REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique



Université Dr. YAHIA FARES De MEDEA

Faculté des sciences et de la technologie

Département Génie De La Matière

Projet de Fin d'Etude

Pour l'obtention du diplôme Master en génie civil

Option: Géotechnique

THEME

ETUDE D'EFFET DE TYPE DE SABLE SUR LE COMPORTEMENT D'INTERFACE SOL-STRUCTURE ET SOL-SOL

Réalisé par :

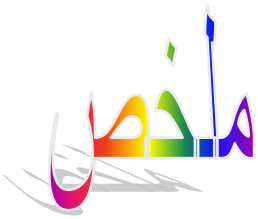
Mr. OUKRIF MOHAMED

Mr. BENSLAIMI MISSOUM

Proposé et Dirigé par:

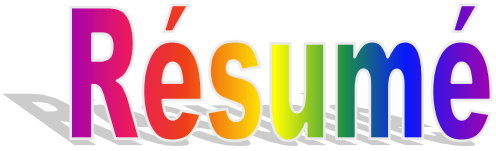
Mr. TALLAH NAOUI

PROMOTION: 2014



هده دراسة تأثير نوع من الرمل على سلوك البنية الترابية (أعمدة، بناء تحت الأرض، أرضية مسلحة؛ .....) يتطلب المقارنة بين نتائج الاختبار لمعرفة إجهاد القص والتشرد. يجب أن يتم تنفيذ هذه الاختبارات تحت نفس الظروف مختلفة المعلمات (الكثافة، سطح أملس وخشنة، وحصر التوتر). هذا العمل هو مساهمة في هذا الاتجاه، وتتكون من قسمين:
في الجزء الأول، تقديم نتائج الاختبارات رتيب التربة البنية التي تم إجراؤها باستخدام مربع القص المباشر ، واقتصرت هذه الاختبارات على المواد المحلية (بحر الرمل من ولاية تيبازة والكثبان الرملية من ولاية مسيلة بو سعادة)الجهد العادي ثابت.
في الجزء الثاني، هونموذج من موهر-كولومب بلاكسيس من أجل التحقق من صحة الفحوص التي أجريت في الجزء الأول على الرمال من بوسعادة هذا النموذج لديه السلوك الهلاستيكي مرن تماما دون تصلب.و لها فائدة كبيرة في الدراسة الجيوتقنية و ينظر إلى النتائج في العمليات الحسابية. وقد أظهرت اختبارات التحقق من صحة أن هذا النموذج يصف سلوك واجهة البنية الترابية تحت الحمل الرتيب.

الكلمات الرئيسية: واجهة؛ هيكل التربة؛ القص المباشر؛ رتيبة؛ اللدونة؛ تصلب.



L'étude d'effet de type de sable sur le comportement d'interface sol-structure (pieux, ouvrages souterraines, terrain armée ;…..) nécessite la comparaison des résultats des essais à savoir la contrainte de cisaillement et les déplacements. Ces essais doit être réalisés dans les mêmes conditions pour les différents paramètres (densité, surface lisse et rugueuse, contrainte de confinement).

Ce travail constitue une contribution dans ce sens, il est composé de deux parties:
Dans la première partie, nous présentons les résultats des essais monotones sol-structure qui ont été réalisés à l'aide d'une boite de cisaillement direct modifiée, ces essais ont été réalisés sur un Matériau local (sable de mer de la wilaya de Tipaza et sable des dunes de Bou-saâda wilaya Msila) à contrainte normale constante.

Dans la deuxième partie, le modèle d'interface Mohr-coulomb de PLAXIS validé sur les essais réalisés dans la première partie sur le sable de Bou-saâda

Ce modèle présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs.

Les tests de validation ont montré que le modèle décrit bien le comportement de l'interface sol structure sous chargement monotone.

Mots clés: Interface; sol-structure ; Cisaillement direct ; monotone ; plasticité ; écrouissage.



The study of the effect of type of sand on the soil-structure interface behavior (piles, underground works, army field; .....) requires the comparison of test results to know the shear stress and displacement. These tests must be performed under the same conditions for the different parameters (density, smooth surface and rough, confining stress). This work is a contribution in this direction, it is composed of two parts:
In the first part, we present the results of monotonic tests soil-structure that has been made using a modified direct shear box, these tests were carried out on a local material (sand sea of the wilaya of Tipaza and sand dunes of Bou Saada Msila wilaya) constant normal stress. In the second part, the model of Mohr-Coulomb interface PLAXIS validated tests performed in the first parton the sand of Bou-Saada This model has an elastic perfectly plastic behavior without hardening. It has a great use in geotechnical seen the results in the calculations. Validation tests have shown that the model describes the behavior of the interface sols structure under monotone icloading.

Keywords: Interface; soil-structure; Direct shear; monotonous; plasticity; hardening.



هده دراسة تأثير نوع من الرمل على سلوك البنية الترابية (أعمدة، بناء تحت الأرض، أرضية مسلحة ؛ .....) يتطلب المقارنة بين نتائج الاختبار لمعرفة إجهاد القص والتشرد. يجب أن يتم تنفيذ هذه الاختبارات تحت نفس الظروف مختلفة المعلمات (الكثافة، سطح أملس وخشنة، وحصر التوتر). هذا العمل هو مساهمة في هذا الاتجاه، و يتكون من قسمين: في الجزء الأول، تقديم نتائج الاختبارات رتيب التربة البنية التي تم إجراؤها باستخدام مربع القص المباشر ، واقتصرت هذه الاختبارات على المواد المحلية (بحر الرمل من ولاية تيبازة والكثبان الرملية من ولاية مسيلة بو سعادة)الجهد العادي ثابت. في الجزء الثاني، هونموذج من موهر-كولومب بلاكسيس من أجل التحقق من صحة الفحوص التي أجريت في الجزء الأول على الرمال من بوسعادة هذا النموذج لديه السلوك الهلاستيكي مرن تماما دون تصلب. و لها فائدة كبيرة في الدراسة الجيوتقنية و ينظر إلى النتائج في العمليات الحسابية. وقد أظهرت اختبارات التحقق من صحة أن هذا النموذج يصف سلوك واجهة البنية الترابية تحت الحمل الرتيب.

الكلمات الرئيسية: واجهة؛ هيكل التربة؛ القص المباشر؛ رتيبة؛ اللدونة؛ تصلب.

Remerciement

Tous notre remerciements vont tout premièrement à Dieu tout

Puissant pour la volonté, la santé et la patience qu'il nos données pour

Lélaboration de ce modeste travail qui a été réalisé au niveau du

Département de GENIE CIVIL de MEDEA.

A qui nous tenons à exprimer toute notre gratitude à

***Mr. Tallah Naoui** pour ses conseils fructueux,*

Notre remerciements vont également à notre, parents, collègue et tous les

étudiants de la faculté des sciences et de technologies.

En fin, à tous ceux qui ont participés de loin ou de prés à la

Réalisation de ce travail.

Dédicaces

Tout d'abord je tiens à remercier le dieu puissant

Je dédie ce modeste travail :

Mes très chaires parents

A ceux qui ont su planter en moi tout ce qui est de plus beau en

Ce monde, et qui se sont consacrées à m'inculquer la bonne

Éducation pour avoir la plus grande des satisfactions et me voir

Munie des plus grandes distinctions.

A tout la famille OUKRIF

A touts mes amis et spécialement Hicham. S, Yousef .C, Abderrahmane .H

Zaki.C, Rafik.C,Farouk .C, Ishak.C, Chawki .C ,…….

A Tous mes collègues des 2 années master géotechnique.

Hamza.M,Ismail.H,. …

L'université de Médéa et spécialement Mr. Tallah Naoui.

Sans oublier le responsable de laboratoire de génie civile CH.SETTARI

Et à toutes personnes que j'ai connues et j'ai aimées et toutes qui

M'aime.

OUKRIF MOHAMED

Dédicaces

Tout d'abord je tiens à remercier le dieu puissant

Je dédie ce modeste travail :

Mes très chaires parents

A ceux qui ont su planter en moi tout ce qui est de plus beau en

Ce monde, et qui se sont consacrées à m'inculquer la bonne

Éducation pour avoir la plus grande des satisfactions et me voir

Munie des plus grandes distinctions.

A tout la famille BENSLAIMI

A touts mes amis et spécialement Hichem.S,Amine.S, Hakim .B

Djamel.B, Rachid.K, Omar.K , Hanachi.K ,farid .H ,Mansour.T…….

A Tous mes collègues des 2 années master géotechnique.

Hamza .A …

L'université de Médéa et spécialement Mr. Tallah Naoui.

Sans oublier le responsable de laboratoire de génie civile CH.SETTARI

DJ.BOUKHLKHAL

Et à toutes personnes que j'ai connues et j'ai aimées et toutes qui

M'aime.

BENSLAIMI MISSOUM

LISTE DES FIGURES

Chapitre I :

Figure.1.1 − Principe de l'essai de cisaillement direct ……...5

Figure. 1.2 − Principe de l'essai de cisaillement simple : type NGI……6

Figure. 1.3 − Principe de l'essai de cisaillement simple : type Uesugi et Kishida……..……6

Figure. 1.4. Cisaillement annulaire (type Yoshimi et kishida, 1982)……..7

Figure. 1.5. Cisaillement: par torsion sur cylindre creux (type Ishihara 1972)……...8

Figure. 1.6 − Principe de l'essai de cisaillement direct axisymétrique……..…..8

Figure. 1.7 − Exemples des situations d'interface……...9

Figure. 1.8 − Modélisation du contact……...10

Figure. 1.9 − Modes de déformation de l'interface……...11

Figure. 1.10 − Elément joint de type Goodman……12

Figure. 1.11 − Elément joint de type ressorts……14

Figure. 1.12 − Modèle de Mohr-Coulomb……15

Figure. 1.13 − Analyse du comportement d'un ouvrage simple :
Point de vue de la structure et point de vue du sol…….....18

Figure.1.14 − Interaction entre une semelle filante et une cavité symbolisée par un cercle
(en différentes positions) D'après Wood et Larnach (1985)……..19

Figure. 1.15 − Analyse du comportement d'un écran de soutènement :
Point de vue de la structure et point de vue du sol…….20

Chapitre II :

Figure : 2-1 : Principe de la boîte de cisaillement direct……...24

Figure 2-2a : surface rugueuse en acier…….25

Figure 2-2b : surface lisse en acier…….....25

Figure : 2-3 : Appareil de cisaillement direct……26

Figure 2-4 : Vues de sable(sable de bou-saada)…….27

Figure 2-5 : Courbe granulométrique du sable testé…… ……28

Figure 2-6 : Vues de sable(sable de mer)……...28

Figure 2-7 : Courbe granulométrique du sable testé……..29

Chapitre III :

Figure : 3.1 Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface acier rugueuse
Sable de bou-saada (Id =80%)…..……..…33
Figure : 3.2 Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface acier rugueuse
Sable de bou-saada(Id =20%) fort confinement…..……...……34
Figure : 3. 3 Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface acier rugueuse
Sable de bou-saada(Id =20%) faible confinement……..……..34
Figure : 3.4 Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface acier lisse
Sable de bou-saada (Id=80%)……35
Figure : 3.5 Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface acier lisse
Sable de bou-saada (Id=20%) fort confinement ……..... 36
Figure : 3.6 Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface acier lisse
Sable de bou-saada (Id=20%) faible confinement ……...36
Figure : 3.7 Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface sable-sable
Sable de bou-saada (Id=80%)…….……..….. 37
Figure : 3.8 Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface sable-sable
Sable de bou-saada (Id=20%) fort confinement ……..38
Figure : 3.9 Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface sable-sable
Sable de bou-saada (Id=20%) faible confinement ……..38
Figure : 3.10 Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface acier rugueuse
Sable de mer (Id =80%)…..…….……39
Figure : 3.11 Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface acier rugueuse
Sable de mer (Id =20%) fort confinement…..…….……40
Figure : 3. 12 Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface acier rugueuse
Sable de mer (Id =20%) faible confinement…….……..40
Figure : 3.13 Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface acier lisse
Sable de mer (Id=80%)……41
Figure : 3.14 Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface acier lisse
Sable de mer (Id=20%) fort confinement …….....42
Figure : 3.15 Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface acier lisse
Sable de mer (Id=20%) faible confinement …….……..42
Figure : 3.16 Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface sable-sable
Sable de mer (Id=80%)…….. 43
Figure : 3.17 Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface sable-sable
Sable de mer (Id=20%) fort confinement …….……..44
Figure : 3.18 Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface sable-sable

Sable mer (Id=20%) faible confinement ……..……..45

Figure : 3.19- Essais de cisaillement à contrainte normale constante Effet de la densité, sable de bou-saada ,surface rugueuse……....47
Figure : 3.20- Essais de cisaillement à contrainte normale constante Effet de la densité, sable de bou-saada, surface lisse…….....48
Figure 3.21- Essais de cisaillement à contrainte normale constante Effet de la rugosité, sable de bou-saada lâche (Id= 20%)…….....48
Figure : 3.22 Essais de cisaillement à contrainte normale constante Effet de la rugosité, sable de bou-Saadâ dense (Id= 80%)……..…….….49
Figure : 3.23- Essais de cisaillement à contrainte normale constante Effet de la densité, sable de mer ,surface rugueuse……..….....50
Figure : 3.24- Essais de cisaillement à contrainte normale constante Effet de la densité, sable de mer, surface lisse…….....51
Figure 3.25- Essais de cisaillement à contrainte normale constante Effet de la rugosité, Sable de mer lâche (Id= 20%)…….....51
Figure : 3.26 Essais de cisaillement à contrainte normale constante Effet de la rugosité, Sable de mer dense (Id=80%)…….52
Figure 3.27- Essais de cisaillement à contrainte normale constante, sable lâche (faible confinement) surface lisse ……...…….52
Figure 3.28- Essais de cisaillement à contrainte normale constante, sable lâche (fort confinement) Surface lisse ……..……..53
Figure 3.29- Essais de cisaillement à contrainte normale constante, sable dense surface lisse ……...….53
Figure 3.30- Essais de cisaillement à contrainte normale constante, sable lâche (faible confinement) surface rugueuse ……...…….54
Figure 3.31- Essais de cisaillement à contrainte normale constante, sable lâche (fort confinement) surface rugueuse ……...….54
Figure 3.32- Essais de cisaillement à contrainte normale constante, sable dense surface rugueuse…….……55

Chapitre IV :

Figure. 4.1. : Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique……...62
Figure. 4.2 : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique…….62
Figure.4.3 : Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage…….63
Figure. 4.4− Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb……..63
Figure. 4.5− Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb……..64

Figure 4.6 − Définition du module à 50 % de la rupture……..64
Figure. 4.7 − Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb……...66
Figure 4.8 - Onglet Paramètres de la fenêtre de calcul (Calculations)……..68
Figure 4.9. Fenêtre de calcul……..70
Figure 4.10. Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Output……...70
Figure 4.11. Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Curves……..71
Figure .4.12. Maillage du problème (essai sol-sol)……..…75
Figure .4.13 Maillage du problème (essai sol-structure)……...76
Figure .4.14 Déformation du Maillage (essai sol-sol)……...…77
Figure .4.15 Déformation du Maillage (essai sol-structure)……..78
Figure .4.16les points plastique (essai sol-sol)……..78
Figure .4.17 les points plastique (essai sol-structure)……...79
Figure : 4.18- Simulation des essais à contrainte normale constante surface sable-sable
Sable de Bou-Saadâ (γd_{min}=14.99 kN/m3) faible confinement…….80
Figure : 4.19- Simulation des essais à contrainte normale constante surface sable-sable
Sable de bou-saada (γd_{min}=14.99 kN/m3)Fort confinement…….80
Figure : 4.20- Simulation des essais à contrainte normale constante surface sable-sable
Sable de bou-saada (γd_{max}=17,26 kN/m3)……..……81
Figure : 4.21- Simulation des essais à contrainte normale constante surface lisse
Sable de bou-saada (I_d=20%) faible confinement ……...……82
Figure : 4.22- Simulation des essais à contrainte normale constante surface lisse
Sable de bou-saada (I_d=20%) fort confinement ……..……82
Figure : 4.23- Simulation des essais à contrainte normale constante surface lisse
Sable de bou-saada (I_d=80%)……83
Figure : 4.24- Simulation des essais à contrainte normale constante surface rugueuse
Sable de bou-saada (I_d=20%) faible confinement ……84
Figure : 4.25- Simulation des essais à contrainte normale constante surface rugueuse
Sable de bou-saada (I_d=20%) fort confinement ……84
Figure : 4.26- Simulation des essais à contrainte normale constante surface rugueuse
Sable de bou-saada (I_d=80%)……..…85

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II :

Tableau 2-1

Granulométrique par tamisage (sable de Bou-Saada)……..…….28

Tableau 2-2

Granulométrique par tamisage (sable de mer) .....…. 29

Chapitre III :

Tableau : 3.1

Evolution de l'angle de frottement φ en fonction de la contrainte de confinement σno (sable de Bou-Saada)…….46

Tableau : 3.2

Evolution de l'angle de dilatance ψ en fonction de la contrainte de confinement σno (sable de Bou-Saada)…….46

Tableau : 3.3

Evolution de l'angle de frottement φ en fonction de la contrainte de confinement σno (sable de Mer)……...…….49

Tableau : 3.4

Evolution de l'angle de dilatance ψ en fonction de la contrainte de confinement σno (sable de Mer)……..…….50

Tableau : 3.5

Evolution de l'angle de dilatance ψ, l'angle de frottement φ en fonction de la contrainte de confinement σno ……..……..55

Chapitre IV :

Tableau. 4.1

Proprietes de sols et d'interfaces pour les essais sol-sol……73

Tableau. 4.2

Propriétés de sols et d'interfaces pour les essais sol-structure surface lisse……..74

Tableau. 4.3

Proprietes de sols et d'interfaces pour les essais sol-structure surface rugueuse……...74

Tableau. 4.4

Propriétés de la structure…….75

Sommaire……I
Résumé ……I
Liste des figures……...I
Liste des tableaux……I
Introduction générale ……1

Chapitre I :

Étude bibliographique sur l'interaction sol-structure

1Appareils d'étude en laboratoire de l'interaction sol-structure……....4

1-1 Biote de cisaillement direct ……....4
1-2 : L'essai de cisaillement direct simple…….5
1-2a) L'appareil de cisaillement simple type *NGI*……5
1-2b) L'appareil de cisaillement simple type Uesugi et Kishida ……..6
1-3 : L'essai de cisaillement annulaire par torsion……....6
1-3a) L'essai de cisaillement annulaire……7
1-3b) L'essai de torsion sur cylindre creux…….7
1-4 : L'essai de cisaillement axisymétrique (essai d'arrachement) ……..8
2 : Modélisation de l'interaction sol-structure ……..9
2-1 Comportement du matériau de la structure ……9
2-2 Comportement des sols……9
2-3 Comportement de l'interface…….....9
2-4 Contact sol-structure……..10
2-4.a) Mode adhésion…….....10
2-4.b) Mode glissement……11
2-4.c) Mode décollement…….....11
3 : Modélisation des interfaces…….....12
3-1 Approche de type contact……12
3-1.a) Adaptation de la rigidité……12
3-1.b) Lois élastoplastiques……...14
3-1.c) Lois incrémentales……15
3-1.d) Contact avec des conditions supplémentaires…….....15
-Approche par la méthode de sous-structures……15
-Approche a l'aide du multiplicateur de Lagrange……16
3-2 Approche de type couche mince……...16
4 : Quelques exemples de l'interaction sol-structure……16
4-1 Modélisation d'un bâtiment sur fondations superficielles…….....16
4-1. a) Calcul de la structure (Théorème de Winkler et Zimmermann)……...16
4-1. b) Calcul du sol ……17
4-1.c) Conclusion……..18
4-2 Fondation superficielle construite a proximite d'un ouvrage souterrain ……18
4-3 Interaction sol-soutènement……19
4-4 Interaction sol-tunnel……....21
5 : Conclusion……..22

Chapitre II

II.DISPOSITIF EXPERIMENTAL UTILISE ET MODE OPERATOIRE

1. Description de l'appareillage……..24
2. Mode opératoire……..26
2.1. Préparation de l'échantillon……26
2.2. Phase de cisaillement……..26
3. matériaux étudiés…….....26
A : sable de Bou-saâda……..…26
3.1. A Caractéristiques physiques…….27
3.2. A Analyse granulométrique…….....27
B : sable de mer……..…28
3.1. B Caractéristiques physiques…… …28
3.2. B Analyse granulométrique……29
4. conclusion……..30

Chapitre III

III.PRESENTATION DES RESULTATS DES ESSAIS REALISES

.1. Essais réalisés sur sable……32
A sable de Bou-saâda ……..32
1-1-A Surface rugueuse (acier)…….32
1-2-A Surface lisse (Acier)……...35
1-3-A Surface sable-sable…….....37
B sable de mer……...39
1-1-B Surface rugueuse (acier)…….……39
1-2-B Surface lisse (Acier)……..…41
1-3-B Surface sable-sable…….....43
2-A : Etude des angles de frottement et de dilatance……...45
3-A : Effet de la rugosité et de la densité initiale……..47
2-B : Etude des angles de frottement et de dilatance……...49
3-B : Effet de la rugosité et de la densité initiale……..50
4-Comparaison des résultats :……..……52

4-1 les résultats de surface lisse :……..……52

4-2 les résultats de surface rugueuse :……...……54

5. Conclusion……..……..55

Chapitre IV

MODELISATION DU COMPORTEMENT D'INTERFACE SOL-STRUCTURE

1érePARTIE:

1. PRÉSENTATION DE *PLAXIS*

1.1. Introduction……..57
1.1.1.Le code éléments finis PLAXIS……..……57
1.1.2 Options par défaut et solutions approchées ……..…..58
1.2. Les modèle de comportement utilisé dans PLAXIS…….……...59
1.2.1. Introduction…….……..59
1.2.2. Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles……..61
1.2.3 Comportement élastoplastique……...……61
1.2.4. Modèle de Mohr-Coulomb……...…….63
1.3. Calcul……...……66
1.3.1. Le programme de calcul…….67
1.3.2 Caractéristiques générales des calculs…….…67
1.3.3 Types de calculs ……..67
1.4. Paramètres de contrôle du calcul……68
1.4.1. Construction par étapes……..68
1.4.2. Activation ou modification des chargements…….....69
1.5. Exécution de la procédure de calcul……..…….69
1.6. Résultats affiches pendant les calculs……...…..70
1.7. Le programme de résultats (output)……...70
1.8. Le menu des résultats……...……70
1.9. Le programme courbe (curves) ……..71

2émePARTIE :

2.ÉTABLISSEMENT D'UN MODELE GÉOMÉTRIQUE

2.1. Introduction ……..71
2.2. Définition des données……..71
2.2.1. Paramètres de sol et de l'interface……...72
2.2.2. Génération du maillage……...….75
a) Cas d'essai sol-sol…….....75
b) Cas d'essai sol-structure……...……76
2.3. Procédure de calculs……..……...76
2.4. Les principaux résultats……..….76
2.4.1. Déformation de maillage ……....77
2.4.2. Les points plastiques ……..….78
2.4. 3 Simulation des essais d'interface ……79
2.4.3.1. Surface sable-sable……...…79
2.4 .3.2.surface Acier lisse…….81
2.4.3.3. surface Acier rugueuse…….....83
2.5 :.Resistance d'interface *(R_{inter})*.....85

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le comportement des sables fait l'objet de nombreuses recherches théoriques et expérimentales à travers le monde. Ces recherches visent à fournir aux projeteurs et constructeurs des règles et normes communes pour le calcul des fondations et des ouvrages en terre.

Les recherches expérimentales fournissent des données expérimentales sur les propriétés mécaniques de déformabilité et de résistance des sols et simulent leur comportement suivant divers chemins de contraintes ou de déformations sous l'action des charges comparables à celles qui doivent l'être réellement sous l'effet des ouvrages.

Le comportement de ces ouvrages dépend en grande partie de celui des interfaces sol structure , on peut citer, comme exemple, les pieux sous chargement axial ou latéral, les fondations superficielles sous chargement latéral ou excentré et les ouvrages de soutènement (murs, rideaux de palplanche, parois moulées,…..).

Différentes techniques expérimentales ont été employées : Potyondy (1961), Wernik (1979) , Yoshimi et Kishida (1981), Kishida et Uesugi (1987) , Boulon (1989) , Boulon et Nova (1990) , Evgin et Fakharian (1996), pour étudier le comportement des interfaces sous chargements monotones et cycliques.

L'utilisation très large de la Méthode des éléments finis dans le calcul des structures et des ouvrages en génie civil à permis de traiter également le problème d'interaction sol-structure sous l'aspect:

- Le développement d'éléments d'interfaces spéciaux pour la prise en compte des conditions de contact sol-structure .

Le présent travail a pour objectif d'apporter une contribution à la modélisation du comportement des interfaces sol – structure, sous chargements monotones d'un sable fin, et d'étudier l'effet de la granulométrie sur le comportement des interfaces sol – structure. Une partie importante de ce travail est consacré à l'étude expérimentale du comportement des interfaces, en utilisant une boite de cisaillement direct et un matériau local (sable de Bou-saâda),et un sable de mer et au cours du quelle plusieurs facteurs ont été étudies tel que :la taille du granulats , la densité du sol, la surface de l'interface et le type des structure .Ces essais ont servi par la suite à la validation le modèle de Mohr-Coulomb (modèle de référence en géotechnique) à partir des données expérimentales acquises sur le sable fin , la simulation a été réalisée à l'aide du code éléments finis calcul par PLAXIS .

Le travail réalisé est présenté en quatre chapitres:

- Le premier chapitre est consacré à une étude bibliographique portant sur les principaux appareillages utilisés en laboratoire pour l'étude du comportement de l'interface sol-structure et les essais expérimentaux réalisés et les modèles développés par certains auteurs pour modéliser l'interface sol-structure.

- Le second chapitre comporte une description du dispositif expérimental utilisé, le mode opératoire et une présentation des tests de reproductibilité.

- Le troisième chapitre est consacré à la présentation des résultats des essais réalisés à la boite de cisaillement direct modifiée sur le sable de Bous-saâda, sable de mer et une structure en en acier (lisse ou rugueuse), le chemin de contrainte suivi est un chemin à contrainte normale constante et une étude comparative de ces résultats avec d'autres auteurs est présentée.

- Dans le quatrième chapitre nous présentons les résultats de simulation des essais réalisés à l'aide du code PLAXIS de calcul par éléments finis.

Chapitre I :

étude bibliographique sur l interaction sol-structure

Chapitre I :

Étude bibliographique sur l'interaction sol-structure

1. Appareils d'étude en laboratoire de l'interface sol-structure

La plupart des dispositifs d'essai d'interface de sol-structure sont conçus pour mesurer le déplacement relatif entre le sol et les matériaux structuraux sous les charges appliquées. Pour des buts de recherche, il est aussi nécessaire de mesurer séparément le glissement à l'interface et la déformation de cisaillement de la masse de sol. Dans le meilleur des cas, un dispositif d'essai d'interface devrait être capable d'imposer tous les états de frontière possibles et n'importe quel chemin de contrainte désiré.

Plusieurs études ont été publiées de concernant l'essai en laboratoire des interfaces.

Le plus souvent, ces essais sur d'interface ont été réalisé pour déterminer l'angle de frottement solstructure utilisé dans le calcul de structure en géotechnique, comme les murs de soutènement, les caniveaux enterrés, les pieux, etc…, et dans quelques cas, pour la détermination de paramètres des modèles d'interface.

Les essais d'interface ont été réalisés sur plusieurs types d'interfaces : sol-structure, sol-roche, roche-roche et sol-sol. On note qu'une partie importante de ces essais sont consacrés à l'interface sol acier, les résultats de ces essais ont permis de divulguer les principaux aspects fondamentaux du comportement des interfaces.

Les différents appareils utilises sont:

- boite de cisaillement direct,
- appareil de cisaillement simple,
- appareil de cisaillement simple annulaire
- appareil de cisaillement direct annulaire par torsion et
- appareil de cisaillement par arrachement.

