la contractance est la tendance à diminuer de volume en cours de chargement, ce qui s'accompagne d'une augmentation de la résistance de manière asymptotique jusqu'à l'état critique. Par contre, la dilatance est la tendance à augmenter de volume, ce qui entraîne une augmentation de résistance jusqu'au pic, au dessus de l'état critique, pour finalement diminuer et atteindre un volume constant en cours de déformation à l'état critique.

Etat critique est caractérisé par quelque propriété essentielle

- L'écoulement plastique du matériau s'effectue à vitesse de déformation volumique totale nulle ($\dot{\epsilon}_v = 0$ le matériau devient incompressible).
- L'indice des vides du matériau est lié à la contrainte moyenne supportée par celui-ci, indépendamment de tout autre facteur
- La contrainte déviatorique q est proportionnelle à la contrainte moyenne.

✚ La dilatance

Reynolds (1885) fit une série de constatations remarquables qui lui permit de conclure qu'un milieu granulaire ne pouvait se déformer notablement qu'en se dilatant préalablement (Figure. I.3) en effet, il faut que certains grains puissent se glisser dans les vides laissés entre les autres pour que les grains puissent bouger les uns par rapport aux autres; ceci nécessite que les pores soient de grande taille et donc que le milieu soit suffisamment dilaté lors de la déformation. Ainsi le milieu devra en général se dilater avant que la déformation n'ait pu avoir lieu. Reynolds appela ce phénomène l'effet de dilatance.

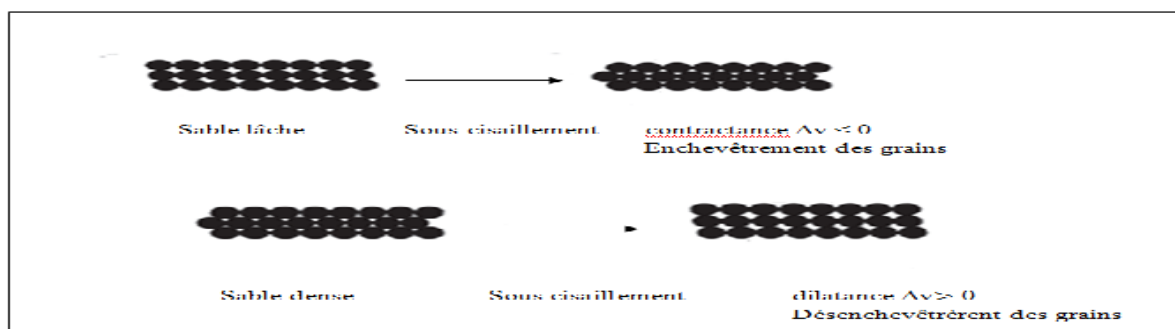


Figure. I.3. Notion de contractance et dilatance sous cisaillement

I.3.2. Etat caractéristique

Le comportement d'un sable saturé dense sous cisaillement en condition drainée a permis de mettre en évidence une phase de contractance suivie d'une phase de dilatance, Luong, 1984. Le point de changement de comportement ($\varepsilon_v = 0$) qui correspond au passage d'un phénomène d'enchevêtrement des grains (serrage=contractance) à celui de désenchevêtrement des grains (desserrage=dilatance) est intéressant pour caractériser le comportement volumique d'un sol.

En effet, lorsque l'on essaie d'appréhender le comportement des sols, le concept d'état critique ne suffit pas pour décrire les déformations irréversibles (plastiques) au cours du cisaillement, car le point de changement de comportement apparaît pour des déformations assez faibles (1 à 2 %). Il a donc fallu rechercher d'autres concepts qui permettent de rendre compte de ces déformations irréversibles. Luong (1980) propose, à partir de résultats d'essais drainés de cisaillement.

Le concept d'état caractéristique, qui vérifie les propriétés suivantes :

- un taux de variation de volume nul : $\varepsilon_v = 0$, (dans ce cas on néglige les déformations élastiques)
- un seuil de changement de comportement : (seuil d'enchevêtrement des grains),
- un domaine de déformations du sol relativement faible, bien avant la rupture,
- un état intrinsèque pour un matériau donné (ne dépendant pas du chemin de contrainte suivi).

I.4. Comportement local

Lors de la sollicitation appliquée à un matériau granulaire, différents phénomènes locaux peuvent se produire. Ces phénomènes influent plus ou moins sur le comportement des matériaux granulaires selon la nature du matériau. On présente ici les phénomènes à privilégier dans l'étude du comportement local des matériaux granulaires.

Ces phénomènes locaux sont décrits par des variables locales telles que des variables statiques, cinématique.

I.4.1. Variables statiques locales

❖ La distribution des forces de contact

La charge appliquée à un matériau granulaire est supportée par les forces qui sont transmises par les contacts entre particules (forces de contact). Dantu (1957) a mis en évidence, en utilisant la méthode de photoélasticimétrie, une grande inhomogénéité de la transmission des forces de contact. Les forces de contact sont concentrées dans des chaînes de forces, composées par les contacts transmettant les forces de contact importantes (Figure I.4).

Les contacts localisés hors de ces chaînes de force transmettent de faibles forces de contact. Radjai et al. (1997), Radjai et Wolf (1998) et Radjai et Al. (1998) ont distingué deux types de chaînes de forces : les chaînes de forces fortes et les chaînes de forces faibles. En particulier, les chaînes de forces fortes ont tendance (capacité) à s'orienter préférentiellement dans la direction principale majeure de contrainte tandis que les chaînes de forces faibles ont tendance à s'orienter préférentiellement dans la direction perpendiculaire pour maintenir latéralement les chaînes de forces fortes (Radjai et Al., 1997).

Les forces de contact varient significativement d'un contact à l'autre, même pour les contacts d'orientation similaire. De plus, la distribution des forces de contact (forces normales et forces tangentielles) n'est pas uniforme, elle dépend de l'orientation des contacts (Cundall et Strack, 1979; Rothenburg et Bathurst, 1989; Krutyet Rothenburg, 2002).

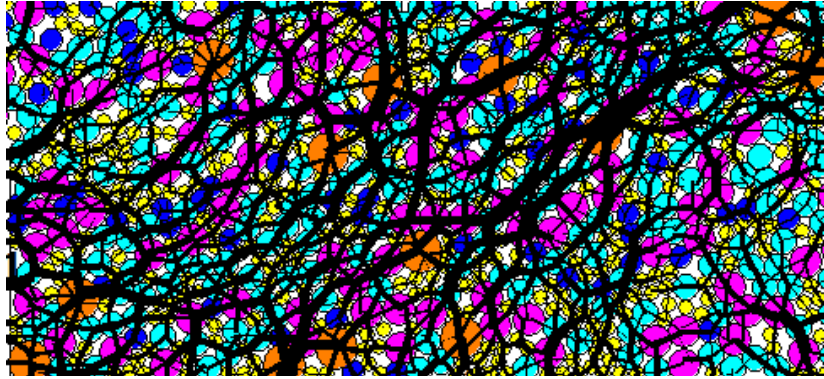


Figure. I.4. Chaînes de forces dans un assemblage granulaire compressé horizontalement.

I.4.2. Variables cinématiques

La plupart des études cinématiques trouvées dans la littérature sont de type théorique ou numérique. Cela s'explique principalement par les difficultés techniques à surmonter pour évaluer les grandeurs cinématiques locales, à savoir le déplacement des centres des particules et la rotation de la particule par rapport à son centre. De ces deux variables, une troisième peut être extraite, correspondant au déplacement relatif au contact.

Considérons deux particules rigides voisines, cylindriques ou sphériques (Figure. I.5), le déplacement relatif au contact peut être défini par:

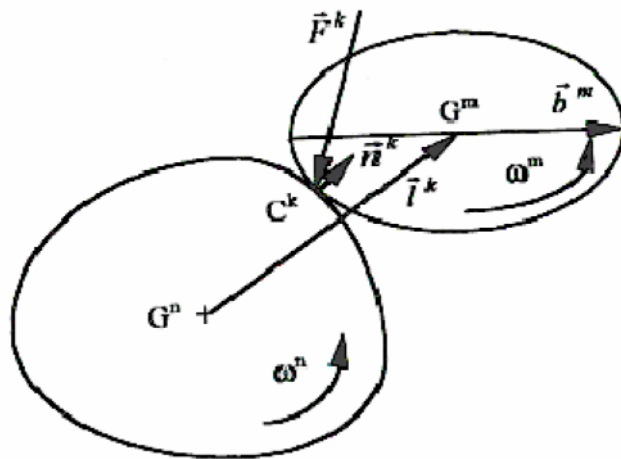


Figure. I.5. Définition des variables statique, cinématique et de texture aux contacts entre particules (Cambou et Jean, 2001).

I. 4.3. Anisotropie

L'anisotropie est l'une des caractéristiques fondamentales du comportement des matériaux granulaires. Casagrande et Carillo (1944) ont distingué deux types d'anisotropie pour les matériaux granulaires :

- L'anisotropie initiale qui s'établit lors de la mise en place des matériaux, par exemple, la sédimentation naturelle ou la mise en place de l'échantillon sous gravité ;
- L'anisotropie induite qui provient du développement de la déformation irréversible au sein du milieu.

D'après Oda (1972b), l'anisotropie provient, d'une part, de l'orientation préférentielle des particules non-sphériques et, d'autre part, de l'orientation préférentielle des contacts entre les particules, même pour des particules sphériques.

I.4.3.1. Anisotropie initiale

D'après Oda (1972b), lors de la mise en place de l'échantillon sous gravité, les particules non-sphériques ont tendance à s'orienter perpendiculairement à la direction de gravité. De plus, même pour des particules sphériques déposées sous gravité, les normales de contact entre les particules ont également tendance à s'orienter dans la direction de la gravité.

Pour étudier l'influence de l'anisotropie initiale sur le comportement des matériaux granulaires, Biarez (1962) a mis en place un échantillon dans le champ de pesanteur et puis l'a soumis à une compression isotrope. L'auteur a constaté que la déformation est nettement plus petite pour la compression dans la direction de la gravité que dans les deux autres directions. Ce résultat a aussi été obtenu par Nouguier-Lehon et Al. (2003) en simulant numériquement des essais biaxiaux à contrainte mineure constante sur des échantillons composés de particules polygonales allongées (Figure. I.6). Les échantillons à différentes densités sont d'abord générés sous gravité et ensuite compressés dans différentes directions : la direction de la gravité ($\alpha = 0$) et la direction perpendiculaire ($\alpha = \pi/2$).

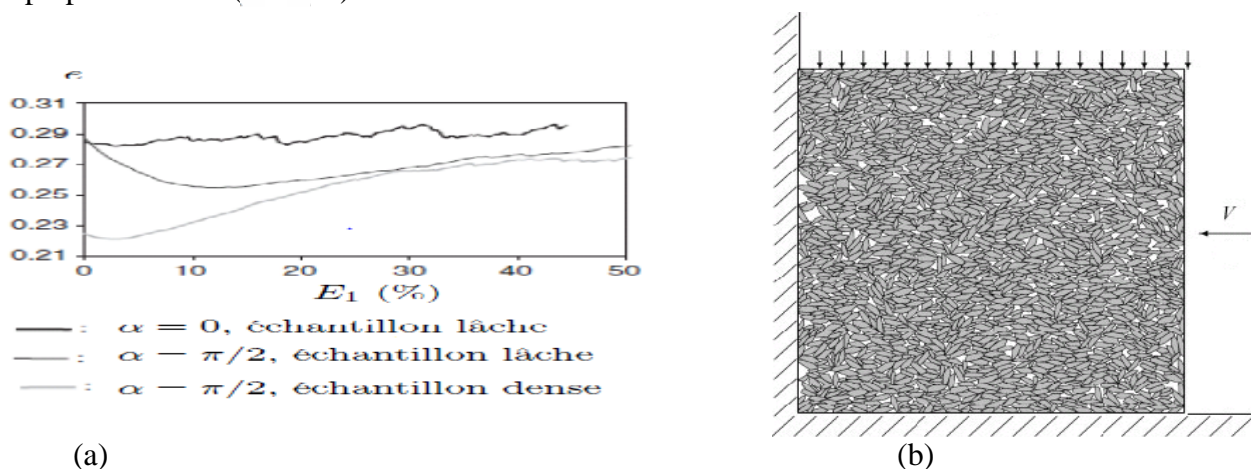


Figure. I.6. (a) Assemblage de particules polygonales allongées et (b) évolutions de l'indice de vides de l'assemblage comprimé selon différentes directions (Nouguier-Lehon et Al, 2003).

I.4.3.2. Anisotropie induite

Lorsqu'un matériau granulaire est soumis à une sollicitation déviatoire, les particules voisines se déplacent et peuvent générer de nouveaux contacts tandis que certains des contacts existants peuvent disparaître. Biarez et Wiendieck (1963) et Oda (1972b) ont conclu que les contacts créés ont tendance à s'orienter dans la direction principale majeure de contrainte tandis que certains contacts existants, orientés dans la direction principale mineure de contrainte, disparaissent. La (Figure.I.6) Présente l'anisotropie initiale d'un assemblage analogique bidimensionnel et l'anisotropie induite lors d'une sollicitation déviatoire appliquée à cet assemblage.

Cette évolution non-isotrope de la distribution des orientations de contacts lors d'une sollicitation déviatoire génère en partie le phénomène d'écrouissage : le durcissement résulte en particulier de la concentration des normales de contact et le radoucissement résulte de la perte des contacts. Cambou et Lanier (1988) ont réalisé des essais triaxiaux de compressions successives sur un même matériau :

Le matériau vierge est d'abord compressé dans la direction Z (compression (0)), il est ensuite compressé soit dans la direction Z (compression (1)) soit dans la direction X (compression (2)) (Figure. I.7). On peut constater que les trois compressions (0), (1) et (2) atteignent à peu près la même valeur limite, mais les pentes initiales des courbes contraintes déformation et les comportements volumiques sont différents. Cette différence met en évidence le phénomène d'écrouissage dans les matériaux granulaire

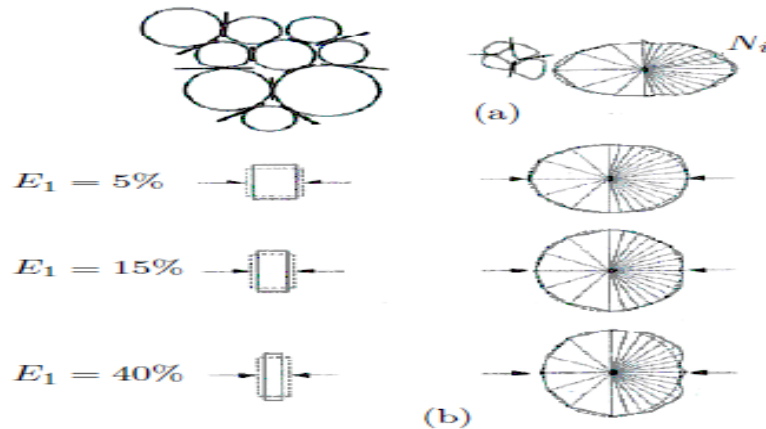


Figure. I.7. (a) Anisotropie initiale et (b) anisotropie induite dans un assemblage analogique bidimensionnel en terme d'orientation des plans tangentiels de contact (Biarez et Wiendieck, 1963).

I.5. Paramètres influençant le comportement mécanique des matériaux granulaires

Le comportement mécanique des matériaux granulaires est le résultat de plusieurs paramètres internes (liés au matériau lui-même) comme la granulométrie et la teneur en eau par exemple, et externes tels que la température, les contraintes appliquées, ou les conditions de drainage. Son comportement peut donc largement varier selon ces paramètres.

❖ Effet de la granulométrie

La granulométrie est définie comme la distribution des grains en fonction de leur taille. Cette distribution joue un rôle important sur le comportement mécanique des matériaux granulaires. Le matériau doit se dilater afin qu'il puisse se déformer par la suite.

Le mécanisme de cette déformation est représenté par le glissement des grains les uns sur les autres. Cela est possible en présence de vides entre les grains, et ainsi dans certains cas de granulométrie, les grains les plus petits vont remplir les vides. Ce nouvel arrangement donne une structure plus rigide et par conséquent une résistance plus grande.

Plusieurs études comme celles de (Thom et Brown. 1987); (Kamal et Al. 1993); et (Hicks et Monismith. 1971) ont montré que la résistance d'un matériau dépend de la taille et de la distribution des grains. Selon eux, la rigidité varie également si les grains sont partiellement ou totalement

concassés. Ils ont montré que, pour les matériaux ayant la même quantité de fines et la même distribution de grains, la rigidité croît avec l'augmentation de la taille maximale des grains.

❖ **Effet de la teneur en eau (degré de saturation)**

Des expériences et des simulations numériques menées sur ce sujet (Evesque, 2000 ; Boul et Al.2007 ; Richeleu, 2006) ont montré que la teneur en eau joue un rôle très important en ce qui concerne le comportement mécanique des milieux granulaires. En effet, ces études donnent l'impression qu'on peut traiter la partie solide et la partie liquide du matériau comme deux phases séparées, et tant que les contacts entre les grains sont gardés, il y a donc des forces de contact.

L'effet de la teneur en eau sur les facteurs caractérisant le comportement mécanique des matériaux granulaires a été étudié aussi par Hambley et Al. (1983) cités dans (Hajigeorgio et Lessard, 2004). Ils ont trouvé que la teneur en eau influe grandement la cohésion et l'angle de frottement interne de celui-ci.

De plus, des expériences et des simulations numériques par la méthode des éléments discrets (Richeleu, 2006) ont montré que la cohésion de Coulomb croît de façon non linéaire avec l'augmentation de la teneur en eau, et qu'elle se stabilise à une valeur maximale qui ne dépend que de la nature du matériau. L'augmentation de la résistance au cisaillement avec la teneur en eau est essentiellement due à une élévation de la densité.

❖ **Effet de la compacité**

Le sol dans son état dense est plus résistant que son état lâche, plus le sol est compact plus l'angle de frottement interne, module de Young et la cohésion sont élevés.

Chapitre II

La méthode des éléments discrets

II.1.Introduction

La méthode des éléments discrets, introduite par Cundall et Strack , est basée sur l'application du principe fondamental de la dynamique à chaque grain dans le but de déterminer leur position à un instant donné. Les forces extérieures sont essentiellement la gravité et les forces dues aux contacts particule-particule et particule-paroi. On suppose que la taille des particules est assez grande (de l'ordre de 1 mm) pour pouvoir négliger les forces d'interactions de van der Waals devant le poids.

II.2.Principe de la Méthode des Eléments Discrets

Deux approches existent pour simuler la déformation dans les géo- matériaux : l'approche continue, où l'on s'intéresse au comportement du milieu dans son ensemble et l'approche discrète où le milieu est considéré comme discontinu et représenté par l'assemblage d'un ensemble d'éléments modélisé (Müller, 1996).

L'approche continue ne s'applique pas à tous les cas d'étude : il y est en effet difficile d'analyser des phénomènes comme la ségrégation, la fracturation ou encore la fragmentation. C'est pour ça, nous avons choisi l'approche discrète.

La méthode des éléments discrets, introduite par Cundall 1971, pour l'analyse des problèmes de mécanique des roches est alors appliquée aux sols par Cundall et Starck 1979.

La MED modélise un milieu comme un ensemble d'éléments distincts (différent) représentant des éléments réels.

Chaque élément a ses propres caractéristiques physiques (masse, rigidités et coefficient de frottement) et interagit avec ses voisins suivant des lois d'interactions qui sont les lois de comportement locales du modèle. Un cycle de calcul se décompose comme suit :

- A l'instant t , toutes les positions x des éléments sont connues ;
- Les forces appliquées sur chaque particule sont déduites des positions par la loi d'interaction ;
- La loi fondamentale de la dynamique écrite sur les forces et sur les moments appliqués a une particule $m\ddot{x} = f$ donne les nouvelles positions de chaque élément a l'instant $t + dt$ après une double intégration.

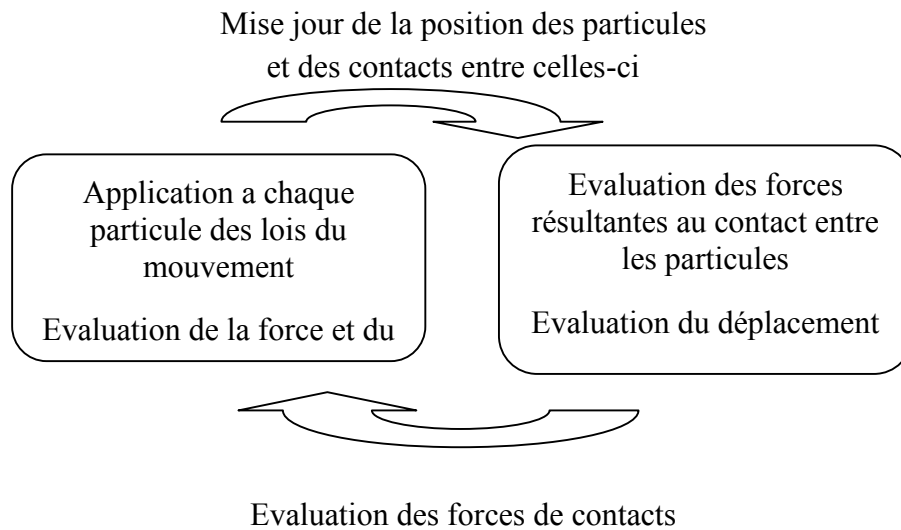


Figure. II.1. Principe du Particule Flow Code (PFC), d'après Itasca 2000.

II.3. Lois du mouvement

Le milieu granulaire est représenté par un assemblage de particules bidimensionnelles, assimilables à un empilement de disques ou de rouleaux. Dans l'assemblage, une particule y quelconque est caractérisée à tout instant par sa position y_i , sa vitesse en translation \dot{Y} , et en rotation $\dot{\theta}_3$. En connaissant les rayons des particules, on peut donc établir à un instant donné une liste des contacts – deux particules étant en contact si la distance entre les centres est inférieure à la somme des rayons. Pour chaque contact, on calcule l'effort exercé entre les particules en fonction des lois de contact (détaillées dans la suite). Le torseur $\{F_i ; M_3\}$ résultant des forces de contact sur la particule y entraîne une accélération en translation et en rotation suivant le principe fondamental de la dynamique.

$$F = \ddot{Y}_i \cdot m_D$$

$$M = \ddot{\theta}_3 \cdot I_D$$

Ou

\vec{F} : La somme des efforts s'appliquant sur la particule.

m_D : la masse de la particule

\ddot{Y}_i : L'accélération de la particule

M : La somme des moments appliqués sur la particule

I_3 : le moment d'inertie selon la normale au plan x, y

$\ddot{\theta}_3$: L'accélération angulaire

II.4. Loi de contact

Différentes lois de contact entre les particules sont implantées dans PFC. Tout d'abord il y a la loi qui relie la raideur des contacts et les efforts qui s'y développent par l'intermédiaire des raideurs normales et tangentielles des particules, puis une loi de frottement de coulomb via de frottement interne et pour finir deux lois de contacts cohésifs.

Le code de calcul possède plusieurs types de loi de contact prédéfinis :

Deux lois de contact élastique

- Un contact élastique linéaire
- Un contact élastique non linéaire de type contact de Hertz-Mindlin,

Un modèle de glissement de type Coulomb

Deux modèles de contact liant

II.4.1.Loi de contact élastique linéaire

b.Loi de contact particule-particule

La formulation du modèle discret d'élément en ce chapitre suit le travail rapporté en Itasca (1999). Comme mentionné, la loi de force-déplacement est la relation entre le déplacement relatif entre deux entités à un contact et la force de contact agissant sur les entités. Le schéma montre un contact de particule-particule dans un espace bidimensionnel.