1.1 Boite de cisaillement direct

L'idée première d'une boite de cisaillement direct appartient à Alexandre Collin (1846), mais c'est Casagrande qui l'a mis au point et lui à donné la diffusion qu'on lui connaît actuellement

.La boite est formé de deux demi-boite indépendantes, l'une supérieure qui est formée de deux parties: un cadre et un couvercle servant de piston pour l'application de l'effort normale et une partie inférieure qui est ici remplacée par une plaque (lisse ou rugueuse). Le plan de séparation des deux demi- boites constitue un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette

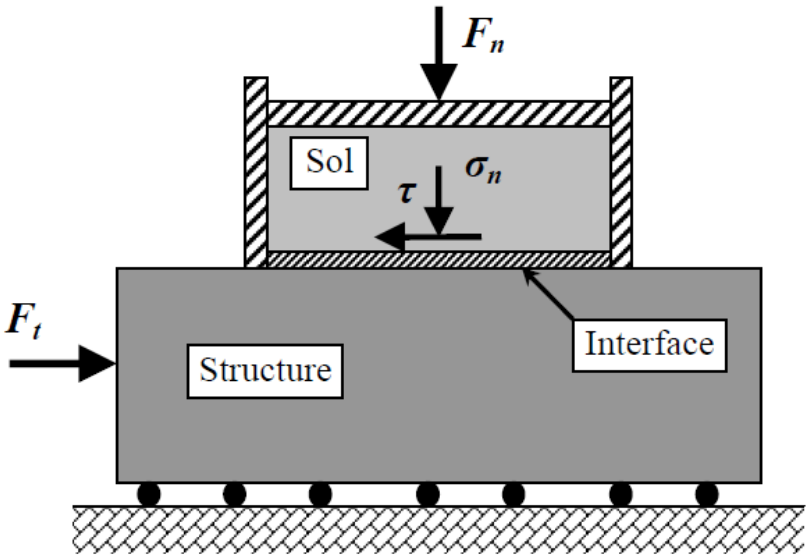


Figure1-1: Principe de la boîte de cisaillement direct

1-2 L'essai de cisaillement direct simple

De conception semblable a l'essai de cisaillement direct, à quelques exceptions, cet essai permet a l'échantillon de sol de se déformer librement et uniformément. La différence par rapport au premier type d'essai porte essentiellement sur les conditions aux limites appliquées au sol. Dans ce cadre, deux types d'appareil ont été utilises pour l'étude du cisaillement des interfaces sol-structure :

1-2a :L'appareil de cisaillement simple, type NGI (Norvégien Geotechnical Institute)

Conçu au départ par Bjerram et Lambva (1966) pour l'étude du cisaillement dans les sols, il a été modifie par la suite par Budhu (1979) pour l'étude des interfaces (figure 1.2).

La partie sol, de forme cylindrique, est enfermée dans une membrane en caoutchouc renforcée par des spirales en acier, empêchant toute déformation radiale de l'échantillon,

ce qui permit à toute section horizontale de rester circulaire pendant le cisaillement.

L'interface entre le sol et la plaque supérieure demeure ainsi circulaire.

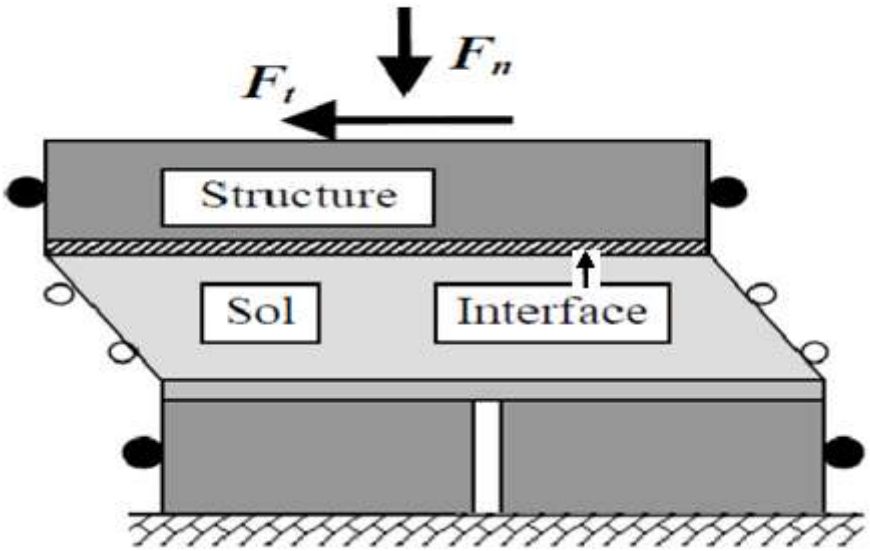


Figure 1-2a : Principe de l'essai de cisaillement simple : type NGI

1-2b :L'appareil de cisaillement simple, type Uesugi et Kishida (Japon):

Dans l'appareil d'Uesugi et Kishida, l'échantillon de sol est enferme dans une demi-boite rectangulaire. Celle-ci est construite d'un empilement de cadres en aluminium (figure 1.3). Ainsi, le glissement a l'interface est mesure de la déformation de cisaillement a sein de l'échantillon

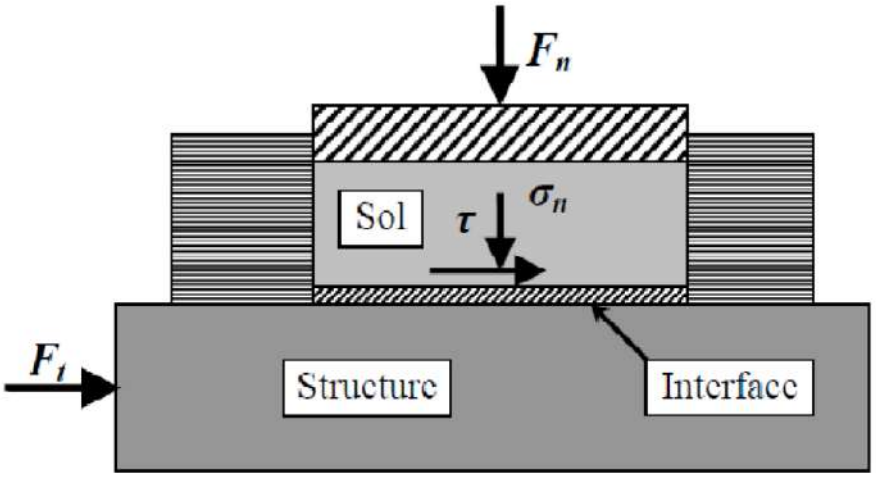


Figure1-3 : Principe de l'essai de cisaillement simple : type Uesugi et Kishida

1-3 :L'essai de cisaillement annulaire par torsion

Une des techniques expérimentales récentes en interaction sol-structure : l'essai de cisaillement par torsion. Cette technique, grâce aux possibilités qu'elle offre et a sa fiabilité, a eu un succès important ces dernières années, comme en témoigne le nombre de prototype qui ont été réalisés.
L'échantillon de sol et la partie structure ont une forme annulaire. Selon les conditions aux limites sur les parois internes et externes de l'échantillon, on distingue deux catégories d'essais :

1-3a) L'essai de cisaillement annulaire :

Un modèle type est présenté par Yoshimi et Kishida (1982). Il a été utilise pour l'étude du comportement de l'interface entre un sable et un anneau métallique.
L'échantillon de sol est enferme dans un cylindre constitue d'un empilement d'anneaux et de rondelle en aluminium qui peuvent glisser l'un sur l'autre. Cette technique permet de faciliter le cisaillement, et d'assurer l'homogénéité de l'échantillon.

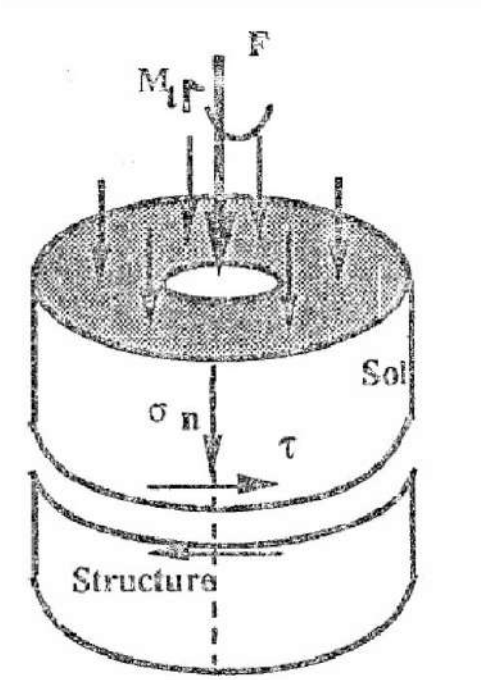


Figure1-4 : Cisaillement annulaire (type Yoshimi et kishida, 1982)

1-3b :L'essai de torsion sur cylindre creux :

L'échantillon cylindrique creux, de faible épaisseur, est soumis a :
Des pressions intérieures et extérieures, une force axiale et un couple de torsion. L'intérêt de cet essai, utilise principalement dans l'étude du cisaillement dans les sols, est de pouvoir imposer, a partir d'un état de contrainte donne, une évolution progressive des contraintes aussi bien en direction qu'en ampleur. De nombreux prototypes ont été proposes (Ishihara, Lade, Kharchafi, Chehade, … etc.).

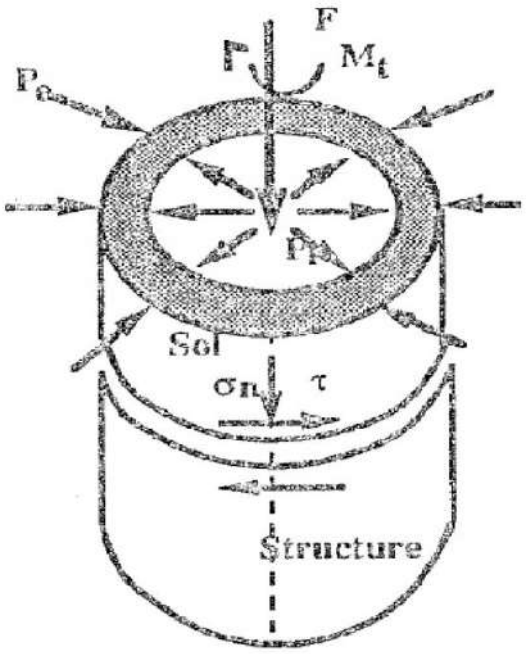


Figure1-5 : Cisaillement: par torsion sur cylindre creux (type Ishihara 1972)

1-4 :L'essai de cisaillement axisymétrique (essai d'arrachement) :

L'essai de cisaillement direct axisymétrique consiste a l'arrachement d'une barre (acier ou béton) dans un massif de sol. La figure (1.6). Montre le dispositif utilisé par Brumund. L'échantillon de sol de forme cylindrique est place dans une membrane en caoutchouc confine par une pression extérieur. La force d'arrachement est appliquée directement a la tige placée le long de l'axe de l'échantillon.

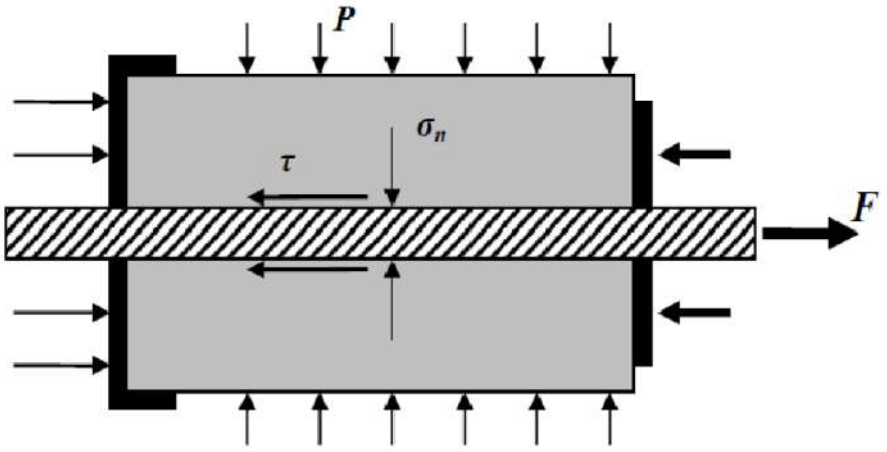


Figure 1-6 : Principe de l'essai de cisaillement direct axisymétrique

Bien que ce dispositif semble simuler correctement la situation de l'arrachement d'une inclusion axiale ancrée dans un massif de sol, il ne permet pas d'accéder aux mesures se contraintes et des déformations a l'interface sol-inclusion.

2 Modélisation de l'interaction sol-structure

2-1 Comportement du matériau de la structure

En général, la structure est constituée de matériaux (béton, acier, bois, … etc.) dont la rigidité est beaucoup plus importante que celle du sol environnant. Le comportement décès matériaux peut être décrit par des modèles simples, élastiques ou élastoplastiques.

2-2 Comportement des sols

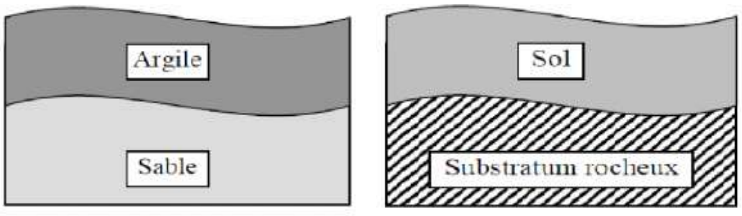
Le comportement des sols est très complexe. En effet, il est essentiellement irréversible, non linéaire, dilatant et dépendant de l'histoire et de la direction des sollicitations. Pour de faibles sollicitations, il peut être décrit par l'élasticité linéaire. Pour des sollicitations moyennes ou fortes, des modèles plus élaborés ont été proposés : soit, des modèles élastoplastiques avec ou sans écrouissage (Mohr- Coulomb, Lade, Cam-Clay, Nova, … etc.), ou soit, des modèles incrémentaux (Duncan, Darve, Mroz, … etc.).

2-3 Comportement de l'interface

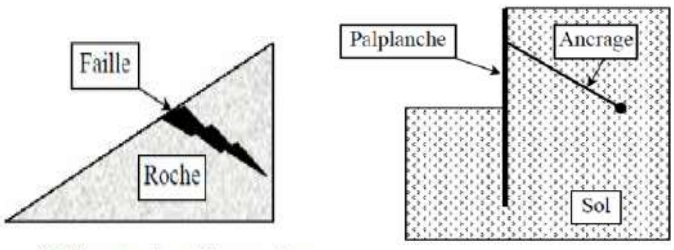
Les interfaces sont généralement soumises à de fortes sollicitations de cisaillement. Leur comportement est essentiellement non linéaire. Les études proposées par différents auteurs appartiennent a l'une des deux approches principales suivantes :

1. Approche de type contact : dans ce cas, l'interface n'a pas d'épaisseur, elle est alors assimilée à un matériau fictif auquel on associe une loi de comportement reliant, en général, les contraintes et les déplacements relatifs a l'interaction.

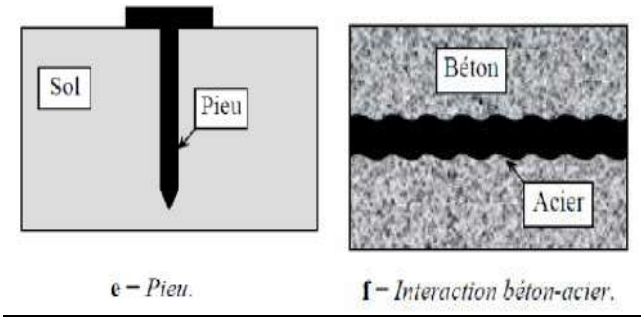
2. Approche de type couche mince : dans cette approche, l'interface est constituée d'une zone de faible épaisseur. Ainsi, on adopte des lois de comportement rhéologique propres à ces zones.



a – *Deux types de sols différents.* **b** – *Sol-substratum rocheux.*



c – *Faille entre deux blocs rocheux.* **d** – *Palplanche, ancrage.*



e – *Pieu.* f – *Interaction béton-acier.*

Figure. 1.7 − Exemples des situations d'interface

2-4 Contact sol-structure

Le contact sol-structure peut être modélise a l'aide du modèle de contact entre deux corps. Afin de proposer une modélisation du contact, nous allons effectuer une discrétisation de la surface de contact on considère les deux points 1 et 2 appartenant respectivement à A et B. Dans le repère local (t n) (figure1.8), les déplacements et les contraintes de liaisons sont donnés par :

$$\vec{U}_1 = \begin{Bmatrix} U_t^1 \\ U_n^1 \end{Bmatrix} \quad , \quad \vec{U}_2 = \begin{Bmatrix} U_t^2 \\ U_n^2 \end{Bmatrix} \quad \text{et} \quad \vec{\sigma} = \begin{Bmatrix} \tau \\ \sigma_n \end{Bmatrix} . \qquad (1.1)$$

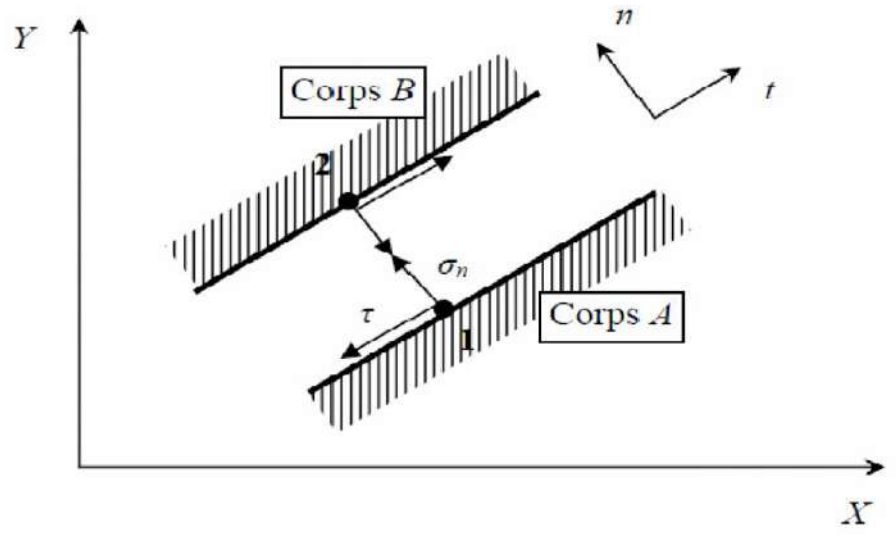


Figure. 1.8 − Modélisation du contact.

La modélisation du contact se caractérise par la vérification de certaines conditions sur la contrainte normale σ_n et la contrainte tangentielle τ s'exerçant sur l'élément de contact. De cet état de contrainte (τ, σ_n) résulte un état de déplacements relatifs tangentiel et normal (ΔUt, ΔUn) caractérisant la cinématique de l'élément d'interface.

$$\Delta U = \begin{cases} U_t = U_t^2 - U_t^1 \\ U_n = U_n^2 - U_n^1 \end{cases} . \qquad (1.2)$$

Au cours du chargement, le contact entre les corps A et B peut évoluer. Il suit l'un des trios modes suivants :

2-4a) Mode adhésion :

Dans ce mode (figure 1.9.a), il n'y a pas de déplacement relatif entre les noeuds 1 et 2, on a alors les équations de compatibilité suivantes :

$$\begin{cases} \Delta U_n = 0 \\ \Delta U_t = 0 \end{cases} . \qquad (1.3)$$

Les contraintes de contact sont alors régies par les conditions

$$\begin{cases} \sigma_n > 0 \\ \tau < \bar{\tau} \end{cases} ; \qquad (1.4)$$

La contrainte normale est de compression ;

La contrainte de cisaillement est inférieure au seuil de cisaillement.

2-4b) Mode glissement :

Quand la contrainte normale est de compression et la contrainte tangentielle atteint le seuil ($\bar{\tau}$), il y a un glissement relatif entre les noeuds 1 et 2 (figure 1.9.b) ; dans ce cas, on a les conditions :

$$\begin{cases} \Delta U_n = 0 \\ \Delta U_t \neq 0 \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} \sigma_n > 0 \\ \tau = \bar{\tau} \end{cases} . \qquad (1.5)$$

2-4c) Mode décollement :

Dans le cas où la composante σ_n devient négative, il y a un décollement (séparation des corps A et B) (figure 1.9.c) ; on a alors les conditions suivantes :

$$\Delta U_n > 0 ; \qquad \sigma_n < 0 \quad \text{et} \quad \tau = 0. \qquad (1.6)$$

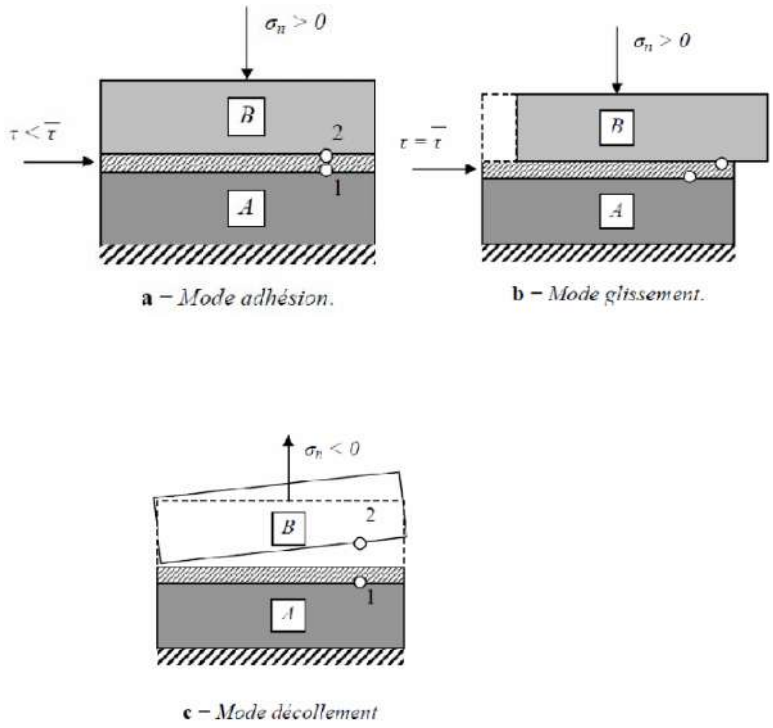


Figure. 1.9 − Modes de déformation de l'interface.

Notons qu'en présence de sollicitations cycliques, après séparation, il peut y avoir à nouveau un recollement entre les deux corps. On retrouve alors l'un des deux modes : adhésion ou glissement.

I 3 : Modélisation des interfaces

Le traitement analytique des problèmes de comportement des interfaces (interaction sol structures) pose beaucoup de difficultés analytiques. Et, si ce traitement est envisageable pour quelques configurations idéales, les solutions correspondent rarement aux exigences pratiques.

Des méthodes numériques ont été développées pour apporter des solutions approchées à ce type de problèmes. La méthode des elements finis est l'outil le plus utilise dans ce domaine.

Dans le cadre de cette méthode, des éléments spéciaux dits elements d'interface ou éléments joints ont été développés pour le traitement des problèmes de contact entre des milieux de même nature ou de nature différente.

I 3-1 Approche de type contact

Cette approche a fait l'objet de nombreux travaux qui sont essentiellement bases sur l'élément joint proposé par Goodman et al en 1968. Selon le type de loi de comportement et le type d'approche numérique utilisée, les études proposées dans ce cadre appartiennent à l'une des catégories suivantes:

- Adaptation de la rigidité
- Lois incrémentales
- Lois élastoplastiques

- Contact avec des conditions supplémentaires

3-1a) Adaptation de la rigidité :

- Élément joint de type Goodman :

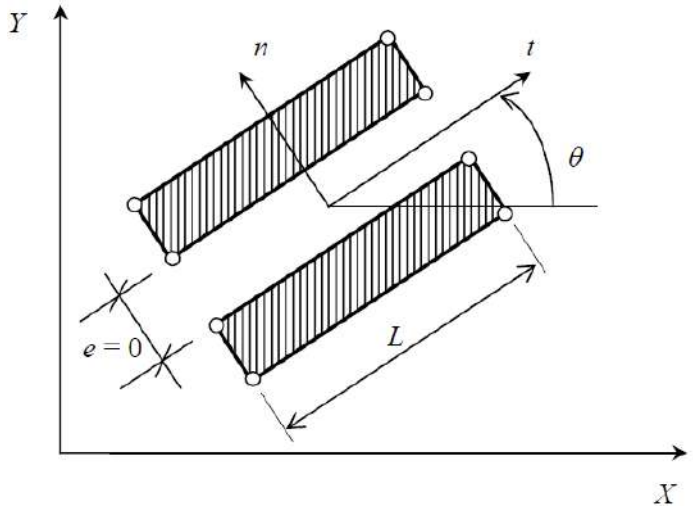


Figure. 1.10 − Elément joint de type Goodman**.**

Dans ce cas, l'élément joint est constitue de deux doublets de noeuds. Sa matrice de rigidité est formulée à partir de la minimisation de l'énergie potentielle, en substituant les déformations à l'intérieur de l'élément par les déplacements relatifs a l'interface. Le vecteur de force de liaison {F} par unité de longueur de l'élément est donne par une loi du type :

$$\{F\} = [K]\ \{\Delta U\}\ ; \qquad (1.7)$$

Avec :

$$\{F\} = \begin{Bmatrix} F_t \\ F_n \end{Bmatrix} \quad \text{et} \quad \{\Delta U\} = \begin{Bmatrix} \Delta U_t \\ \Delta U_n \end{Bmatrix} ;$$

[K] : est la matrice de comportement de l'élément joint, donnée par :

$$[K] = \begin{bmatrix} K_t & 0 \\ 0 & K_n \end{bmatrix}. \qquad (1.8)$$

La matrice de rigidité globale du système est obtenue par l'assemblage des termes correspondant aux elements rocheux et d'interface. Apres la résolution du système d'équations

régissant le problème, les contraintes de liaison sont calculées et la méthode d'adaptation de la rigidité est appliquée.

-Élément joint de type ressort :

L.R. Hermann a proposé des éléments de type ressort pour la modélisation du comportement de l'interface acier-béton. Il a dédoublé les points de contact entre les deux milieux, et a muni chaque doublet de noeuds de deux ressorts fictifs, un tangentiel et un normal à la surface de contact (figure 1.11).

Ces ressorts de rigidités appropriées contrôlent le glissement et le décollement entre les corps en contact.

Le glissement est défini a l'aide du critère de rupture de Mohr-Coulomb, et la méthode d'adaptation de la rigidité est employée pour décrire le comportement de cet élément.