Le contact linéaire élastique relie la force de contact aux interpénétrations. Ainsi, les forces normale et tangentielle au contact sont les suivantes :

$$F_n = K_n \cdot U_n$$

$$\Delta F_t = -K_t \cdot \Delta U_t$$

Ou

U_n Interpénétration au contact

ΔU_t Incrément de déplacement tangentiel

K_t La raideur tangente au contact

K_n La raideur normale au contact

Tout en notant que l'interaction entre deux particules n'implique pas obligatoirement le contact entre ces deux éléments, on peut définir un plan perpendiculaire à la direction normale séparant les deux centres que l'on appellera plan d'interaction et qui est défini par le vecteur unité n_i tel que :

$$n_i = \frac{y_i^M - y_i^N}{d}$$

y_i^M, y_i^N et représente les vecteurs de position du centre des particules M et N,

La distance d'équilibre séparant les deux centres au moment t de la création de l'interaction est donnée par :

$$d = \sqrt{(y_1^M - y_1^N)^2 + (y_2^M - y_2^N)^2}$$

Appelons U_n le déplacement relatif du point d'application de l'interaction dans la direction normale et qui est donnée par :

$$U_n = R^N + R^M - d$$

Où d est la distance d'équilibre séparant les deux centres des deux particules au moment t de la détermination du déplacement.

La coordonnée du point de contact, y_i^C est donné par :

$$Y_i^C = Y_i^M + (R^M - \frac{1}{2} U_n) n_i$$

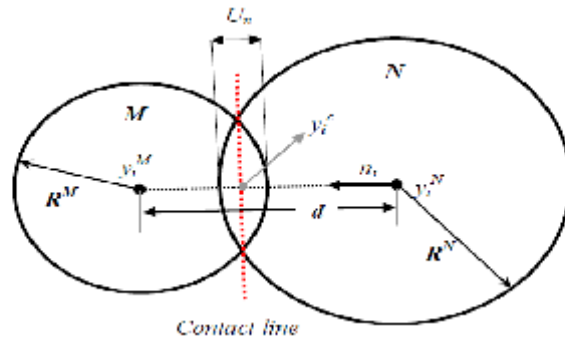


Figure. II.2. Contacte entre deux particules.

b. Loi contact particule- mur

Les conditions aux limites du modèle sont gérées par des parois planes, aux quelles sont imposées des conditions en contraintes ou en déplacements. Ces parois ne satisfont pas le principe fondamental de la dynamique (elles n'ont pas de masse). Elles sont non flottantes (parfaitement lubrifiées) et la force de contact entre une particule et une paroi est donc normale à la paroi. Lorsqu'une particule entre en contact avec une paroi, cette dernière applique une force normale répulsive F^n proportionnelle à l'interpénétration U_n . Cette force est semblable à la force normale générée par deux particules de même interpénétration.

Pour le contact de particule-mur comme suit :

$$U_n = R^P - d$$

Et la coordonnée du point de contact de particule-mur est :

$$Y_i^C = Y_i^P + (R^P - \frac{1}{2} U_n) n_i$$

Le vecteur force d'interaction F_i , qui représente l'action de particule M sur la particule peut être décomposé en une composante normale F_i^n et une composante en cisaillement F_i^s par rapport au plan d'interaction :

$$F_i = F_i^n + F_i^s$$

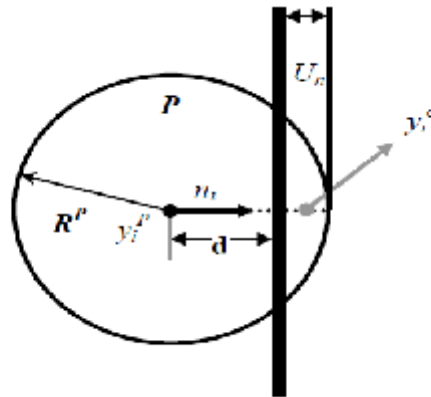


Figure. II.3. Interaction entre particule-mur.

II.4.2. Loi de contact élastique non linéaire d'Hertz-Mindlin

La loi de contact de Hertz-Mindlin est une relation non-linéaire basée sur la théorie de Mindlin et Deresiewicz . Elle traduit la déformation de deux sphères élastiques de rayon r , en fonction du module de cisaillement G et du coefficient de Poisson ν du matériau qui les constitue. Les raideurs normales et tangentielles correspondantes sont définies par :

$$K_n = \frac{df_n}{d(d_n)} = \frac{G \cdot \sqrt{2r}}{1-\nu} \cdot \sqrt{d_n}$$

$$K_t = \frac{df_t}{d(d_t)} = \frac{2(G^2 \times 3(1-\nu)r)^{1/3}}{2-\nu} \cdot f_n^{1/3}$$

II.4.3. Modèle de Frottement de Coulomb

Pour les matériaux purement frottant, la résistance des contacts est définie par une loi de frottement de Coulomb. La force tangentielle est limitée à une valeur dépendante de l'effort normal, où μ_s l'angle de frottement inter granulaire.

$$|f_t| \leq |f_n| \cdot \tan(\mu_s)$$

II.4.4. Deux modèles de contact liant

Qui consistent en la création d'un contact de type colle entre particules en contact. Ces deux types de contact sont détruits si les forces mises en jeu sont supérieures aux résistances fixées. Ils ne peuvent être définis que pour des contacts entre particules et non avec des parois.

- Le contact bond

Introduit une cohésion, ainsi le contact développe une résistance à la traction et au cisaillement. Ce type de contact ne permet pas le glissement et ne transmet qu'une force (de compression déduite des raideurs de contact selon le contact élastique défini ou de traction).

- Le parallèle bond

Introduit quant à lui la présence d'un matériau entre deux particules en contact. Ainsi, ce type de contact transmet une force et un moment en parallèle d'un contact élastique classique ou contact bond. Le glissement est possible contrairement au contact bond précédent.

Il est possible de définir d'autres types de loi de contact par une programmation en C++ et compilation avec un outil spécifique, ou par le biais du langage fish intégré.

II.5. Pas de temps critique

La résolution numérique étant basée sur une discrétisation du temps, la convergence du calcul vers une solution stable est conditionnée par la valeur du pas de temps Δt , qui ne doit pas être trop importante. Un pas de temps critique Δt_{crit} est évalué automatiquement au début de chaque cycle. Pour cela, la période propre de chaque particule est calculée suivant chaque degré de liberté, en supposant que les degrés de liberté sont indépendants. On détermine pour chaque degré de liberté i la raideur équivalente K_i des contacts qui entourent l'élément. Δt_{crit} est finalement obtenu en prenant une fraction S de la plus petite période propre obtenue sur l'ensemble des particules. Cette opération se traduit par l'équation suivante où l'exposant n correspond à la numérotation des éléments et i va de 1 à 3 ($m_1^n = m_2^n = m_D^n$, $m_3^n = I_D^n$ et K_3^n est la raideur rotationnelle).

$$\Delta t_{crit} = S \cdot \min_{(n,i)} \left(\sqrt{\frac{m_i^n}{K_i^n}} \right)$$

II.6. Condition aux limites et parois

Les conditions aux limites dans *PFC2D* sont le plus souvent définies par rapport à des parois. Les propriétés des parois sont leur rigidité normale et tangentielle et leur coefficient de frottement. On ne peut appliquer, sur une paroi, qu'une condition aux limites en vitesse ou en déplacement. Toutefois, il est possible de maintenir une contrainte constante σ_0 sur une paroi. Ceci se fait par une procédure de servo-contrôle qui déplace les parois pour atteindre un état de contrainte aussi proche que possible de l'état de contrainte souhaité. Le principe en est le suivant :

On souhaite obtenir une contrainte sur une paroi sur laquelle est appliquée une contrainte

Si on déplace la paroi d'une distance μ , l'incrément de contrainte σ sur la paroi vaut :

$$\sigma = \frac{K_n \cdot \mu}{L_{paroi}}$$

Où k_n est la rigidité normale aux contacts particule-paroi, la sommation se faisant sur tous les contacts entre les billes et la paroi L_{parois} ; est la largeur de la paroi. Pour que σ vaille

$(\sigma - \sigma_0)$ sur un incrément de temps, il faut que la vitesse imposée à la paroi soit donnée par :

$$v = \frac{L_{paroi}}{\Delta t \cdot K_n} (\sigma - \sigma_0)$$

Où Δt est le pas de temps. En pratique, il faut souvent prendre en compte un coefficient multiplicateur de l'ordre de 0.8 à l'équation pour que le servo-contrôle soit efficace. Le

calcul de la vitesse de déplacement de la paroi est relativement lourd car il nécessite une boucle sur tous les contacts. Il n'est donc effectué qu'à intervalles réguliers d'une centaine de cycles environ.

II.7.Création de granule : fonction clump

L'élément de base sous PFC_{2D} est circulaire (sphérique ou cylindrique) pour des raisons de simplicité et rapidité du processus de détection et gestion des contacts entre éléments.

Cependant il est intéressant dans de nombreux cas, de considérer des particules non pas sphériques mais possédant une géométrie plus complexe afin de mieux simuler le comportement de matériaux granulaires réels.

Pour ce faire, il est donc nécessaire de confectionner des assemblages de particules que nous nommerons dans la suite granule.

PFC_{2D} offre deux possibilités pour créer des granules :

- ❖ Le cluster (Mahboubi et Al 1997) est un groupe de particules liées ensemble par des contacts liants. Ces derniers mettent en jeu une force attractive. Cependant, ce contact peut être détruit s'il est soumis à une force de traction trop importante. Ce type d'assemblage est par définition déformable. Toute la difficulté réside alors dans le choix des paramètres de la loi de comportement interparticulaire des éléments du cluster.

- ❖ Le clump est un assemblage de particules dont les positions relatives sont figées. Il n'existe pas de contact réel entre les différentes particules constitutives du clump, c'est à dire qu'il n'y a pas de force de contact entre deux particules d'un même clump, même en présence d'interpénétration. Il n'est même pas nécessaire que les particules soient en contact. Le clump est donc un assemblage rigide aux frontières déformables (au contact) qui ne peut être détruit. La connaissance des forces et moments que le clump subit (somme des forces de contact subit par toutes les particules le constituant) permet de déterminer la vitesse de translation et de rotation à lui appliquer en son centre de masse par la résolution de la seconde loi de Newton.

Chapitre III

Resistance au cisaillement

III.1.Introduction

Dans tous les problèmes de stabilité des sols (étude de fondation, ouvrage de soutènement, remblais, talus, etc.), il est nécessaire de connaître la « résistance » du sol. Cette résistance est souvent difficile à déterminer, spécialement lorsqu'il s'agit d'un sol cohérent.

La résistance d'un sol peut être définie par de nombreux critères : résistance à la compression simple, essai CBR, essai pressiométrique, essai pénétrométrique, essai triaxial et l'essai de cisaillement rectiligne dit « à la boîte ».

III.2.Notion élémentaire sur la rupture des sols

Lorsqu'un système de force est appliqué à un volume déterminé d'un sol, il se développe en générale des contraintes de cisaillement, qui sont entraînant des déformations du sol, qui ces déformations peuvent être importantes le long de certaines surfaces que l'on appelle surfaces de glissement ou surfaces de rupture.

La résistance au cisaillement d'un sol est définie comme étant la contrainte de cisaillement dans le plan de la rupture, au moment de la rupture.

Cependant, cette notion de résistance au cisaillement n'est pas toujours facile à définir, que ce soit dans un essai de laboratoire, ou dans le sol sur lequel est construit l'ouvrage.

En effet, si on porte l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction de la déformation ε , on obtient le graphique indiqué sur la Figure. III.1

La résistance au cisaillement peut être définie, sur ce graphique comme étant :

- ❖ Le maximum de la contrainte de cisaillement τ_{max} ,
- ❖ La contrainte de cisaillement correspond à une déformation très grande,
- ❖ La contrainte de cisaillement correspond à une déformation plus ou moins arbitraire ε_1 . On prendra comme résistance au cisaillement, le maximum de cisaillement

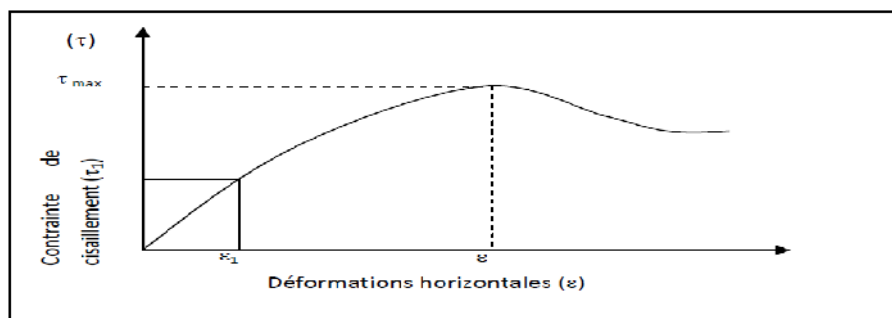


Figure. III.1. Courbe contrainte –déformation

III.2. Les contraintes sur un plan de cisaillement

III.2.1. Rappel de Mécanique des milieux continus

Considérons une facette de surface S centrée en un point quelconque P d'un massif de sol et orientée suivant une direction (\vec{n}) normale à la facette. Soit (\vec{t}) la direction tangentielle à la facette telle que le repère (\vec{n}, \vec{t}) soit orthonormé direct. L'état de contrainte au point (P) selon la direction (\vec{n}) se réduit dans le repère (\vec{n}, \vec{t}) :

- Contrainte normale suivant la normale \vec{n} : σ
- Contrainte tangentielle suivant le plan de la facette \vec{t} : τ

Avec l'équation de vecteur $\vec{T}_{(P,n)} = \sigma \vec{n} + \tau \vec{t}$

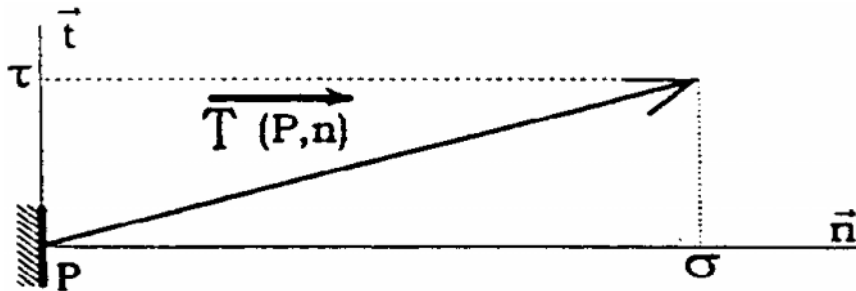


Figure .III.2. Contrainte sur une facette.

III.3. Représentation plane – cercle de Mohr

Pour étudier l'état de contraintes en un point on utilise une représentation graphique du vecteur T , dans un système d'axes (σ, τ) . Les points représentant les contraintes principales ($\tau = 0$) sont sur l'axe (O, σ)

Lorsque le plan de facette tourne autour d'une direction principale, l'extrémité du vecteur contrainte décrit dans le plan (σ, τ) un cercle, appelé « cercle de Mohr ».

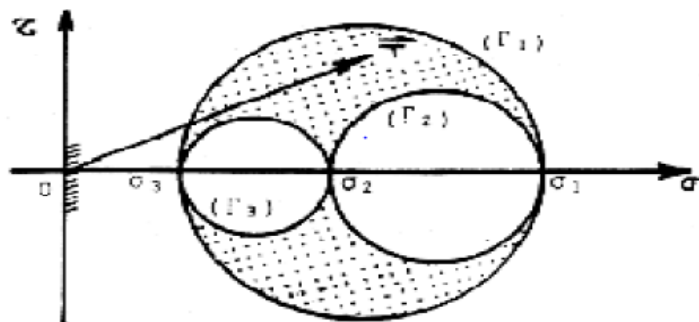


Figure .III.3. Cercle de Mohr.

III.4. Critère de Mohr Coulomb

III.4.1. Notion de Courbe intrinsèque

En Mécanique des sols on utilise la notion de courbe intrinsèque due à Caquot. La théorie est applicable à un matériau homogène et isotrope. Dans le plan de Mohr (σ , τ) la limite d'écoulement est représentée par une courbe, appelée courbe intrinsèque, qui sépare la zone des états de contrainte possibles de la zone des états de contrainte impossibles à développer dans le matériau.

La courbe intrinsèques est l'enveloppée des cercles de Mohr pour lesquels débute l'écoulement du matériau (cercles de Mohr de rupture). Lorsqu'un cercle est tangent à la courbe intrinsèque, l'écoulement se produit par glissement suivant la direction de la facette qui correspond au point de contact entre le cercle et la courbe.

Pour les sols la détermination expérimentale de la courbe intrinsèque est relativement aisée.

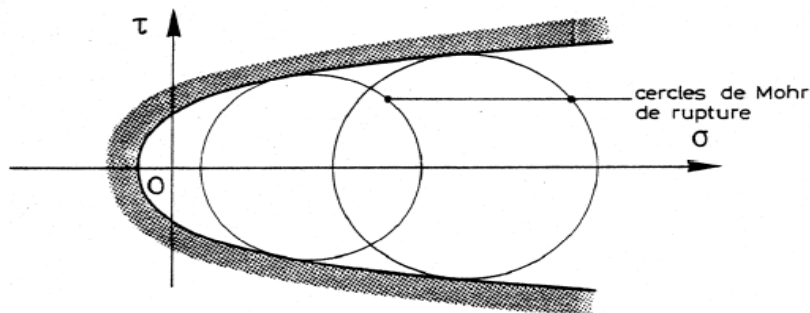


Figure. III.4. Courbe intrinsèque.

III.4.2. Critère de Coulomb

Deux grandes catégories de sols seront envisagées dans ce mode opératoire :

Les sols pulvérulents : les graviers et surtout les sables,

Les sols cohérents : argiles et limons.

- **Sols pulvérulents**

Dans ce cas, la droite de Coulomb passe par l'origine, c'est-à-dire que le terme C est nul.

L'équation de Coulomb devient $\tau = \sigma \tan \varphi$

Et l'angle de frottement φ dépend principalement de la compacité du sol, de la forme et de l'état de surface des grains solides. (Laboratoire centrale des ponts et chaussées, 1987).

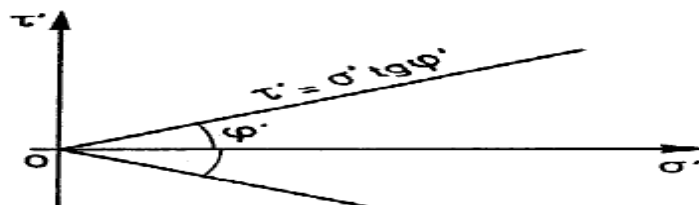


Figure III.5. Plan de Mohr –droite de Coulomb « Sol pulvérulent ».

• **Sols cohérents**

L'eau joue un rôle fondamental dans la résistance au cisaillement des sols cohérents. Pour simplifier le problème, seuls seront considérés les sols saturés.

Les valeurs de C et de φ obtenues dépendent essentiellement de la vitesse de l'essai et de la perméabilité des sols, car l'un des paramètres déterminants est la pression interstitielle de l'eau « u », la pression qui est directement liée aux conditions de drainage de l'essai

L'équation décrivant ce type de sol est $\tau = c + \sigma \operatorname{tg}\varphi$

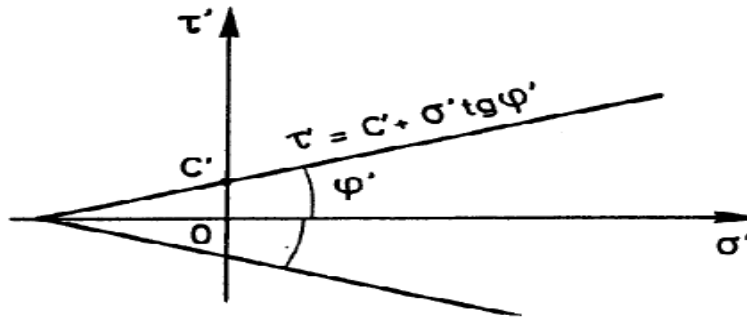


Figure .III.6. Plan de Mohr –droite de Coulomb « Sol cohérent ».

III.4.3. Lignes de glissement

On appelle ligne de glissement la trace, dans le plan d'étude, des plans de glissements (Plans de rupture).

Soit un massif de sol homogène de caractéristique mécaniques C' et φ' en état de rupture. Supposons connues, en un point M, les contraintes principales et les directions principales. Traçons un cercle de Mohr de rupture correspondant (Figure.III.7.a) Les propriétés géométriques du cercle de Mohr permettent de déterminer l'orientation des normales aux lignes de glissement puis les lignes de glissement elles-mêmes.

On observe que les lignes de glissement forment toujours avec la contrainte principale majeure un angle $\pm \mu = \pm (\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$ (Figure. III.7.b)

μ appelé angle de cisaillement est uniquement fonction de φ' , il est indépendant de la cohésion C' du sol et de l'état de contrainte.

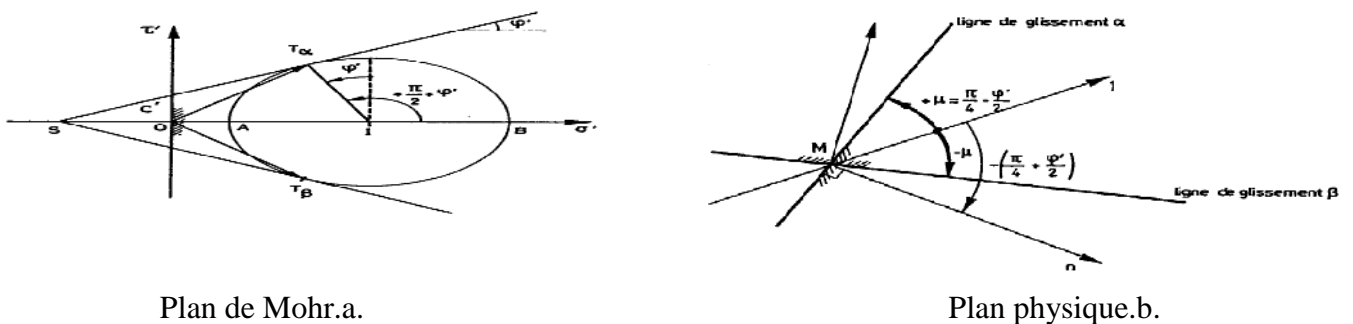


Figure. III.7. Trace de plan de rupture.

III.5. Les facteurs influents sur les paramètres de la résistance au Cisaillement

- **Les sols pulvérulents**

Dans les sols pulvérulents, l'équation de coulomb prend la forme : $\tau = \sigma \tan \phi$

La valeur de l'angle de frottement dépend essentiellement de la compacité du sol, de sa granulométrie et de la forme de ses grains.

- Plus les particules d'un sol sont angulaires, plus l'angle ϕ est important.
- La compacité du sol constitue le facteur d'influence le plus important :

Lorsqu'elle augmente, l'indice des vides diminue et l'angle de frottement augmente.

- Un sol à granulométrie étalée aura un angle ϕ supérieur à celui que présente une granulométrie serrée.

Tableau. III.1. Angle de frottement Interne effectif des sols pulvérulents sec (d'après Lambe et Whitman, 1979, et Bowles, 1984).

Type de sol	Angle de frottement interne effectif ϕ' (en degré)			
	Etat lâche		état dense (compact)	
	Particules arrondies	Particules angulaires	Particules arrondies	Particules angulaires
Gravier	35	40	45	50
Gravier et sables	36	42	40	48
Sable à granulométrie étalée	34	39	40	45
Sable fin à moyen à granulométrie serrée	30	35	37	43
Sable silteux	25 à 35		30 à 36	
silt	28 à 32		30 à 35	

- **Les sols cohérents ou fins**

L'équation de coulomb prend la forme : $\tau = c + \sigma \tan \phi$

Les sols cohérents étant peu perméables. Les paramètres de la résistance au cisaillement sont surtout influencés par les conditions de drainage et la teneur en eau. Quand le drainage est nul, l'eau demeure emprisonnée dans les vides du sol. Si, de surcroît, le sol est saturé, ce qui est souvent le cas des argiles, aucune consolidation n'est possible après l'augmentation des contraintes. En effet, l'eau étant incompressible, elle empêche les particules de se rapprocher quand elle occupe tous les vides de sol. Dans de telle condition, Lorsque les contraintes augmentent, la résistance au cisaillement ne change pas ; seules les pressions inertielles augmentent.

Quelles que soient les contraintes principales agissant à la rupture, la résistance au cisaillement intrinsèque du sol devient une constante : c'est la résistance au cisaillement non drainé.

Tableau. III.2. Les facteurs influents sur les paramètres de la résistance au cisaillement

Type de sol	Perméabilité	Type de calcul	Caractéristique	Contrainte induite	Pression interstitielle	Drainage
Sol pulvérulent	Fort à moyenne	Long terme	Drainées	Effectives	U=0	Autorisé
	Faible	Long terme et court terme				
Sol fin	Faible à très faibles	Long terme et court terme	Non drainées	Totales	U 0	Empêché

III.6.Mesure au laboratoire des caractéristiques de rupture

Les caractéristiques de cisaillement des sols sont déterminées en laboratoire sur des éprouvettes prélevées dans des carottes de sol ou préparées spécialement à cette fin, dans le cas des matériaux de remblai ou de sols que l'on ne sait pas prélever à l'état intact.

Cinq principaux types d'essais sont utilisés pour déterminer en laboratoire les caractéristiques de la résistance au cisaillement des sols:

- les essais de cisaillement rectiligne (direct) à la boîte.
- Les essais de cisaillement rectiligne (direct) alterné à la boîte.
- Les essais à l'appareil triaxial de révolution.
- Les essais de compression simple.

Chapitre IV

Identification du matériau

A. Généralités sur les roches

IV .1.Définition des roches

Les roches sont des milieux solides poly -cristallins, hétérogènes très complexes, composés de grains qui appartiennent à une dizaine d'espèces minérales et qui sont de taille et de forme variées. Les propriétés des roches dépendent de la nature et de l'état d'altération des minéraux.

IV .2.La classification de roches

On distingue trois types de roches

V.2.1.Les roches sédimentaires

Elles sont des roches exogènes, c'est-à-dire qui se forment à la surface de la Terre et qui résultent de l'accumulation en couches et du compactage de débris d'origine minérale (dégradation d'autres roches), organique, sous l'action l'érosion, aux effets du vent, de l'eau, des alternances climatiques (gels - dégels), etc. comme le gré, gypse, calcaire...

IV.2.2.Les roches métamorphiques

Les roches métamorphiques sont formées par la recristallisation (et généralement la déformation) des roches sédimentaires ou des roches magmatiques sous l'action de la température et de la pression qui croissent avec la profondeur dans la croûte terrestre ou au contact d'autres roches, comme marbre, schiste, gneiss...

IV.2.3.Les roches éruptives ou magmatiques

Les roches éruptives résultent de la cristallisation du liquide ou magma (bain silicaté), ce magma arrive directement à la surface à l'état liquide et on appelle ça volcan.

Quand le magma s'arrête en profondeur, il se cristallise (on parle de roches cristallines) et on l'appelle dans ce cas pluton. Comme diorite, gabbro, granit...

Les roches volcaniques cristallisent plus rapidement que les roches plutoniques et possèdent souvent de cristaux de moins grande taille. Certaines roches volcaniques solidifiées trop vite n'ont pas cristallisé et donnent des verres (roches vitreuses). Comme rhyolite, basalte, andésite...

B. Identification géologique du granit

IV.3.Définition de granit

Le granit est une roche magmatique de structure grenue, elle est dure et formée de grains plus ou moins volumineux (d'où son nom). Et qui se compose essentiellement de quartz (pour la moitié et même les trois quarts), de feldspath et de mica, qui sont agrégés avec plus ou moins de force.

Le granit est très répandu dans la croûte terrestre, mais on le trouve principalement dans les chaînes de montagnes les plus anciennes, où il n'est présent que là où prédomine les roches métamorphiques et ignées.



Figure. IV.1.La roche de granit.

IV.3.1.Principaux minéraux du granit

Le granite est composé des trois minéraux suivants :

- **Quartz** : C'est un minéral très dur résiste mal aux chocs et très riche en silicium. il se présente en phénocristaux ou en bloc, il est de forme et de taille variable.

Le quartz est incolore lorsqu'il est pur et se teinte lorsqu'il contient des impuretés telles que le quartz jaune, rose, violet, brun.

- **Feldspath** : les feldspaths font partie des aluminosilicates de potassium, de sodium, de calcium.il existe en deux couleurs, blanc ou rose.il est très dur mais il n'est pas stable.
- **Les micas** : ils ont la forme des petites plaques circulaires ou hexagonales, de couleur brillante ou noir.

On distingue deux types :

- Le mica noir ou biotite : très abondant dans le granite
- Le mica blanc : rare dans le granite, il est caractérisé par une résistance à de très grandes températures.

IV.3.2. Localisation géographique des granits de la wilaya de TIZI-OUZOU

D'après l'étude qui a été faite en 2000, par l'Office National de Recherches Géologiques et Minières (O.R.G.M) de BOUMERDES, les principaux gisements dans la région de TIZI-OUZOU sont représentés dans le tableau. IV.1

Tableau. IV.1.Etendue et volume du gisement de granit de la wilaya de TIZI-OUZOU

N° du gîte	Non du gîte	Substance	Réserves ou paramètres estimatifs
52	TIZI-TALKHET	Pegmatites	FILONTES et amas de pegmatites
53	AZOUZA	pegmatites	Deux filons d'épaisseurs respectives 1.2 et 1.5 m
54	SOUK-EL-ARBA	pegmatites	Filon large de 10m et long 20m
55	LARBA NAT IRATHEN	pegmatites	Amas pegmatites log de 40m
56	ABOUDA ABOUDA	pegmatites	6.7 millions de tonnes
57	BOU-DJEHA	pegmatites	Amas et filons (affleurement de 25m de hauteur et suivi sur 10-15m de long de la piste)
58	AKKEROU	pegmatites	Grand affleurement d'amas de pegmatite (1.5×1km)

IV.3.3.Les types de granit

Les granits varient selon leur composition minéralogique et la grandeur des cristaux. On peut distinguer :

Le granit normal : formé de quartz, feldspath et mica noir, il peut être gris ou rose suivant la couleur de feldspath.

Granit à deux micas : formé de quartz, feldspath, mica noire et mica blanc.

Granit porphyroïde : qui diffère du granit normal par la grandeur des cristaux.

La granulite : c'est le granite où le mica blanc est remplacé par le mica noir.

La pegmatite : c'est une roche silicatée dont les cristaux sont de grande taille. Elle remplit habituellement les fissures.

IV.3.4.Caractéristiques du granit

- Les principales caractéristiques de ce matériau se résument comme suit :
- Grande résistance à la compression.
- Très lourd.
- Très bonne résistance aux agents atmosphériques.
- Se laisse difficilement travailler.
- Existe en de nombreuses couleurs (gris, bleu, noir, rouge, verdâtre).
- Utilisation : Généralement utilisé pour les parements de façades, les escaliers et les perrons.

Tableau. IV.2.Caractéristiques physiques du matériau granit. (DAHOUMANE K, 2012)

Caractéristiques physique	γ_s (g/cm ³)	N(%)	γ_d (g/cm ³)	e_{\min}	e_{\max}
granit	2.67	12.28	1.785	0.41	1.17

Tableau. IV.3.Caractéristiques mécaniques du matériau granit.(DAHOUANE K, 2012)

Caractéristiques mécaniques	W_{opt}	I_{CBR}	Resistance a la compression (Mpa)
granit	9.22	38.48	100-280

C. Analyse granulométrique

IV.4.Principe et description

- L'essai consiste a sélectionne trois classe granulaire :(0/6), (6/10), (10/4) qui sont des granulométries utilisées soit dans la confection des éprouvettes de béton ou soit dans les différent couches de la chaussée.
- On fait l'analyse granulométrique pour chaque classe granulaire.
- On classe une série de tamis, emboîtés les uns sur les autres, dont les dimensions des mailles sont décroissantes du haut vers le bas. Le matériau (granit) étudié est placé en partie supérieure des tamis et le classement des grains s'obtient par vibration de la colonne des tamis.
- Afin de connaître l'étalement granulométrique des sols étudiés et pouvoir les classer,
- Pour notre étude, on a retenu les classes granulaires comme suit :

a. Granulométrie (0/6)

La boite de casa-grande renferme 130 gr de granit (0/6),

Tableau .IV.4. Les résultats de tamisage granulat 0/6 (Sedki F et Chlouche H 2004)

Diamètres (mm)	Refus (%)	Poids des refus (gr)	Refus cumulés (%)	Tamisât (%)
6.3	3.42	4.44	3.42	96.58
5	11.3	14.69	14.72	85.28
3.15	7.88	10.24	22.6	77.4
2	17.12	22.25	39.72	60.28
1.6	8.56	11.12	48.28	51.72
1.25	16.44	21.37	64.72	35.28
1	14.73	19.14	79.45	20.55
0.5	13.7	17.81	93.15	6.85
0.315	6.85	8.94	100	0

b. Granulométrie (6/10)

La boite de casa -grande renferme 122 gr de granit (6/10),

Tableau. IV.5. Les résultats de tamisage granulat 6/10 (Sedki F et Chlouche H 2004)

Diamètres (mm)	Refus (%)	Poids des refus (gr)	Refus cumulés(%)	Tamisât (%)
10	7.71	9.4	7.71	92.29
8	35.28	43.04	42.99	57.01
6.3	48.26	58.87	91.25	8.75
5	8.75	10.67	100	0

c. Granulométrie (10/14)

La boîte de casa-grande renferme 115 gr de granit (10/14),

Tableau. IV.6. Les résultats de tamisage granulat 10/14 (Sedki F et Chlouche H 2004)

Diamètres (mm)	Refus (%)	Poids des refus (gr)	Refus cumulés(%)	Tamisât (%)
16	2.19	2.51	2.19	97.8
12.5	20.71	23.57	22.9	77.1
10	66.34	76.29	89.24	10.67
8	10.67	12.37	100	0

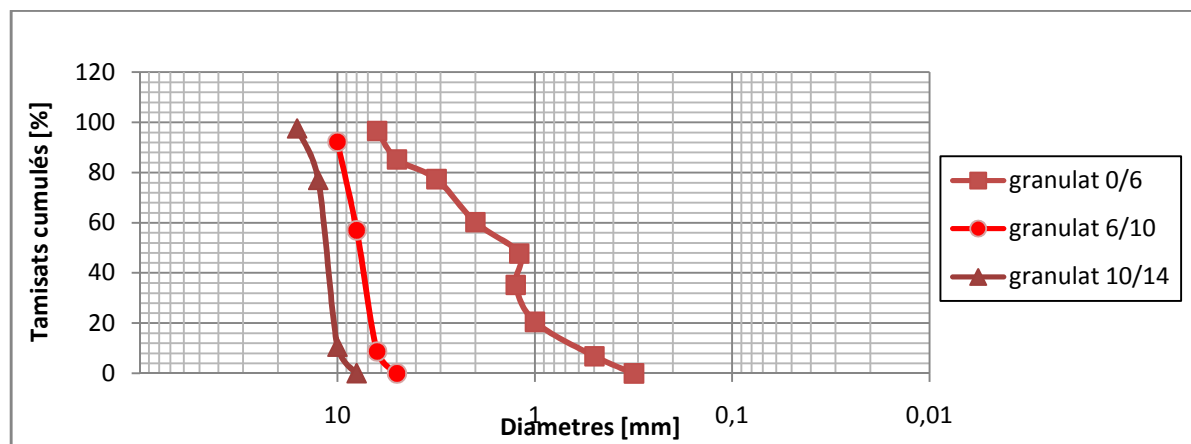


Figure. IV 2. Les courbes granulométriques des échantillons de pegmatite

IV.5.Expression des résultats (courbe granulométrique)

Une courbe granulométrique permet d'identifier le type de sol qui compose l'échantillon analysé.

-On appelle coefficient d'uniformité ou de HAZEN le coefficient C_u .

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

- si $C_u < 2$: la granulométrie est très serrée
- si $2 < C_u < 5$: la granulométrie est serrée
- si $C_u > 5$: la granulométrie étalée

-On appelle coefficient de courbure le coefficient C_c .

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{10})(D_{60})}$$

Avec :

D_{60} Représente le diamètre pour lequel 60 % en masse des particules ont un diamètre \leq à D_{60}

D_{10} Représente le diamètre pour lequel 10 % en masse des particules ont un diamètre \leq à D_{10}

D_{30} Représente le diamètre pour lequel 30 en masse des particules ont un diamètre \leq à D_{30}

Tableau. IV.7. Les diamètres significatifs (Sedki F et Chlouche H 2004)

Matériau	Diamètres	
Granit	D60	2
	D30	1.25
	D10	0.6

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{2}{0.6} = 3.33 \quad Cc = \frac{(D_{30})^2}{(D_{10})(D_{60})} = \frac{(1.25)^2}{0.6 \cdot 2} = 1.3$$

Interprétation

D'après la classification du LCPC :

- les analyses granulométrique (0/6),(6/10),(10/14), ont toutes les deux plus de 50% d'éléments qui ont un diamètre supérieur a 0.08 mm et d'éléments qui ont un diamètre supérieur a 2 mm, donc notre matériau est une GRAVE.
- Pour la (0/6), plus de 50% d'éléments ont un diamètre inférieur a 2 mm et moins de 5 % d'éléments ont un diamètre inférieur a 0.08 mm, $Cu=3.33$ et $Cc=1.3$ donc, c est un sable propre mal gradué.

Chapitre V

L'essai de cisaillement direct à la boîte

V.1.Introduction

Afin de mieux connaître les comportements mécaniques des sols, on a choisi de réaliser des essais de cisaillement direct à la boîte. Cette essai nous permet de déterminer les caractéristiques mécaniques du sol, l'angle de frottement interne et la cohésion.

La résistance au cisaillement des sols est un paramètre très important à vérifier pour tout projet de construction. L'analyse de cette résistance est nécessaire pour évaluer la stabilité du sol et donc des ouvrages qu'il supporte.

❖ But de l'essai de cisaillement

L'essai de cisaillement direct a pour but de déterminer des paramètres de résistance du sol, l'angle de frottement interne (ϕ) et la cohésion (c), qui sont déterminés par la courbe intrinsèque ou droite de Coulomb.

V.2.Appareillage spécifique

Il existe différents modèles de boîtes de cisaillement, dans laquelle est mise l'éprouvette d'essai, mais tous répondent au principe schématisé sur les figures suivantes.

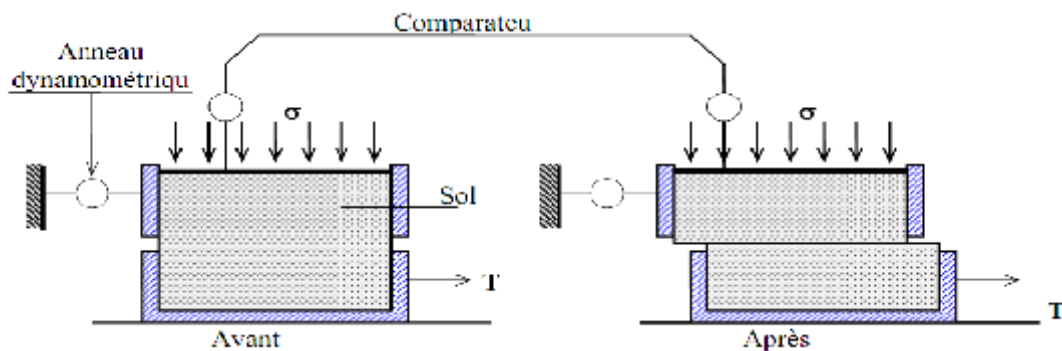


Figure. V.1.Schéma de la boîte de cisaillement

La boîte de cisaillement comporte essentiellement :

- Une demi-boîte inférieure, munie d'une pierre poreuse plate, striée ou dentée ;
- Une demi-boîte supérieure ;
- Un piston, muni à sa base d'une pierre poreuse plate, striée ou dentée, glissent librement dans la demi-boîte supérieure transmettant à l'éprouvette l'effort vertical exercé ;
- Deux goupilles, solidarissant les deux demi boîtes, avant l'essai.
- Les poids : Ce sont des disques plats fendus, permettant leur centrage et leur superposition sur le plateau de charge du levier du bâti.
- Les dimensions intérieures des demi boîtes couramment utilisées sont de 6×6 cm. (C'est les dimensions choisies pour nos essais).

-La profondeur de la demi-boîte inférieure ou supérieure est de 2 cm.

V.3.Principes et mode opératoire

Le principe consiste à :

- Placer l'échantillon dans une boîte de cisaillement constituée de deux demi-boîtes indépendantes dont le plan de séparation forme un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de notre échantillon,
- Appliquer sur la face supérieure de notre échantillon en effort vertical (N) résultant des poids placés sous l'appareil et représenté par une contrainte normale,
- $\sigma = N/A = 100, 200, 300, 400, 500 \text{ kPa}$ maintenue constante pendant toute la durée de l'essai,
- Produire après consolidation sous l'effort (N) un cisaillement de l'échantillon en imposant un déplacement horizontal relatif entre les deux demi-boîtes sa vitesse constante (1,51 mm/min),
- Utiliser un chronomètre pour les lectures pour prendre les lectures à des intervalles de temps réguliers, soit toutes 15 secondes, indiquer les lectures des déformations horizontales δL et verticale δH indiquées par les deux comparateurs,
- Prendre la lecture t indiquée par l'anneau dynamométrique et l'effort de cisaillement horizontal $T = 0,6/10$,
- Déterminer la contrainte de cisaillement $\tau = T / (L - \delta L)$, on arrête l'essai aux environs du déplacement horizontal maximal $\delta L = 1,4$

V.4.Expression des résultats

L = longueur de la boîte de cisaillement, $L = (60 \text{ mm})$,

ΔL : déplacement horizontal mm,

S_c : la section corrigée, $S_c = L (L - \Delta L)$ (mm^2),

La variation de volume en pourcentage : $(\Delta V/V)$, avec ΔV : déplacement volumique vertical mm^3

La contrainte tangentielle $\tau = T S_c$ (kPa),

Avec T : force de cisaillement en (daN).

Tracer les courbes suivantes :

La contrainte de cisaillement τ en fonction de la déformation horizontale ε_h

La déformation verticale ε_v en fonction de la déformation horizontale ε_h

Déterminer les paramètres de cisaillement la cohésion et l'angle de frottement interne.

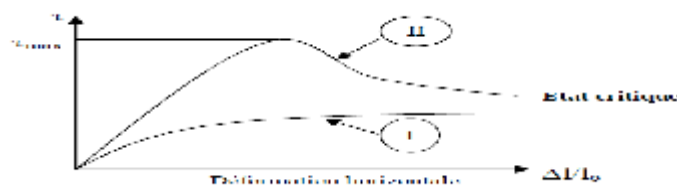


Figure. V.2.Courbe « contraintes-déformations » d'un sol pulvérulent lors d'un essai de cisaillement.

- La courbe I, correspond à des **sols lâches** qui se densifient pendant le cisaillement (sols contractants), jusqu'à atteindre au voisinage de la surface de rupture, un certain poids volumique dit poids volumique critique, également traduit par un indice des vides critique.
- Les essais menés sur des **sols denses** qui se décomposent pendant le cisaillement (sols dilatants) conduisent à des courbes ayant l'allure de la courbe II. La contrainte de cisaillement passe par un maximum, puis décroît vers une valeur sensiblement constante. Deux résistances au cisaillement sont alors distinguées : une résistance maximale (résistance de pic) servant à définir la résistance au cisaillement, et une résistance sous grande déformation, dite résistance à l'état de critique.

V.5. Les résultats des essais

Les résultats des échantillons de matériau granit soumis au cisaillement direct à la boîte de Casa -grande sont représentés sous forme des courbes :

- Contraintes déformations $\tau = f(\Delta l)$, τ étant la contraintes tangentielle,
- Variations de volume $(\Delta V/V) = f(\Delta l)$,
- Droites intrinsèques $\tau = f(\sigma)$, σ étant la contrainte normale appliquée.

Tout en faisant varier les paramètres suivants :

- La contrainte normale (100, 150, 200,300, 400 et 500 KPa);
- La taille des grains : trois classes granulaires ont été utilisées (0/6 ; 6/10 ; 10/14)

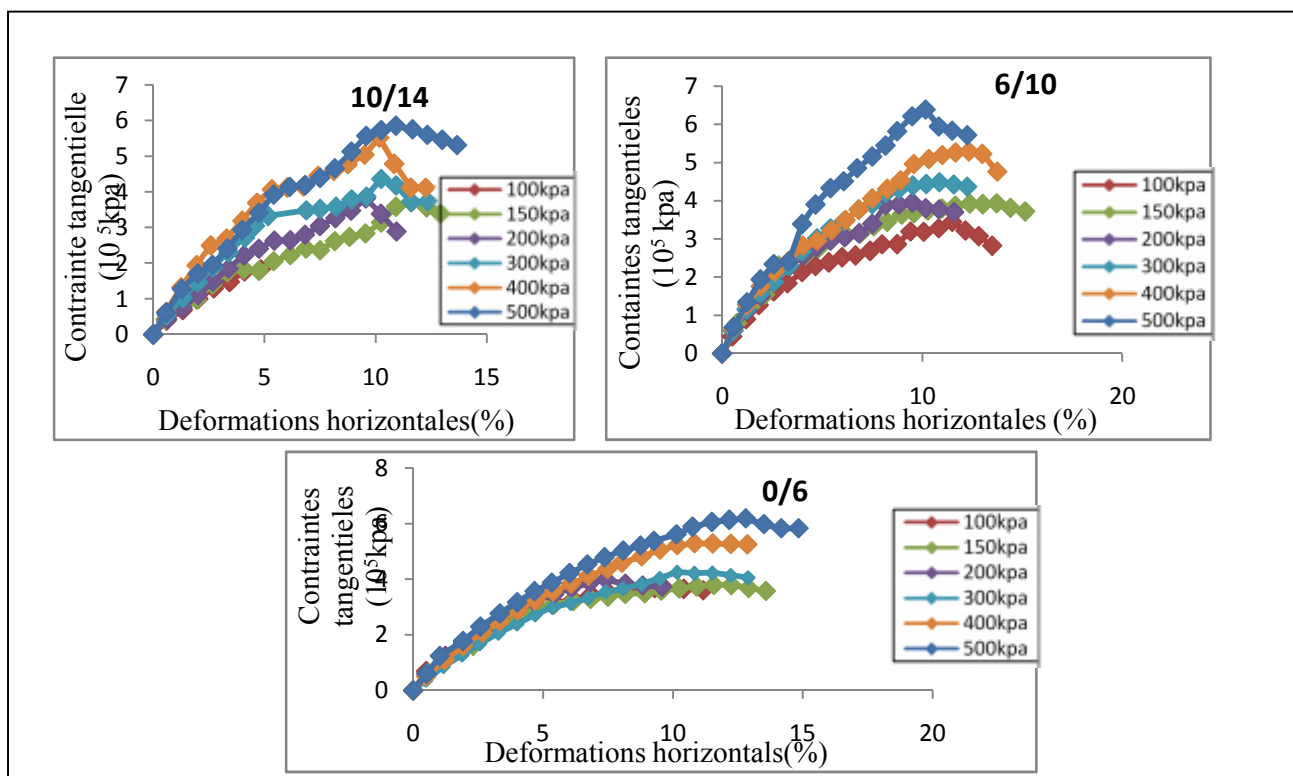


Figure. V.3. Contraintes tangentielles en fonction de déformations horizontales (Sedki F et Chlouche H 2004)

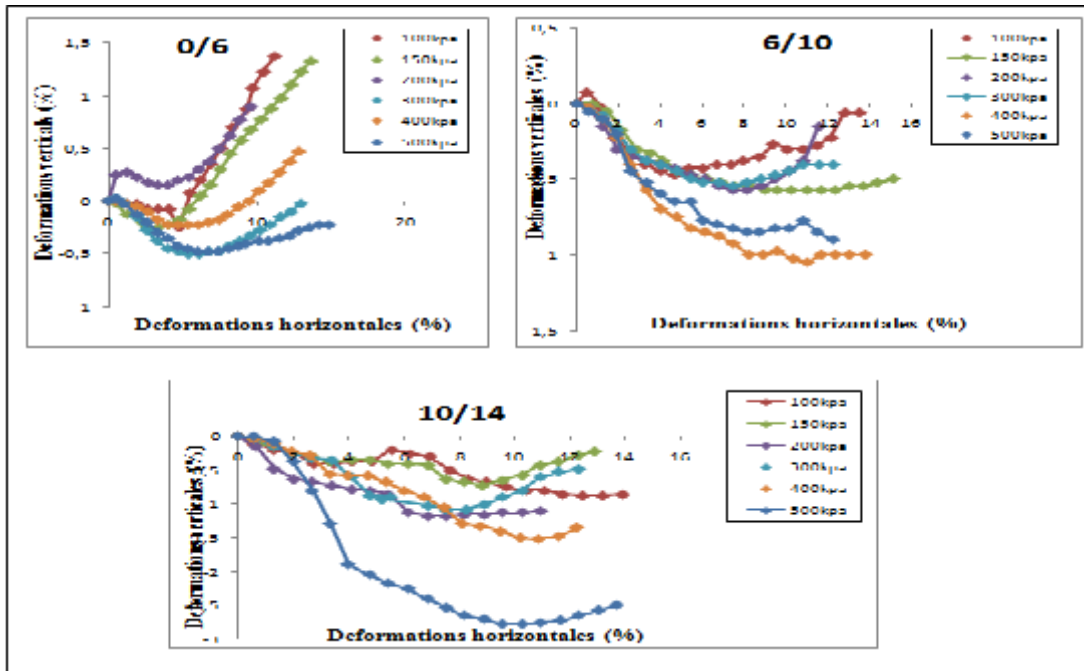


Figure. V.4. Les courbes déplacements verticales en fonction déplacements horizontales (Sedki F et Chlouche H 2004)

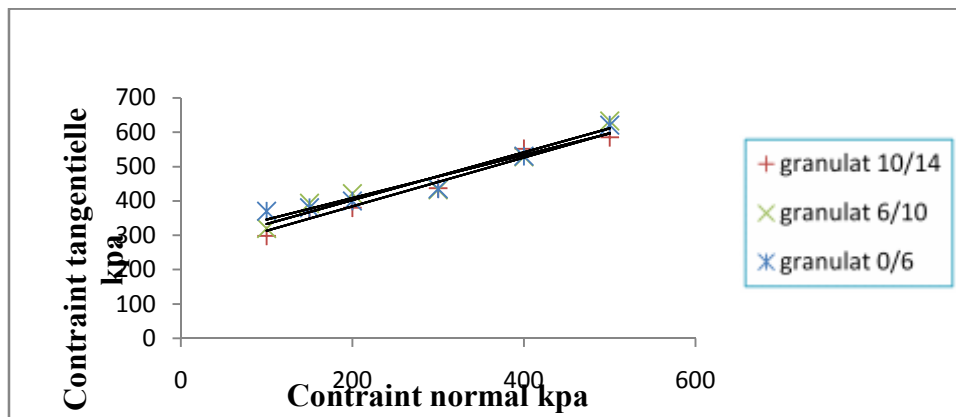


Figure. V.5. Les droites intrinsèque $\tau = f(\sigma)$, (Sedki F et Chlouche H 2004)

Résultats :

Les résultats des caractéristiques mécaniques angles de frottement interne et la cohésion déduite des différents essais sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau. V.1. Résultats des différents angles de frottement interne et les cohésions (Sedki F et Chlouche H 2004)

classe	Granit	
	φ	C (kpa)
0/6	32.03	283.6
6/10	33.02	263.5
10/14	34.83	142.7

V.6. Interprétation des résultats

Courbes contraintes –déformations

- la contrainte de cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale appliquée pour toutes les classes granulométriques.
- La résistance au cisaillement augmente, avec l'augmentation de la taille des grains. En effet, le déplacement des grains les uns par rapport aux autres, est plus facile pour les grains de petite taille que pour les grains de dimension importante. ceci explique par l'enchevêtrement des gros grains, ce qui entraîne un cisaillement important des grains pour la (6/10,10/14).