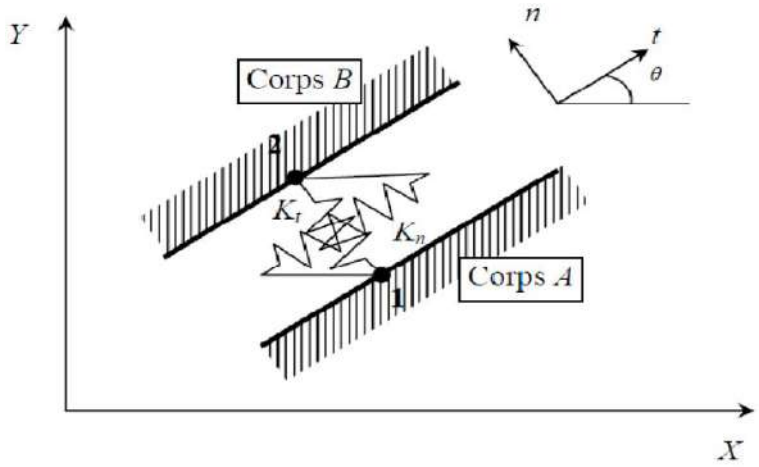


Figure. 1.11 − Elément joint de type ressorts

Les forces de liaison F_n et F_t s'expriment par :

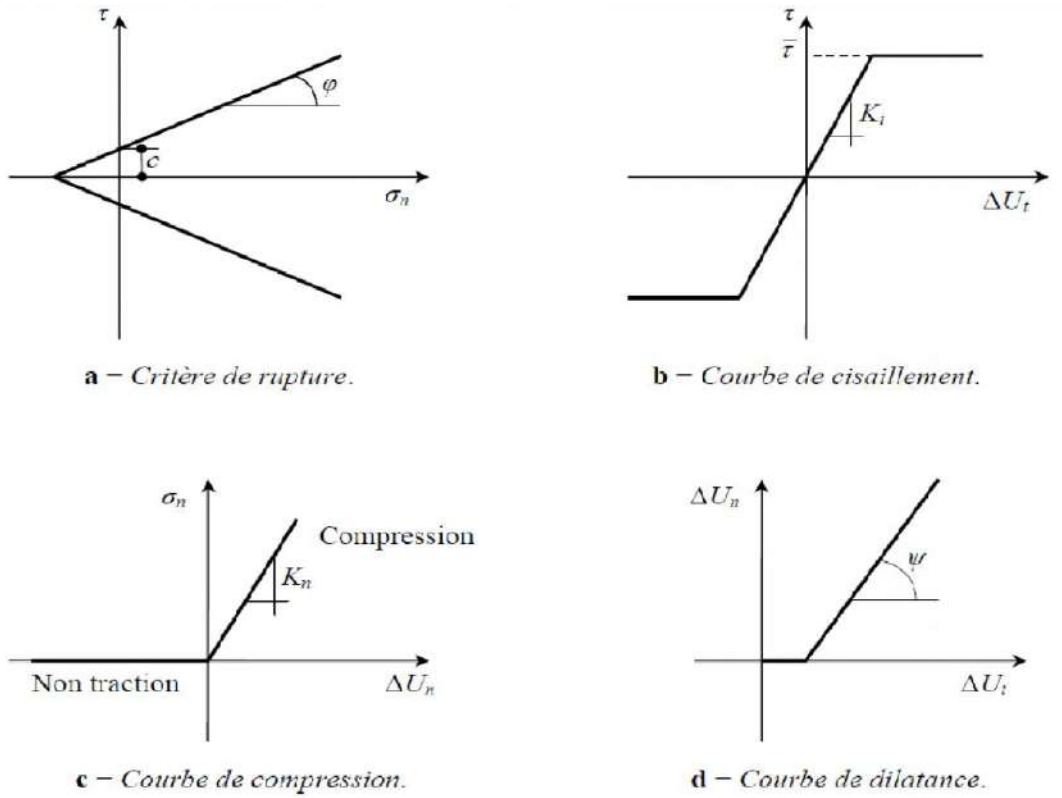
$$F_n = K_n \Delta U_n \quad \text{et} \quad F_t = K_t \Delta U_t ; \qquad (1.9)$$

3-1b) Lois élastoplastiques :

Y. Meimon et al ont utilisé, pour le calcul des fondations des plates-formes pétrolières, des éléments joints à 6 noeuds. Le comportement a l'interface, dans le sens tangentiel, est décrit par une loi élastoplastique non associée du type Mohr-Coulomb. Le glissement ou la plastification dans l'élément joint est donc gouverne par une fonction de charge f et un potentiel plastique g:

$$f(\sigma_n,\tau)=|\tau|-\sigma_n tg\varphi - c \quad ; \quad g(\sigma_n,\tau)=|\tau|-\sigma_n tg\psi \qquad (1.10)$$

Où : φ, c et ψ sont respectivement l'angle de frottement, la cohésion et l'angle de dilatance. Ce modèle peut être représenté par une courbe de rupture, une courbe de cisaillement élastique-parfaitement plastique, une courbe de compression-non traction et une courbe de dilatance, comme le montre les figures 1.12.a à 1.12.d.



a – *Critère de rupture.* **b** – *Courbe de cisaillement.*

c – *Courbe de compression.* **d** – *Courbe de dilatance.*

Figure. 1.12 – Modèle de Mohr-Coulomb.

3-1c) Lois incrémentales :

Les principaux travaux développés dans le cadre de cette approche sont ceux de l'équipe MASTEC de l'Institut de Mécanique de Grenoble. Les auteurs ont développe une loi vectorielle bidimensionnelle à dépendance directionnelle pour le comportement de l'interface. Leur modèle a été identifié sur des essais de cisaillement direct sol-structure, selon trois chemins de sollicitations : à contrainte normale constante, à déformation normale constante et à rigidité normale imposée.

3-1d) Contact avec des conditions supplémentaires :

Ce type d'approche est fonde sur l'introduction des différentes conditions de contact dans la formulation des éléments joints.

I-3-2-A :Approche par la méthode de sous-structures :

J.M. Reynouard a mis au point un modèle de calcul pour les structures composées d'un ensemble de solides et dont les surfaces de contact sont évolutives. Le modèle propose consiste a utiliser, d'une part, une technique de sous structuration en chaine traduisant les conditions cinématiques, et d'autre part, un processus itératif qui traduit les conditions statiques aux interfaces.

I-3-2-B :Approche à l'aide du multiplicateur de Lagrange :

M.G. Katona a suivi la même démarche qu'Hermann et Frank en dédoublant les noeuds sur la surface de contact. Mais dans son modèle, des conditions supplémentaires sont introduites dans la formulation du système régissant le problème. Ces conditions sont intégrées dans l'énergie potentielle a minimiser, a l'aide de la technique du multiplicateur de Lagrange.

I-3-3 Approche de type couche mince

Certains auteurs (Haoussa, Pande, Desai) ont propose l'introduction de la notion de formations aux elements joints ; ceci en assignant une certaine épaisseur a l'interface. L'utilisateur de ce type d'elements est justifie par le fait que la zone d'interface représente un domaine de faible épaisseur (cas des joints ou défauts remplis dans les masses rocheuses et des zones d'interface sol-structure) qui est généralement soumis à de fortes sollicitations de cisaillement. Ils ont alors adapté des lois de comportement rhéologiques propres à ces zones.

J. Ghaboussi et al ont développé un élément joint avec une faible épaisseur (comparée aux dimensions des éléments massifs adjacents) et ont présenté la construction explicite de la matrice de rigidité de l'élément d'interface pour les problèmes plans et axisymétriques. G.N. Pande et K.G. Sharma, en s'inspirant des travaux de Zienkiewicz et de Ghaboussi, ont proposé un élément joint mince. Ils ont alors développé une formulationd'un élément isoparamétrique, parabolique a huit noeuds, en utilisant les déplacements relatifs a l'interface comme degré de liberté indépendants. Pour le comportement de l'interface, ils ont utilise le modèle élastoplastique non associé de Mohr-Coulomb. C.S. Desia a développe, pour l'élément couche mince, une loi de comportement dans laquelle l'écrouissage et le pic de contrainte ont été introduits. Les paramètres de ce modèle sont détermines a partir de l'essai de cisaillement direct entre un sol et une plaque rugueuse en béton. Le modèle a été applique a la prédiction du comportement d'un pieu dans une argile, soumis à une charge de compression. Les résultats obtenus sont en bon accord avec ceux de l'expérience.

I-4 : Quelques exemples de l'interaction sol-structure

4-1 : Modélisation d'un bâtiment sur fondations superficielles

La démarche de modélisation des interfaces peut être illustrée par l'exemple simple d'un portique reposant par des fondations superficielles sur un massif de sol à surface horizontale (figure 1.13).

a) Calcul de la structure (Théorème de Winkler et Zimmermann) :

L'étude de la structure de l'ouvrage, qui utilise les outils de la résistance des matériaux, a besoin de conditions aux limites au contact avec le sol (figure 1.13.b). Les conditions les plus simples consistent en des conditions d'appui (appui simple, rotule, encastrement) sur la surface du sol, supposée fixe. Ce type d'appui est suffisant pour l'étude des structures isostatiques, ou les déformations (limitées) d'un appui ne perturbent pas la répartition des efforts dans la structure. Pour les structures dont les efforts internes dépendent des déformations (structures hyperstatique), il est indispensable d'évaluer la réponse du sol sous les charges appliquées, en tenant compte du déplacement (et de la déformation) de l'interface. Ce besoin de faire varier l'effort de contact en fonction du déplacement a d'abord été traite dans un cadre linéaire, en utilisable la théorie de Winkler et Zimmermann, parfois appelée théorie de déformations locales, dans laquelle la force de contact F par unité de surface S est proportionnelle au déplacement δ par un facteur k appelé coefficient de réaction et de dimension [kN/m3] :

$$F/S = k\,\delta. \qquad (1.11)$$

Une Variation de cette approche consiste à écrire localement la proportionnalité de la pression de contact p et du déplacement δ, ce qui permet de calculer les efforts dans la fondation superficielle en tenant compte de la déformation de l'interface :

$$p = k\,\delta. \qquad (1.12)$$

Ultérieurement, pour améliorer la qualité de ce modèle de calcul en tenant compte de la limitation des pressions que peut supporter le sol, le modèle de Winkler a été remplacé par un modèle élastoplastique de la forme :

$$\begin{cases} \delta = p/k & pour\ p < p_{max} \\ \delta\ quelconque & pour\ p = p_{max} \end{cases}; \qquad (1.13)$$

Dans laquelle la pression p_{max} est le seuil de plasticité parfaite du sol. Différents travaux ont été effectués pour intégrer des efforts de temps (consolidation, fluage) dans ce modelée calcul.

b) Calcul du sol :

Pour le mécanicien des sols, le calcul de l'interaction sol-structure a une allure toute différente l'ouvrage est une condition a la limite appliquée au massif de sol (figure 1.13.c), qui peut prendre deux formes principales :

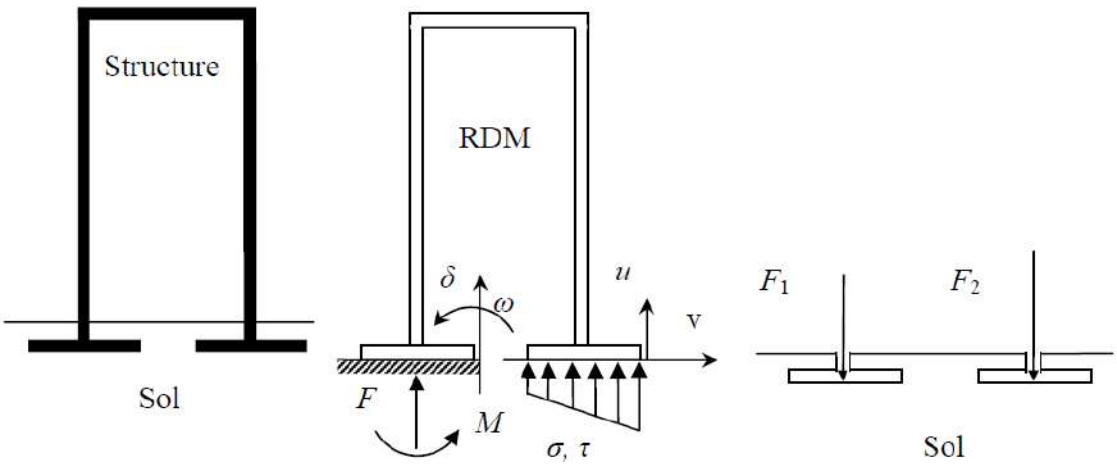
− Pression uniforme sur une surface (fondation souple) ;

− force appliquée sur une surface à déformation uniforme (translation ou rotation) pour une fondation rigide.

Compte de tenu de cette condition d'interaction, qui tient compte du mode de déformation de la structure (rigidités relatives du sol et de l'ouvrage), et des autres conditions initiales et aux limites, on exécute alors les calculs classiques de stabilité et de déformation du massif de sol.

c) Conclusion :

Chacun à leur façon, le calcul de la structure et le calcul du massif de sol tiennent donc compte de façon détaillée de leur objet propre et, de façon plus approximative, des propriétés de l'autre milieu. Les progrès récents de la modélisation numérique des sols et des structures permettent en théorie de décrire simultanément de façon égalent détaillée le sol et la structure et de déterminer globalement les efforts et les déformations de chaque matériau. Néanmoins, de tels calculs sont encore très rares et il est important de garder à l'esprit que les calculs courants comportent une description simplifiée de l'interaction.



a − Le sol et la structure **b** − Schéma de calcul de la structure **c** − Schéma de calcul sol

Figure. 1.13 − Analyse du comportement d'un ouvrage simple : Point de vue de la structure et point de vue du sol.

4-2 Fondation superficielle construite à proximité d'un ouvrage Souterrain :

Sous de nombreux sites existent des cavités naturelles, des anciennes carrières, des canalisations, des galeries de mines ou encore des tunnels, … etc. Les fondations construites de tels sites posent donc des problèmes géotechniques particuliers.

De façon logique, la capacité portante du sol diminue lorsqu'une cavité est située prés de la fondation (figure1.14). Des calculs par éléments finis en déformation plane ont montré que cette influence disparaît lorsque la profondeur D (distance de la surface au centre de la cavité) est supérieure à une profondeur critique, estimée à environ 5 fois le diamètre de la cavité.

Lorsque la cavité est située au-dessus de la profondeur critique, la capacité portante dépend de divers facteurs comme la géométrie de la fondation, sa profondeur d'encastrement, la nature du sol et les dimensions, l'orientation et la position de la cavité. A partir de calculs aux éléments finis, Wood et Larnach (1985) ont ainsi décrit une zone d'influence sur la capacité portante en fonction de la cavité sous la fondation : à l'intérieur de cette zone,

La présence de la cavité affecte la capacité portante (figure 1.14). D'autres calculs par éléments finis ont mis évidence que la forme de la cavité (circulaire, carrée, rectangulaire ou hexagonale) à une influence relativement minime sur la capacité portante, pourvu que la surface globale de la cavité soit du même ordre de grandeur.

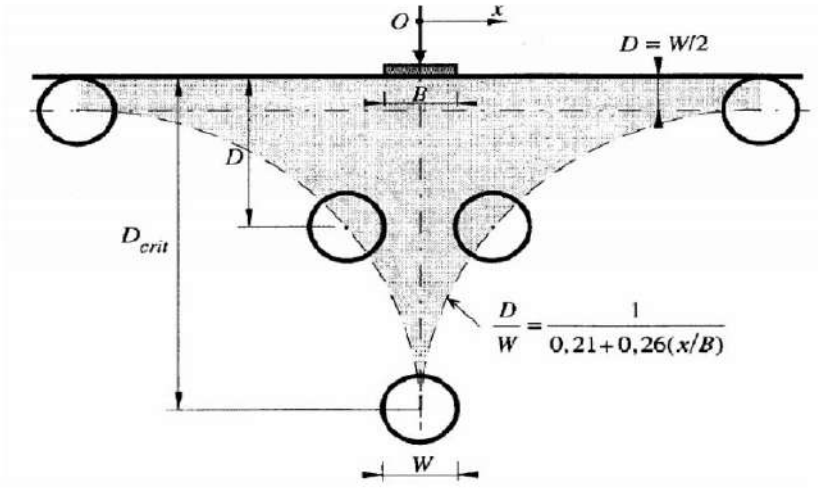


Figure.1.14 − Interaction entre une semelle filante et une cavité symbolisée par un cercle (en différentes positions) D'après Wood et Larnach (1985)

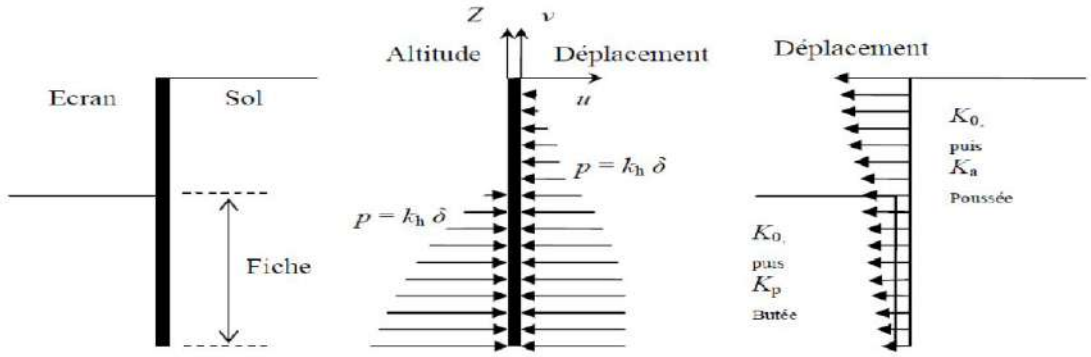
4-3 Interaction sol-soutènement

On peut faire des commentaires analogues sur le calcul des ouvrages de soutènement et, de façon générale, sur tous les calculs où du béton ou du métal sont en contact avec le sol. Ainsi, pour les rideaux de palplanches ou parois moulées devant lesquels une excavation est réalisée (figure 1.15.a), coexistent une approche de type calcul des structures et une approche de type mécanique des sols. Pour le calcul des structures, le sol en contact avec l'écran est réduit a un coefficient de réaction k (et, dans certains cas, une pression limite) (figure 1.15.b), ce qui permet de calculer les efforts (effort tranchant, effort normal et moment fléchissant) dans la structure en fonction de k et des coefficients aux limites du problème. Le calcul se réduit alors à la résolution d'une équation différentielle du quatrième ordre du déplacement u(z), de la forme :

$$\frac{d^4u}{dz^4} = k.u(z) \ ; \qquad (1.14)$$

Que l'on resout pour des conditions aux limites adaptées (point fixe impose par un tirant ou un butons, encastrement a la base ou en tète, … etc.). Cette fois aussi, la pression de contact, dont on peut choisir l'inclinaison, peut être limitée aux pressions limites de poussée ou de butée, qui résultent de l'analyse du fonctionnement mécanique du massif de sol.

Si l'on aborde le calcul des écrans de soutènement du point de vue du sol, l'écran lui-même est traité comme une condition à la limite, qui se réduit en fait à une hypothèse sur le sens de déplacement de l'écran par rapport au sol (figure 1.15.c). Cette hypothèse permet de définir les parties du sol en état de butée et en état de poussée et, moyennant une hypothèse sur l'inclinaison des forces de contact, de calculer les efforts appliques a l'écran par le sol. Ce calcul sert a vérifier l'équilibre général de l'écran, indépendamment de son dimensionnement interne, à déterminer sa fiche et, si nécessaire, à calculer la répartition des efforts dans l'écran



a − Le sol et la structure **b** − Schéma de calcul de la structure **c** − Schéma de calcul du sol Structure

Figure. 1.15 − Analyse du comportement d'un écran de soutènement :

Point de vue de la structure et point de vue du sol.

L'idéal serait bien sûr de calculer simultanément les efforts et les déformations dans le sol et dans l'écran, sous les charges de service, en recourant le moins possible aux coefficients de réaction, qui ne sert pas des caractéristiques mécaniques intrinsèques des sols. Néanmoins, cette perspective reste éloignée et les deux approches de l'interaction solstructure devront encore coexister en respectant les caractéristiques essentielles de chacun des matériaux en contact.

Mouvement du sol autour d'une excavation : la diminution des contraintes totales pendant une excavation et la mise en place du soutènement entraînement des mouvements du sol vers la fouille (déplacements latéraux généralement confines par l'ouvrage), des tassements en surface derrière le soutènement, une déformation du soutènement et un soulèvement du fond de fouille. Les principaux facteurs qui affectent les mouvements d'un sol et de son système de soutènement sont, d'après Clough et Schmidt (1977) :

- La nature et les propriétés des sols ;
- La forme et la profondeur de l'excavation ;
- le type de soutènement, sa rigidité et son degré d'encastrement ;
- La méthode de construction du soutènement, la durée et le phasage des travaux;
- L'intensité des surcharges d'exploitation et la présence de structures voisines ;
- Les conditions météorologiques.

4-4 Interaction sol-tunnel

Le fonctionnement du soutènement (son niveau de chargement, notamment) dépend de sa géométrie (forme, épaisseur), de ses caractéristiques mécaniques (résistance, déformabilité, évolution dans le temps, comportement d'interface avec le massif), des interactions entre les éléments qui le composent (joints, interaction entre des voussoirs ou avec des renforcement), de sa vitesse de mise en place et de ses conditions d'utilisation (effets thermiques, surcharges, interactions diverses avec l'environnement). Le mode d'interaction sol-soutènement-revêtement conditionne la loi de transmission des efforts normaux et tangentiels le long de la surface de contact. La rigidité du soutènement a notamment une influence importante sur leur intensité. En fonction du chargement transmis au soutènement, quatre modes de fonctionnement peuvent être distingués.

- Travail en compression ;- Travail en flexion ;
- Travail en membrane ; - Poinçonnement.

Les modes les plus courants sont les fonctionnements en compression et en flexion. Les types de rupture sont essentiellement l'écrasement, le poinçonnement et la fissuration (pour le béton projeté). Au niveau de la modélisation, trois hypothèses différentes peuvent être faites concernant la nature du contact entre le sol et un soutènement (contact longitudinal pour le béton projeté, contact radial pour des boulons ou des cintres) :

− Continuité complète du soutènement (ou du revêtement) et du massif ;

− Glissement avec frottement ou glissement parfait, sans décollement du massif par rapport au soutènement ;

− Glissement avec frottement ou glissement parfait, et décollement du massif par rapport au soutènement.

Le choix est fait en fonction du problème traité (nature du terrain et du soutènement) et surtout de la connaissance de l'interaction. Si cette connaissance n'est pas disponible, il est d'usage de considérer les deux cas extrêmes : l'état colle (continuité parfaite) et l'état de glissement parfait avec possibilité de décollement. Chacune de ces hypothèses peut avoir une influence importante sur les résultats, car les contraintes et les déformations du soutènement dépendent surtout du mode de construction adopté. Bien que les conditions de calcul soient plus faciles dans le cas de l'adhérence parfaite, cette hypothèse correspond très rarement à la réalité du contact entre le soutènement et le massif de sol ou de roche. Le frottement est en général représenté par le critère de Coulomb, caractérisé par une cohésion et un angle de frottement.

5 :Conclusion

A partir d'un état des lieux des appareillages actuellement disponibles en laboratoire, nous avons identifié les différentes approches possibles : cisaillement direct où la surface de cisaillement reste imposée au cours de l'essai, cisaillement simple où le cisaillement peut se développer librement au sein de l'échantillon. Le choix du chemin de cisaillement est également primordial pour pouvoir reproduire les phénomènes réels. Les chemins à rigidité normale imposée (qui recouvrent les chemins à contrainte normale constante et à volume constant) sont les plus appropriés, la raideur du système pouvant être déterminée à partir du module pressiométrique du sol. L'influence de la rugosité de la structure, de la densité et de la nature du sol et de la contrainte normale initiale a été mise en évidence.

La boîte de cisaillement direct de Casagrande, modifiée [Potyondy, Wernick, Plytas, Desai, … etc.], fut le premier outil utilise dans ce domaine (interaction sol-structure). Or ce type d'appareils présente en effet plusieurs inconvénients. Malgré ses défauts

La boite de cisaillement direct reste, l'outil le plus utilisé dans l'étude des interfaces solstructure

CHAPITRE II
DISPOSITIF EXPERIMENTAL UTILISÉ ET MODE DE OPERATOIRE

CHAPITRE II.
DISPOSITIF EXPERIMENTAL UTILISE ET MODE OPERATOIRE

1. Description de l'appareillage :

Des essais de cisaillement direct à contrainte normale constante ont été réalisés.

Dans les essais sol-structure la demi boite inférieure à été remplacée par une plaque de surface rugueuse, ou lisse (en acier) afin de mesurer les caractéristiques de l'interface

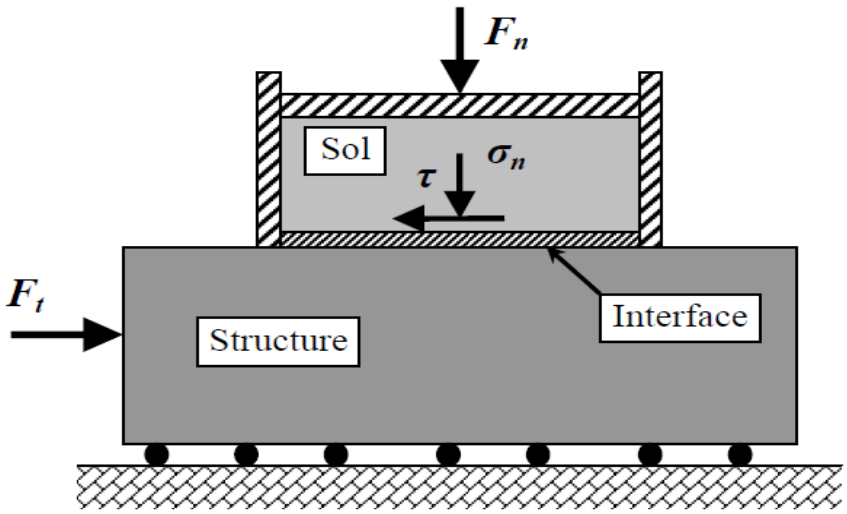


Figure 2-1 : Principe de la boîte de cisaillement direct

Les moyens disponibles au laboratoire n'ont pas permis de réaliser des essais à déformation constante et de quantifier la rugosité de la surface, dans la suite on distingue uniquement deux surfaces: une surface lisse constituée d'une plaque d'acier lisse et une interface rugueuse obtenue par collage des grains de sable sur la plaque d'acier avec un chemin à contrainte normale constante.

Si les grains de sable collés sur la surface solide sont les mêmes que ceux du matériau utilisé, la surface rugueuse est définie comme" **Standard**



Figure 2 -2a : surface rugueuse en acier



figure 2 -2b : surface lisse en acier

La demi-boite supérieure est formée de deux parties: un cadre et un couvercle servant de piston pour l'application de l'effort normale. Cette disposition permet de mesurer le déplacement normal grâce à un comparateur, placé entre le piston et un point fixe.

La boite utilisée à une section carrée (6 cm de coté) et une profondeur de 2.5 cm. La course de déplacement est de l'ordre de 5mm.

La boite est garnie d'une pierre poreuse (parfois dentée) de façon à assurer un bon contact entre l'échantillon et la boite.

La partie inférieure (plaque rugueuse) est entraînée à vitesse constante, variable de 0.9 mm par minute.

Un anneau dynamométrique lié à la boite permet de mesurer l'effort de cisaillement.

Un comparateur est placé entre la boite mobile (inférieure) et un point fixe, la différence entre les lectures de ce comparateur et ceux de l'anneau dynamométrique, donne le déplacement tangentiel relatif de la boite par rapport à la surface rugueuse ou lisse.

Pendant les essais un effort de compression constant est appliqué à l'échantillon à l'aide du poids



Figure 2-3 : Appareil de cisaillement direct

2. Mode opératoire

Le mode opératoire comporte les étapes suivantes:

2-1 :Préparation de l'échantillon

Le matériau est versé directement dans la boite, On pèse une masse de sable que l'on compacte manuellement, dans la boite par une dame en bois de même dimension que la boite.

On procède généralement par couches jusqu'à une certaine hauteur qui donne l volume désiré.

Après la préparation de l'échantillon, on applique la contrainte normale souhaitée, ensuite on monte les comparateurs de déplacement.

2-2 :Phase de cisaillement

On a donc un seul chemin qui peut être réalisé a cause des moyens limités dans le laboratoire (L.N.H.C de Djelfa): Chemin à contrainte normale constante: On applique la contrainte normale (σ**v**)et on procède au cisaillement à une vitesse de déplacement constante en mesurant l'évolution de la contrainte de cisaillement(τ) , du déplacement relatif normal (**u**) et du déplacement relatif tangentiel (**w**) .

3 : Matériaux étudies :

A : sable de Bou-saâda :

Les essais ont été réalisés avec le sable de Bou-saâda, c'est un sable de dune d'origine éolienne

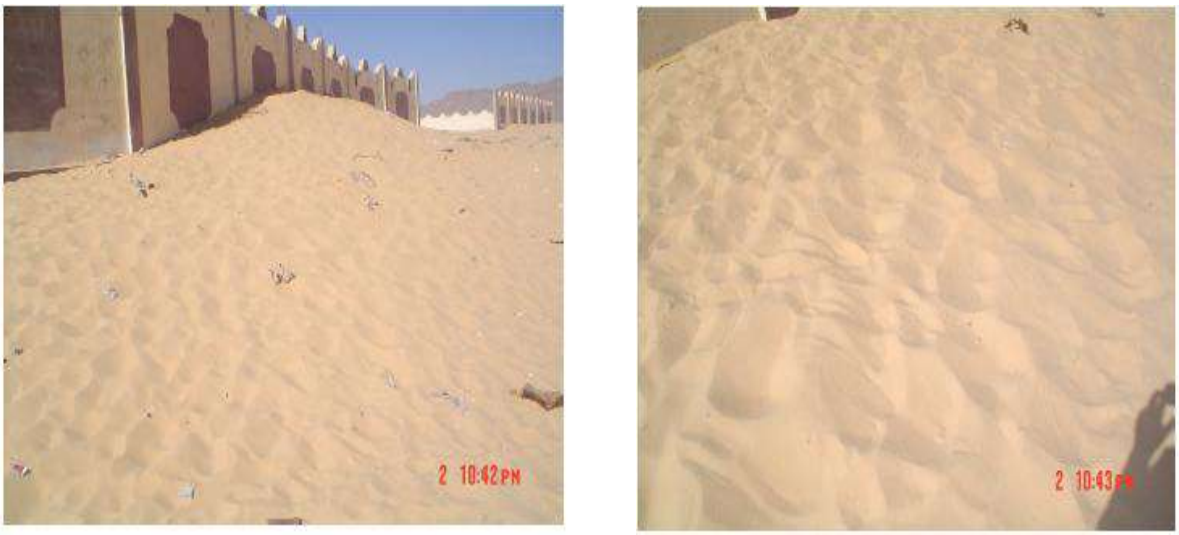


Figure 2-4 : Vues de sable(sable de Bou-saâda)

3-1-A : Caractéristiques physiques

Les résultats d'essais en laboratoire, suivant les normes Française (AFNOR) ont données les caractéristiques suivantes:

- **Poids volumique** (γ_σ) **des grains solides : 26.50 KN/m**^{3}
- **Poids volumique (γd_{min}) sec à l'état lâche : 14.99 KN/m**^{3}
- **Poids volumique (γd_{max}) sec à l'état dense : 17.26 KN/m**^{3}
- **Equivalent de sable E.S=75.89 %**

3-2-A : Analyse granulométrique

D'après l'analyse granulométrique qui est déterminé par tamisage, c'est un sable fin (50% des grains de sable ont un diamètre compris entre (0.16 mm / 0.315 mm) et c'est un sable homo métrique (plusieurs grains ont des diamètres sensiblement égale). Les résultats du tamisage à sec (AFNOR ,1996) au travers de 07 tamis d'ouverture comprise entre 400 et 80 µm (Figure 2-6) sont résumés dans le figure 2-5.