Courbes variation de volume

- Nous remarquons la présence de deux phases (contractante-dilatance).
- on remarque essentiellement une diminution de volume du début de l'essai jusqu'à la fin pour tous les classes granulométriques. Cette diminution de volume est appelée : contractante.
- Le matériau de granite se contracte beaucoup plus pour la granulométrie 0/6 et se dilate plus pour la classe granulaire 10/14.
La plupart des cas, lorsque la déformation horizontale augmente, pour une contrainte de compression, la déformation verticale est positive et il se produit une contractance
- de matériau jusqu'à avoir le moins de vides possible au sein de l'échantillon ensuite, il se produit une dilatance.

Courbes intrinsèques

- D'après les résultats (tableau V.1) on constate que les angles de frottement interne augmentent avec l'augmentation de la taille de particules.

La logique consiste à trouver des cohésions pratiquement nulles. mais le phénomène d'écrasement des grains à créer une liaison entre les grains par la présence des particules fines qui est donc la cohésion.

Chapitre VI

Présentation du logiciel

VI.1. Présentation détaillée de PFC2D (Itasca Consulting Group 1999)

En 1971, Cundall développe un code de calcul discret afin de traiter de la mécanique des roches. Cette approche est reprise en 1979 par Cundall et Strack afin de l'appliquer à la mécanique des sols, donnant naissance aux codes de calcul BALL puis TRUBALL.

Différentes évolutions ont mené au développement de PFC_{2D} (Particle Flow Code in 2 Dimensions) et PFC_{3D} développé par ITASCA Consulting Group.

Dans notre travail, on a utilisé la version 4.0 du PFC2D (Particule Flow Code en 2 dimension)

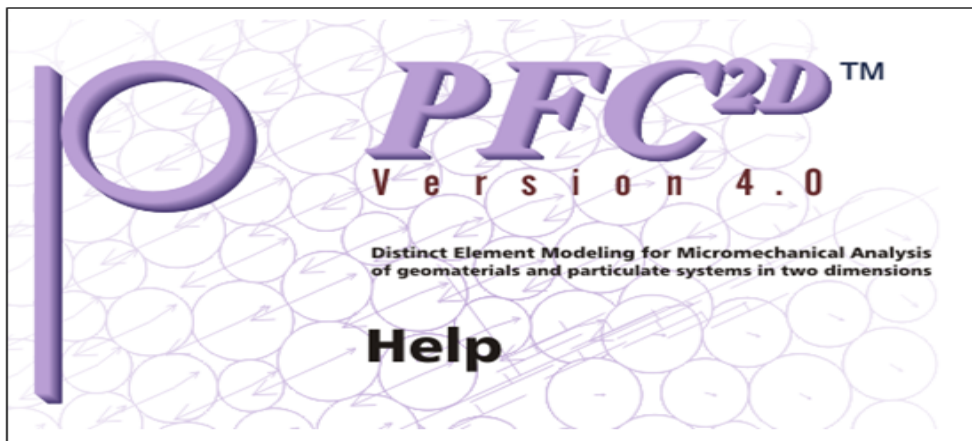


Figure.VI.1. Couverture de PFC2d

VI.2. Champs d'application PFC2D

Quelques utilisations possibles de PFC2D sont notées ci-dessous. Ces applications exploitent la capacité du programme de modéliser l'interaction de beaucoup d'objets discrets, les possibilités de grand-contrainte (réellement illimitées mouvement et/ou séparation), ou la capacité de traiter le processus de la rupture en tant que rupture progressive des liens discrets.

- Ecoulement de matériel en bloc dans les descendeurs, les pipes, les casiers et les silos
- Processus de manipulation en vrac ; mélange et transport
- Spéléologie de mine : rupture, effondrement, fragmentation et écoulement des blocs de roche
- Tassement de poudre dans les moules
- Impact des objets composés de particules collées : rupture dynamique
- Réponse et effondrement séismiques des structures composées de faisceaux représentés par des choix de particules collées
- Etudes fondamentales des matériaux granulaires : rapporté, coulé, des changements de volume, etc...
- Etudes fondamentales des solides, représentées par les ensembles collés des particules : accumulation de dommages, rupture et émission acoustique

- L'écoulement de boue a fluidisé les lits, dans lesquels des particules sont transportées près, et agit l'un sur l'autre avec, un fluide mobile.

VI.4. Les hypothèses du PFC2D

PFC2D fut créé sous certaines différences avec les autres logiciels de même catégorie résumé ci-dessus :

- Chaque particule est représentée comme un élément discret (indépendant), dont la déformation propre est négligeable, de telle sorte que les particules sont considérées comme des corps rigides ;
- Le comportement des contacts utilise une approche de type contact « tendre » ou les particules rigides ; permettent le recouvrement des points de contact ;
- L'importance du recouvrement est liée à la force de contact, via la loi force déplacement, et tous les recouvrements sont petits par rapport aux tailles des particules ;
- Les contacts « colles » ne peuvent exister qu'entre deux particules ;
- Toutes les particules sont circulaires cylindre ou sphérique.

VI.5. Procédure de mise en place de l'essai de cisaillement

Quelque exemple de simulation d'un essai de cisaillement

❖ Les murs de la boîte

Set disk on

wall id=1 nodes (0, -5) (10, -5)

wall id=2 nodes (10, -5) (10, 0)

wall id=3 nodes (10, 0) (0, 0)

wall id=4 nodes (0, 0) (0, -5)

La création de la boîte avec quatre parois

Donne une identification (id) pour chaque mur

Chaque mur est définie par deux cordonnées X et Y

❖ Remplissage de la boîte avec des particules

gen id=1,500 rad 0.08 ; 0.13 x=0,10 y=-5,-0.5

Avec cette commande, nous précisons la région dans laquelle les balles doivent être générées, la taille d'une balle, la distribution et le nombre total de billes à générer

❖ Visualisation du model

Afin de créer une vue contenant une parcelle du model, ainsi que les axes, on tape la commande suivante :

create Footing

set title text 'Basic collection of particles in a box'

add ball yellow

```
add wall black
add axes brown
show
```

Ceci va créer une nouvelle fenêtre contenant une vue graphique appelée « footing » qui montre sur la figure

Les balles sont en rouge, les murs sont en noire et les axes sont en marron

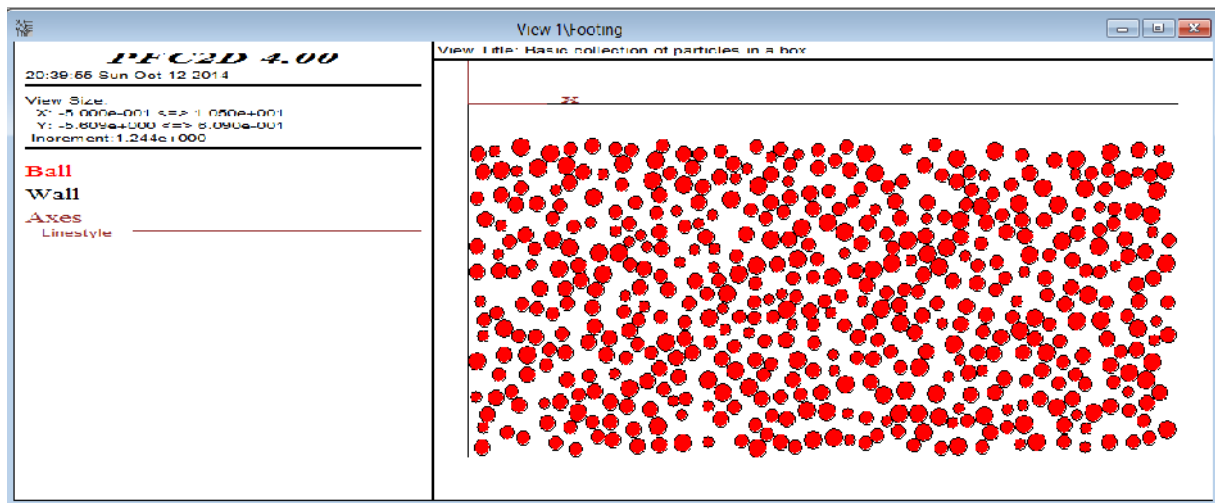


Figure. VI.2. Modèle initial du pfc2d la boîte contient 500 balles

On peut toujours spécifier quelques caractères qui concernent la boîte comme par exemple la position du titre (en haut ou en bas) (a gauche ou a droite) de la figure ainsi que la taille des axes...etc

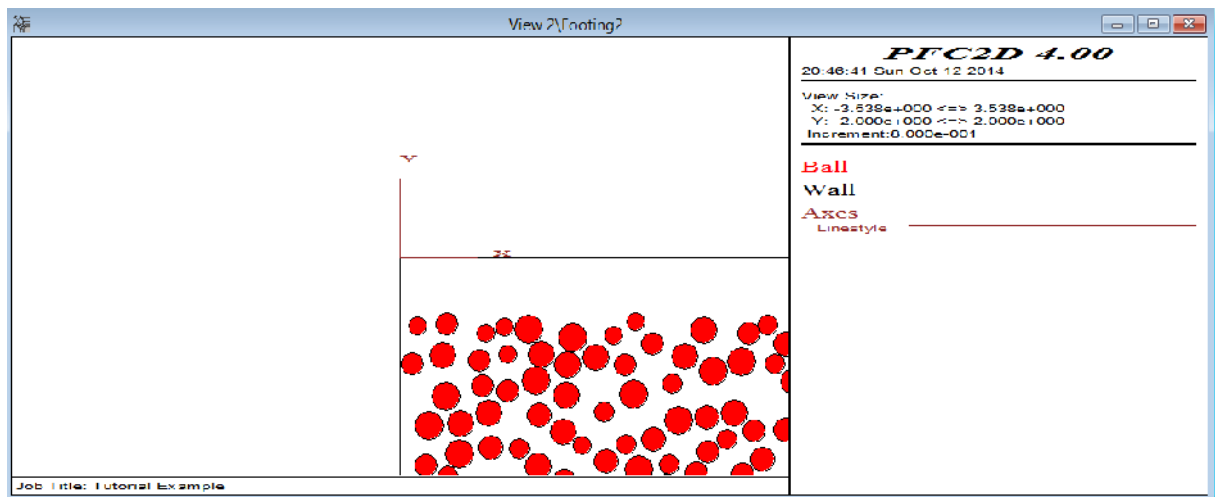


Figure.VI.3. Model initial du pfc2d apres modification

❖ La propriété de rigidité

```
wall id=1 kn=1e8 ks=1e8
```

```
wall id=2 kn=1e8 ks=1e8
wall id=3 kn=1e8 ks=1e8
wall id=4 kn=1e8 ks=1e8
```

Kn et Kt sont les rigidités normale et tangentielle des parois

❖ La densité de masse

```
prop density 1000 kn 1e8 ks 1e8
```

Nous avons spécifié une densité de masse pour les billes égales à 100 kg/m^3

❖ Augmentation du rayon

```
prop rad mul 1.51
```

On peut augmenter le rayon des billes en multipliant les rayons d'origine par un facteur

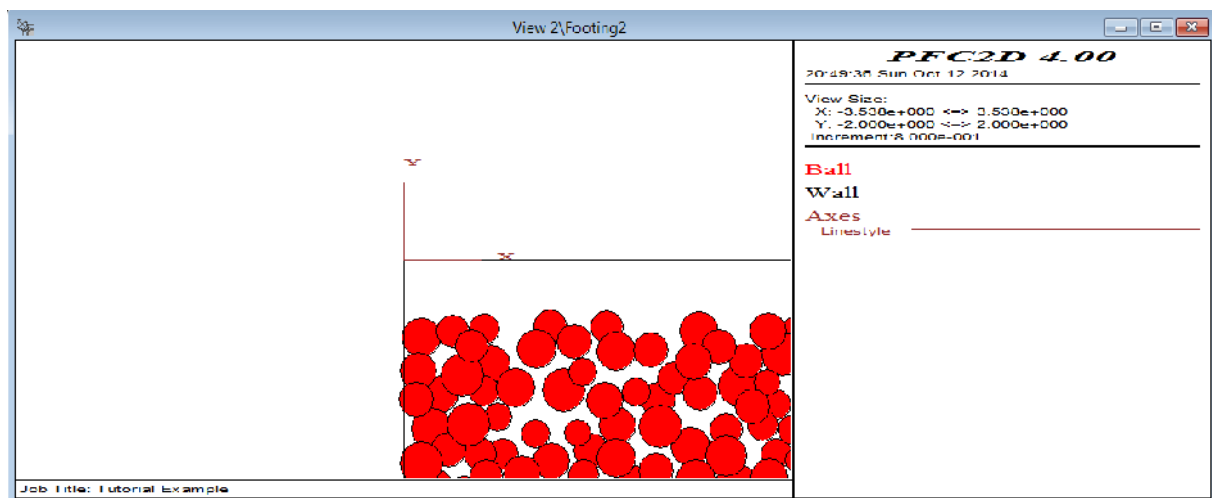


Figure.VI.4. Augmentation des rayons des billes

❖ Introduction de la gravité

```
set grav 0 -9.81
```

Un vecteur d'accélération gravitationnelle de 9.81 m/s^2

❖ Introduction des forces de frottement

```
property fric 1.0
```

Le coefficient de frottement de chaque surface de bille est de 1,0 ce qui veut dire que les forces de frottement sont nulles.

On a surveillé le mouvement des billes et la variation de force de système, nous tapons les commandes suivantes

```
set hist rep = 5
```

```
history ball yvel (3, 0)
```

```
history diagnostic muf
```

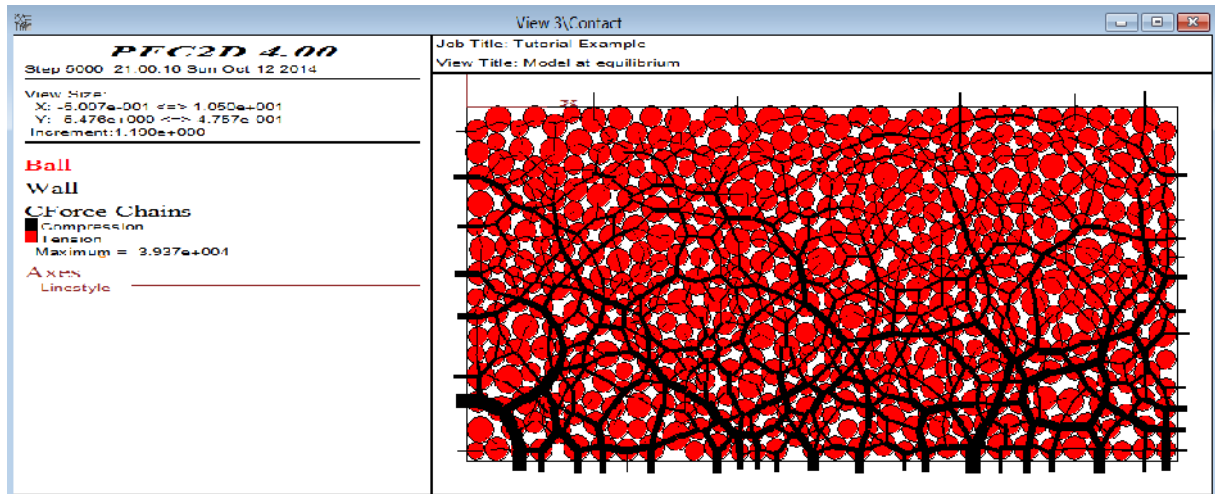


Figure.VI.5. Model de pfc2d sous les forces de contact

Chapitre VII

Présentation des résultats de simulation

VII.1.Introduction

Ce chapitre est consacré à la simulation de l'essai de cisaillement direct sur un assemblage granulaire dense (pegmatite) pour étudier leur évolution sous contraintes. Ce type de simulations permet une description phénoménologique des mécanismes de déformation. Par ailleurs et c'est ce qui nous concerne plus directement les forces et les déplacements aux limites de l'échantillon et pour faire cette étude, on a simulé ces essais avec code de calcul *PFC2D* qu'est conçu pour être un outil efficace pour modeler des problèmes compliqués dans la mécanique des solides et l'écoulement granulaire.

VII.2.Modèle de simulation

Le code aux Eléments Distincts utilisé est fondé sur le modèle de Cundall et Strack (*PFC2D* 1995). Chaque cycle de calcul se déroule en deux temps : détermination des forces de contact entre particules ou entre particules et parois, puis déplacement des particules par application de la seconde loi de Newton. Les lois de contact entre particules ou entre particules et paroi sont de nature élasto - plastique.

Les composantes normales et tangentielles F_n et F_t des forces de contact sont calculées à partir du recouvrement des particules par l'intermédiaire de coefficients de rigidité élastique k_n et k_t . Un coefficient de frottement μ de type Coulomb limite le rapport entre la force tangentielle et la force normale de contact.

VII.3. Simulation effectuée

a. Création de la boîte de simulation

La première étape consiste à créer une boîte de simulation de cisaillement constituée de six parois d'une rigidité normale K_n et rigidité tangentielle K_t

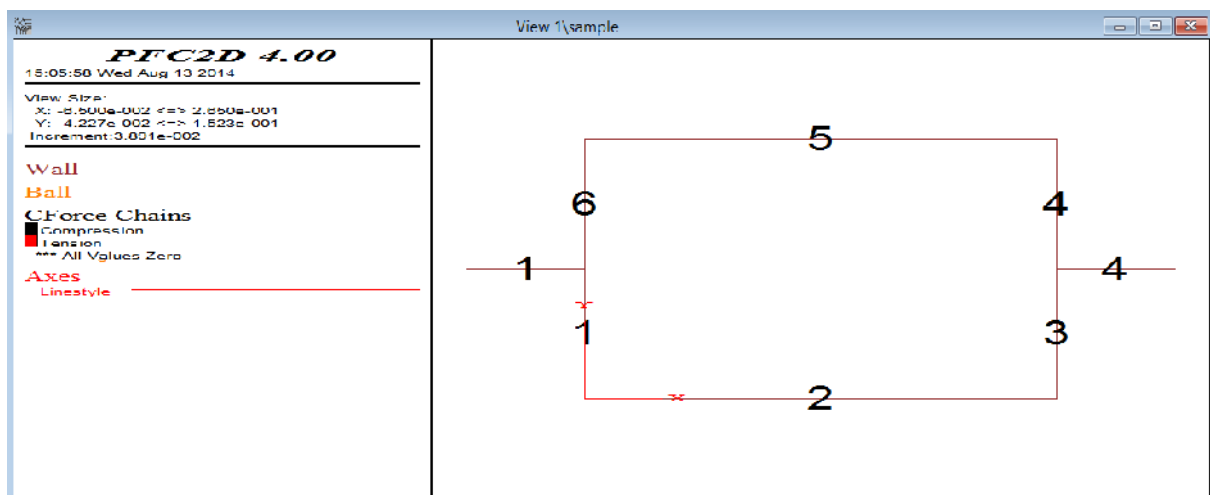


Figure. VII.1.1.La boîte de cisaillement étudiée pour la simulation

b. Création des échantillons isotropes

La deuxième étape consiste en la création d'un nombre de particules (sphères pour 3D ou circulaire pour 2D), dans un volume fermé. Ce nombre de particules respecte une granulométrie donnée.

Le but étant de créer des échantillons isotropes qui sont générées dans des boites fermées par six parois,

On fait varier l'indice des vides suivant les tailles des particules, dans le cas des particules fin l'indice des vide est plus petit par rapport aux cas des particules de grandes dimension. Les particules sont déposées de façons aléatoire et doivent remplir tout le volume de la boite, On introduit la rigidité normale K_n et tangentielle K_s aux particules, cette rigidité est inférieur à celle des parois, ensuite on leurs appliques la gravité aux dans la boîte.

c. application de la contrainte normale

Une compression est effectuée de manière à obtenir un échantillon dense sous des contraintes normales verticales de 100 à 500 kpa. La compression se fait a l'aide d'étape appelée cycle de calcule dans PFC. Cinq cycles de calcule sont nécessaire pour que les forces de contacts ne varient plus.

d. application d'une vitesse a la demi-boite inférieure

L'essai de cisaillement direct se produit lorsque on applique une vitesse $v = 5.10^{-3}$ m/s à la demi-boite inférieure, l'échantillon étant toujours sous compression. Le cisaillement se fait suivant un certain nombre de cycle de calcule nécessaire pour atteindre La déformation horizontale maximum fixée à 20%.

On peut suivre a travers l'interface du logiciel l'évolution des résultats de calcul tel que la boite sous cisaillement, la courbe (déformation horizontale-contrainte tangentielle) et la courbe (déformation horizontale-déformation verticale).

VII.4. Etude des forces de contact et localisation des bandes de cisaillement

Les matériaux granulaires soumis à des sollicitations en déformation plane sont particulièrement sensibles à la localisation des efforts et des contraintes et se manifestent par l'apparition des bandes de cisaillement. Au laboratoire au cours d'essais biaxiaux par exemple on observe la localisation, sous la forme de plan de rupture, qui traverse l'échantillon testé suivant une certaine inclinaison par rapport aux axes de l'essai (S.Y. Rohani 1995).

Le suivi de l'évolution des forces de contact au cours de l'essai nous permet de contrôler le bon fonctionnement de l'essai de cisaillement de simulation.

VII.4.1. Simulation avec une boite de cisaillement de même dimension

Dans une boite de dimension 12cm de hauteur et 20cm de largeur on a simulé chacun des trois échantillons de pegmatite respectant les granulométrie donnée dans les tableaux de l'expérimentale (IV.4 ; IV.5 et IV.6), le logiciel calcule le nombre de particule pour chaque classe granulaire, à savoir : 5490 particules pour la classe 0/6, 960 particules pour la classe 6/10 et 600 particules pour la classe 10/14, figures (VII.1.2), (VII.1.4) et (VII.1.6).

Les paramètres de simulation sont les mêmes pour chaque essai, ils sont donnée dans le tableau VII.1.

Tableau. VII.1. Les paramètre introduit au PFC2D

Paramètre	valeur
Contrainte appliqué	1.10^5 kpa
Rigidité normal et tangentielle des parois	2.10^8 kpa
Rigidité normal et tangentielle des particules	1.10^7 kpa
La porosité initiale de l'échantillon	0.12
Coefficient de frottement des particules	0.2
Coefficient de frottement des parois	0.5
Densité des particules de la pegmatite	2700

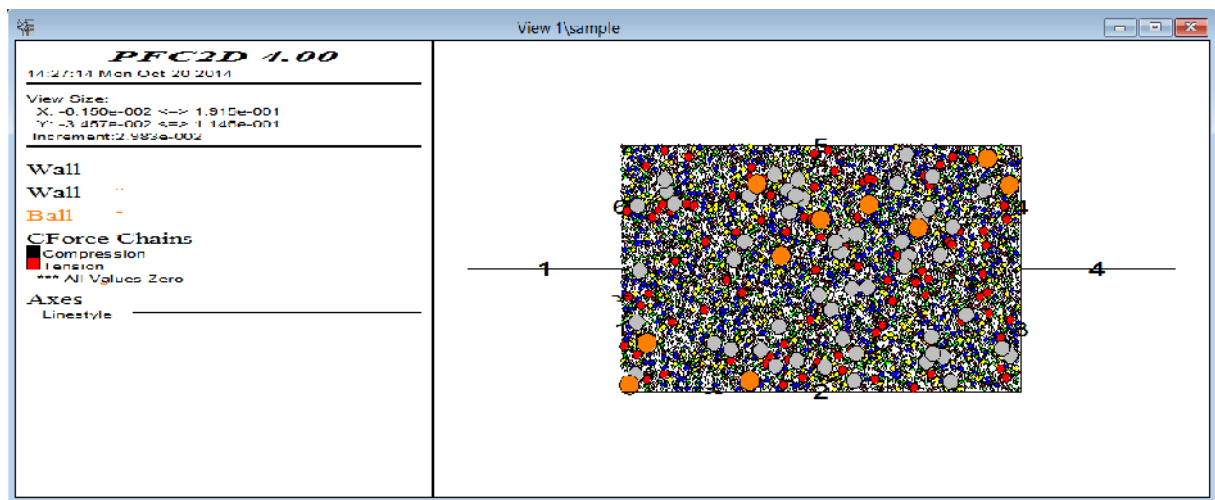


Figure. VII.1.2. La boîte de cisaillement avant tout charge granulats 0/6

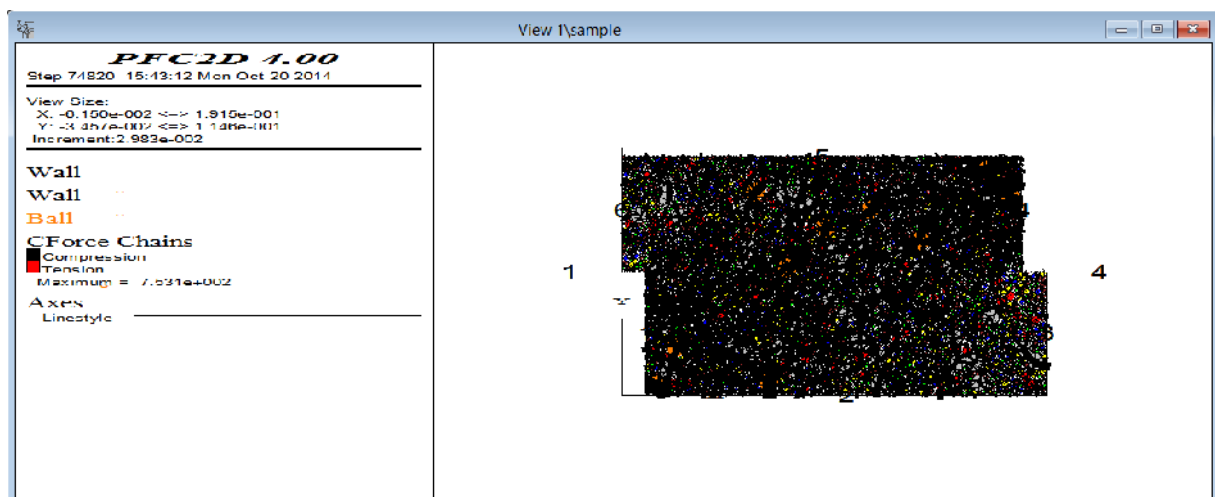


Figure. VII.1.3. Le cisaillement de la boîte est terminé granulats 0/6

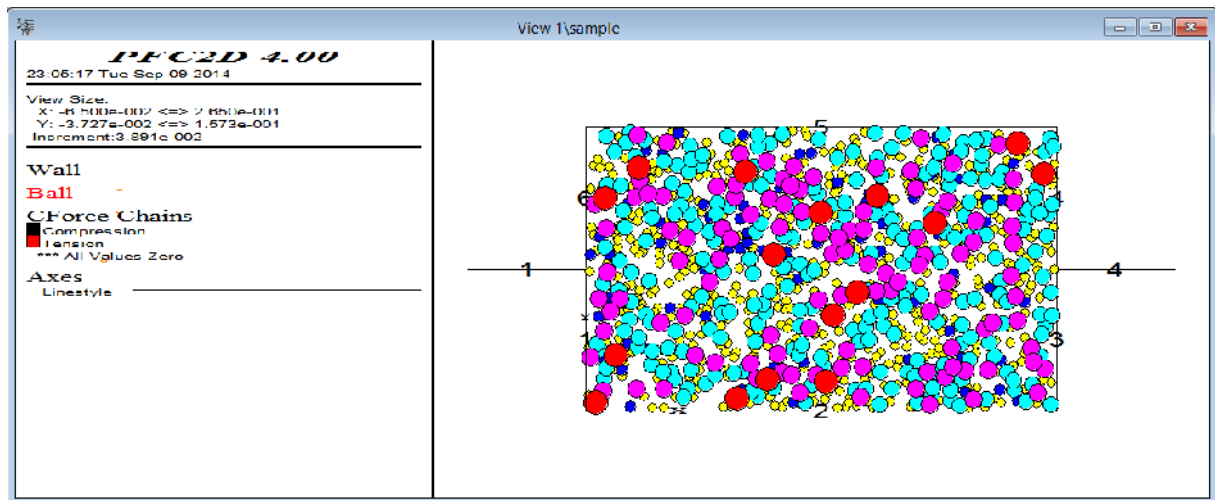


Figure. VII.1.4. La boîte de cisaillement avant tout charge granulats 6/10

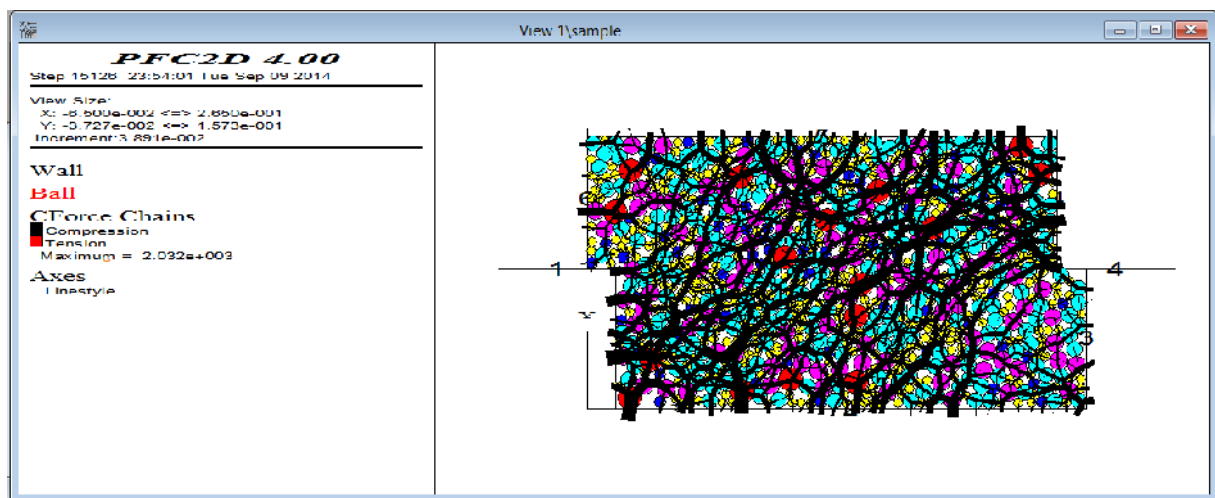


Figure. VII.1.5. Le cisaillement de la boîte est terminé granulats 6/10

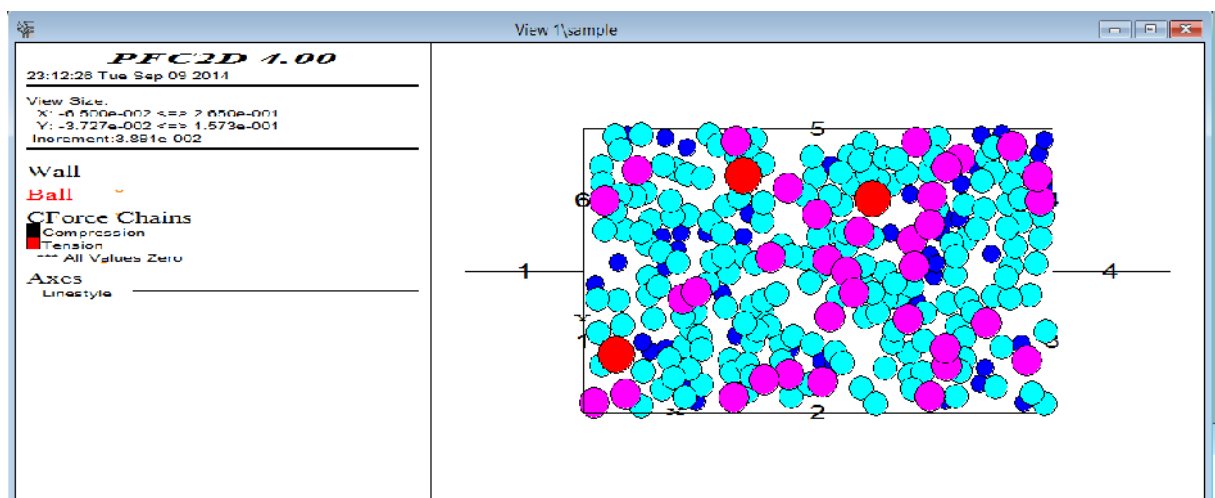


Figure. VII.1.6. La boîte de cisaillement avant tout charge granulats 10/14

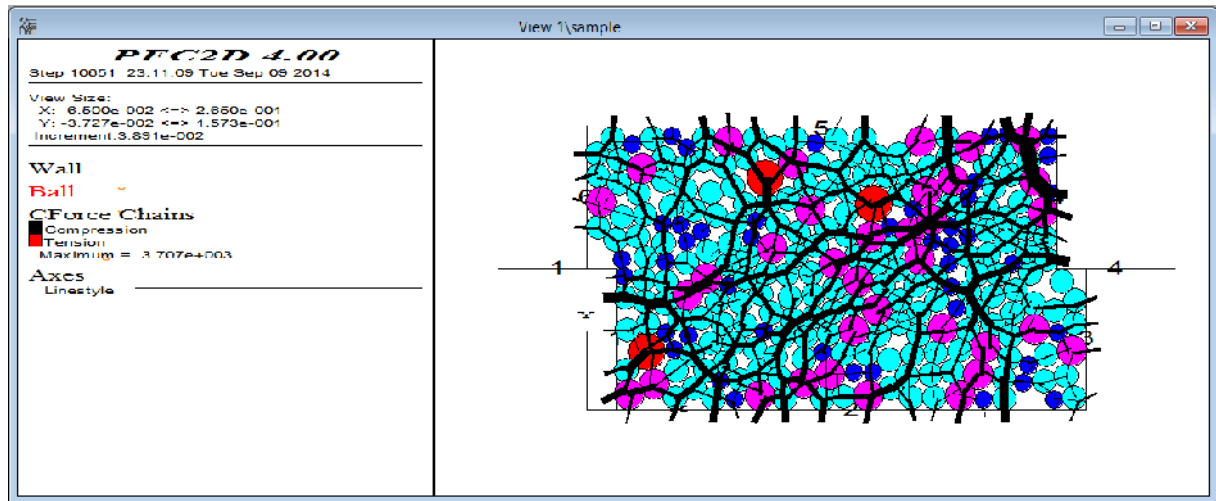


Figure. VII.1.7. Le cisaillement de la boîte est terminé granulats 10/14

- On remarque que sous l'essai de l'échantillon 10/14 (figure. VII.1.7), les forces de contacts sont plus importantes que les forces de contacts sous les essais des autres échantillons 6/10 (figure. VII.1.5) et 0/6 (figure. VII.1.3), ceci est dû à la grande dimension des particules, plus la taille des particules est importante plus les forces de contact sont fortes. Ces résultats sont observés dans le tableau VII.2.

Tableau .VII.2. Valeurs de force de contact

	Valeurs de force de contact (pa)
Classe 0/6	$7.531 \cdot 10^2$
Classe 6/10	$2.032 \cdot 10^3$
Classe 10/14	$3.707 \cdot 10^3$

- Le cisaillement s'effectue suivant des bandes de cisaillement, qui sont apparentes lors d'un essai triaxial expérimental. Lors de la simulation de l'essai de cisaillement direct à la boîte, l'apparition des bandes de cisaillement à la fin de l'essai, signifie qu'il se déroule sous de bonnes conditions mais ce n'est pas ce qu'on constate pour les échantillons 10/14 et 6/10 c'est pour cette raison qu'on a choisi dans cette étude de simuler avec trois boîtes de cisaillement de dimension différente pour chacun des trois échantillons, selon les dimensions des particules.

VII.4.2. Simulation avec trois boîtes de différente dimension

Dans notre cas on a 3 échantillons de pegmatite de classe granulaire différente étudiés dans trois boîtes suivant la granulométrie (dimension et nombre des particules).

- La boîte de particules de granulométrie 0/6 (figure. VII.1.8) a une hauteur 5cm et largeur 6 cm pris sur la base des dimensions de la boîte expérimentale de Casagrand
- La boîte de particules de granulométrie 6/10 (figure. VII.1.10) a une hauteur 10cm et largeur 23 cm
- La boîte de particules de granulométrie 10/14 (figure. VII.1.13) a une hauteur 15cm et largeur 40 cm

Chaque boîte est soumise à une déformation max 20 % de sa largeur initiale, pour obtenir des meilleurs résultats.

Le nombre des particules dans chaque boîte sont :

- 5829 particules de rayon (6.3 à 1.25) $\cdot 10^{-3}$ m
- 936 particules de rayon (10 à 4) $\cdot 10^{-3}$ m
- 745 particules de rayon (16 à 8) $\cdot 10^{-3}$ m