On distingue : le coefficient d'uniformité Hazen $C_u = \frac{d_{10}}{d_{60}}$ de coefficient de courbure

$$C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{10} * d_{60}}$$

	d_{10}	d_{30}	d_{50}	d_{60}	C_C	C_U
sable de Bou-saâda	**0,09**	**0,15**	**0,19**	**0,21**	**1 ,19**	**2,33**

Tableau 2-1 : Granulométrique par tamisage (sable de Bou-saâda) .

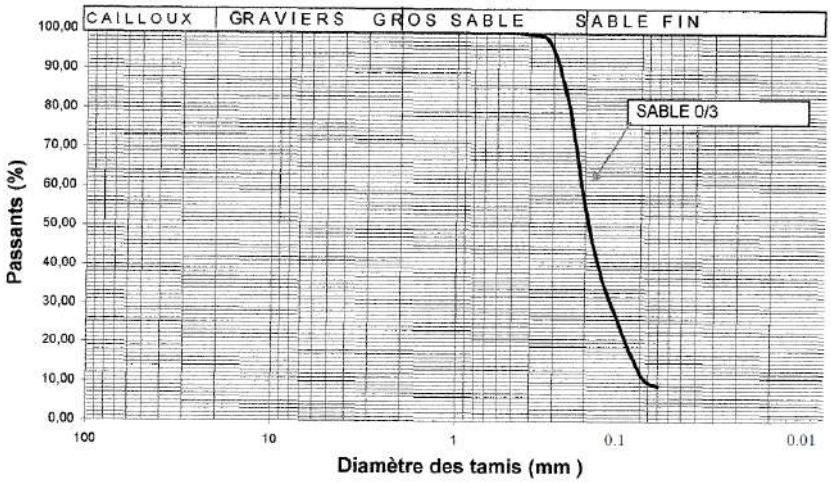


Figure 2-5 : Courbe granulométrique du sable testé

B:Sable de mer :

Les essais ont été réalisés avec le sable de mer (wilaya Tipaza).



Figure 2-6 : Vues de sable (sable de mer)

3-1-B : Caractéristiques physiques :

Les résultats d'essais en laboratoire, suivant les normes Française (AFNOR) données les caractéristiques suivantes:

- **Poids volumique (γd_{min}) sec à l'état lâche 14,37 KN/m$_3$**
- **Poids volumique (γd_{max}) sec à l'état dense : 16.7 KN/m$_3$**
- **Equivalent de sable E.S = 89.90% (**sable très propre : absence presque des fines argileuses**)**

3-2-B : Analyse granulométrique :

D'après l'analyse granulométrique qui est déterminé par tamisage, c'est un gros sable (moins de 50% des grains de sable ont un diamètre compris entre (0.16 mm / 0.315 mm).

Les résultats du tamisage à sec (AFNOR ,1996) sont résumés dans le tableau 2-1.

On distingue : le coefficient d'uniformité Hazen $C_u = \frac{d_{10}}{d_{60}}$ et le coefficient de courbure

$$C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{10} * d_{60}}$$

	D_{10}	d_{30}	d_{50}	d_{60}	C_C	C_U
sable de	**0,32**	**0,41**	**0,52**	**0,59**	**0,89**	**0,54**

Tableau 2-2 : granulométrique par tamisage (sable de mer).

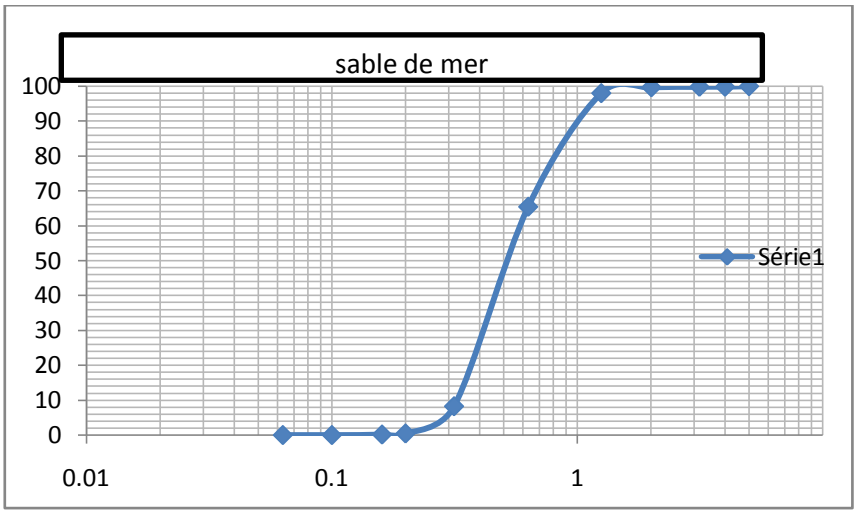


Figure 2-7 : Courbe granulométrique du sable testé

4 : CONCLUSION

-Après la détermination des caractéristiques physiques du matériau que l'on va étudier, on réalise une série d'essai de cisaillement direct modifié sur les interfaces solstructure (Prochaine partie), ces essais ont permis l'étude de l'effet des principaux paramètres sur le comportement de l'interface : type du sable (gros sable de mer (w .d'Alger)), rugosité de la surface de la structure (lisse ou rugueuse), densité du sable (lâche ou dense), contrainte de confinement, et enfin, la condition imposée dans la direction verticale (contrainte imposé).

CHAPITRE III

PRESENTATION DES RESULTATS DES ESSAIS REALISES

CHAPITRE III

PRESENTATION DES RESULTATS DES ESSAIS REALISES

CHAPITRE III

PRESENTATION DES RESULTATS

DES ESSAIS REALISES

Ce chapitre est consacré à la présentation des résultats d'une série d'essai de cisaillement direct modifié sur les interfaces sol-structure, ces essais ont permis l'étude de l'effet des principaux paramètres sur le comportement de l'interface ; type du sable (sable fin de Bou-Saadâ), rugosité de la surface de la structure (lisse ou rugueuse), densité du sable (lâche ou Dense), contrainte de confinement, et enfin, la condition imposée dans la direction verticale (Contrainte imposé*).*

1. ESSAIS REALISES SUR SABLE

Une série d'essais de cisaillement direct monotone a été réalisée pour étudier l'influence de principaux paramètres (la rugosité, la densité initiale et la contrainte normale initiale) sur le comportement de l'interface sol-structure. Les essais ont été effectués avec deux densités (forte et faible) et deux types de deux surface: une surface lisse constituée d'une plaque d'acier ou de béton lisse et une interface rugueuse obtenue par collage des grains de sable sur la plaque d'acier ou sur une surface lisse de béton ou avec des essais d'interface sable-sable. Les essais ont été réalisés avec un chemin de chargement: à contrainte normale constante. Une gamme de contraintes de 12.30 à 300 kPa a été explorée, ces contraintes ont été choisies par d'autre auteur notamment Rezaie (1994) en cas des contraintes faibles et dans le cas des contraintes fortes ce qui nous permet de faire des comparaisons avec ses résultats. Nous allons présenter ci-après, les résultats de ces différents essais.

A : sable de Bou-Saadâ

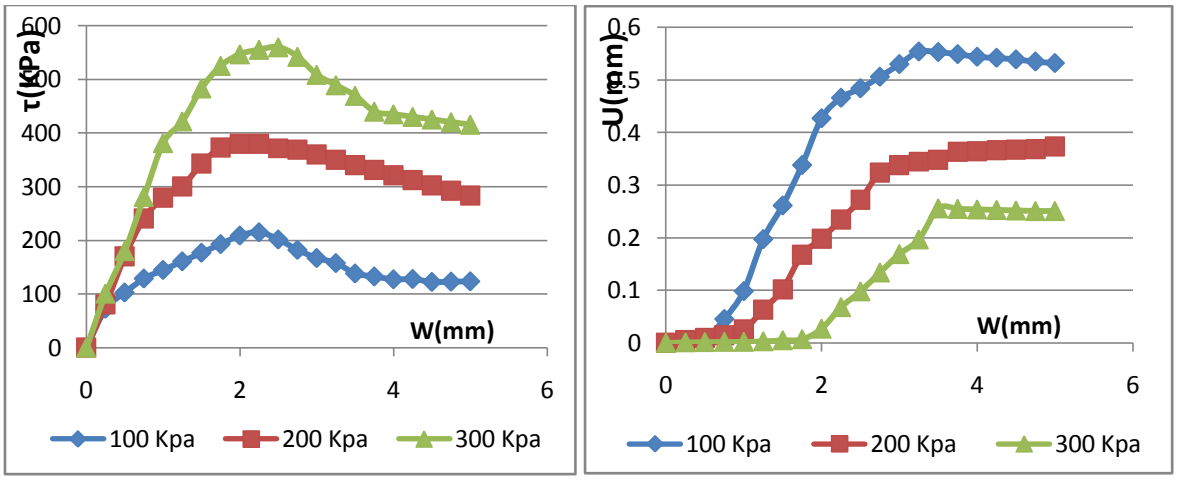
1-1-A : Surface rugueuse (Acier)

Sable dense

Afin d'étudier l'influence de la contrainte normale initiale, nous avons effectué des essais à trois valeurs de la contrainte normale initiale à forte confinement (σ**no**=100, 200 et 300 kPa). Les résultats obtenus sont illustrés dans les figures 3.1a et 3.1b. On constate que la contrainte de cisaillement augmente rapidement au début du chargement. Elle atteint un pic pour un

déplacement Tangentiel de l'ordre de 1.50 mm, puis elle diminue (Figure 3.1a), on remarque que la stabilisation apparaît tardivement pour des cisaillements importante.

L'évolution du déplacement normal est illustrée dans la Figure 3.1b. On constate que le déplacement tangentiel présente une phase de contractante et d'une phase dilatant, la phase de contractante augmente avec la contrainte initiale et la phase de dilatance diminue.



(a) **(b)**

Figure : 3.1- Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Surface rugueuse, sable de Bou-Saadâ dense (Id= 80%)

a: Évolution de la contrainte tangentielle b: Evolution du déplacement normal

Sable lâche

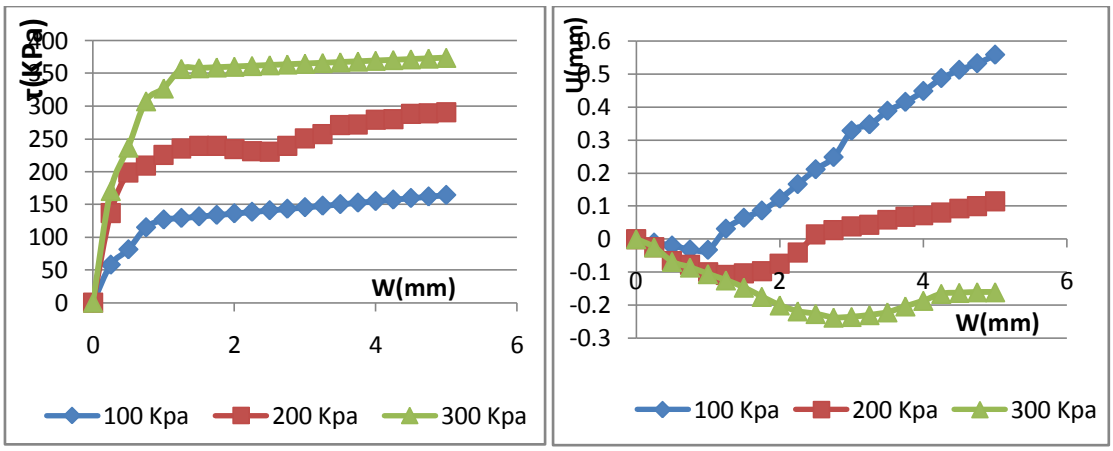
Des essais ont été réalisés avec du sable à densité faible confinement (σ**no** = 12.50, 35, et75. kPa) et à fort confinement (σ**no** = 100, 200 et 300 kPa).

Une analyse des résultats obtenus (Figures 3.2a à 3.3 b) montre que dans le cas des fortes confinements la contrainte de cisaillement augmente rapidement au début des essais pour atteindre un palier puis elle se stabilise ,dans le cas des faibles confinement et dans le cas des courbes d'évolution du cisaillement , on remarque une augmentation de la contrainte de cisaillement au début des essais puis elle se stabilise , on note une amplification de la contrainte de cisaillement avec la contrainte initiale.

En ce qui concerne le déplacement normal dans le cas de fort confinement on remarque que le comportement est contractant au début puis elle devient dilatante sans stabilisation. On constate également que le déplacement normal s'accentue avec la contrainte initiale, Cette influence devient moins importante lorsque la contrainte normale initiale est élevée (σ**no** >

100 kPa). On note que le comportement du sable est dilatante tout au long de l'essai et on n'observe pas de stabilisation de ce déplacement, même en fin de chargement dans le cas du faible confinement

a) fort confinement



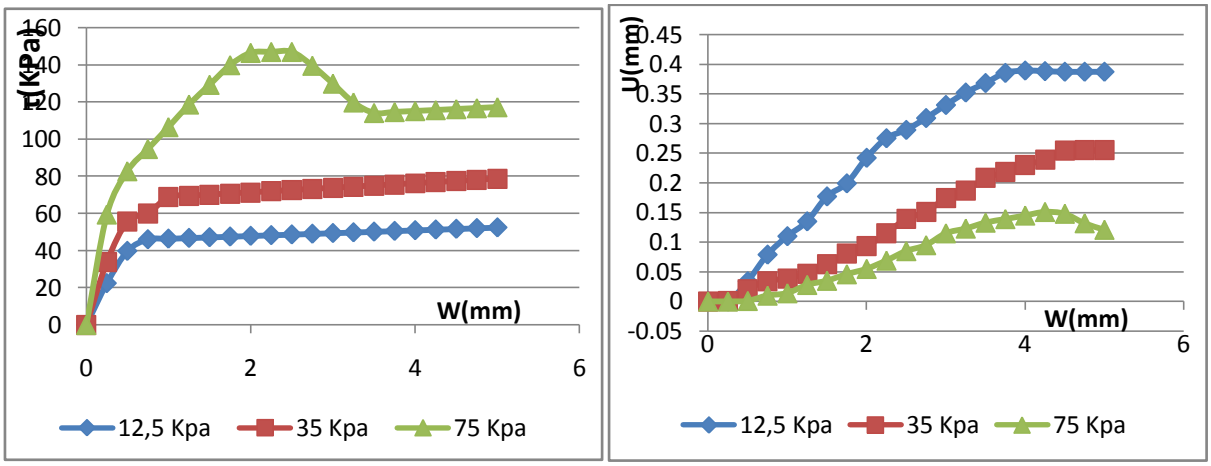
(a) **(b)**

Figure : 3.2 Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surfacerugueuse, Sable Bou-Saadâ lâche (Id= 20%)

(Fort confinement)

a: Evolution de la contrainte tangentielle **b: Evaluation du déplacement normal**

Faible confinement



(c) (d)

Figure : 3.3 Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface rugueuse, sable Bou-sâada (faible confinement)

a: Evolution de la contrainte tangentielle b: Evaluation du déplacement normal

1-2-A : Surface lisse (Acier)

Sable dense

Nous avons effectué des essais à trois valeurs de la contrainte normale initiale (σ**no**=100, 200 et 300 kPa) considéré comme confinement forte.

Les résultats sont illustrés dans les figures 3.4a et 3.4b. On constate que la contrainte tangentielle croît faiblement au début du chargement pour atteindre un palier, puis, elle se stabilise à partir d'un déplacement tangentiel qui dépend de la contrainte de confinement

En ce qui concerne l'évolution du déplacement normal, on constate que le comportement du sable est contractant au début de l'essai, puis il devient dilatant à partir d'un déplacement tangentiel de l'ordre de 1 mm

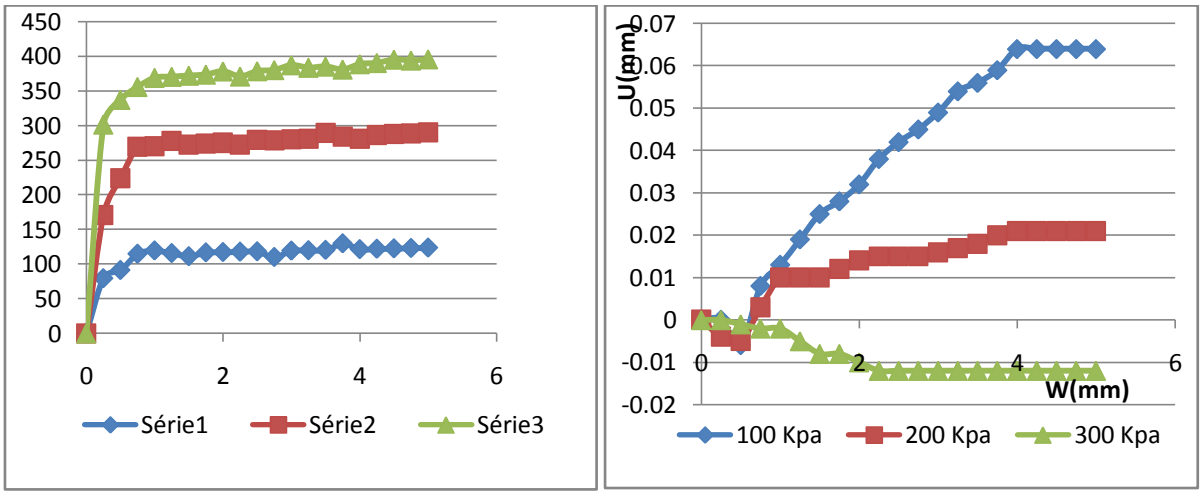


Figure : 3-4- Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Surface Acier lisse, sable de Bou-Saadâ dense (Id= 80%)

a: Évolution de la contrainte tangentielle b: Evolution du déplacement normal

Sable lâche

Des essais ont été réalisés avec le sable lâche à faible confinement (σ**no** = 12.50, 35, et 75.00 kPa) et à fort confinement (σ**no** = 100 , 200 et 300 kPa).

Une analyse des résultats obtenus (Figures 3.5a à 3.6b) montre que la contrainte de cisaillement croît au début de l'essai pour atteindre un palier, avant de se stabiliser dans le cas

de fort confinement, dans le cas du faible confinement et pour σno=75(kPa) la contrainte tangentielle continue à augmenter sans stabilisation.

En ce qui concerne le déplacement normal, on note que le comportement du sable est contractant le long de tous les essais et on observe de stabilisation de ce déplacement dans le cas du fort confinement, par contre dans le cas du faible confinement on observe une phase de contractante au début puis devient dilatant sans stabilisation.

a) fort confinement

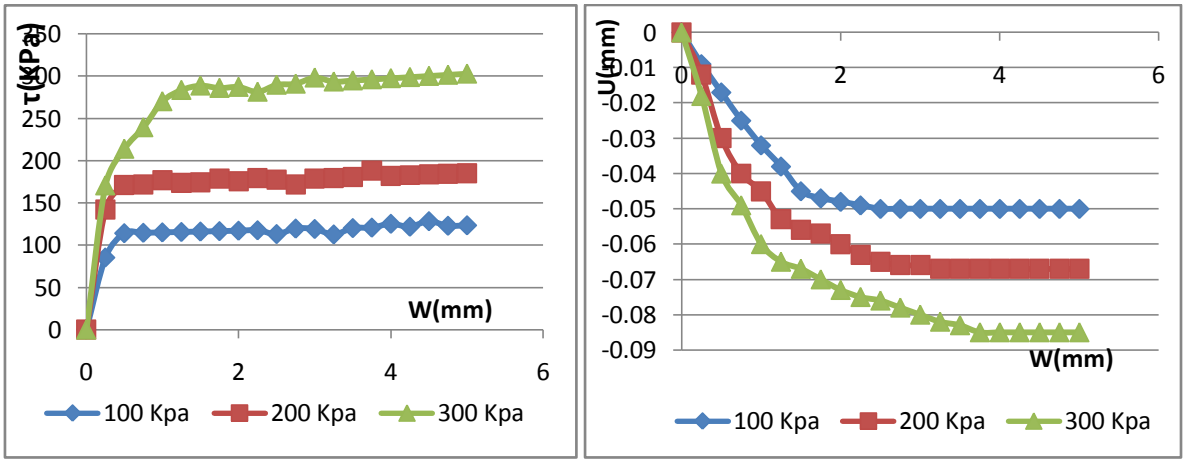


Figure : 3-5Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface lisse, sable de Bou-sâada lâche (Id=20%)

a: Evolution de la contrainte tangentielle b: Evaluation du déplacement normal

Faible confinement :

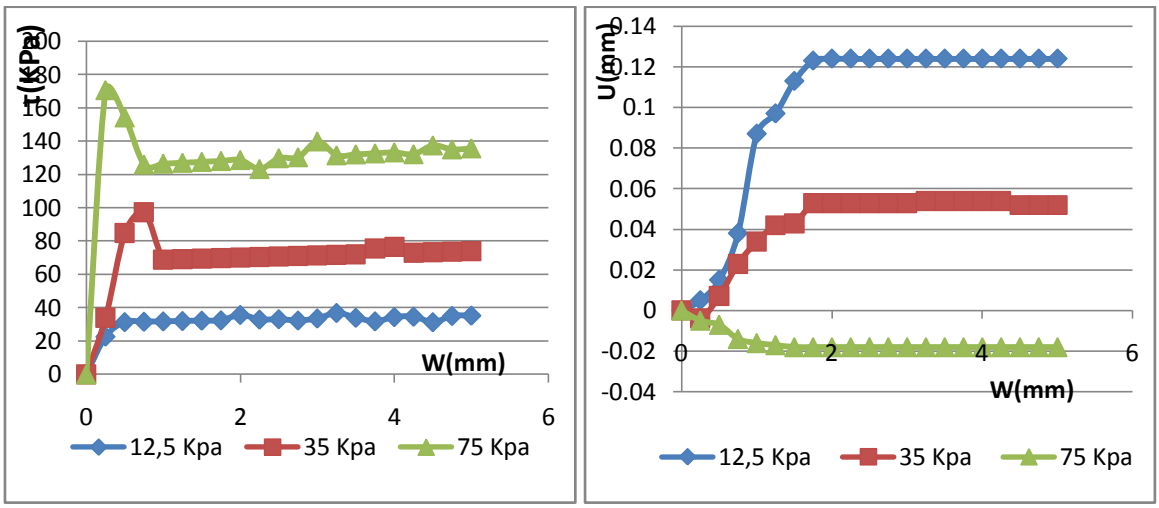


Figure : 3-6 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface Acier lisse sable de Bou-sâada (faible confinement)

a: Evolution de la contrainte tangentielle b: Evaluation du déplacement normal

1-3-A : Surface sable-sable

Sable dense

Des essais ont été effectués à différentes valeurs de la contrainte normale initiale (**σno** = 100, 200 et 300 kPa).

Les résultats obtenus sont illustrés dans les figures 3.7a et 3.7b. On constate que la contrainte de cisaillement augmente au début du chargement pour atteint un pic t pour un déplacement tangentiel de l'ordre de 2.00 mm, après lequel, elle diminue pour se stabiliser à partir d'un déplacement tangentiel de l'ordre de 4.75 mm.

L'évolution du déplacement normal est illustrée dans la Figure 3.7b. On constate que le comportement au début de l'essai est contractant, ensuite, il devient dilatant (pour un déplacement tangentiel de l'ordre de 1 mm). On note que la contractante diminue avec l'amplification de la contrainte verticale

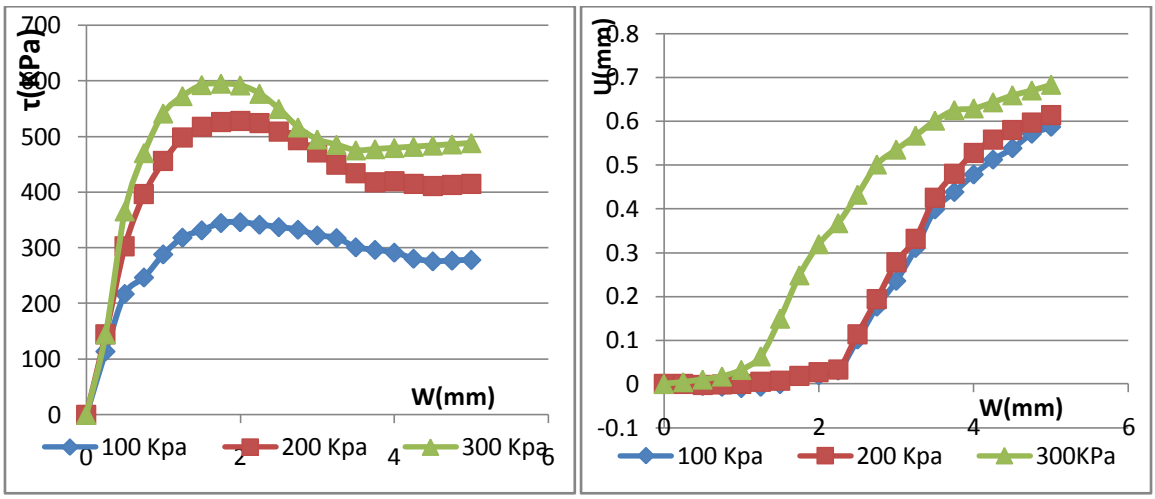


Figure : 3.7- Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Surface sable-sable, sable de Bou-Saadâ dense (Id= 80%)

a: Évolution de la contrainte tangentielle b: Evolution du déplacement normal

Sable lâche

Des essais ont été réalisés, Trois essais à faible confinement (**σno** = 12.5, 35, et75 kPa) et trois essais à des confinements plus forts (σno= 100, 200 et 300 kPa).

On constate que la contrainte de cisaillement croît au début de chargement jusqu'à un déplacement tangentiel de l'ordre de 3.25 mm). Ensuite, elle continue à augmenter, mais modérément, sans atteindre de palier (Figure 3.8 a, 3.9a).