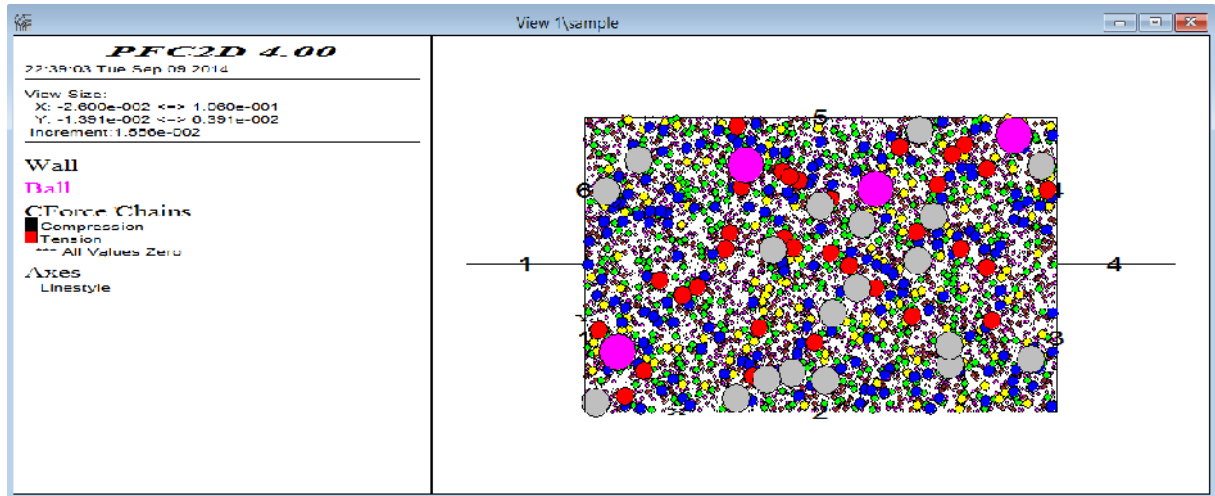


Figure. VII.1.8. La boîte de cisaillement avant tout charge granulats 0/6

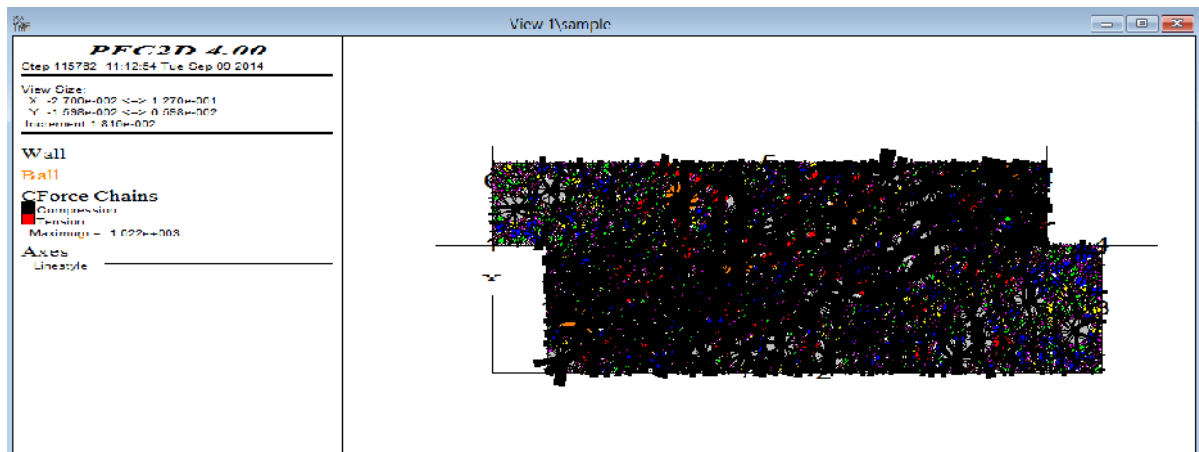


Figure. VII.1.9. Le cisaillement de boîte est terminé granulats 0/6

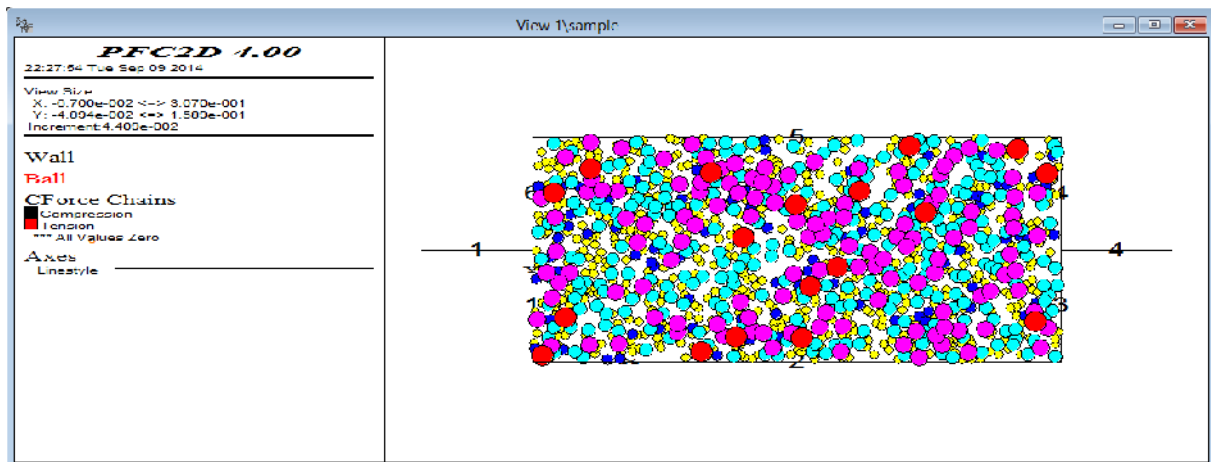


Figure. VII.1.10. La boîte de cisaillement avant tout charge granulats 6/10

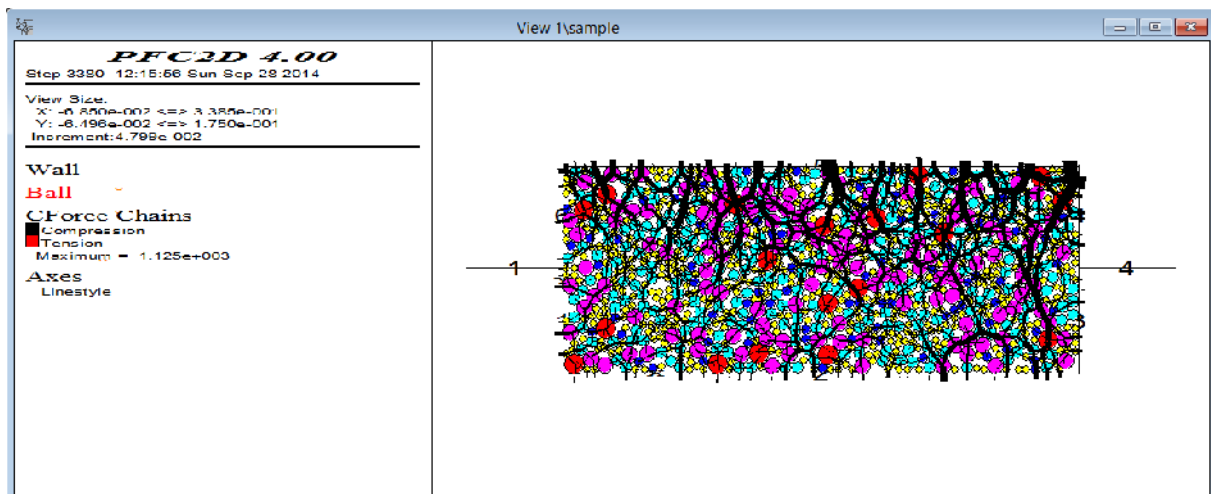


Figure. VII.1.11. Début de l'essai de cisaillement granulats 6/10

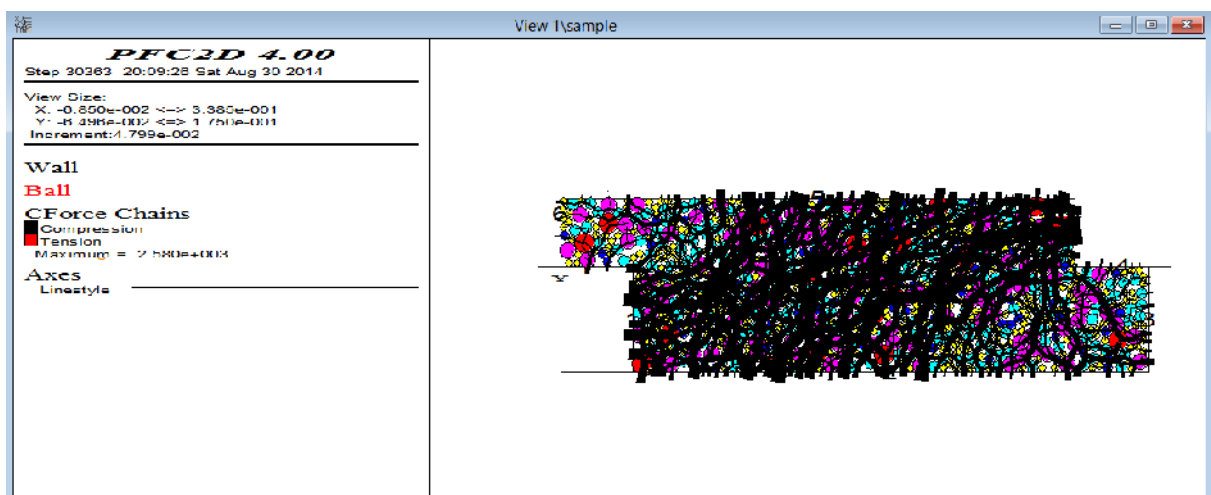


Figure. VII.1.12. Le cisaillement de la boîte est terminé granulats 6/10

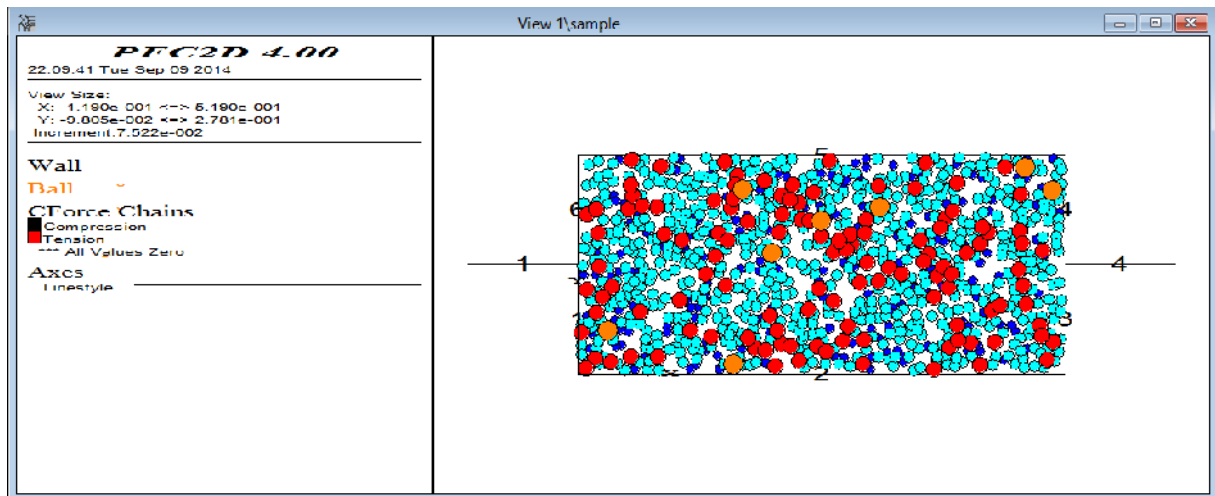


Figure. VII.1.13. La boîte de cisaillement avant tout charge granulats 10/14

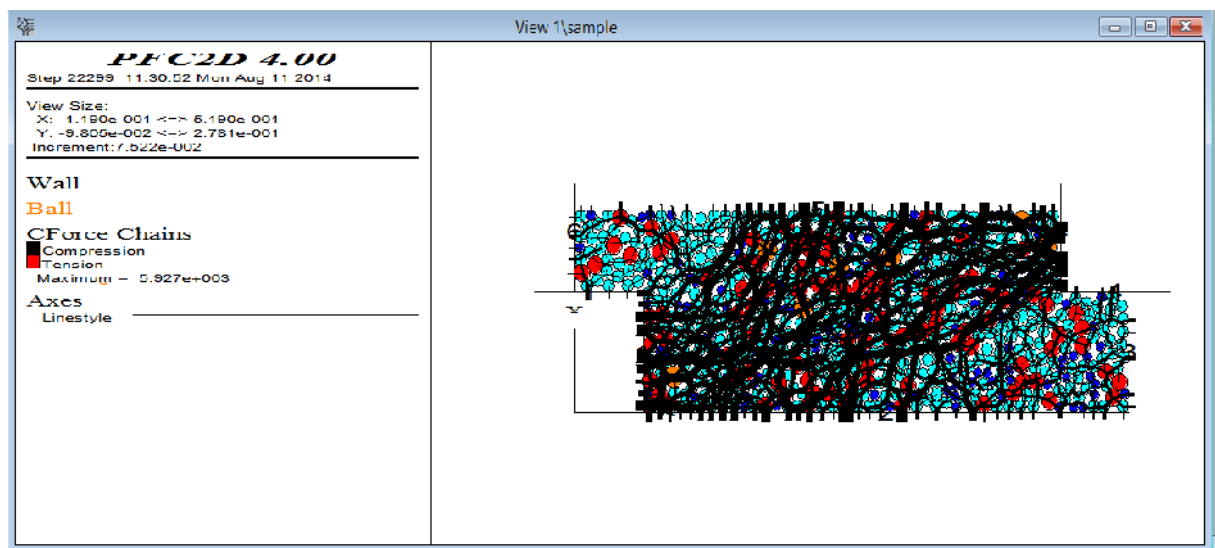


Figure. VII.1.14. Le cisaillement de la boîte est terminé granulats 10/14

Au début de l'essai de cisaillement, on remarque que les forces de contacts sont fortes au niveau de la demie boîte supérieure, la contrainte normal étant appliquée sur la paroi supérieure, l'effet de cette charge diminue de plus en plus vers le bas, où on peut constater qu'au niveau de la demie boîte inférieure les forces de contact sont plus faibles (ces forces de contact sont due a la compression des particules) figure (VII.1.11)

Le cisaillement se termine par un déplacement de la boîte inférieure d'ordre de 20% de sa largeur initiale. Les particules changent de position tout au long de l'essai et les forces de contact aussi qui au début était orienté du haut vers le bas, changent d'orientation pour former des bandes de cisaillement à la fin de l'essai.

Les forces de contact augmentent en fonction de la diminution de l'indice des vides et donc de la compression entre les particules. On peut constater dans les figures (VII.1.9 ,VII.1.12 et

VII.1.14), Le déplacement verticale de la paroi supérieure, sous l'effet de la contrainte normale (tassement des particules) pour les boîtes des échantillons de granulométrie 10/14 et 6/10 est plus important que celui de la boîte de l'échantillon 0/6, car les particules de 10/14 sont de grande taille donc il ya beaucoup des vides entre elles, lors de la simulation, l'indice des vides diminue mais dans le cas de la classe 0/6 il ya moins de vide entre les particules, car l'échantillon contient beaucoup de fines.

VII.4.3.Simulation d'une boîte de cisaillement sous deux contraintes différentes

La figure (VII.1.15) montre la simulation d'une boîte de cisaillement de 11cm de hauteur et 27 cm et largeur et contient un échantillon de granulométrie 6/10, le nombre des particules est de 985, calculé par le logiciel.

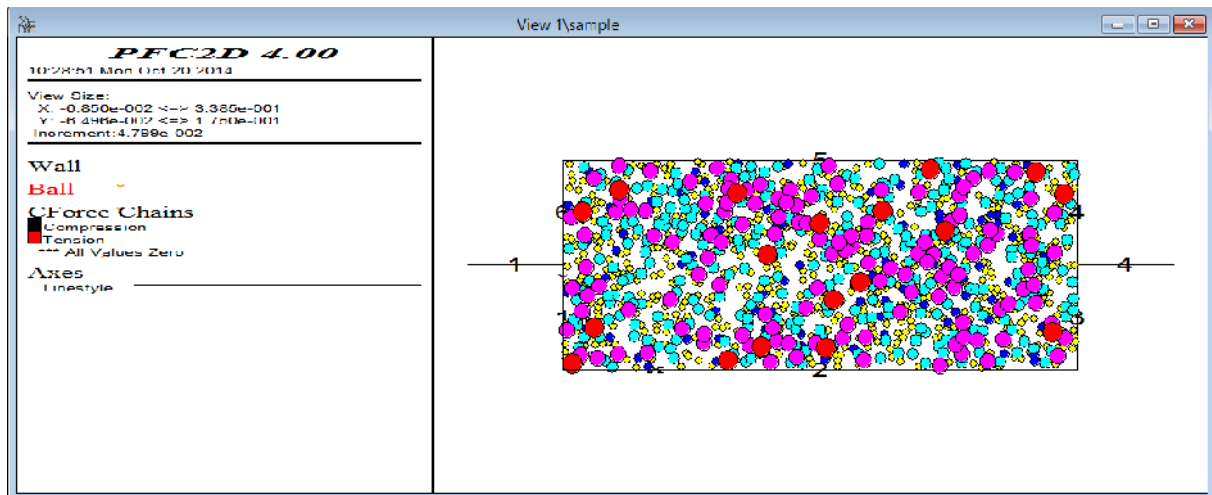


Figure. VII.1.15.La boîte de cisaillement avant tout charge granulats 6/10

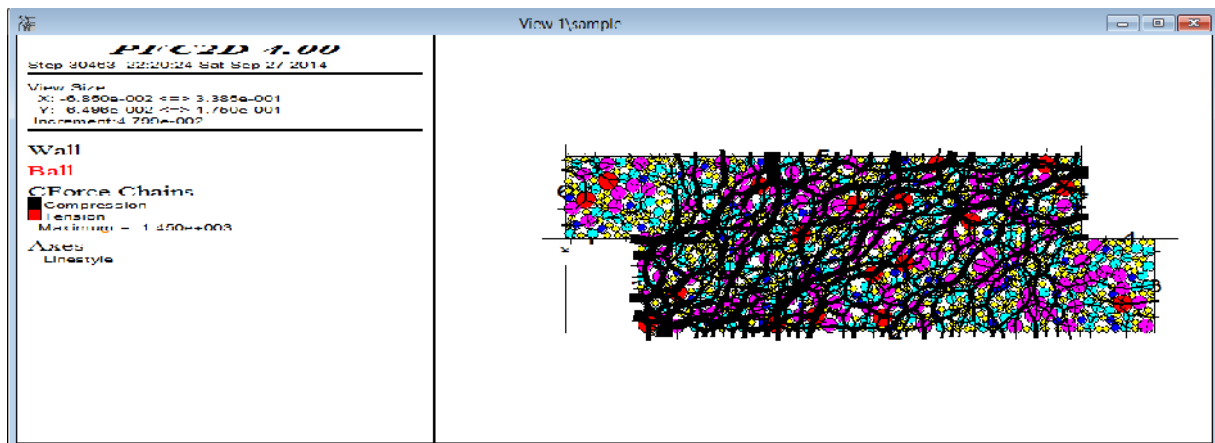


Figure. VII.1.16. La boîte de cisaillement de granulat 6/10 sous une contrainte 100 kpa

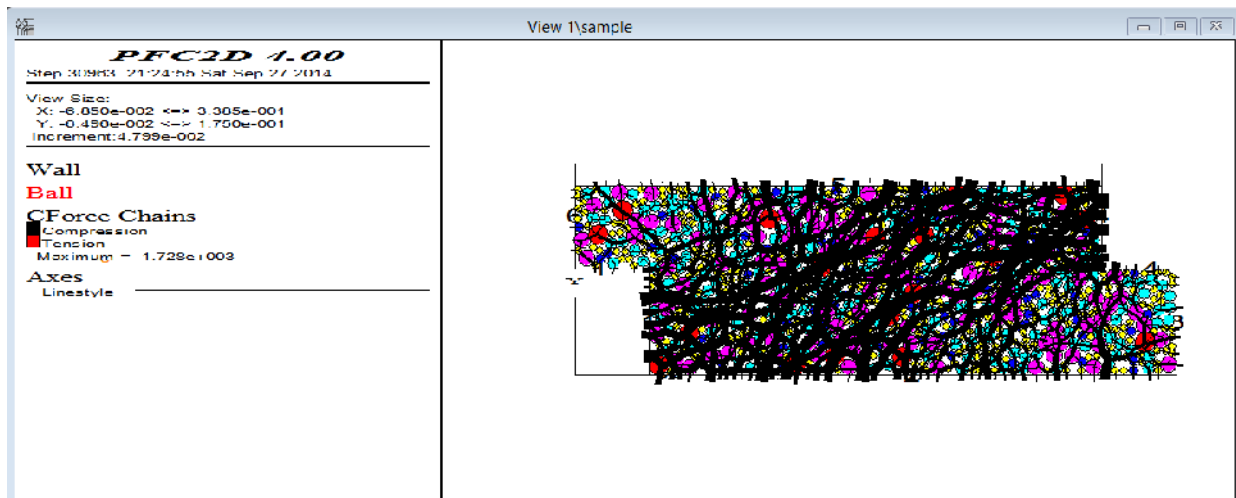


Figure. VII.1.17. La boîte de cisaillement de granulats 6/10 sous une contrainte 300 kPa

- Les forces de contact sont importantes lorsque l'on augmente la contrainte normale, ces forces de contact forment des chaînes de forces comme observé sur les boîtes des figures (VII.1.16 et VII.1.17). Sous la contrainte de 100 kPa, la valeur de la force de contact maximum est de $1,45 \cdot 10^3$ Pa et sous la contrainte de 300 kPa, cette valeur est de $1,72 \cdot 10^3$ Pa.

VII.5. Réseau de force de contact

L'ensemble des forces de contact forment ce qu'on appelle les chaînes de forces de contact, On peut constater que leur densité augmente en fonction de contraintes plus grandes (VII.1.16 et VII.1.17).

On décompose généralement le réseau de forces en deux réseaux, réseau fort et un réseau faible. On qualifie de forces fortes les forces supérieures à la force moyenne et de faibles celles inférieures à la force moyenne ; Al 2000 et Dantu 1957.

Le réseau est plus dense dans la zone des bandes de cisaillement.

VII.6. Résultats d'essai

VII.6.1. Les courbes contraintes tangentielles – déformations horizontales

Granulat 0/6

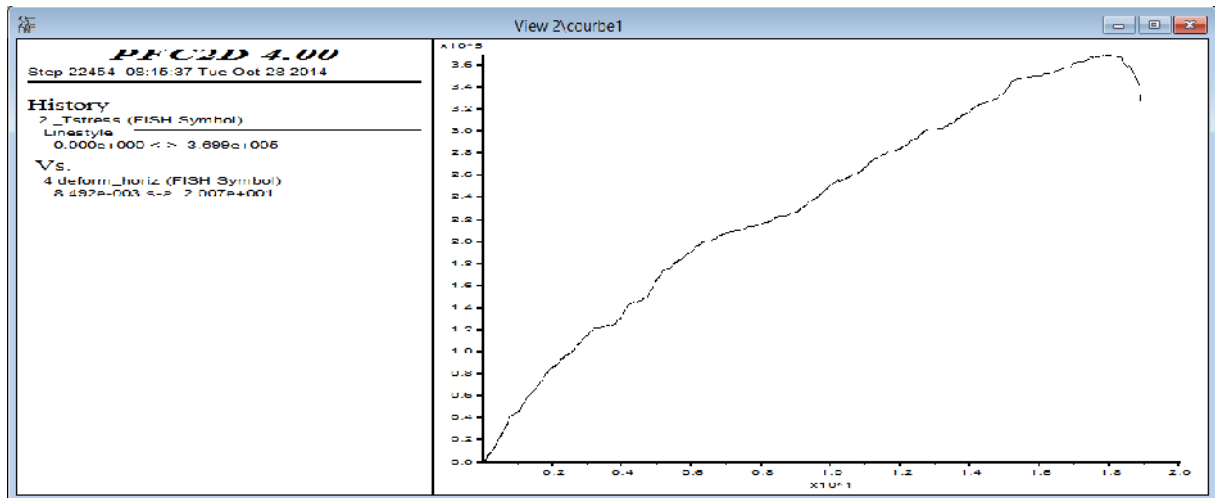


Figure. VII.2.1. Contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal pour 100 kpa, échantillon de granulométrie 0/6

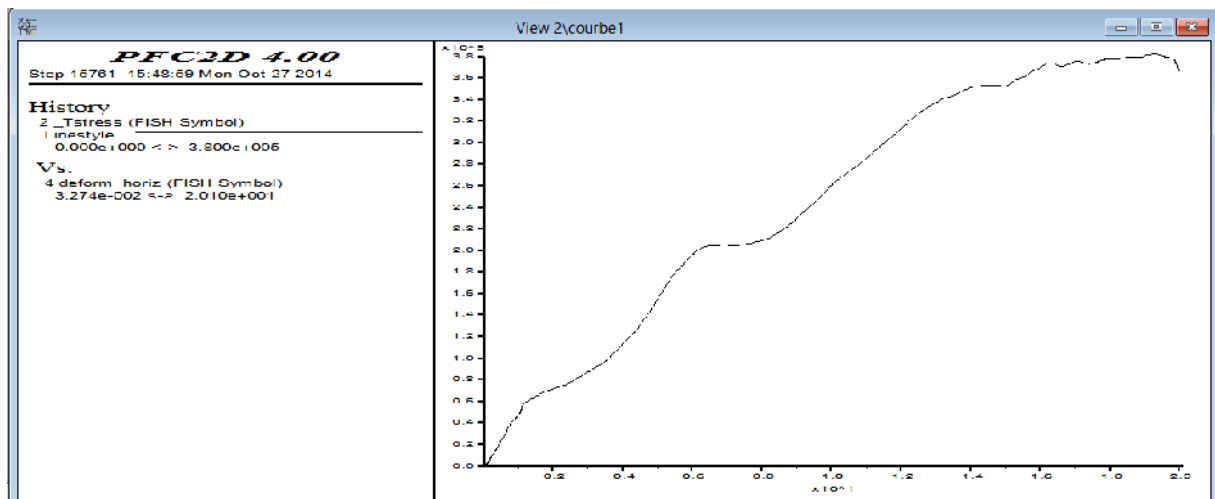


Figure. VII.2.2. Contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal pour 150 kpa, échantillon de granulométrie 0/6

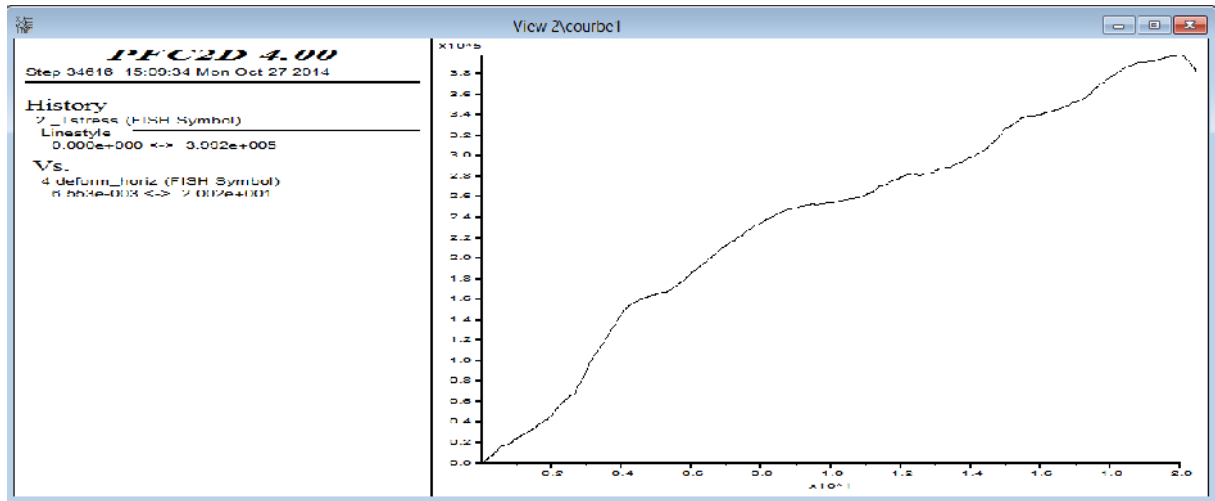


Figure. VII.2.3. Contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal pour 200 kpa, échantillon de granulométrie 0/6

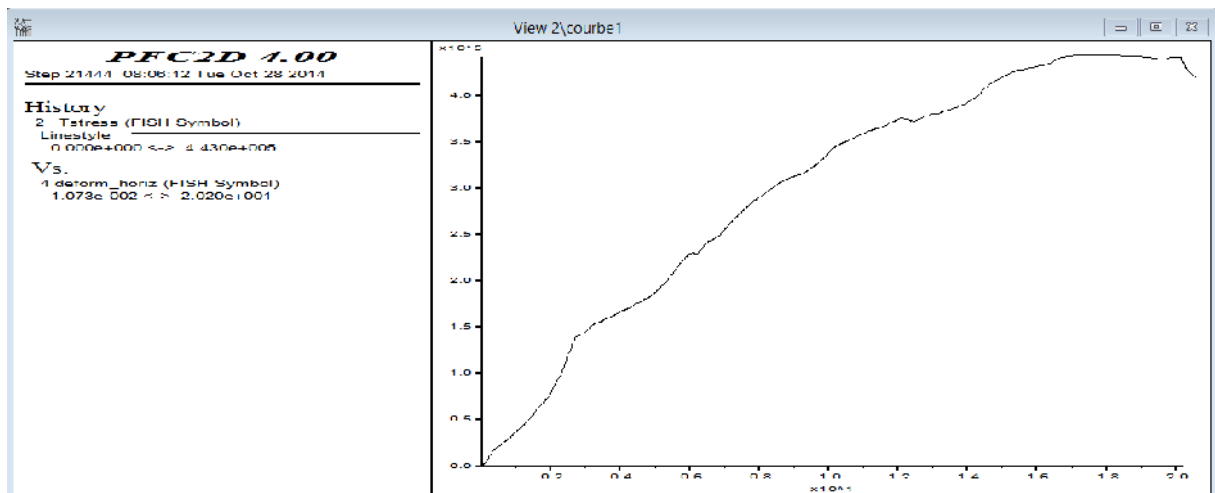


Figure. VII.2.4. Contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal pour 300 kpa, échantillon de granulométrie 0/6

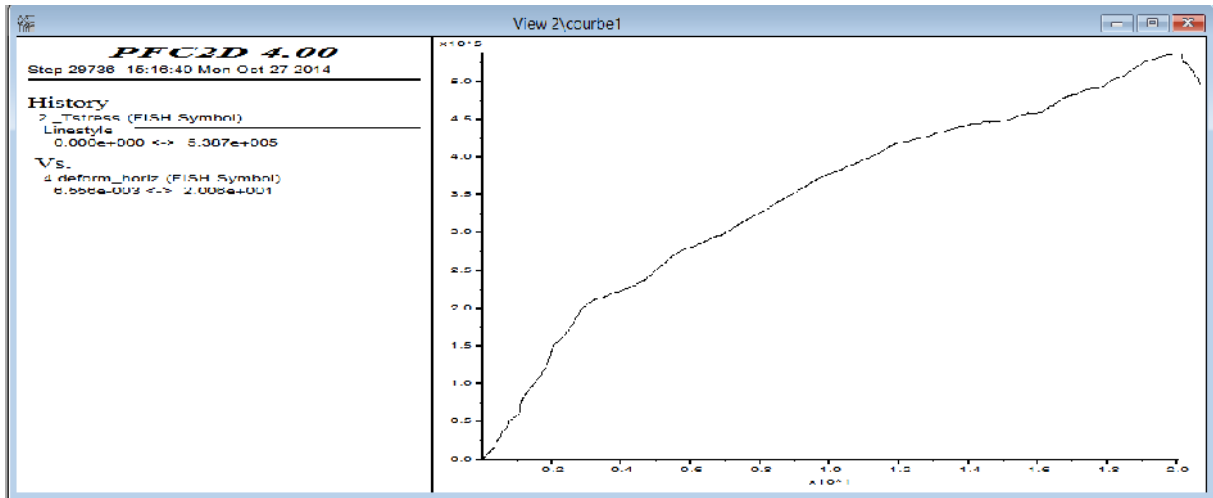


Figure. VII.2.5. Contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal pour 400 kpa, échantillon de granulométrie 0/6