En ce qui concerne le déplacement normal, (Figure 3.8b), on note que le comportement du sable est contractant au début de chargement jusqu'à un déplacement tangentiel de l'ordre de 1.75 mm) puis il devient dilatant et on ne remarque pas de stabilisation de ce déplacement, même, à la fin de chargement. On constate également que ce déplacement s'accentue avec la contrainte initiale et dans le cas de faible confinement lorsque σno<75 kpa le comportement est dilatant le long de l'essai

a) fort confinement

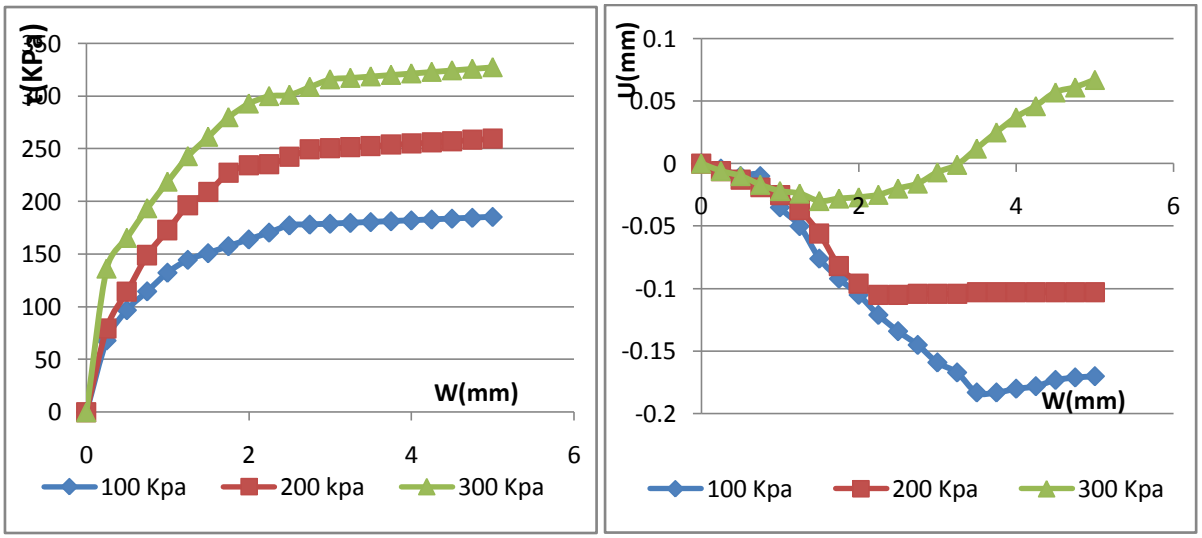


Figure : 3.8 Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Surface sable-sable, sable de Bou-Saadâ lâche (Id= 20%)

a: Évolution de la contrainte tangentielle b: Évolution du déplacement normal

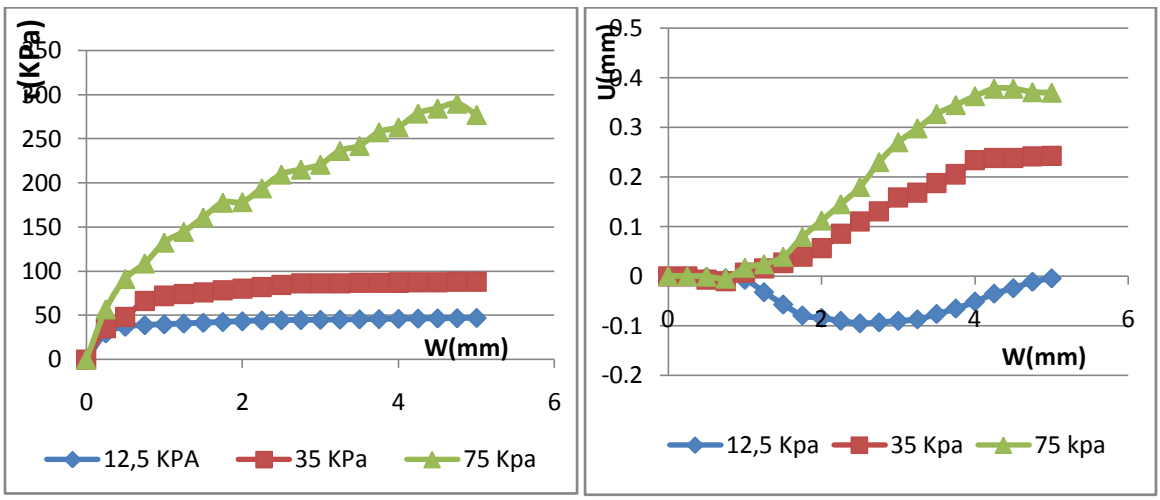


Figure : 3-9 Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface sable-sable sable de Bou-saâda

a: Évolution de la contrainte tangentielle b: Évolution du déplacement normal

B: sable de mer :

1-1-B : Surface rugueuse (Acier)

- **Sable dense**

Afin d'étudier l'influence de la contrainte normale initiale, nous avons effectué des essais à trois valeurs de la contrainte normale initiale à forte confinement (σv =100, 200 et 300 kPa). Les résultats obtenus sont illustrés dans les figures 3.10a et 3.10b. On constate que la contrainte de cisaillement augmente rapidement au début du chargement. Elle atteint un pic pour un déplacement tangentiel de l'ordre de 2.50 mm, puis elle diminue (Figure 3.10a), on remarque que la stabilisation apparaît tardivement pour des cisaillements importante.

L'évolution du déplacement normal est illustrée dans la Figure 3.6b. On constate que le déplacement tangentiel présente une phase de contractante et une phase de dilatant, la phase de contractante augmente avec la contrainte initiale et la phase de dilatance diminue.

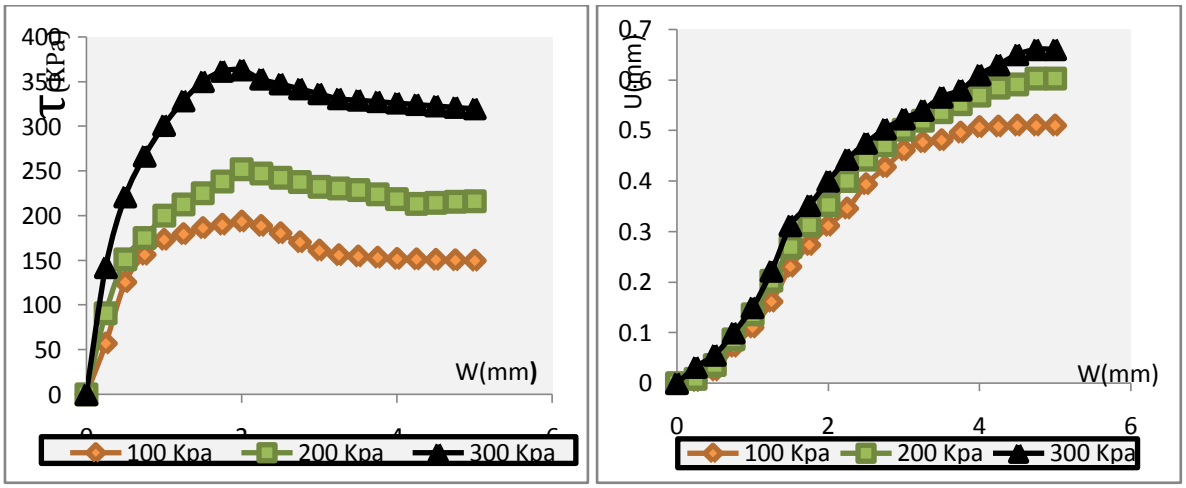


Figure 3-10 Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Surface rugueuse (acier), sable de mer (Id**=80%)**

a: Évolution de la contrainte tangentielle b: Évolution du déplacement normal

Sable lâche

Des essais ont été réalisés avec du sable à faible confinement (σv= 12.5, 35, et 75 kPa) et à fort confinement (σv = 100, 200 et 300 kPa).

Une analyse des résultats obtenus (Figures 3.11a à 3.12b) montre que dans le cas des fortes confinements la contrainte de cisaillement augmente rapidement au début des essais pour atteindre un palier puis elle se stabilise, dans le cas des faibles confinement et dans le cas des courbes

d'évolution du cisaillement, on remarque une augmentation de la contrainte de cisaillement au début des essais puis elle se stabilise, on note une amplification de la contrainte de cisaillement avec la contrainte initiale.

En ce qui concerne le déplacement normal dans le cas de fort confinement on remarque que le comportement est contractant au début, puis elle devient dilatante sans stabilisation. On constate également que le déplacement normal s'accentue avec la contrainte initiale.

On constate dans le cas de faible confinement ; au début de chargement on remarque une stabilisation de déplacement normale dans le zéro puis il devient dilatant sans stabilisation à partir d'un déplacement tangentiel qui dépend de la contrainte de confinement

a) fort confinement

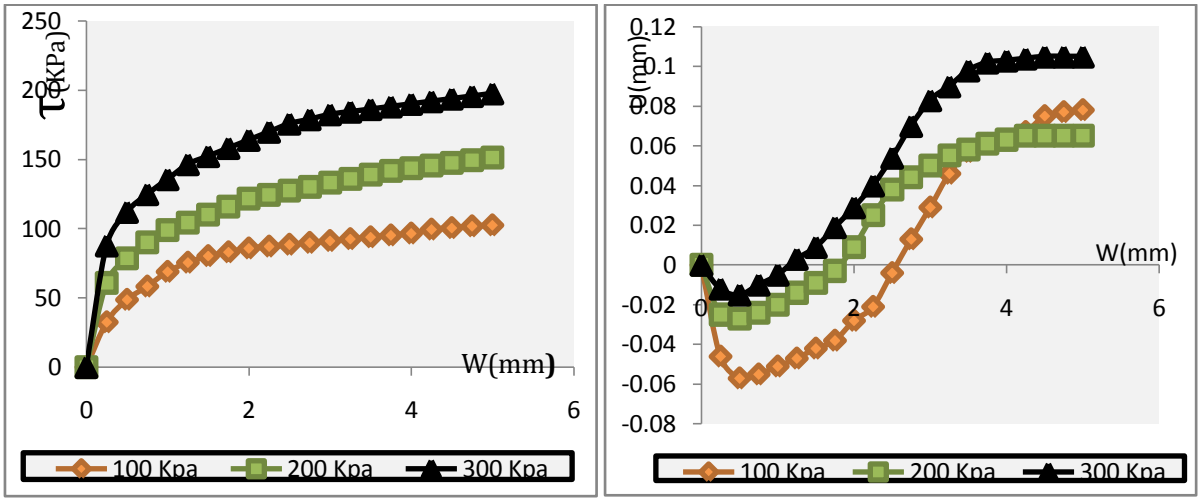


Figure 3-11 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Surface rugueuse (acier), sable de mer (Id=20%)

c: Évolution de la contrainte tangentielle **d: Évolution du déplacement normal**

a) faible confinement

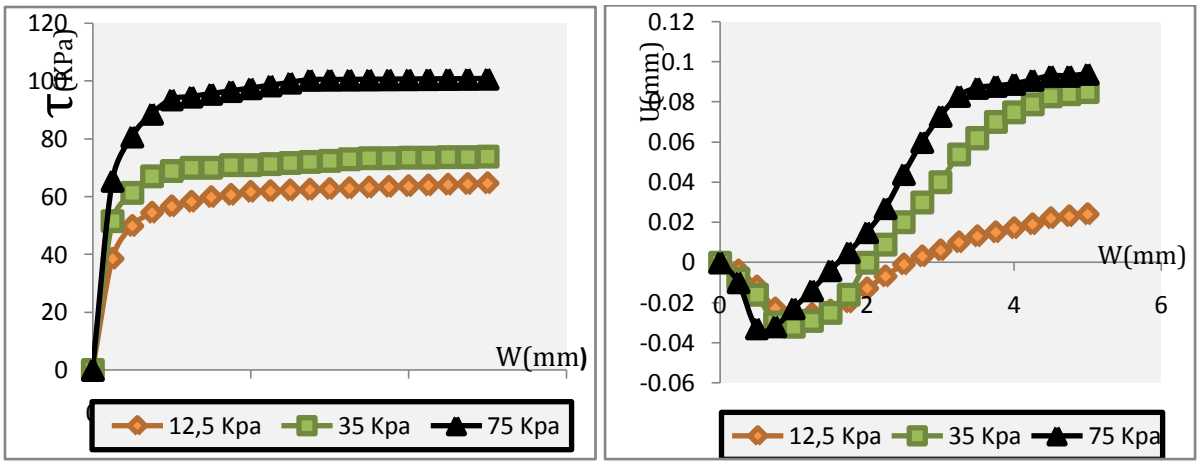


Figure 3-12 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Surface rugueuse (acier), sable de mer (Id=20%)

a: Évolution de la contrainte tangentielle **b: Évolution du déplacement normal**

1-2-B : Surface lisse (Acier)

Sable dense

Nous avons effectué des essais à trois valeurs de la contrainte normale initiale (σ_v=100,200 et300 kPa) considéré comme confinement forte.

Les résultats sont illustrés dans les figures 3.13a et 3.13b. On constate que la contrainte tangentielle croît faiblement au début du chargement pour atteindre un palier, puis, elle se stabilise à partir d'un déplacement tangentiel qui dépend de la contrainte de confinement

En ce qui concerne l'évolution du déplacement normal, on note que le comportement du sable est contractant au début de chargement jusqu'à un déplacement tangentiel de l'ordre de 1.25 mm puis on remarque de stabilisation de ce déplacement, jusqu'à la fin de chargement.

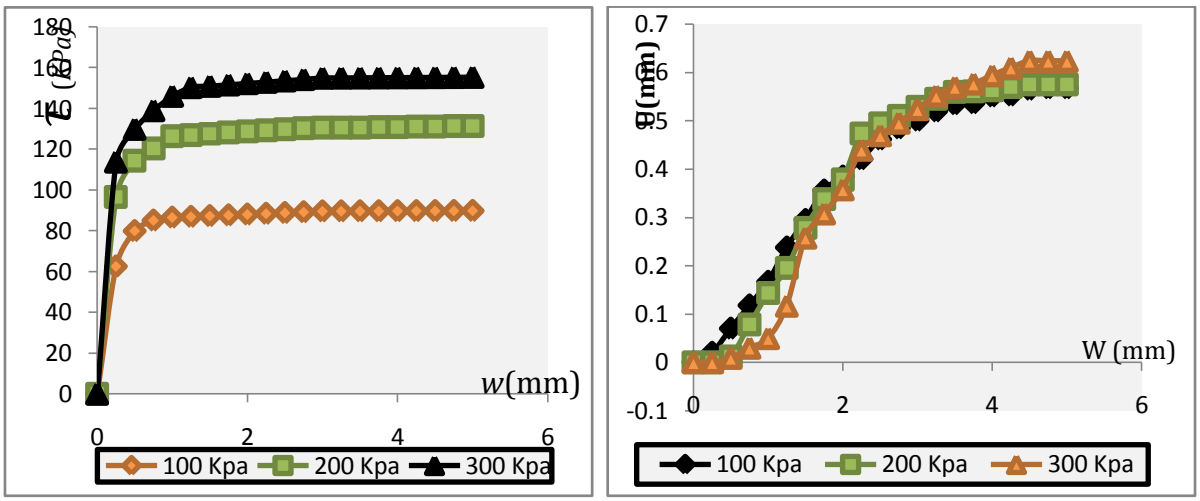


Figure 3-13 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Surface acier lisse, sable de mer (Id=80%)

a: Évolution de la contrainte tangentielle **b: Évolution du déplacement normal**

- **Sable lâche**

Des essais ont été réalisés avec le sable lâche à faible confinement (σ_v = 12.5, 35 et75) et à fort confinement (σ_v = 100, 200 et 300 kPa).

Une analyse des résultats obtenus (Figures 2.14a à 3.15b) montre que la contrainte de cisaillement croît au début de l'essai pour atteindre un palier, avant de se stabiliser dans le cas de fort confinement, dans le cas du faible confinement la contrainte tangentielle continue à augmenter lentement sans stabilisation.

En ce qui concerne le déplacement normal, on note que le comportement du sable est contractant le long de tous les essais et on observe de stabilisation de ce déplacement soit dans le cas du fort

confinement, ou dans le cas du faible confinement (pour un déplacement tangentiel de l'ordre de 4.5mm)

b) fort confinement

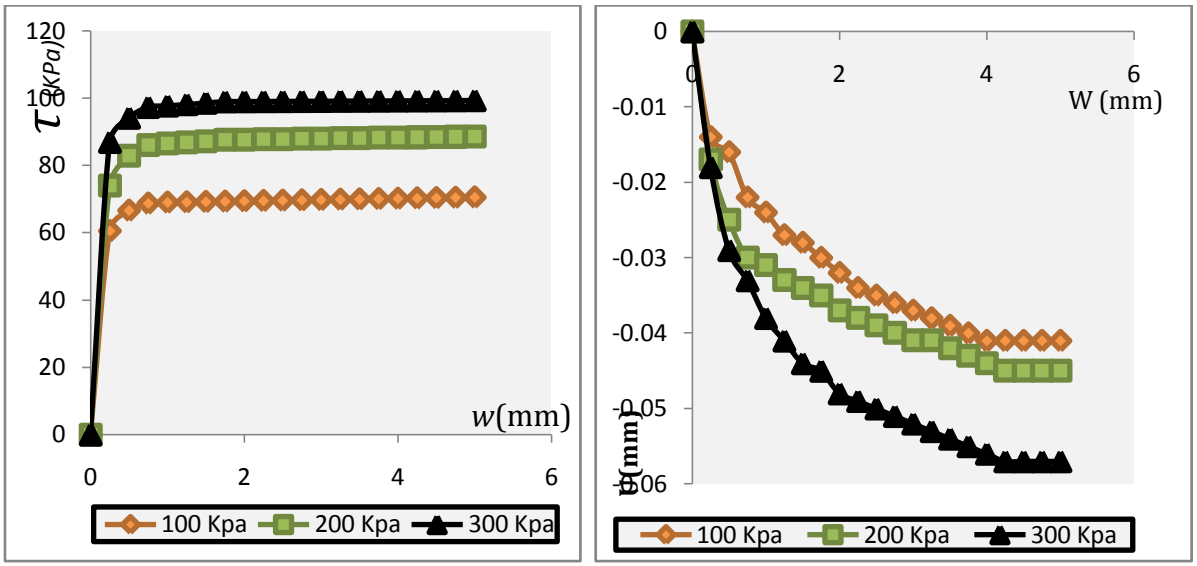


Figure 3-14 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Surface acier lisse, sable de mer (Id=20%)

c: Évolution de la contrainte tangentielle **d: Évolution du déplacement normal**

Faible confinement

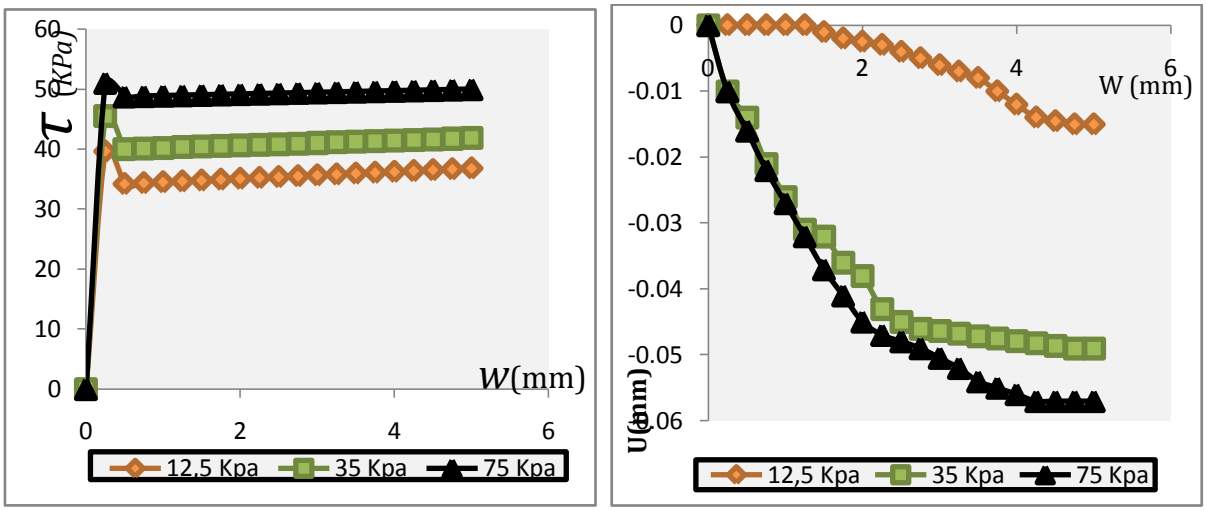


Figure 3-15 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Surface acier lisse, sable de mer (Id=20%)

a: Évolution de la contrainte tangentielle **b: Évolution du déplacement normal**

1-3-B : Surface sable-sable

➢ **Sable dense :**

Des essais ont été effectués à différentes valeurs de la contrainte normale initiale (σ_v = 100, 200 et 300 kPa).

Les résultats obtenus sont illustrés dans les figures 3.16a et 3.16b. On constate que la contrainte de Cisaillement augmente au début du chargement pour atteint un pic (t) pour un déplacement tangentiel de l'ordre de 2.00 mm, après lequel, elle diminue pour se stabiliser à partir d'un déplacement tangentiel de l'ordre de 4.75 mm.

L'évolution du déplacement normal est illustrée dans la Figure 3.16b. On constate que le comportement au début de l'essai est contractant, ensuite, il devient dilatant (pour un déplacement tangentiel de l'ordre de 1 mm) On constate également que le déplacement normal s'accentue avec la contrainte initiale, Cette influence devient moins importante lorsque la contrainte normale initiale est élevée (σ_{no} > 100 kPa).

On note que le comportement du sable est contractant tout au long de l'essai et on n'observe pas de stabilisation de ce déplacement

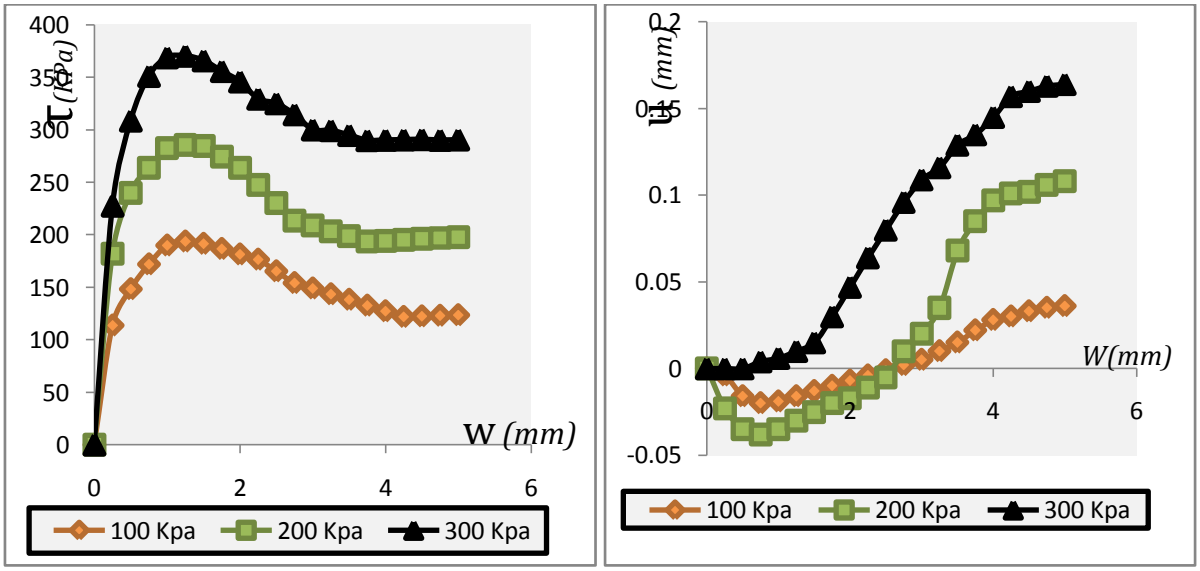


Figure 3-16 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Surface sable-sable, sable de mer (Id= 20%**)**

a: Évolution de la contrainte tangentielle **b: Évolution du déplacement normal**

Sable lâche

Des essais ont été réalisés, Trois essais à faible confinement (σv = 12.5, 35, et 75 kPa) et trois essais à des confinements forts (σv = 100, 200 et 300 kPa).

On constate que la contrainte de cisaillement croît au début de chargement jusqu'à un déplacement tangentiel de l'ordre de 4.00 (mm). Ensuite, elle continue à augmenter, mais modérément, sans atteindre de palier

En ce qui concerne le déplacement normal, pour un confinement fort (Figure 3.17), on note que le comportement du sable est contractant au début de chargement jusqu'à un déplacement tangentiel de l'ordre de 1.5 mm puis on remarque de stabilisation de ce déplacement, jusqu'à la fin de chargement.

On constate dans le cas de faible confinement le comportement du sable est contractant au débude chargement puis le comportement du sable est contractant et on n'observe pas de stabilisation de ce déplacement

b) fort confinement

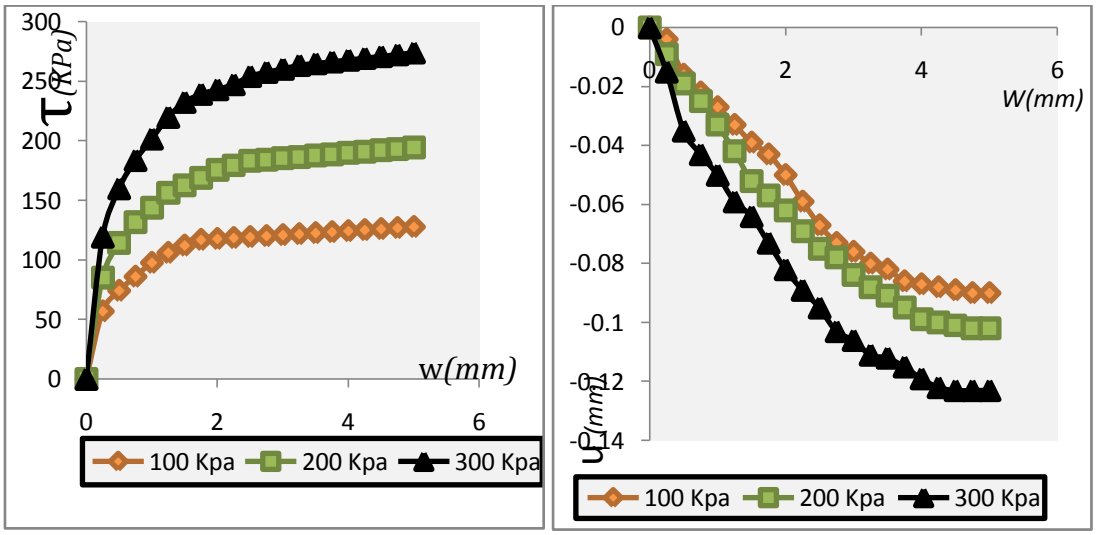


Figure 3-17 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Surface sable-sable, sable de mer (Id=20%)

c: Évolution de la contrainte tangentielle **d: Évolution du déplacement normal**

a)faible confinement

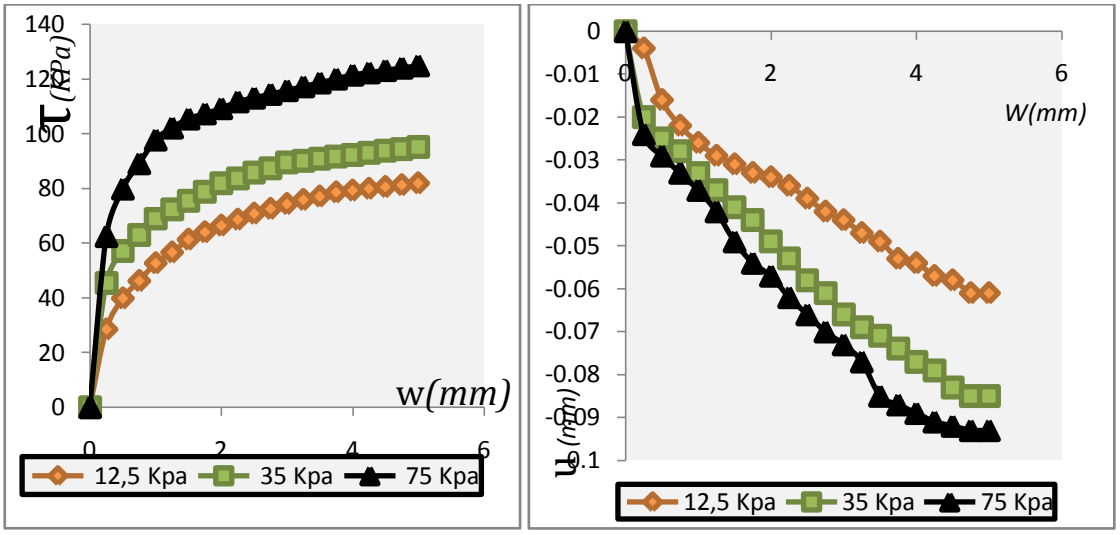


Figure 3-18 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface sable-sable Sable de mer (Id=20%)

a: Évolution de la contrainte tangentielle b: Évolution du déplacement normal

2. A : Etude des angles de frottement et de dilatance

Afin d'illustrer l'influence des propriétés d'interface et la contrainte de confinement sur angles de frottement et de dilatance, nous avons reporté dans les tableaux 3.3 à 3.4 leur évolution avec la contrainte normale. Ces angles ont été déterminés à partir de modèle de Mohr-Coulomb non associé. On détermine la valeur de l'angle de frottement (ϕ) par régression linéaire sur les points (σ_n , τ) à la rupture. La valeur de l'angle de dilatance est déterminée par la pente de la partie linéaire de la phase de dilatance dans le repère (εn , εt) (Figure 3.18). Une analyse de ces figures montre que:

-L'angle de frottement interne diminue avec l'augmentation du confinement, en particulier dans le domaine des faible contraintes. Les essais sur sable lâche montrent que cet angle diminue de 5° lorsque la contrainte verticale croît de 12.30 à 124 kPa et de 1.5° lorsque la contrainte verticale croît de 100 à 300 kPa.

-Un écart moyen de l'ordre de 9° est noté entre les angles de frottement mesurés avec les surfaces rugueuse et lisse.

-L'angle de dilatance est insensible à l'évolution du confinement pour les sable lâches alors qu'il diminue avec l'augmentation du confinement pour les sables denses, cette diminution est de l'ordre de 1° lorsque la contrainte normale croit de 100 à 300 kpa

Tableau : 3.1 Evolution de l'angle de frottement φ en fonction de la Contrainte de confinement σno (sable de Bou-Saadâ.) :

ESSAI	Sigma (N)KPa	Acier Rug (°)	Acier Lisse (°)	Sable-sable (°)
Sable lâche	100	φ = 32	φ = 24	φ = 37
	200			
	300			
	12,5	φ = 30	φ = 27	φ =42
	35			
	75			
Sable dense	100	φ = 41	φ = 30	φ = 31
	200			
	300			

Tableau : 3.2 Evolution de l'angle de dilatance ψ en fonction de la contrainte de confinement σno (sable de Bou-Saadâ.) :

ESSAI	Sigma (N)KPa	Acier Rug (°)	Acier Lisse (°)	Sable-sable (°)
Sable lâche	100	Ψ=30	Ψ=25	Ψ=22
	200			
	300			
	12,5	Ψ=17	Ψ=27	Ψ=17
	35			
	75			
Sable dense	100	Ψ=18	Ψ=15	Ψ=25
	200			
	300			

3.A : Effet de la rugosité et de la densité initiale

Afin d'illustrer l'influence de la rugosité de l'interface et de la densité initiale du sable sur le comportement mécanique de l'interface, nous avons reporté dans les figures 3.19a à 3.22b les résultats des essais à contrainte normale constante.

Densité initiale

Une analyse de ces résultats montre que le comportement de l'interface est très influencé par la densité initiale. On note que pour un sable dense, le comportement est dilatant avec radoucissement, alors que pour le sable lâche, l'interface est contractant tout au long de chargement sans apparition de pic (Figures 3.19 à 3.20). Ces résultats sont en accord avec ceux obtenus par Yoshirni et kishida (1981) et Boulon (1991).

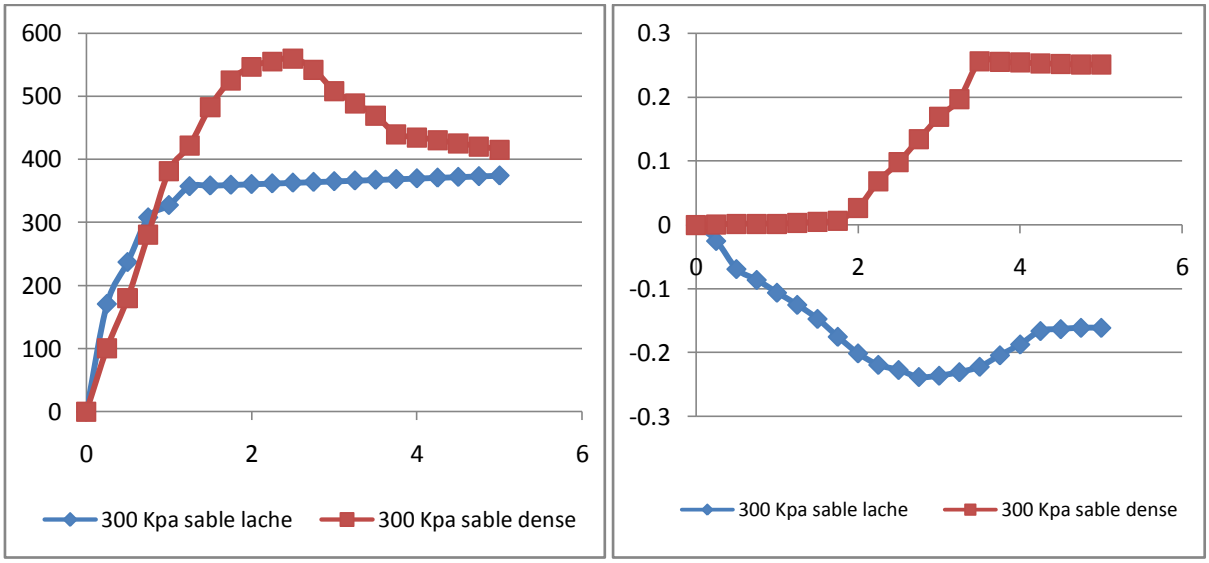


Figure 3-19 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante (Effet de la densité), sable de Bou-Saadâ, surface rugueuse

a: Évolution de la contrainte tangentielle b: Évolution déplacement normal

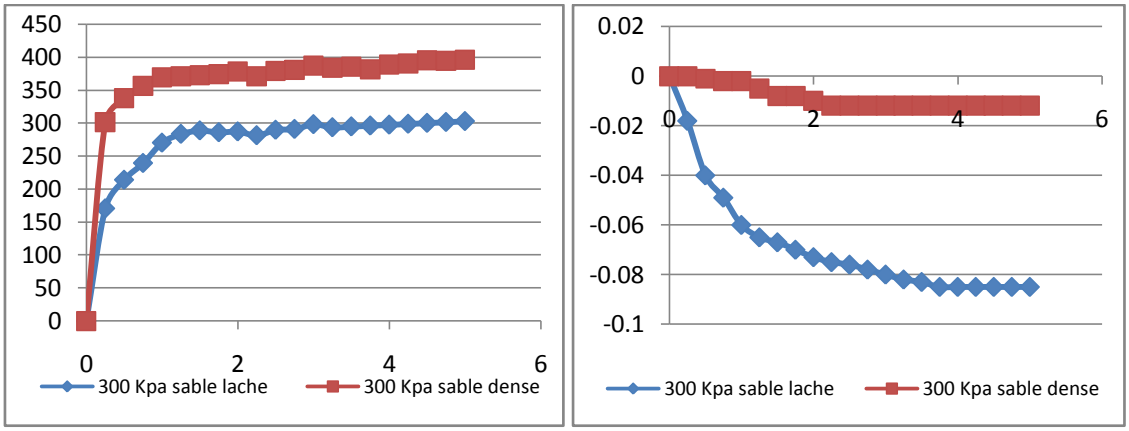


Figure 3-20 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante (Effet de la densité), sable de Bou-Saadâ, surface lisse

a: Évolution de la contrainte tangentielle b: Évolution déplacement normal

Rugosité

La rugosité de l'interface modifie sensiblement son comportement: avec une surface lisse, on note un comportement de type élastique parfaitement-plastique avec une légère variation du déplacement normal, alors qu'avec une surface rugueuse, on note un écrouissage important accompagné d'une forte variation du déplacement normal (A titre d'exemple, on illustre dans la Figure 3.21 les résultats obtenus par Kishida et Uesugi (1987) concernant l'influence de la rugosité de l'interface sur son comportement mécanique. On constate que la résistance au cisaillement augmente avec la rugosité. Le principe de mesure de la rugosité d'une surface utilisé par ces auteurs est illustré dans la

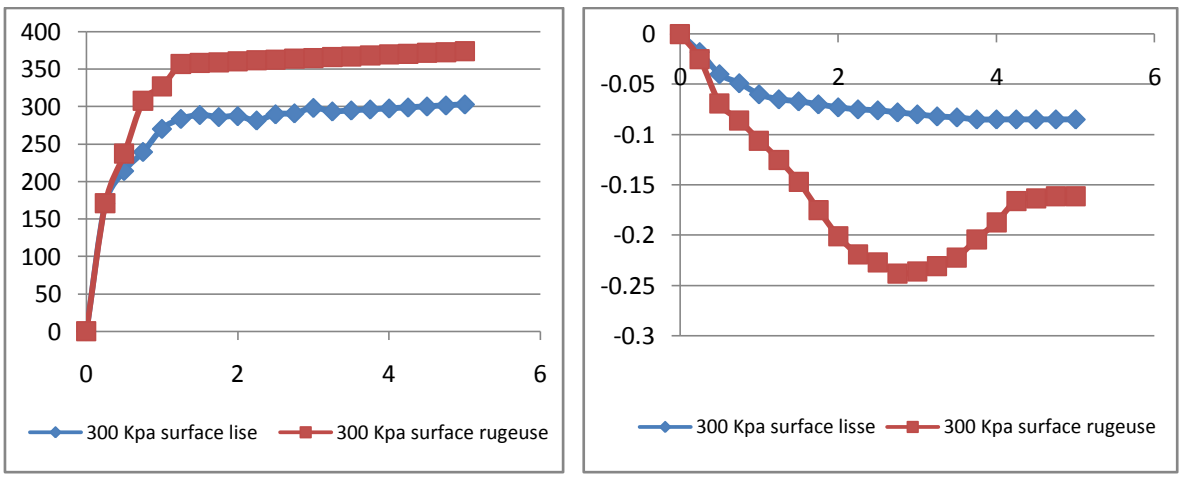


Figure 3-21 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante (Effet de la rugosité), sable de Bou-Saadâ lâche (Id= 20%)

a: Evolution de la contrainte tangentielle b: Evolution du déplacement normal

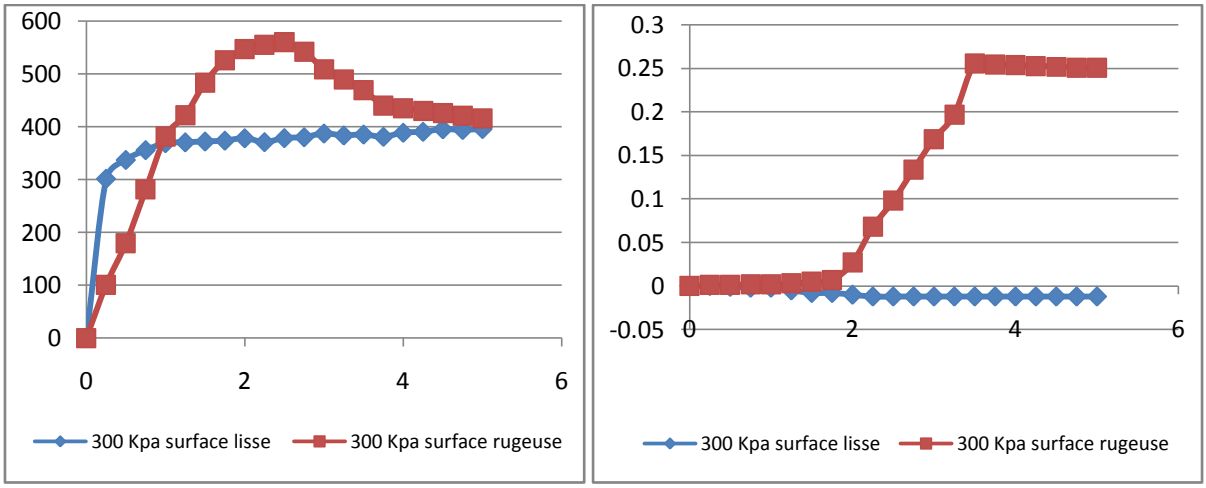


Figure 3-22 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante (Effet de la rugosité), sable de Bou-Saadâ dense (Id= 80%)

a: Evolution de la contrainte tangentielle b: Evolution du déplacement normal

2.B : Etude des angles de frottement et de dilatance

Tableau : 3. 3 Evolution de l'angle de frottement φ en fonction de la contrainte de confinement σno (sable de mer) :

ESSAI	Sigma (N)KPa	Acier Rug (°)	Acier Lisse (°)	Sable-sable (°)
Sable lâche	100	φ = 41	φ =35	φ = 43
	200			
	300			
	12,5	φ = 36	φ = 33	φ = 41
	35			
	75			
Sable dense	100	φ = 43	φ = 40	φ = 44
	200			
	300			

Tableau : 3. 4 Evolution de l'angle de dilatance ψ en fonction de la contrainte de confinement σno (sable de mer) :

ESSAI	Sigma (N)KPa	Acier Rug (°)	Acier Lisse (°)	Sable-sable (°)
Sable lâche	100	ψ =27	ψ=24	ψ= 23
	200			
	300			
	12,5	ψ =29	ψ =26	ψ =28
	35			
	75			
Sable dense	100	ψ =20	ψ=17	ψ=22
	200			
	300			

3.B : Effet de la rugosité et de la densité initiale

Effet de la Densité initiale

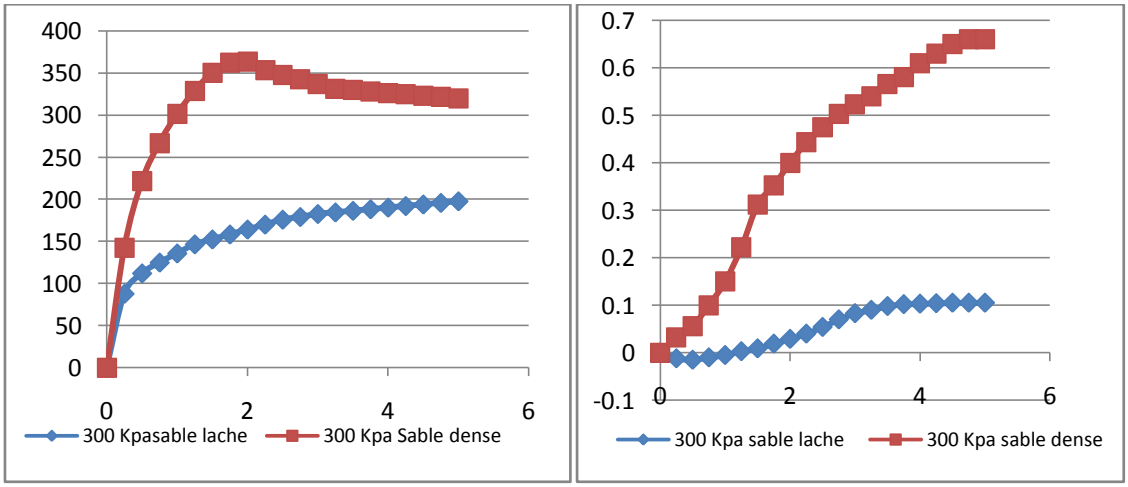


Figure 3-23 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante (Effet de la densité), Sable de mer, surface rugueuse

a: Évolution de la contrainte tangentielle b: Évolution déplacement normal

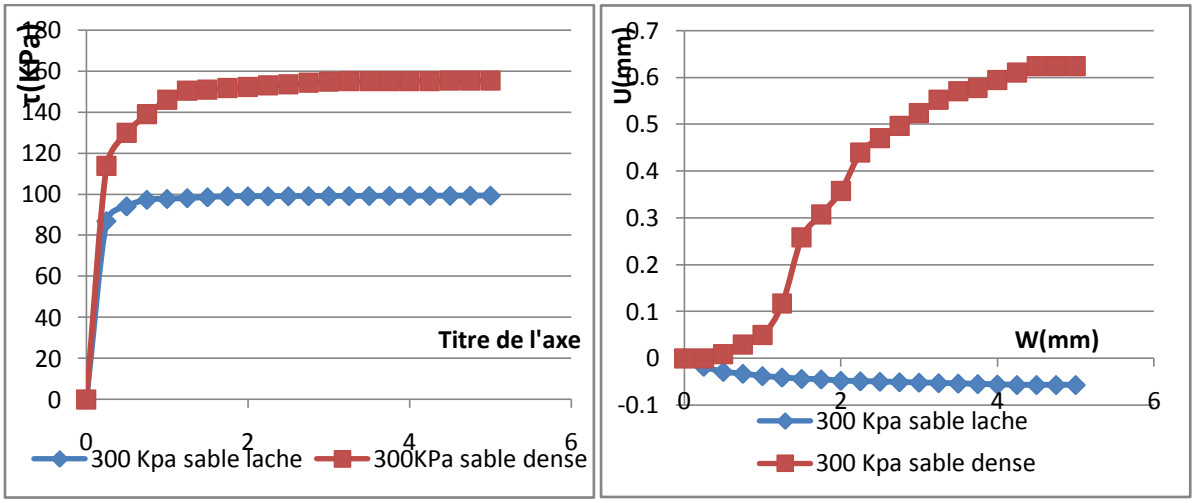


Figure 3-24 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante (Effet de la densité), sable de mer, surface lisse

a: Évolution de la contrainte tangentielle b: Évolution déplacement normal

Effet de la Rugosité :

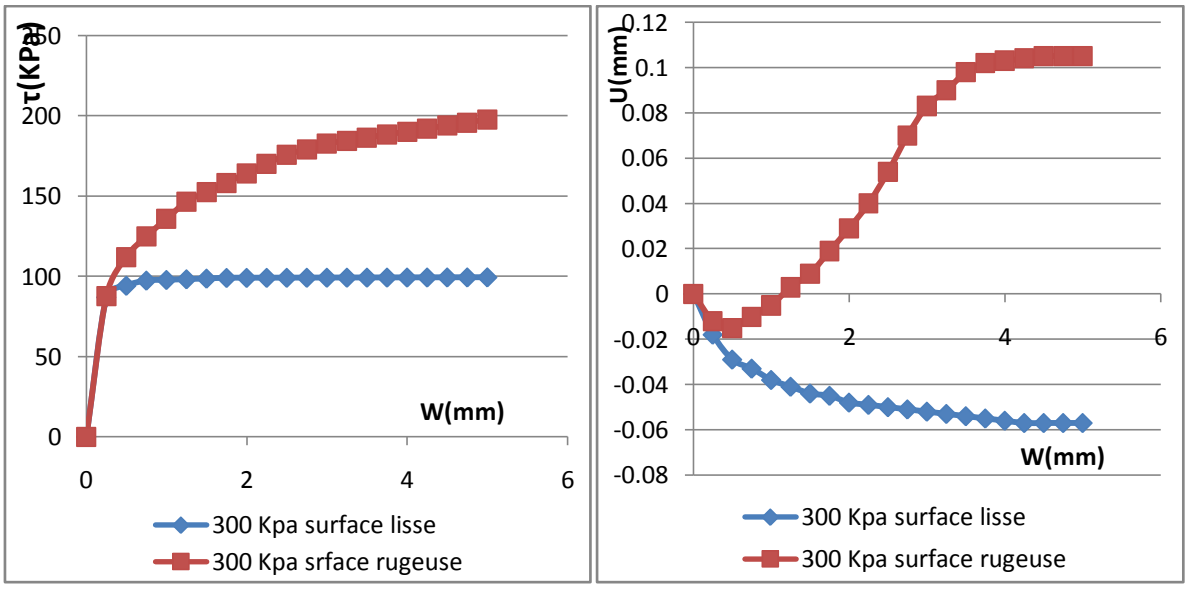


Figure 3-25 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante (Effet de la rugosité), sable de mer lâche (Id= 20%)

a: Evolution de la contrainte tangentielle b: Evolution du déplacement normal

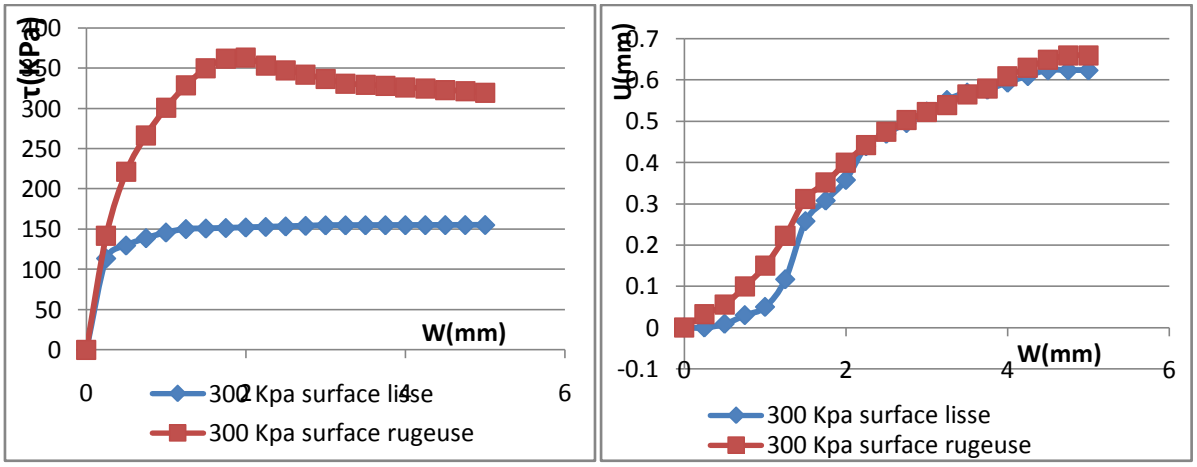


Figure 3-26 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante

(Effet de la rugosité), sable de mer dense (Id= 80%)

a: Evolution de la contrainte tangentielle b: Evolution du déplacement normal

4-Comparaison des résultats :

Les figures suivantes donnent la comparaison des résultats des essais sur le sable fin (sable de Bou-Saadâ) et sable grant (sable de mer) :

1 les résultats de surface lisse :

- Faible confinement :

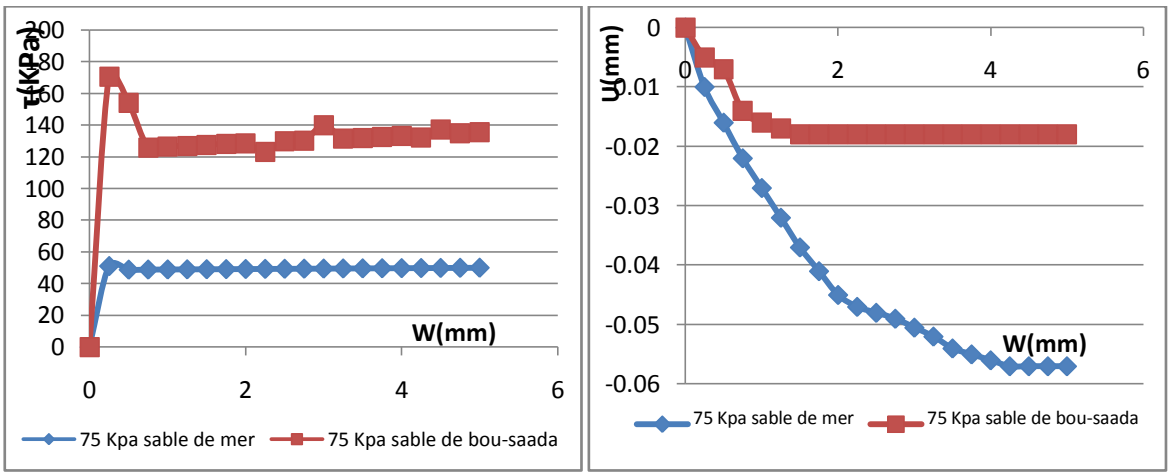


Figure 3-27 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Sable lâche (faible confinement)

a: Evolution de la contrainte tangentielle b: Evolution du déplacement normal

➢ Fort confinement :

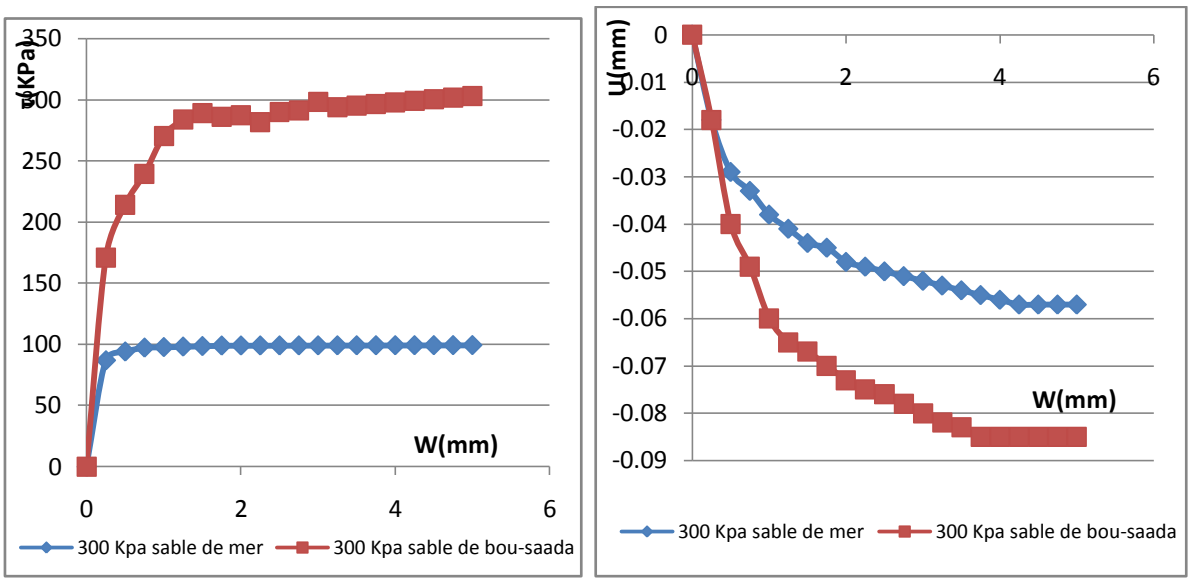


Figure 3-28 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Sable lâche (fort confinement)

a: Evolution de la contrainte tangentielle b: Evolution du déplacement normal

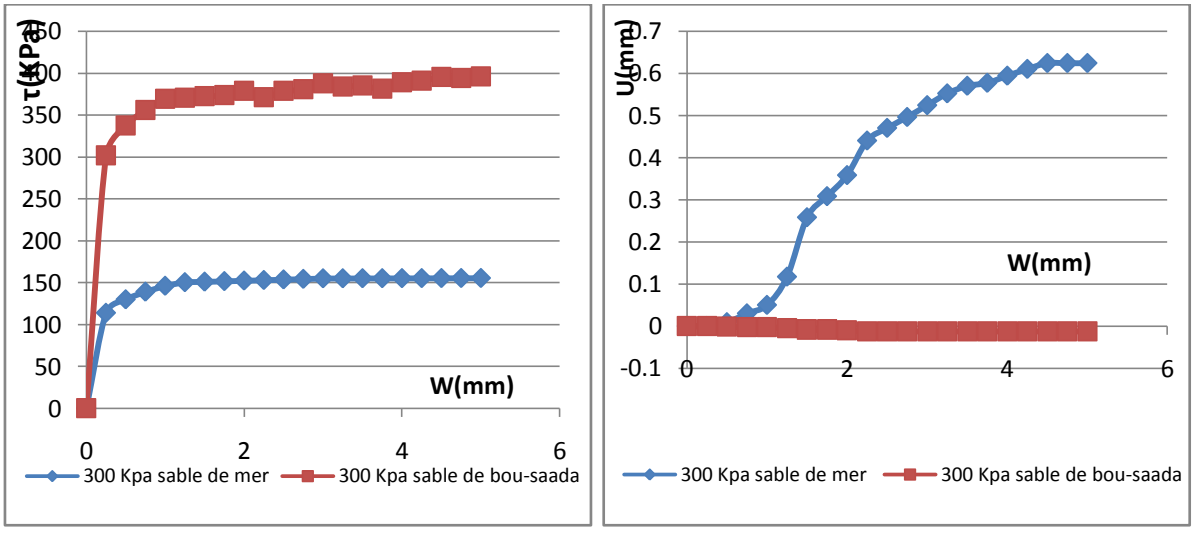


Figure 3-29 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Sable dense

a: Evolution de la contrainte tangentielle b: Evolution du déplacement normal

2 les résultats de surface rugueuse :