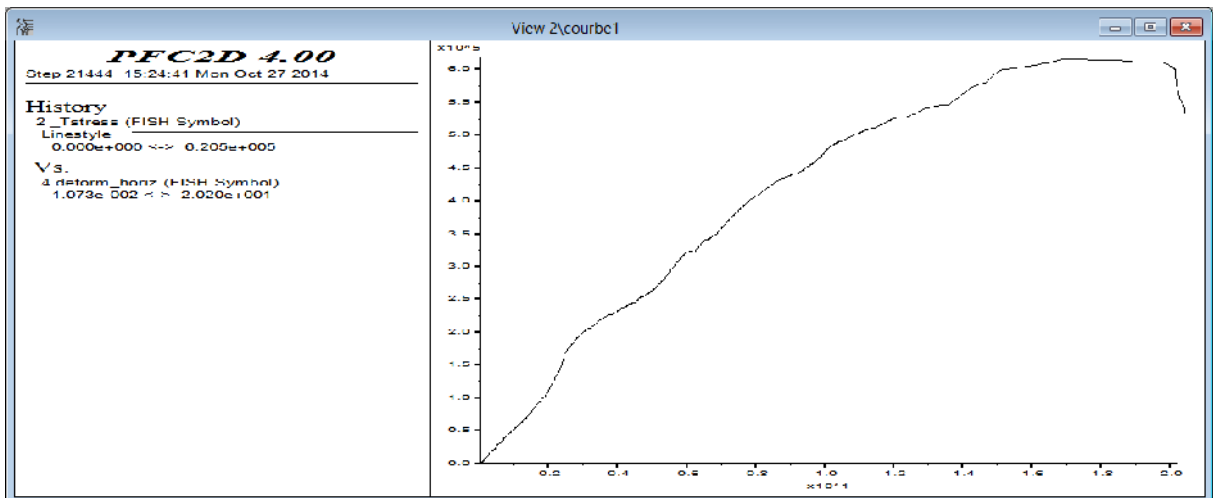


Figure. VII.2.6. Contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal pour 500 kpa, échantillon de granulométrie 0/6

Granulat 6/10

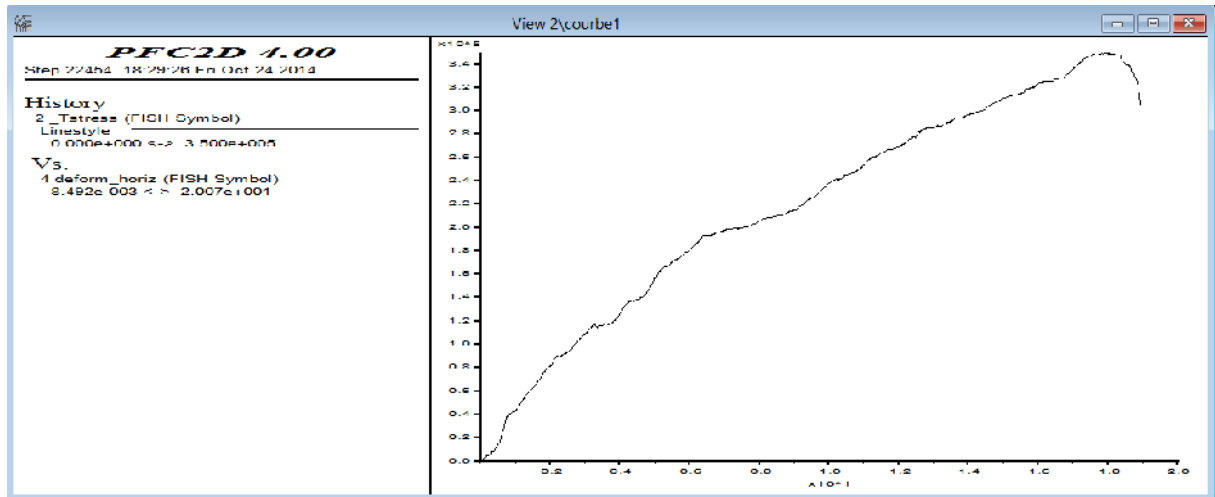


Figure. VII.2.7. Contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal pour 100 kpa, échantillon de granulométrie 6/10

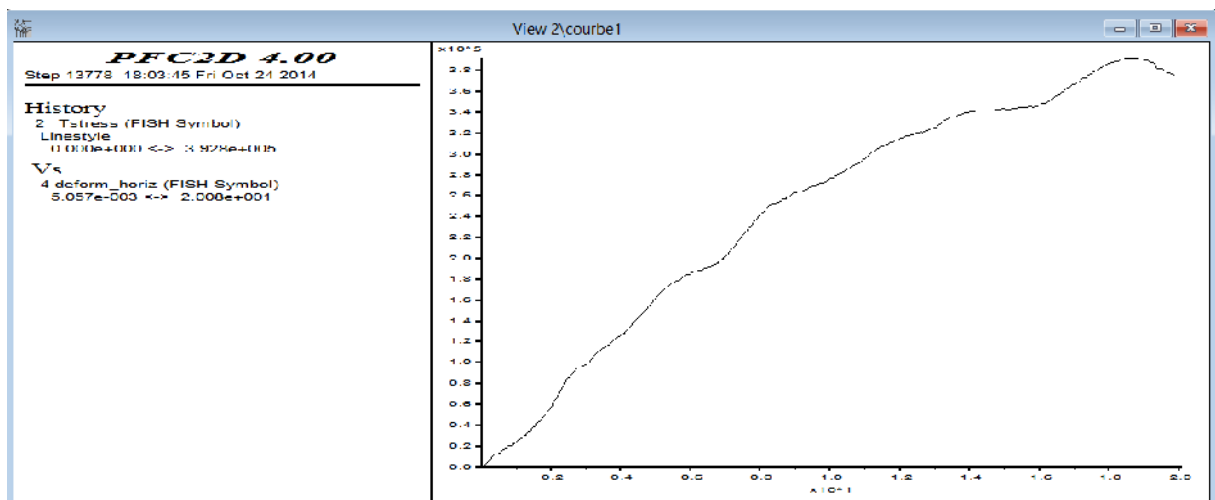


Figure. VII.2.8. Contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal pour 150 kpa, échantillon de granulométrie 6/10

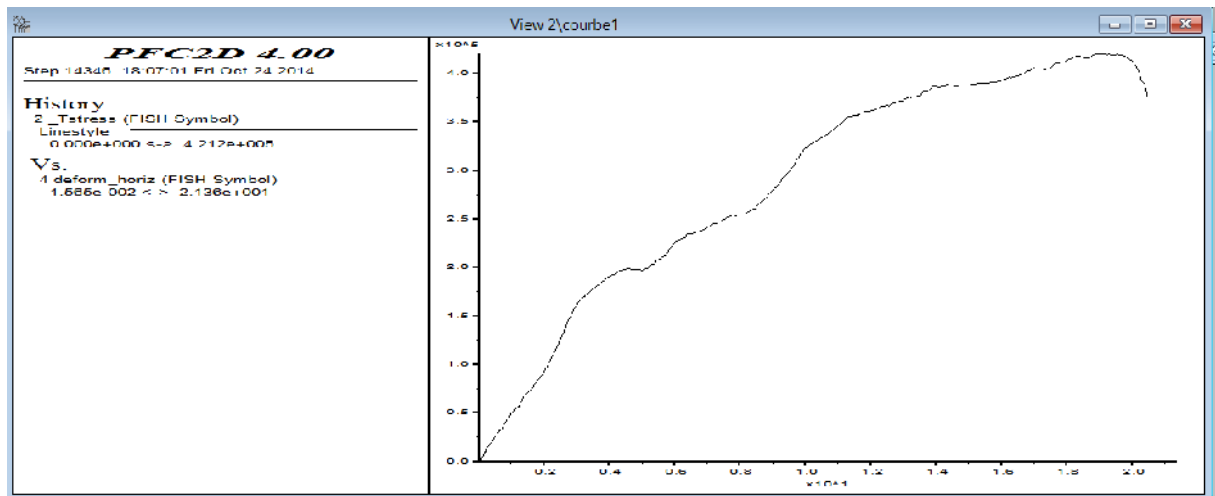


Figure. VII.2.9. Contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal pour 200 kpa, échantillon de granulométrie 6/10

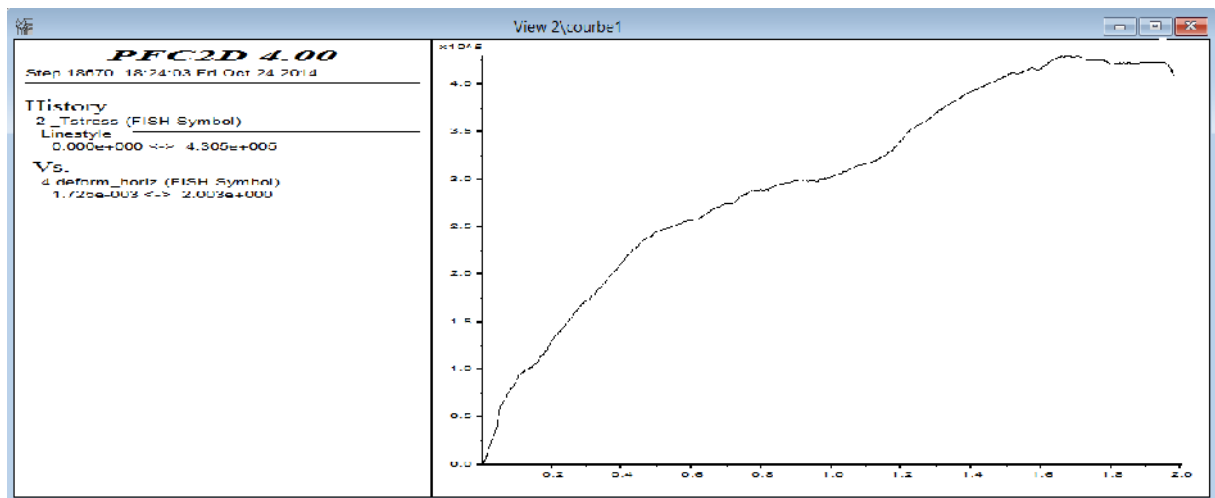


Figure. VII.2.10. Contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal pour 300 kpa, échantillon de granulométrie 6/10

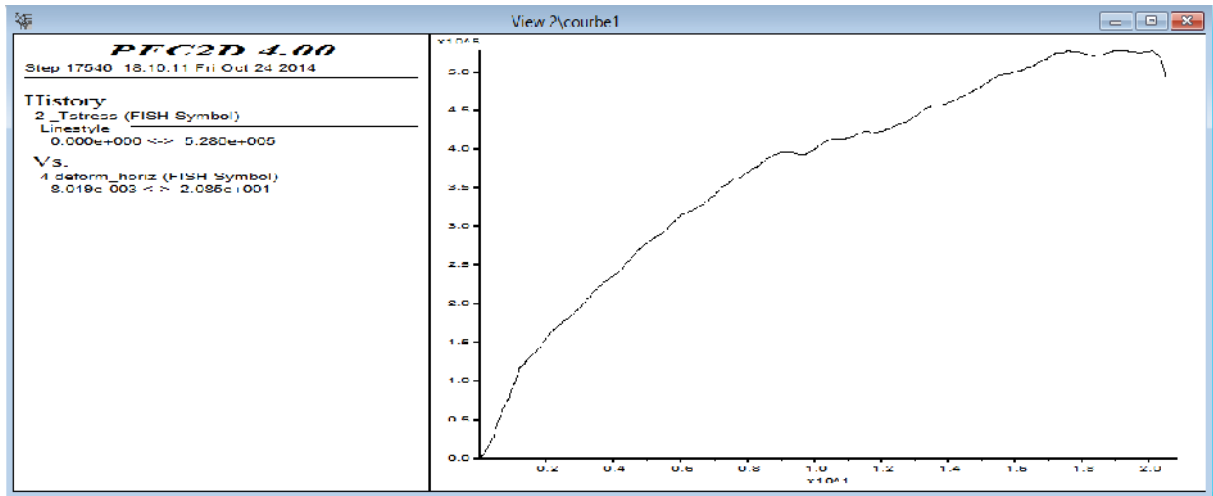


Figure. VII.2.11. Contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal pour 400 kpa, échantillon de granulométrie 6/10

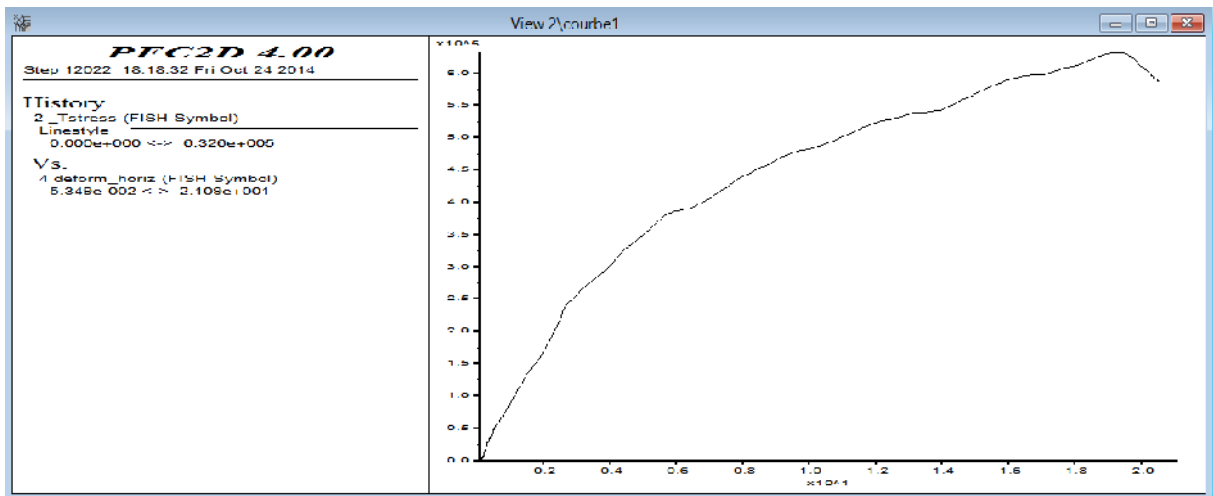


Figure. VII.2.12. Contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal pour 500 kpa, échantillon de granulométrie 6/10

Granulats 10/14

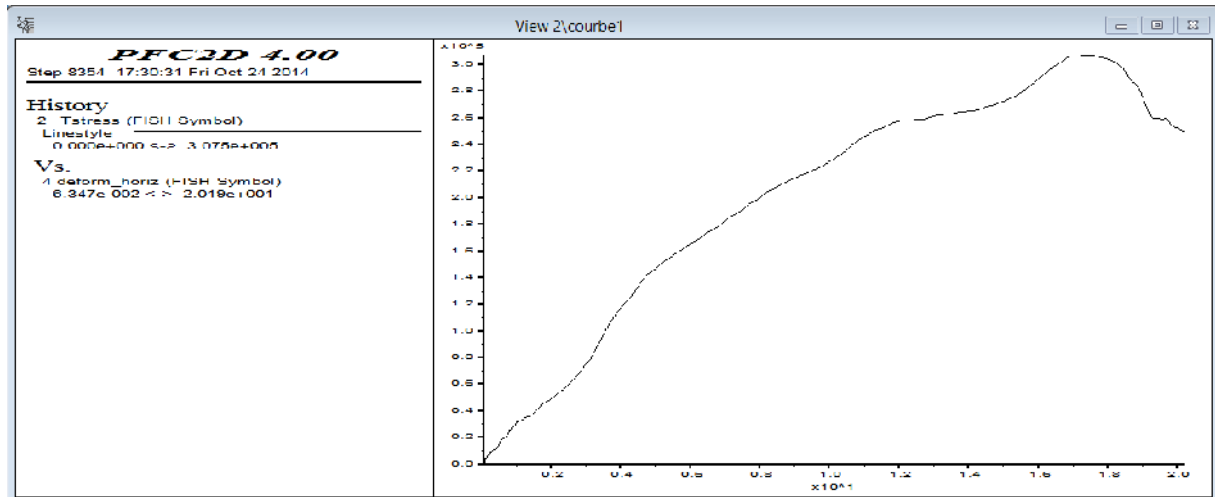


Figure. VII.2.13. Contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal pour 100 kpa, échantillon de granulométrie 10/14

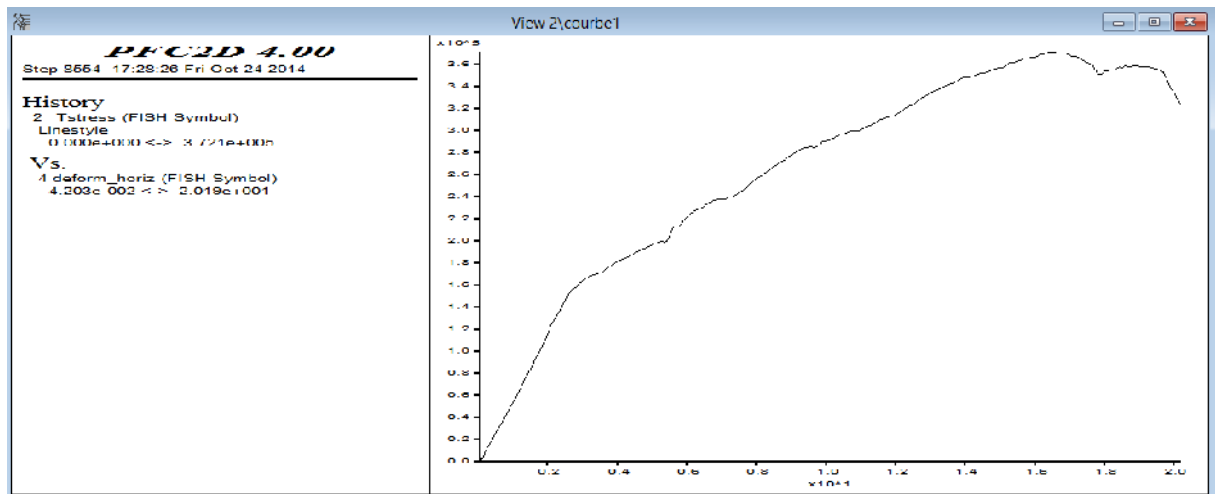


Figure. VII.2.14. Contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal pour 150 kpa, échantillon de granulométrie 10/14

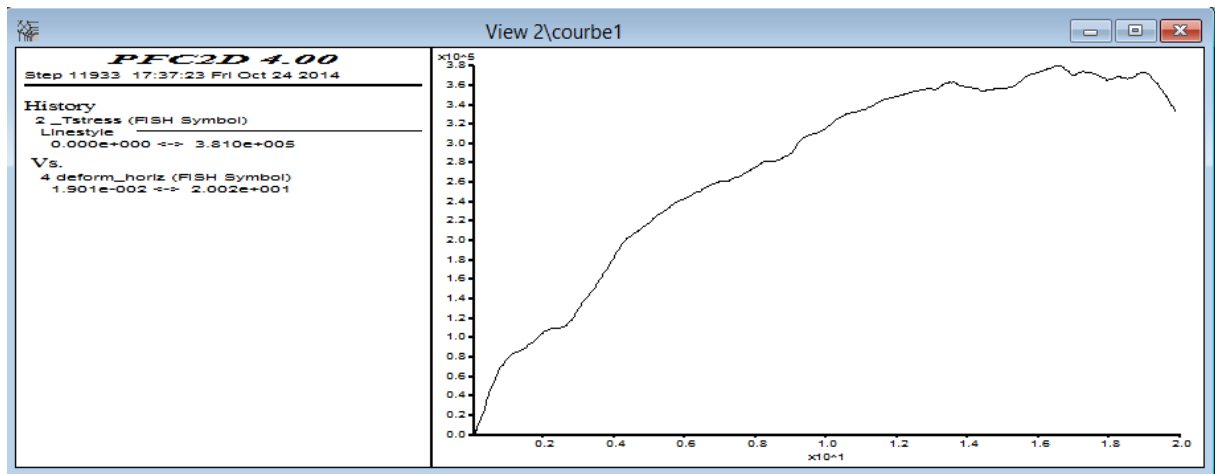


Figure. VII.2.14. Contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal pour 200 kpa, échantillon de granulométrie 10/14

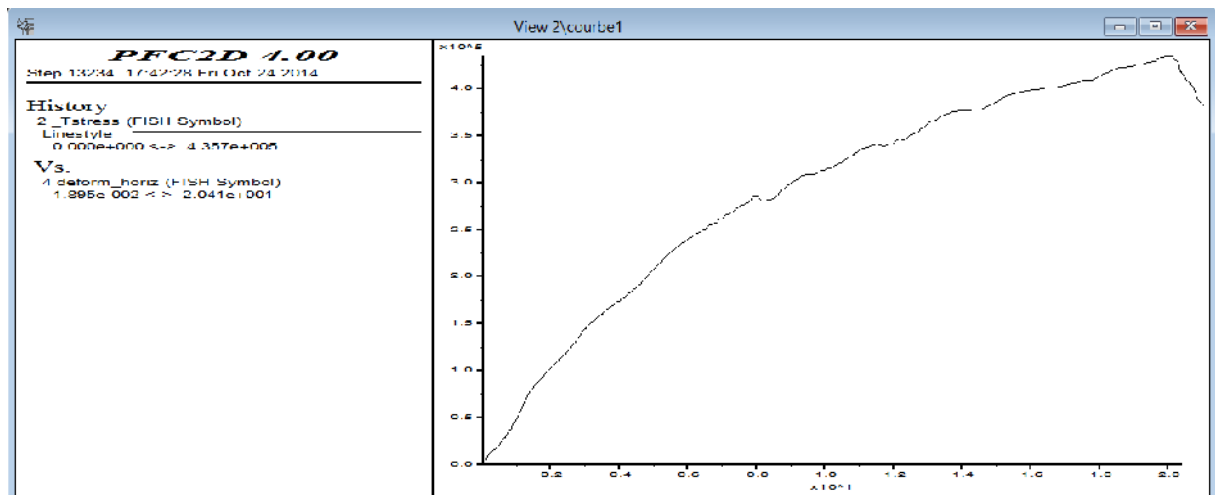


Figure. VII.2.15. Contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal pour 300 kpa, échantillon de granulométrie 10/14

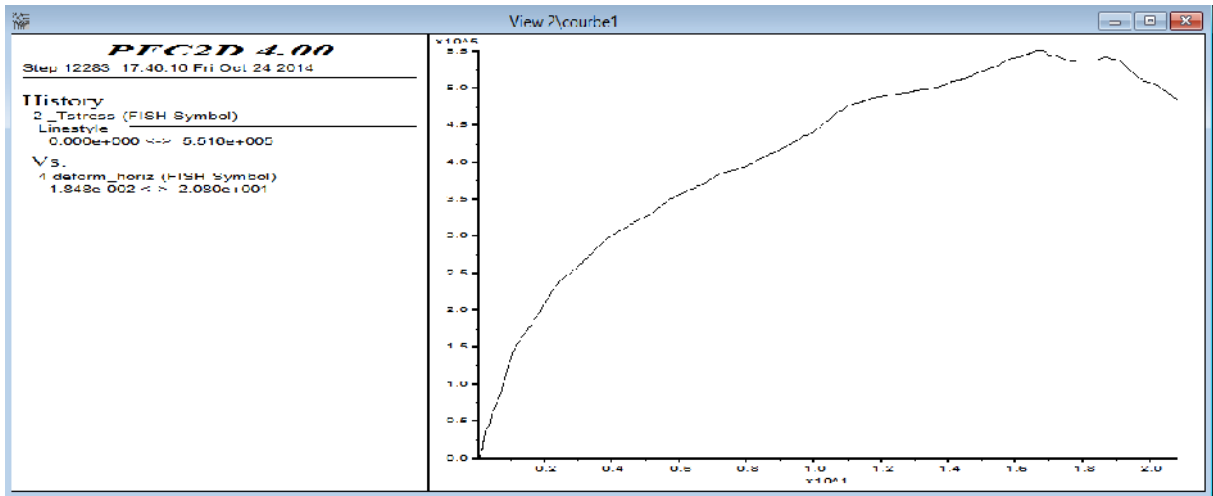


Figure. VII.2.16. Contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal pour 400 kpa, échantillon de granulométrie 10/14

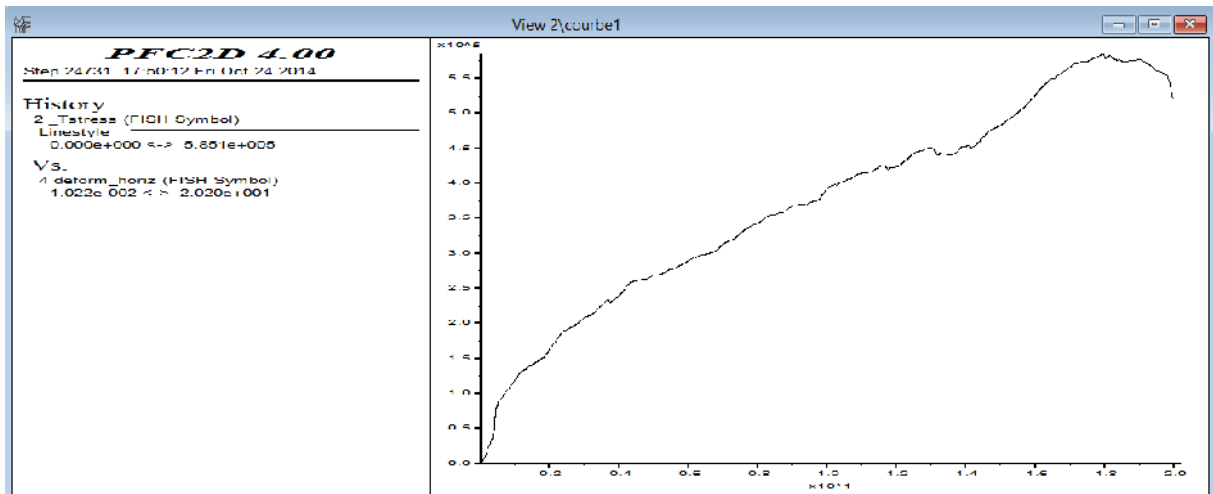


Figure. VII.2.17. Contrainte tangentielle en fonction de déplacement horizontal pour 500 kpa, échantillon de granulométrie 10/14

VII.6.2. Les courbes déplacements verticales –déplacement horizontales

Granulat 6/10

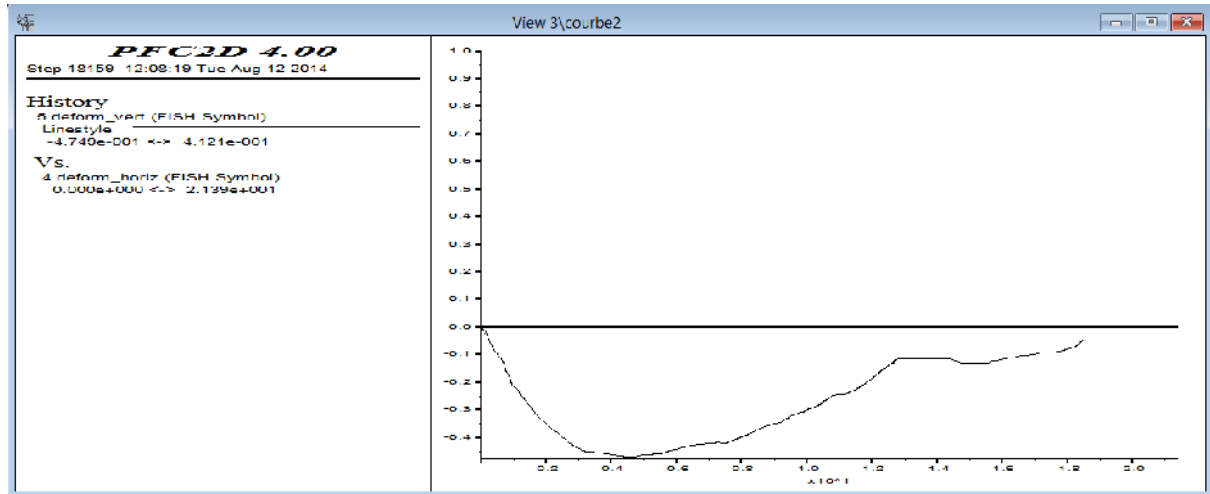


Figure. VII.3.1. Déplacement verticale -déplacement horizontale pour 100 kpa échantillon de granulométrie 6/10

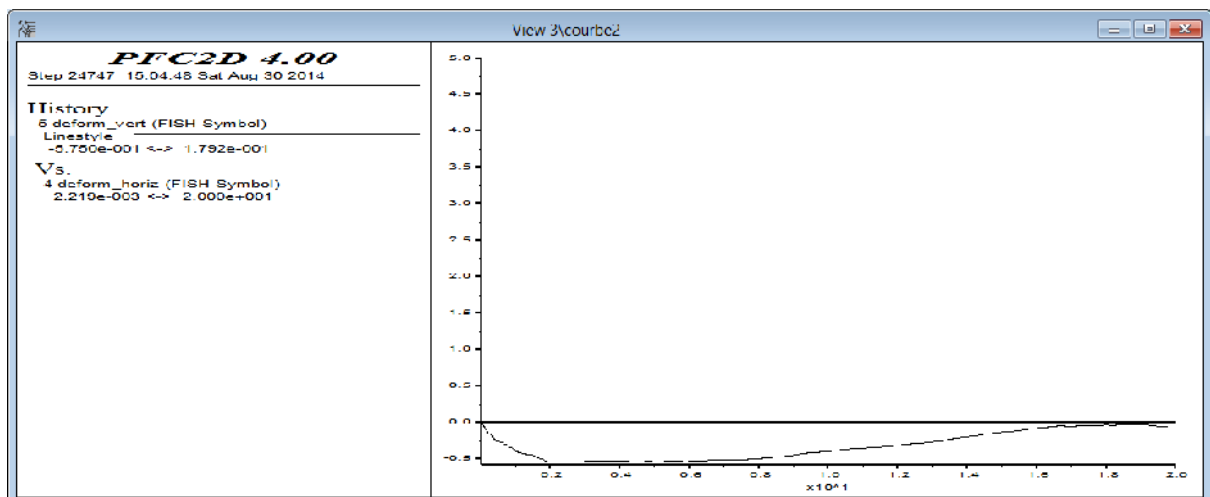


Figure. VII.3.2. Déplacement verticale -déplacement horizontale pour 200 kpa échantillon de granulométrie 6/10

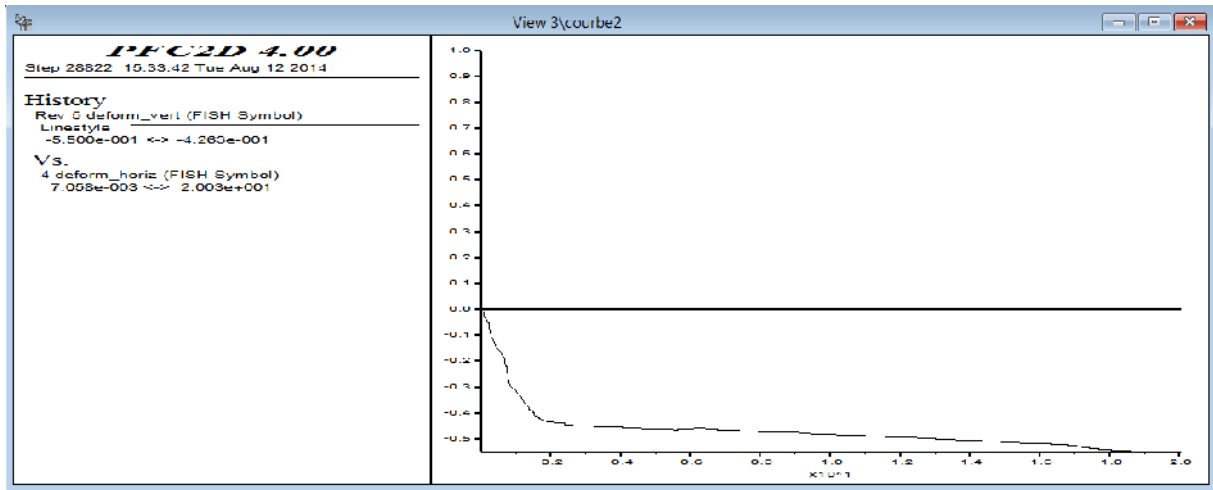


Figure. VII.3.3. Déplacement verticale -déplacement horizontale pour 300 kpa échantillon de granulométrie 6/10

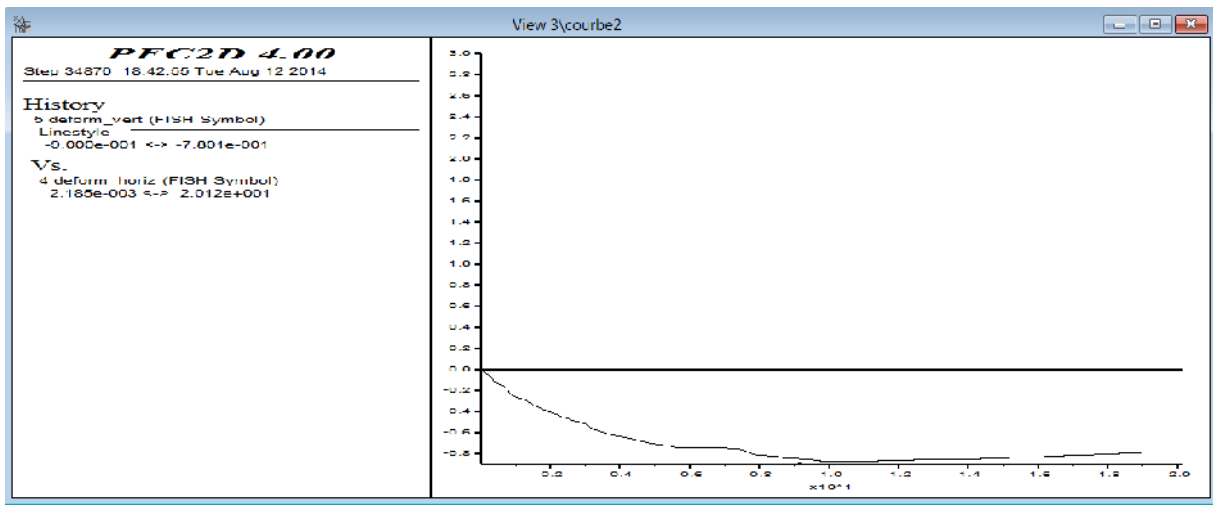


Figure. VII.3.4. Déplacement verticale -déplacement horizontale pour 500 kpa échantillon de granulométrie 6/10

Granulat 10/14

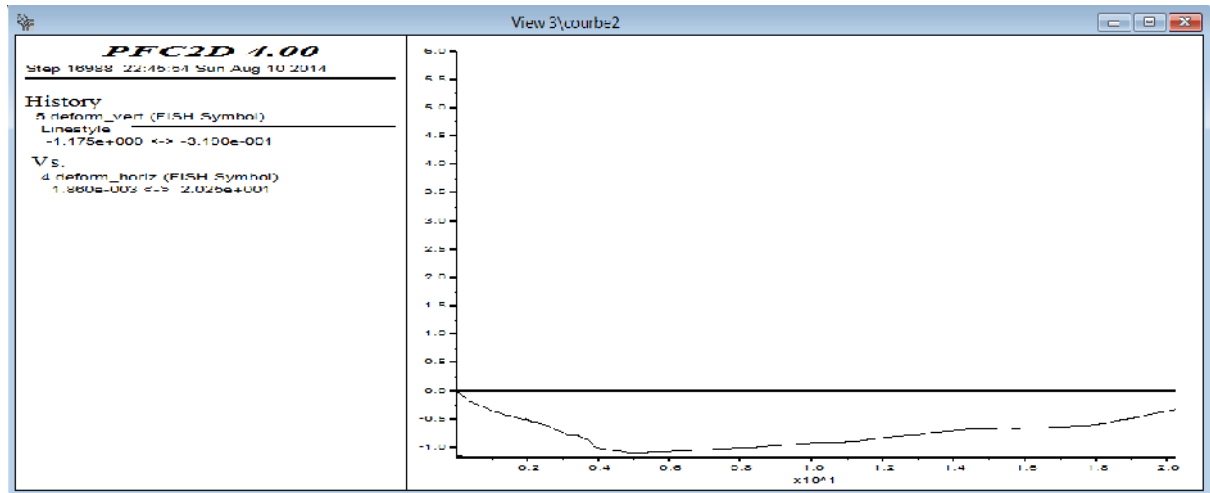


Figure. VII.3.5. Déplacement verticale -déplacement horizontale pour 200 kpa échantillon de granulométrie 10/14

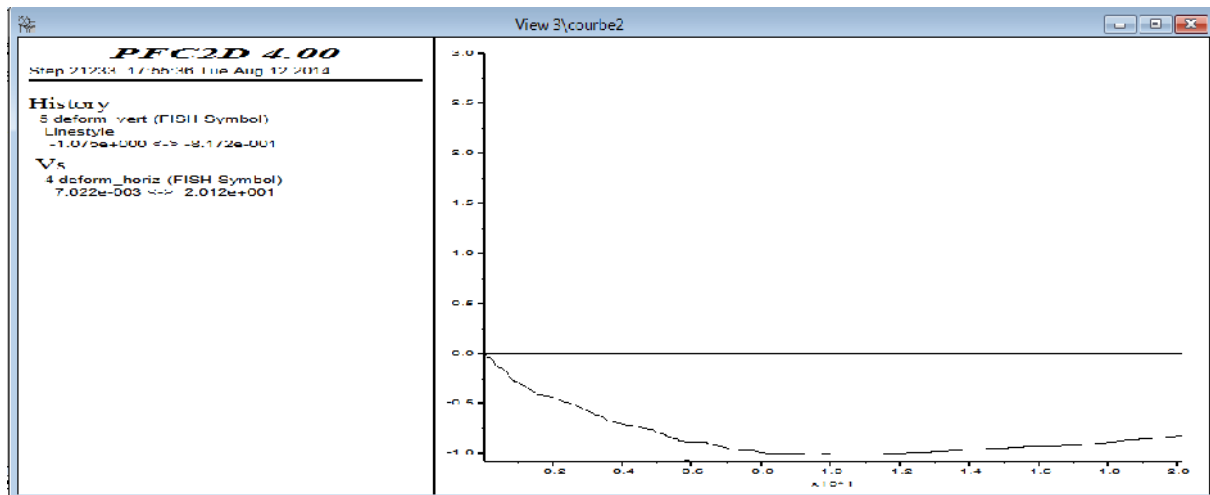


Figure. VII.3.6. Déplacement verticale -déplacement horizontale pour 300 kpa échantillon de granulométrie 10/14

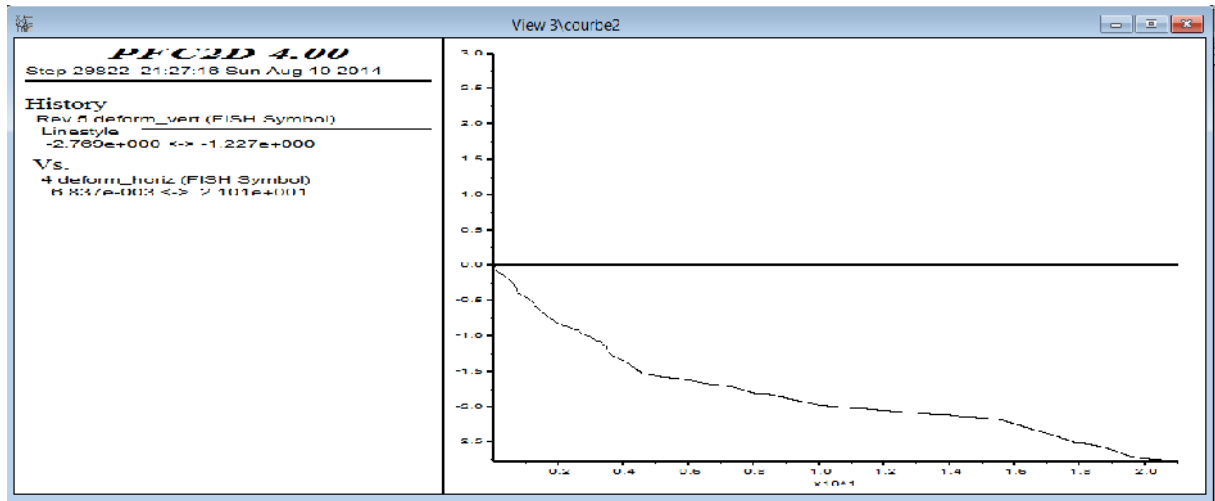


Figure. VII.3.7. Déplacement verticale -déplacement horizontale pour 500 kpa échantillon de granulométrie 10/14

VII.6.3. Les droites intrinsèques

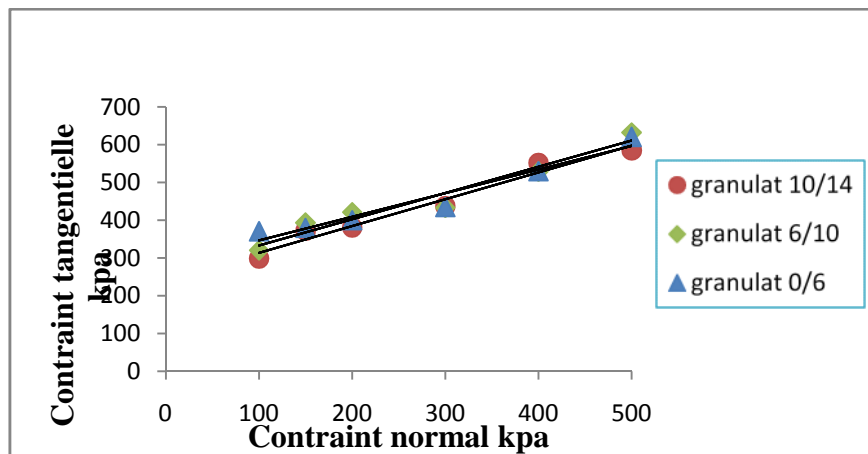


Figure .VII.4. Les droites intrinsèques

Tableau VII.3.Les valeurs des angles d frottement interne et les cohésions

classe	pegmatite	
	ϕ	C (kpa)
0/6	32.03	283.6
6/10	33.02	263.5
10/14	34.83	242.7

VII.7. Interprétation des résultats

Les courbes contraintes –déformations

Les courbes obtenues par la simulation s'approchent des courbes de l'expérimental

La contrainte de cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale appliquée pour toutes les classes granulométriques.

Le pic observé sur ces courbes est dû à la compression max des particules et non pas à la rupture des grains, par ce que le logiciel ne tient pas compte de la déformation des particules.

Les contraintes tangentielles max de la simulation sont approximativement égales à celle obtenues avec l'expérimental.

Les courbes déformations vertical- déformation horizontal

On constate sur les figures que la diminution de volume de la granulométrie 10/14 est plus importante que celle de la granulométrie 6/10 et 0/6, ce ci est justifié par l'existence de beaucoup de vides entre les grains de l'échantillon 10/14. Cette diminution de volume est appelée : contractante.

Les droites intrinsèques

Les angles de frottement interne augmentent avec l'augmentation de la taille des particules tableau (VII.3), ces résultats sont confirmés par le tableau (III.1).

Conclusion général

Il existe deux types d'approches pour simuler la déformation des matériaux granulaires: l'approche continue, l'approche discrète, mais les milieux granulaires ne peuvent répondre strictement aux hypothèses des milieux continus c'est la raison pour la quelle nous avons choisie l'approche discrète.

Le modèle MED implanté dans le logiciel PFC2D, il modélise le sol comme un ensemble de grains en contact. Les modèles de ce type offrent de nouvelles possibilités pour la modélisation du comportement des sols.

La simulation bidimensionnelle par éléments distincts (avec pfc2d) d'essais de cisaillement direct avec trois échantillons de pegmatite de différentes granulométries 0/6,6/10 et 10/14 ont donnés les résultats suivants.

- La contrainte de cisaillement et la déformation volumique de l'échantillon montrent respectivement un pic de contrainte, ce pic " τ_{max} " est dû à la compression max des particules.
- Les angles de frottement interne diminuent avec l'augmentation de la taille des grains.
- Le phénomène de dilatance ou de contractante, lié à celui des variations de volume.
- Les déplacements et les rotations sous l'effet de la compression des particules permettent de constaté une bande de cisaillement au niveau de la boîte.

Les résultats obtenues avec la simulation sont comparés a ceux de l'expérimental, les courbes contrainte tangentielle–déformation horizontale et déformation verticale–déformation horizontale nous permettent de dire que Le logiciel pfc2d est un logiciel efficace pour étudie le comportement des sols granulaire.

Mais, dans notre cas on n'a pas obtenue la rupture des granulats parce qu'on a des granulats rigides.

Ce travail ne constitue qu'une première étape et il est appelé à être poursuivi pour tenir en compte de la forme et la rupture des grains avec une parfaite introduction des paramètres de simulation.

Bibliographie

LCPC1987 : Essai de cisaillement a la boite publié par LCPC, 58 bd le Febvre-75732 PARIS CEDEX 15 sous le numéro 502300-Dépôt légal, février 1987

CLAUDE DUPLA J 1995 : Application de la sollicitation d'expansion de cavité cylindrique à l'évaluation des caractéristiques de liquéfaction d'une sable thèse de doctorat Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols (CERMES, ENPC/LCPC) 1995

ROHANI S 1995 : Simulation numérique du comportement des matériaux granulaires, thèse de doctorat université de MTZ 1995

DEDECKER F 1999 : Changements d'échelle dans les milieux granulaires à interactions complexes thèse de doctorat école centrale de Lyon 1999

CLAQUIN C 2003 : Étude du comportement de l'interface milieu granulaire et inclusion par une approche multi-échelle thèse de doctorat Laboratoire de l'U.R.G.C. Géotechnique de L'INSA de Lyon, 2003

ALKAMA F 2003 : Etude expérimentales du comportement mécanique du matériau schiste en géotechnique routières Thèse de magistère en génie civil de L'UMMTO, 2003

SEBKI F et CHLOUCHE H 2004 : Etude de la caractérisation de l'angle de frottement interne pour les matériaux (granit schiste, gris) Mémoire d'ingénieure L'UMMTO 2004

BOUDLAL O 2007: Etude du comportement des matériaux recyclés au compactage, Mémoire de magister de L'UMMTO, 2007

Harrat M 2007 : Contribution à l'amélioration du procédé de fabrication de la céramique Etude sur site : unité Maghreb céramique de Touggourt, Mémoire de magistère Université Kasdi Merbah Ouargla, 2007

HOSSEINPOUR H 2008 : Numerical and experimental evaluation of the effect of an oversize particle on direct shear test results, new mexico institute of mining and technology, master 2008

ESTRADA MEJIA N 2008 : Etude numérique du cisaillement des géométraux granulaires cohésifs : relation micro-macro, microstructure, et application à la modélisation de glissements de terrain, thèse de doctorat de l'université des sciences et techniques du Languedoc, 2008

ALGALI H 2008 : Caractérisation des Instabilités dans les Milieux Granulaires - Etude Expérimentale et Simulation, Thèse de doctorat l'université paul verlaine- METZ

NGUYEN N 2009 : Prise en compte d'une échelle mésoscopique dans l'étude du comportement des milieux Granulaires, Thèse de doctorat école centrale de Lyon 2009

AMEDDAH C 2010 : Influence de la perméabilité d'un milieu granulaire sur la Résistance au cisaillement, Mémoire de master de L'UMMOT, 2010

BELAIDI M 2011 : Application de l'essai de cisaillement direct dans l'étude des glissements de terrain le long des plans de stratification des sols, Mémoire de master de L'UMMTO, 2011

OUZIA D 2011 : Influence de l'eau sur le comportement mécanique du matériau marne, Mémoire de master de L'UMMOT, 2011

ASSAM S 2011 : Simulation au PFC2D du cisaillement a la boite de casa-grand, Mémoire de master de L'UMMOT ,2011

DAHOUMANE K 2012 : Détermination du taux d'écrasement des grains à partir des Caractéristiques des courbes granulométriques, Mémoire de magister de L'UMMTO