Faible confinement

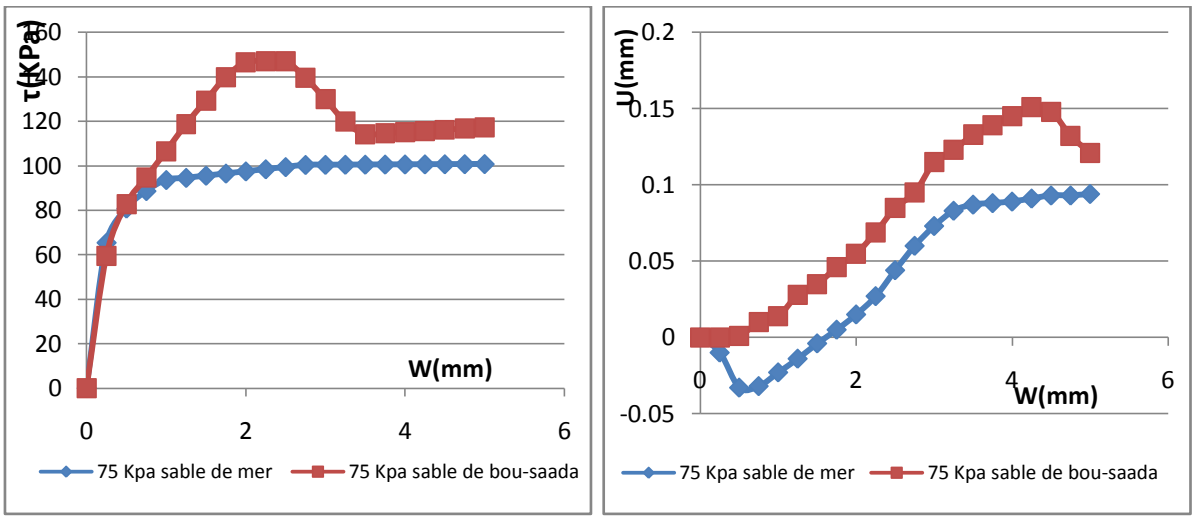


Figure 3-30 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Sable lâche (faible confinement)

a: Evolution de la contrainte tangentielle b: Evolution du déplacement normal

- Fort confinement

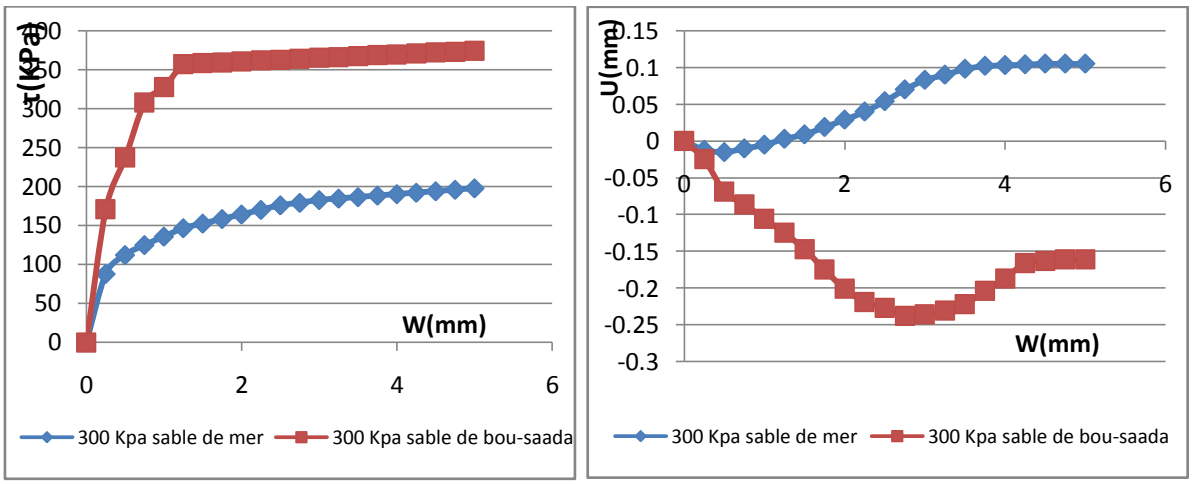


Figure 3-31 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Sable lâche (fort confinement)

a: Evolution de la contrainte tangentielle b: Evolution du déplacement normal

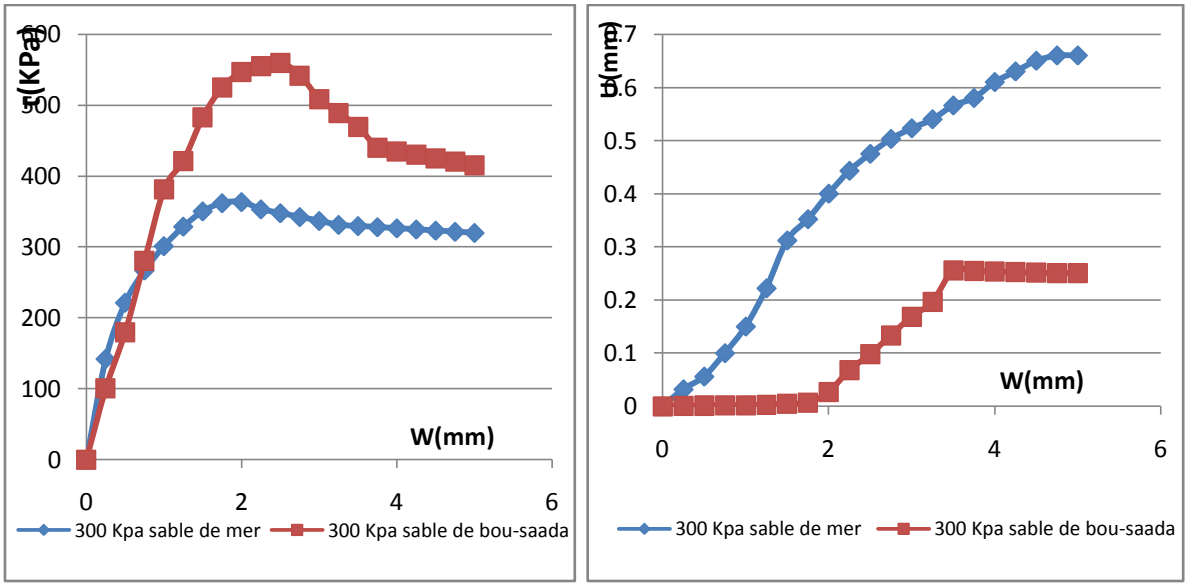


Figure 3-32 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Sable dense

a: Evolution de la contrainte tangentielle b: Evolution du déplacement normal

5 : Conclusion :

On va conclue après la comparaison des résultats

L angle de frottement dans le sable de mer est grande plus que dans le sable de Bou-Saadâ et les mêmes conclusions pour l angle de dilatance pour les deux types des sable a partir de leur densité (dense- lâche) et pour la rugosité (sol-sol, surface lisse et surface rugueuse)

CHAPITRE IV

MODELISATION DU COMPORTEMENT D'INTERFACE SOL-STRUCTURE

Chapitre IV :

MODELISATION DU COMPORTEMENT D'INTERFACE SOL-STRUCTURE

1érePARTIE:

1. PRÉSENTATION DE *PLAXIS*

1.1. Introduction

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce a de nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des noeuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers.

1.1.1. Le code éléments finis *PLAXIS :*

Conçu par des géotechniciens numériciens, le code éléments finis *PLAXIS* représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élastoplasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), dote de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats a l'operateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 noeuds), ainsi qu'a des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc).

Du point de vue pratique, le système de menus arborescents a l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'operateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter.

L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte a réalisé ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul raffiné.

1.1.2 Options par défaut et solutions approchées :

Le systeme d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui sont un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destine a faire gagner du temps à l'operateur, a lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin a améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement a partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple.

Les options par défaut commencent dés le maillage : L'operateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importe, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel a partir d'un petit nombre de nœuds-clé, avec contrôle permanent a l'écran. Le meilleur est d'ailleurs en cours de refonte en vue d'accroitre son efficacité.

De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements : Si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran. L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière, exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état $K0$ donné, celui ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre $K0$ et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière a prendre comme nouvelle origine l'état du matériau âpres application de la gravité.

L'option $K0$ est particulièrement intéressante (et réaliste) dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans PLAXIS : Pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulements en milieu poreux.

Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'operateur et de machine). Si la nappe Phréatique n'est pas trop éloignée de l'horizontale, dans ses états initial et final, on sait que la pression diffère peu de la pression hydrostatique ; si l'on adopte ce champ de pression Approchée, les calculs deviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède ; *PLAXIS* offre cette possibilité qui est souvent très appréciable.

La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel : L'operateur peu évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution, … etc. ; s'il ne désire pas assumer ces choix, le logiciel peut les décider a sa place, compte tenu de l'expérience des numériciens en la matière. Pour les calculs de consolidation, réalisés en différences finies explicites sur le temps, le choix du pas de temps peut également être décide par l'utilisateur, ou bien calcule dans l'option par défaut, selon les critères numériques connus.

Le coefficient de sécurité est une notation un peu magique en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une quantité considérable de données. L'approche classique évalué généralement ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue manifestement pas un scenario réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans *PLAXIS*. Le critère de rupture est ici qualitatif, et laissé à l'appréciation de l'observateur ; en tout état de cause, il est fondé sur le niveau de déplacement d'un point de contrôle lie a l'ouvrage étudié. Le champ de déplacement obtenu est évidemment tout à fait fictif.

Un calcul par élément finis fournit une masse imposante de résultats : Des résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéresse par l'un ou l'autre aspect ; c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

1.2. Les lois de comportements utilisés dans *PLAXIS*

1.2.1. Introduction :

Les lois de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique- plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-viscoplastique des sols, aussi bien sous

sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développes dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par élément finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. La seconde difficulté a ete l'intégration de ces lois de comportement dans des codes par elements finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées.
Le coût de ces calculs est généralement important.

La démarche suivie dans le développement du code *PLAXIS* est différente. Un des objectifs de *PLAXIS* est de fournir a l'utilisateur un code d'elements finis qui soit a la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délais raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, *PLAXIS* peut apparaître comme une règle à calcul de l'ingénieur géotechnicien, ou le micro-ordinateur a remplace la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans *PLAXIS* sont des modèles qui peuvent apparaître simple, voire simplistes, mais qui sont efficients quand ils sont utilisés dans des cas adaptés. Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, … etc.), il est tout a fait adapte de considérer le sol comme élastoplastique et le modèle de *Mohr-Coulomb* sera bien adapté dans ce cas ; on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élastoplastiques de coefficient de raideur. Mais pour traiter d'une construction de remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'écrouissage. Le matériau se consolide et il est plus adapte d'utiliser le modèle pour sol mous qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut avoir à coupler écoulement et déformation ; dans ce cas un modèle élastoplastique peut être justifié.

Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

− Quel est le comportement principal à modéliser ?
− utiliser un modèle qui décrive ce comportement ;
− interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

En ce sens, la modélisation numérique ne fournit sous une autre forme que les données du problème posé.

➢ ***Les modèles utilisés dans plaxis sont :***

1. Modèle élastique linéaire
2. Modèle de Mohr-Coulomb
3. Modèle de sol avec écrouissage (*Hardening Soil Model*)
4. Modèle pour sols mous (*Soft Soil Model*)
5. Modèle pour sols mous avec effet du temps (*Soft Soil Creep Model*)

1.2.2. Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles

Le comportement des sols est régi par les propriétés du squelette ; il est donc nécessaire d'utiliser des contraintes effectives et d'écrire des lois de comportement en contraintes effectives. La pression interstitielle générée dans les ouvrages est une conséquence du non variation de volume ; celle ci est elle même dépendante de la perméabilité du sol. Un sable peut être non drainé in situ sous des sollicitations sismiques (rapides) de même qu'une argile est toujours non drainée à court terme. Les variations de volumes empêchées par les perméabilités créent des pressions interstitielles ; en fait, celles ci dépendent des variations de volume ; en élasticité, si les grains de sols sont incompressibles, on démontre que :

$$\Delta u_w = \frac{K_w}{n} \Delta \varepsilon_v \quad ;$$

Où Δu_w est la surpression interstitielle, n la porosité, K_w le module volumique de l'eau et $\Delta \varepsilon_v$ est un incrément de déformation volumique.

Des calculs en contraintes totales sont possibles. Ils permettent par exemple, des calculs de tassements et de stabilité de remblai après construction. Ces calculs ignorent la génération de pressions interstitielles. Ils présentent l'avantage d'être simples et de se recaler par rapport à des calculs plus classiques de stabilité à court terme.

Leur inconvénient majeur est d'ignorer les pressions interstitielles, quand on connait leur rôle majeur sur la stabilité de remblai.

1.2.3. Comportement élastoplastique :

Le comportement élastoplastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K, pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0

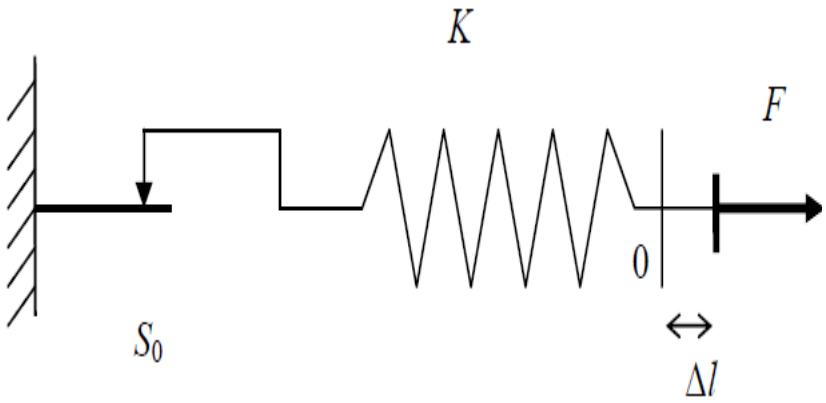


Figure 4-1 : Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la figure 4.1

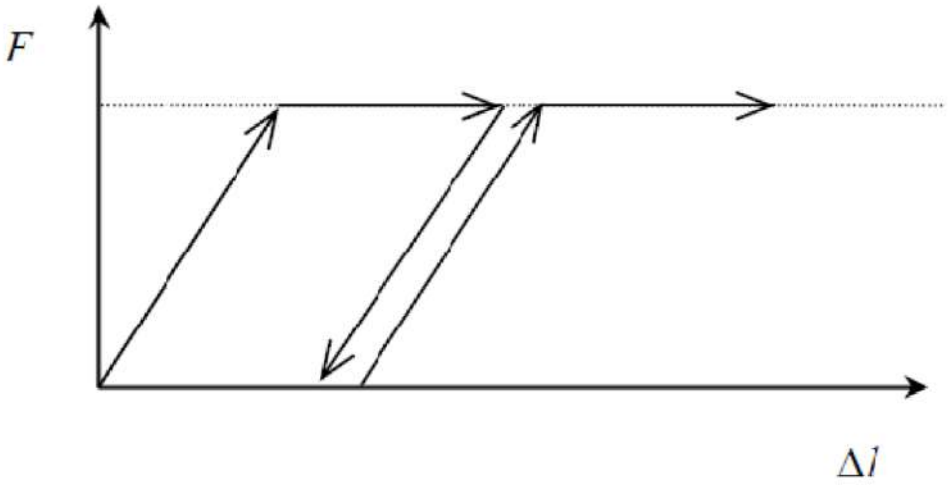


Figure 4-2: Représentation du comportement élastique parfaitement plastique

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée.

Le type de comportement représenté par la figure 4.1 est un comportement élastique-plastique sans écrouissage. La figure 4.2 représente un comportement élastique plastique avec écrouissage.

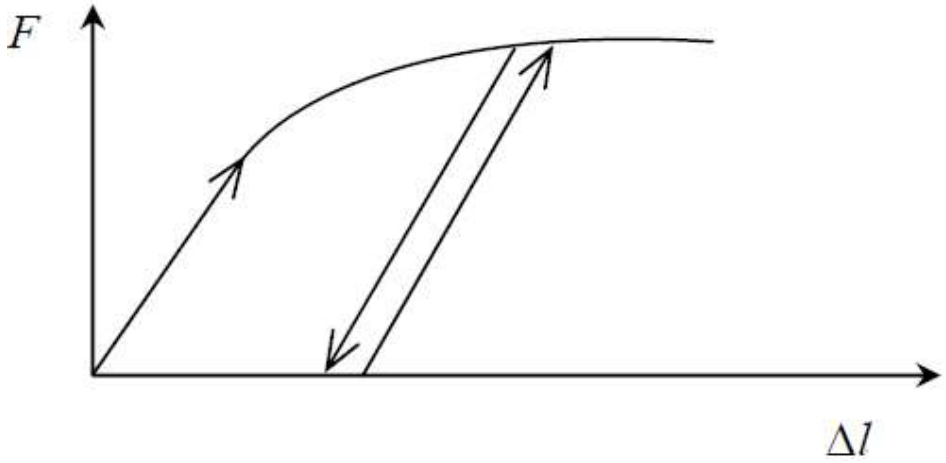


Figure 4-3 : Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage

1-2-4. Modèle de Mohr-Coulomb :

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs.

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan\varphi + c$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau

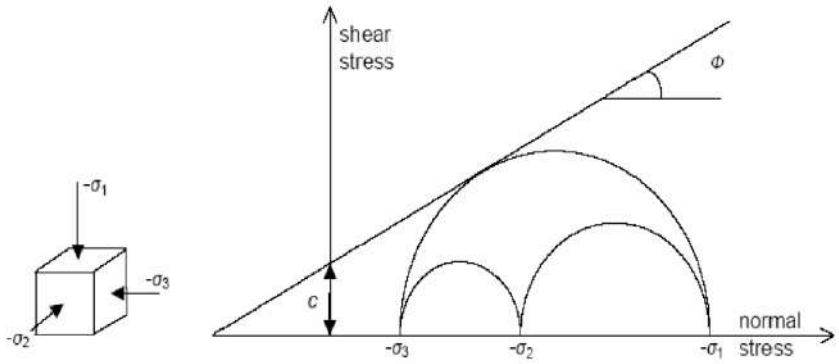


Figure 4-4 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure 4.4) . Les deux premiers sont E et v (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et φ, respectivement. Ce sont des

paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

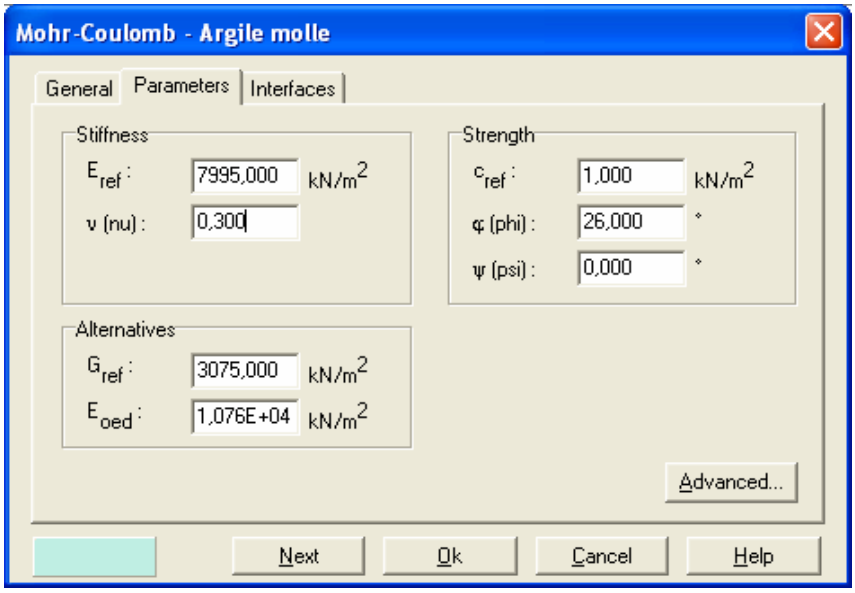


Figure 4-5 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb

a) Module d'Young :

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il parait peu réaliste de considérer un module tangent à l' origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux.

Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (figure 4.5).

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a la rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple.

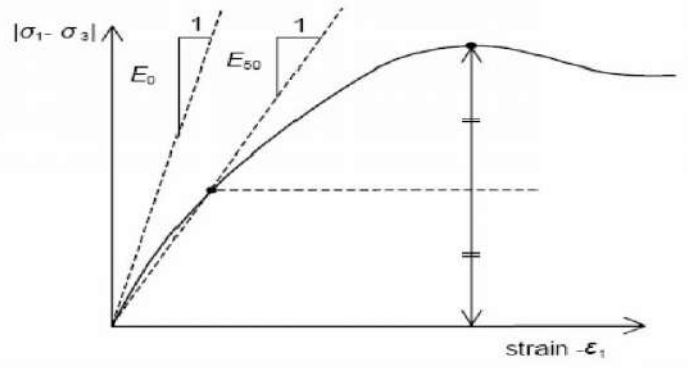


Figure 4-6 : Définition du module à 50 % de la rupture.

Dans la boite de dialogue des paramètres avancés, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

b) Coefficient de Poisson :

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

c) Angle de frottement :

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement a introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte a les augmenter dans la suite. Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement φ_{cv} (à volume constant, au palier).

On peut déterminer l'angle de frottement a partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb (figure 4.3).

d) Cohésion :

Il peut être utile d'attribuer, même a des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec $\varphi_u = 0$, *PLAXIS* offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur :
Ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre *c*-depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problème (typiquement en kPa/m).

e) Angle de dilatance :

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance note ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :
$\psi = \varphi - 30°$ pour $\varphi > 30°$.
$\psi = 0°$ pour $\varphi < 30°$.

Le cas où $\psi < 0°$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\psi = 0°$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

f) Les paramètres avancés :

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés

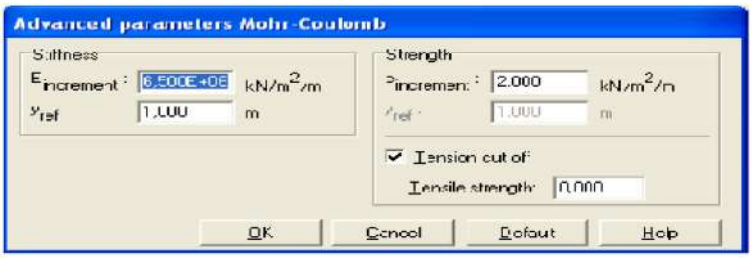


Figure. 4.7 − Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb.

1-3 :Calcul :

Apres la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser ainsi que les cas de chargement ou les étapes de construction qui seront à applique.

On opère grâce au programme de calcul (*Calculation*). PLAXIS permet d'effectuer différents types de calculs aux éléments finis.

Le programme de calcul ne traite que de l'analyse des déformations et permet de réaliser un calcul plastique (*Plastic calculation*), une analyse de consolidation (*Consolidation analysis*), un calcul de coefficients de sécurité (*Phi-c reduction*) ou un calcul dynamique (*Dynamic calculation*). Cette dernière option requiert le module dynamique de PLAXIS (*PLAXIS Dynamic module*), qui est une extension de la Version 8. Les trois premiers types de calcul (*plastique, consolidation, Phi-c réduction*) permettent en option de prendre en compte les effets des grands déplacements. Cette option s'appelle *Update mesh* (mise à jour du maillage) et est disponible comme option avancée. Dans la pratique, un projet peut se décomposer en plusieurs phases. De même, le processus de calcul de PLAXIS est aussi divisé en étapes de calcul. L'activation d'un cas de charge prédéfini, la simulation d'étapes de construction, l'introduction d'une période de consolidation, le calcul d'un coefficient de sécurité sont des exemples de phases

de calcul. Chaque phase de calcul est couramment divisée en plusieurs pas de calcul. Cela est dû au fait que le comportement non linéaire du sol nécessite l'application des charges par paliers (increments de charge). Cependant, dans la plupart des cas, il suffit de préciser l'état à obtenir a la fin de la phase de calcul. Dans PLAXIS, des procédures automatiques et robustes d'incrémentation des pas de chargement assurent un choix approprié des pas de calcul.

1.3.1.Le programme de calcul :

Cette icône représente le programme de calcul (*Calculation*). Celui-ci contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis. La fenêtre de sélection permet un choix rapide entre les quatre projets les plus récents.

Si le projet choisi n'apparait pas dans cette liste, il faut utiliser l'option <<<*More files*>>>. Dans ce cas, le gestionnaire de fichiers apparait, ce qui permet a l'utilisateur d'avoir un aperçu de tous les répertoires accessibles et de choisir le fichier de projet PLAXIS souhaité (*.plx). Il n'est pas nécessaire de choisir un projet quand on clique sur le bouton *Calculâtes* depuis la fenêtre des conditions initiales du programme d'entrée des données. Dans ce cas, le projet en cours est automatiquement sélectionné dans le programme de calcul. Après la sélection (automatique) d'un projet, la fenêtre principale du programme de calcul apparait.

1.3.2. Caractéristiques générales des calculs :

Les données introduites à l'aide de l'onglet *General* permettent de définir les caractéristiques générales d'une phase de calcul.

Phase:

Les divers éléments du groupe *Phase* peuvent être utilisés pour identifier une phase de calcul et pour déterminer l'ordre des phases de calcul en sélectionnant celle qui sera prise comme point de départ pour chaque étape de calcul.

Calculation type:

Les choix faits dans les deux cases du groupe *Calculation type* déterminent le type de calcul Utilisé

Comment et log info:

La case *Log info* affiche les messages générés pendant le calcul aux éléments finis. La case *Comment* permet de stocker les informations relatives à une phase de calcul en particulier.

1.3.3.Types de calculs :

Le type de calcul d'une phase (*Calculation type*) est d'abord défini dans le menu déroulant en haut a droite de l'onglet *General*. Il y a trois types de types de calcul fondamentaux distincts : un calcul plastique (*Plastic*), une analyse de consolidation (*Consolidation*) et un calcul de coefficient de sécurité (*Phi-c reduction*). Un calcul dynamique (*Dynamic*) est disponible en option dans le menu déroulant, mais il requiert le module PLAXIS Dynamics, qui est une extension de la Version 8.

1.4. Paramètres de contrôle du calcul :

L'onglet *Paramètres* est employé pour définir les paramètres de contrôle d'une phase de calcul et de la procédure de résolution correspondante

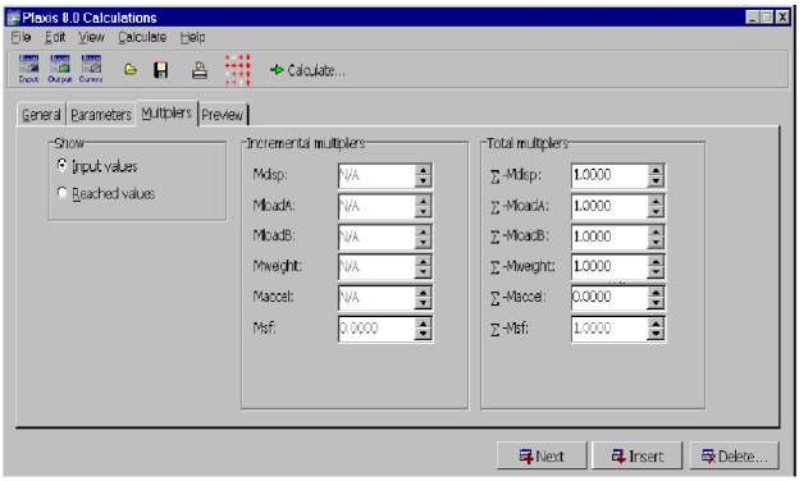


Figure. 4.8 Onglet Paramètres de la fenêtre de calcul (Calculation)

1.4.1. Construction par étapes :

La construction par étapes (*Staged construction*) est le type de chargement (*Loading input*) le plus important. Grâce à cette fonctionnalité spéciale de Plaxis, il est possible de changer la géométrie et la configuration de chargement en désactivant ou réactivant les charges, les couches de sol ou les éléments de structure créés lors de la définition du modèle géométrique. La construction par étapes permet une simulation précise et réaliste de différents processus de chargement, construction et excavation. Cette option peut également être utilisée pour réassigner des jeux de caractéristiques des matériaux ou pour changer les distributions de pressions hydrauliques dans la géométrie. Pour mener un calcul de construction par étapes, il est d'abord nécessaire de créer un modèle géométrique qui inclut tous les objets utiles au calcul. Les objets qui ne sont pas nécessaires au début du calcul seront désactivés dans la configuration géométrique initiale à la fin du programme *Input*.

L'analyse d'une construction par étapes peut être effectuée au cours d'un calcul plastique aussi bien que pour une analyse de consolidation. Dans l'onglet *Paramètres*, l'option *Staged construction* peut être sélectionnée dans la case *Loading input*. En double-cliquant sur le bouton *Define*, le programme *Input* est lancé et la fenêtre de construction par étapes apparaît.

Cette fenêtre est semblable à la fenêtre des conditions initiales, mis a part le fait que les options qui n'ont de sens que pour les conditions initiales (comme la *procédure K0*) ne peuvent être sélectionnées.

Il est aussi impossible d'accéder a la fenêtre géométrie du programme *Input* à partir de la fenêtre de construction par étapes. D'autre part, des options spécifiques au mode de construction par étape sont disponibles.

1.4.2. Activation ou modification des chargements :

Les charges créées pendant la définition de la géométrie sont désactivées dans la situation initiale, mais elles peuvent être réactivées en utilisant un processus de construction par étapes. Comme pour les éléments de structure, les chargements peuvent être activés ou désactivés en cliquant une fois dessus dans le modèle géométrique. Les charges actives sont dessinées dans leur couleur d'origine, alors que les charges désactivées sont dessinées en gris.

Lors de l'activation de charges, la valeur réelle du chargement appliqué durant le calcul est déterminée par la donnée du chargement et le multiplicateur de chargement correspondant.

1.5. Lancement de la procédure de calcul :

Lorsque les phases de calcul ont été définies et les points pour les courbes sélectionnés, la procédure de calcul peut être lancé. Avant de la lancer, il est cependant préférable de vérifier la liste des phases de calcul. En principe, toutes les phases de calcul signalées par une flèche bleue seront exécutées dans la procédure de calcul. Par défaut, si l'on définit une phase de calcul, celle-ci sera automatiquement sélectionnée pour les calculs. Une phase de calcul précédemment exécutée est marquée d'une coche verte si le calcul est parvenu à son terme, sinon elle est indiquée par une croix rouge. Pour sélectionner ou désélectionner une phase de calcul à exécuter, il faudra soit double-cliquer sur la ligne correspondante, soit appuyer sur le bouton droit de la souris au niveau de la ligne correspondante puis sélectionner l'option *Mark calculate* ou l'option *Unmark calculate* dans le menu du curseur.

1.6. Résultats affiches pendant les calculs :

Pendant une analyse en déformations par éléments finis, les informations à propos du processus itératif sont présentées dans une fenêtre séparée. Ces informations comprennent les valeurs courantes des facteurs multiplicateurs totaux de chargement ainsi que d'autres paramètres pour la phase en cours de calcul

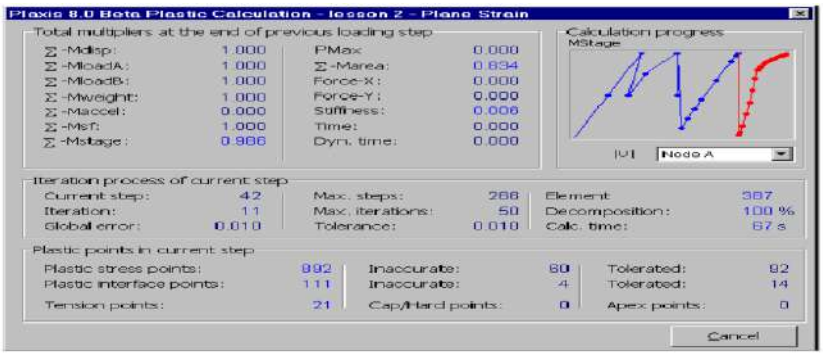


Figure 4-9 : Fenêtre de calcul

1-7 :Le programme de résultats (output) :

Cette icône représente le programme de résultats (*Output*). Celui-ci contient tous les éléments qui permettent de visualiser les résultats des calculs aux éléments finis. Au lancement du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul approprié ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés. Après cette sélection, une première fenêtre de résultats est ouverte ; celle-ci affiche le maillage déformé.



Figure 4-10 : Barre d'outils de la fenêtre principale du programme *Output*

1-8 :Le menu des résultats :

Le menu principal du programme *Output* contient des menus déroulants qui couvrent la plupart des options pour manipuler des fichiers, transférer des données, et voir des graphiques et des

tableaux. Les principaux types de résultats d'un calcul aux éléments finis sont les contraintes et les déformations. Par conséquent, ces deux aspects constituent la majeure partie du menu des résultats. Lorsqu'un modèle géométrique complet est affiche, le
menu principal est constitué de différents menus: *File*, *Edit*, *View*, *Geometry*, *Deformations*, *Stresses*, *Window* et *Help*. Selon le type de données présentées dans une forme de résultats, le menu changera.

1.9. Le programme courbe (curves) :

Cette icône représente le programme *Curves*. Ce programme contient toutes les options nécessaires pour générer des courbes charge-déplacement, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations. Au début du programme *Curves*, il faut choisir entre ouvrir une courbe existante et en créer une nouvelle. Si *New chart* est sélectionné, la fenêtre *Curve generation* apparaît, dans laquelle les paramètres de génération de courbes sont réglés.
En sélectionnant *Existing chart*, la fenêtre de sélection permet un choix rapide de l'une des quatre courbes les plus récentes. Si le graphique à sélectionner n'apparaît pas dans la liste, l'option <<<*More files*>>> peut être utilisée.
Le gestionnaire de fichiers général apparaît alors, ce qui permet à l'utilisateur d'avoir un aperçu de tous les répertoires disponibles et de choisir le fichier graphique de PLAXIS souhaité (*.G## où ## est un numéro compris entre 00 et 99). Après la sélection d'un projet existant, le graphique correspondant apparaît dans la fenêtre principale.



Figure 4-11 : Barre d'outils de la fenêtre principale du programme *Curves*

2éme PARTIE :

2.ÉTABLISSEMENT D'UN MODELE GÉOMÉTRIQUE :

2-1 : Introduction

Dans cette section, nous présentons l'utilisation du *PLAXIS* pour la simulation des essais réalisés avec du sable

Les paramètres du modèle ont été déterminés d'après la méthodologie présentée dans la partie précédente.

Le but de cette partie est de déterminer un modèle géotechnique, dit de référence, donc on va modéliser la boite de cisaillement,

Le modèle de référence a été établi et calculé avec le logiciel *PLAXIS*. Il sera utilisé comme base de comparaison lors de l'étude paramétrique qui suivra.

2-2 : Définition des données

Pour que le logiciel *PLAXIS* puisse faire les calculs correctement et complètement, on doive lui saisir toutes les données du modèle suivantes :

On choisit un nom (essai de cisaillement), en déformation plane avec triangles à 15 noeuds.

On suppose une couche de sol de 0.03m d'épaisseur et de 0.06m de large (*les dimensions de la boite de Casagrande*). On obtient donc un rectangle de 30x60mm², cette couche est diviser en deux couche de 0.015m d'épaisseur (*demi-boite inferieure et supérieure*), de même nature de sol dans le cas d'essais sol-sol.

Mais dans le cas d'essais sol-structure on remplace la couche inferieure par l'élément de structure (*plate*).

Les conditions aux limites sont prises par défaut : déplacements libres sur les deux cotés verticaux et bloqués au fond.

On choisit le chargement *A (load system A)* et on applique pour le sable lâche les chargements (12.5, 35 , 75 , 100 ,200 , 300 KPa), et pour le sable dense les chargements (100 ,200 ,300 KPa), On choisit aussi Les déplacements imposés (*Prescrive displacements*) qui peuvent être placées dans les points (0, 0.015) a (0,0.03) et dans le point (0.06 , 0.015) a (0.06, 0.03).

Finalement on choisit l'élément d'interface (*interface*) qui peut être placée dans le point (0. 0,015) à (0.06, 0.015).

Les figures suivantes (figure 4.12.1 et 4.12.2) représentent la géométrie du problème.

2-2-1 :Paramètres de sol et de l'interface*:*

On définit un nouveau type de sol en choisissant *(new)* dans la base de données des matériaux. On utilisera un modèle de Mohr-Coulomb et on précisera que le sol est drainé *(drained)*.

- Les paramètres du sol et de l'interface pour les essais sol-sol sont donnés dans le tableau 4.1.

-Les paramètres du sol et de l'interface pour les essais sol-structure (surface lisse) sont donnés dans le tableau 4.2.

Les paramètres du sol et de l'interface pour les essais sol-structure (surface rugueuse) sont donnés dans le tableau 4. 3

- Les paramètres de la structure sont donnés dans le tableau4-4

Paramètres	Nom	Sable lâche	Sable dense	Unité
Modèle type	*Model*	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	-
Poids volumique sec	*γunsat*	14.99	17.26	kN/m3
Poids volumique humide	*γsat*	14.99	17.26	kN/m3
Perméabilité horizontale	*Kx*	0.001	0.003	m/jour
Perméabilité verticale	*Ky*	0.001	0.003	m/jour
Module d'Young	*Eref*	26000	52000	kN/m2
Coefficient de Poisson	*ν*	0.3	0.3	-
Cohésion	*cref*	1.0	1.0	kN/m2
Angle de frottement	*φ*	39	41	°
Angle de dilatation	*ψ*	28	27	°
Facteur de rigidité de l'interface	*Rinter*	Rigide	Rigide	-

Tableau 4-1 : Propriétés de sols et d'interfaces pour les essais sol-sol

Paramètres	Nom	Sable lâche	Sable dense	Unité
Modèle type	*Model*	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	-
Poids volumique sec	*γunsat*	14.99	17.26	kN/m3
Poids volumique humide	*γsat*	14.99	17.26	kN/m3
Perméabilité horizontale	*Kx*	0.001	0.001	m/jour
Perméabilité verticale	*Ky*	0.001	0.001	m/jour
Module d'Young	*Eref*	90000	90000	kN/m2
Coefficient de Poisson	ν	0.3	0.3	-
Cohésion	*cref*	1.0	1.0	kN/m2
Angle de frottement	*φ*	39	41	°
Angle de dilatation	*ψ*	28	27	°
Facteur de rigidité de l'interface	*Rinter*	0,2	0,2	-

Tableau 4-2 : Propriétés de sols et d'interfaces pour les essais sol-structure surface lisse

Paramètres	Nom	Sable lâche	Sable dense	Unité
Modèle type	*Model*	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	-
Poids volumique sec	*γunsat*	14.99	17.26	kN/m3
Poids volumique humide	*γsat*	14.99	17.26	kN/m3
Perméabilité horizontale	*Kx*	0.001	0.001	m/jour
Perméabilité verticale	*Ky*	0.001	0.001	m/jour
Module d'Young	*Eref*	90000	90000	kN/m2
Coefficient de Poisson	ν	0.3	0.3	-
Cohésion	*cref*	1.0	1.0	kN/m2
Angle de frottement	*φ*	39	41	°
Angle de dilatation	*ψ*	28	27	°
Facteur de rigidité de l'interface	*Rinter*	0,67	0,67	-

Tableau 4-3 : Propriétés de sols et d'interfaces pour les essais sol-structure surface Rugueuse

Paramètre	Nom	Structure	Unité
Type de comportement	*Material type*	Elastique	-
Rigidité normale	*EA*	18 x10$_7$	kN/m
Rigidité de flexion	*EI*	33.75 x10$_2$	kNm$_2$/m
Epaisseur équivalente	*d*	0.015	m
Poids	*w*	0.00408	kN/m/m
Coefficient de Poisson	ν	0.2	-

Tableau 4-4: Propriétés de la structure

2-2-2 : Génération du maillage :

a)Cas d'essai sol-sol

Le modèle de référence se fait par des éléments à 15 nouds. Le nombre d'éléments est de 540 éléments et le nombre des nœuds est de 4662 nœuds.

On règle la finesse du maillage (*global Coarseness*) sur « *medium* », puis, on le raffine localement au niveau de l'interface, comme indique sur la figure

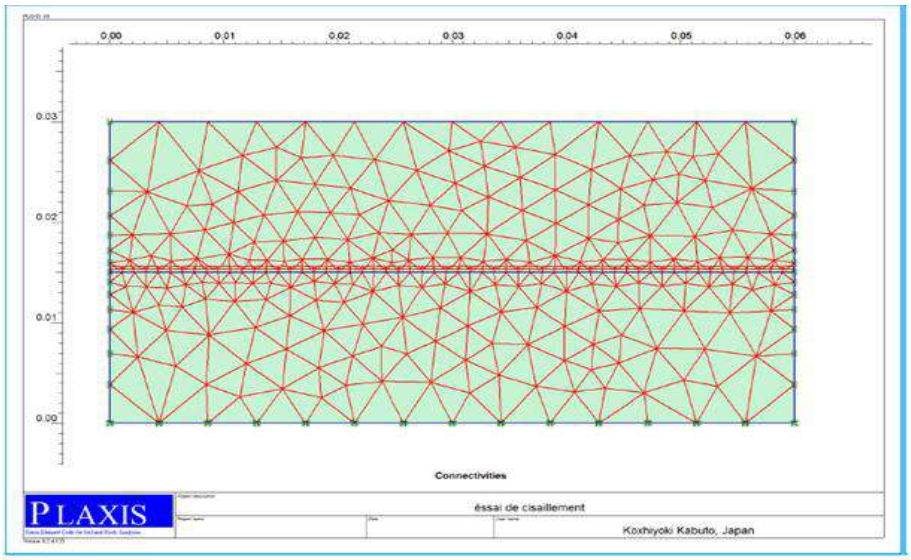


Figure .4.12 Maillage du problème (essai sol-sol).

b) Cas d'essai sol-structure

Le modèle de référence se fait par des éléments à 15 noeuds. Le nombre d'elements est de 504 éléments et le nombre des noeuds est de 4590 noeuds.

On règle la finesse du maillage (*global Coarseness*) sur « *medium* », puis, on le raffine localement au niveau d'élément structure, comme indiqué sur la figure

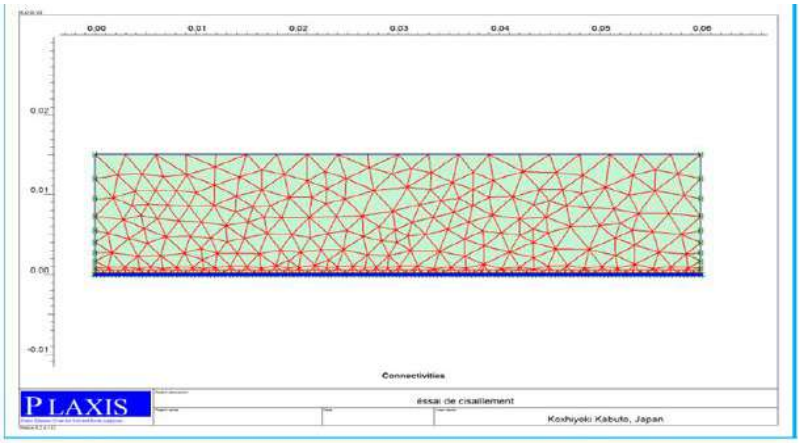


Figure 4-13 : Maillage du problème (essai sol-structure).

2-3 : Procédure de calculs

Le calcul du modèle de référence se fait défini en 2 phases :

Phase 0 : initiation des contraintes (procédure *K*0) ; on détermine les contraintes effectives initiales.

Phase 01 : phase de chargement :

Dans la fenêtre calcul, on choisit pour la première phase les options et dans l'onglet *Paramètres*, on prend l'option ≪construction par étapes≫ (*staged construction*) et l'option bouton *Define.*

On obtient alors une vu de modèle avec en grise les charges que l'on va activer en cliquant dessus et régler les valeurs de la charge, puis on active l'interface dans le cas d'essai sol-sol.

Dans le cas d'essais sol-structure on active la charge et l'élément structure et l'interface

Phase 02 : phase de cisaillement :

On active les déplacements imposés en cliquant dessus et on choisit la valeur de 5mm selon la direction (x) et 0mm selon la direction (y)

Il est nécessaire de choisir les points ou l'on veut visualiser les données, tant en déplacement (des noeuds) qu'en contraintes (des points de Gauss).

On peut alors lancer le calcul…

2-4 : Les principaux résultats :

On s'intéresse à:

- La déformation de maillage
- Les points plastiques (*plastic points*)
- Effet du paramètre du sol (analyse paramétrique)
- La variation de la force (F_x) en fonction du déplacement horizontal (w)
- La variation du déplacement a la normal en fonction du déplacement horizontal (w)
- La variation de la contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte de confinement pour déterminer les caractéristiques de cisaillement (c, φ) et on le comparé avec les résultats obtenu dans les essais réalisés.

2-4-1 :Déformation de maillage :

La déformation de maillage est représentée sur les figures suivantes selon le mode d'essai.

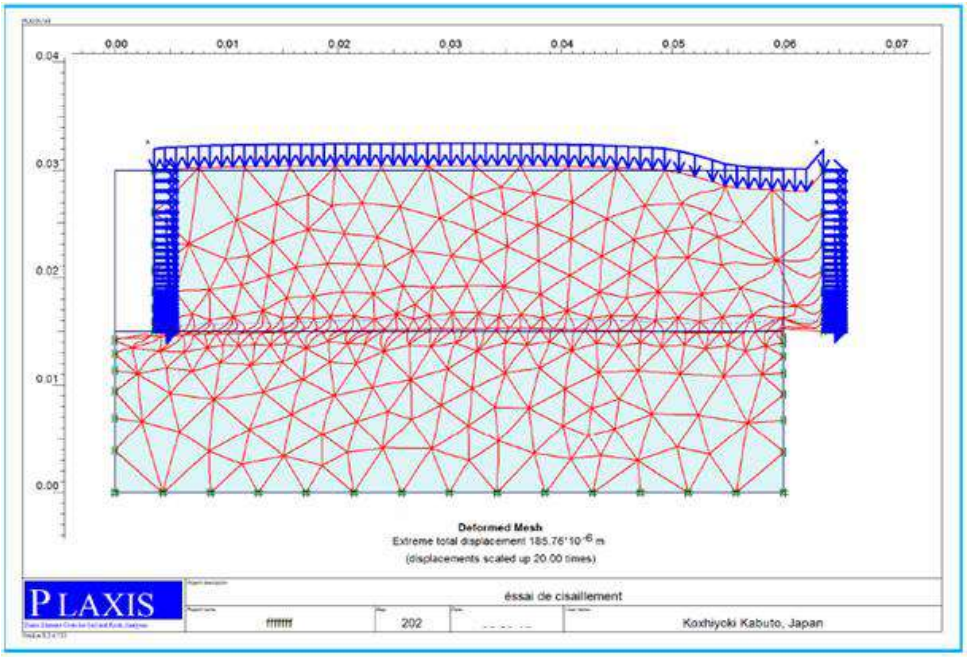


Figure 4-14 :Déformation du Maillage (essai sol-sol).

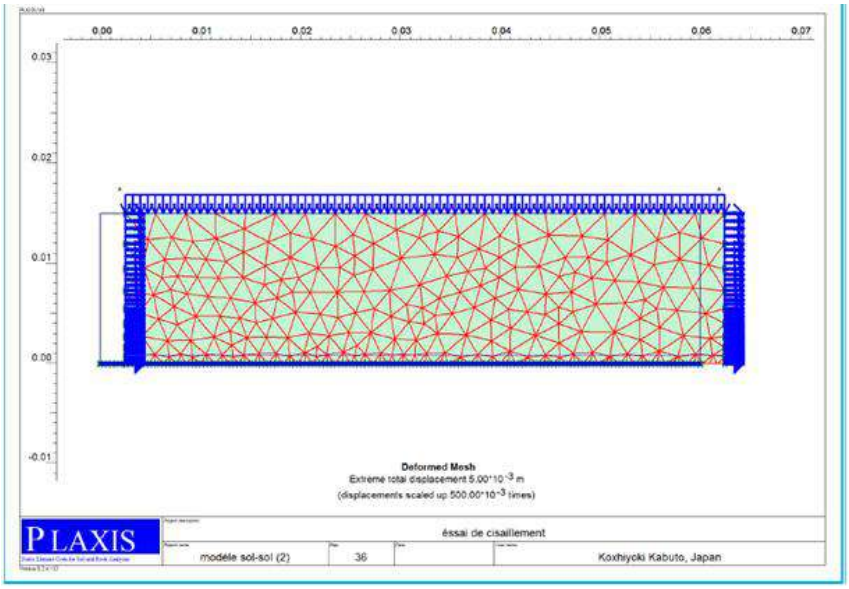


Figure 4-15 :Déformation du Maillage (essai sol-structure).

2-4-2 : Les points plastiques :

Les points plastiques (*Plastic points*) sont les points de contrainte dans un état plastique,

Les figures suivantes représentent les points plastiques dans le modèle selon le mode d'essais :

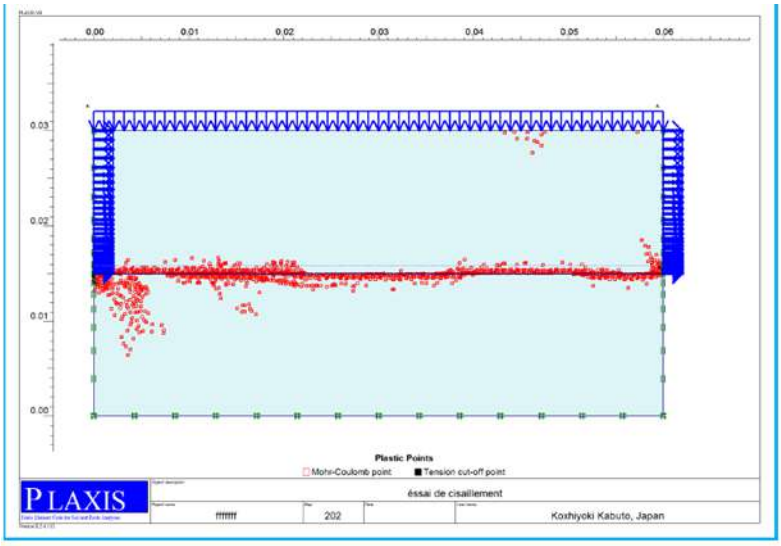


Figure 4-16 : Les points plastiques (essai sol-sol)

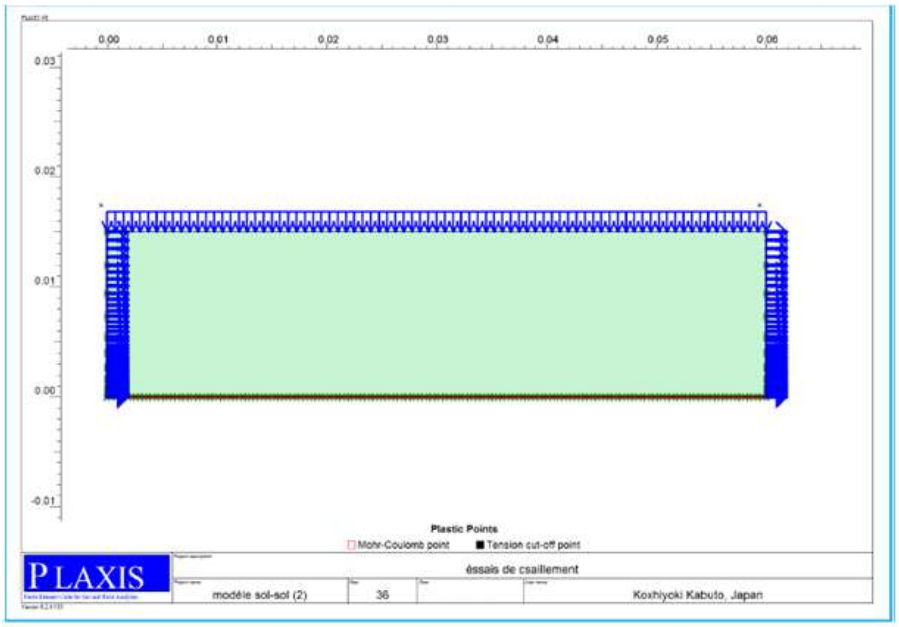
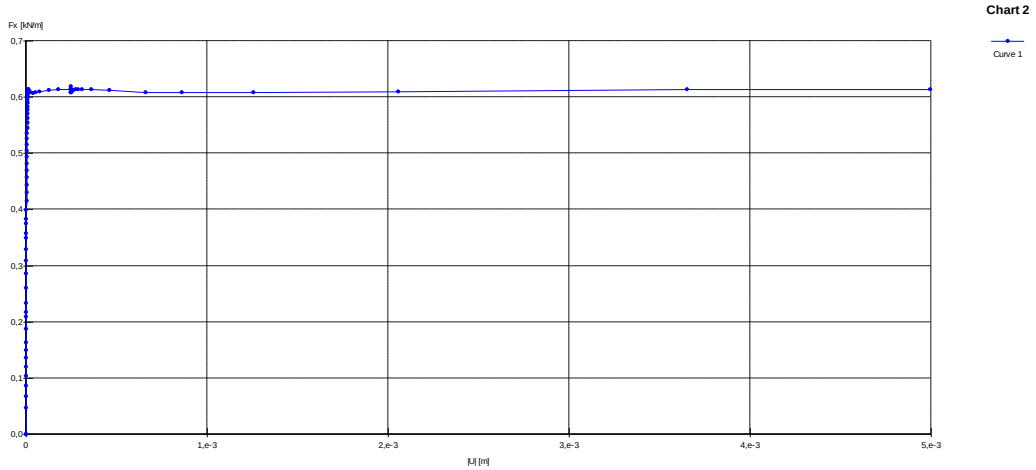


Figure 4-17 : Les points plastiques (essai sol-structure

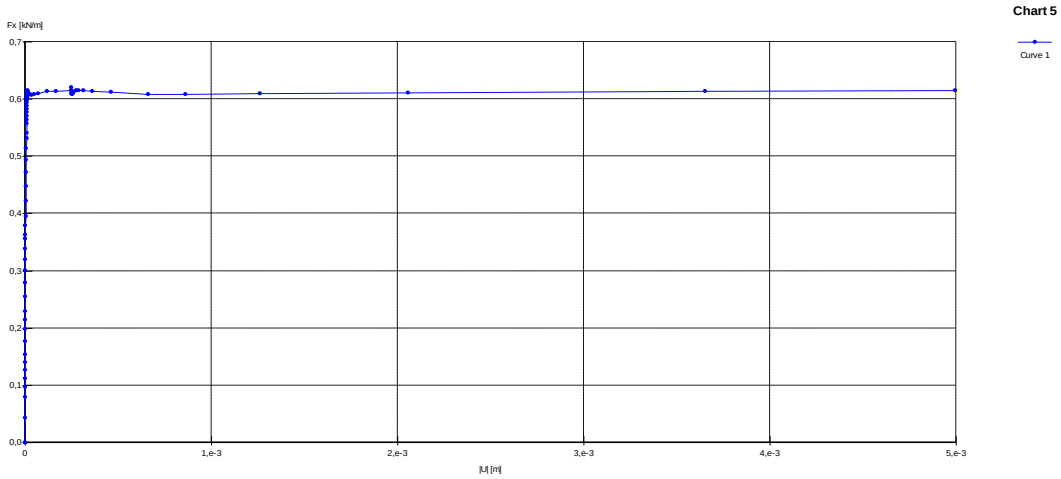
2-4-3 : Simulation des essais d'interface :

Cette partie a pour objet de valider le modèle Mohr-coulomb à partir des données expérimentales acquises sur le sable au moyen d'essais de cisaillement direct. On décrit, pour ce modèle, d'abord l'approche expérimentale suivie dans la détermination de leurs paramètres, On présente et discute ensuite les principaux résultats de Simulation des essais d'interface effectuée a l'aide du code PLAXIS pour le modèle ?

4 -5 Les courbes de simulation a partir plaxis :



.courbe de simulation a partir plaxis surface lisse



.courbe de simulation a partir plaxis surface rugeuse

2-4-3-1 : surface sable-sable :

✓ **Sable lâche**

Les figures 4.22a et 4.23b montrent la simulation des essais utilisés pour déterminer les paramètres du modèle. On constate que le modèle décrit bien l'évolution de la contrainte de cisaillement. En ce qui concerne l'évolution du déplacement normal, on constate que le modèle reproduit bien ces essais en particulier celui réalisé avec 35, 100,200 et 300 kPa

✓ **Sable dense**

Les figures 4.24a et 4.24b montrent les résultats de simulation des trois essais à contrainte normale constante.

On constate que le modèle décrit bien l'évolution de la contrainte de cisaillement et reproduit bien le pic et le radoucissement. En ce qui concerne l'évolution du déplacement normal, le modèle décrit presque correctement l'essai surtout au début.

- **Faible confinement :**

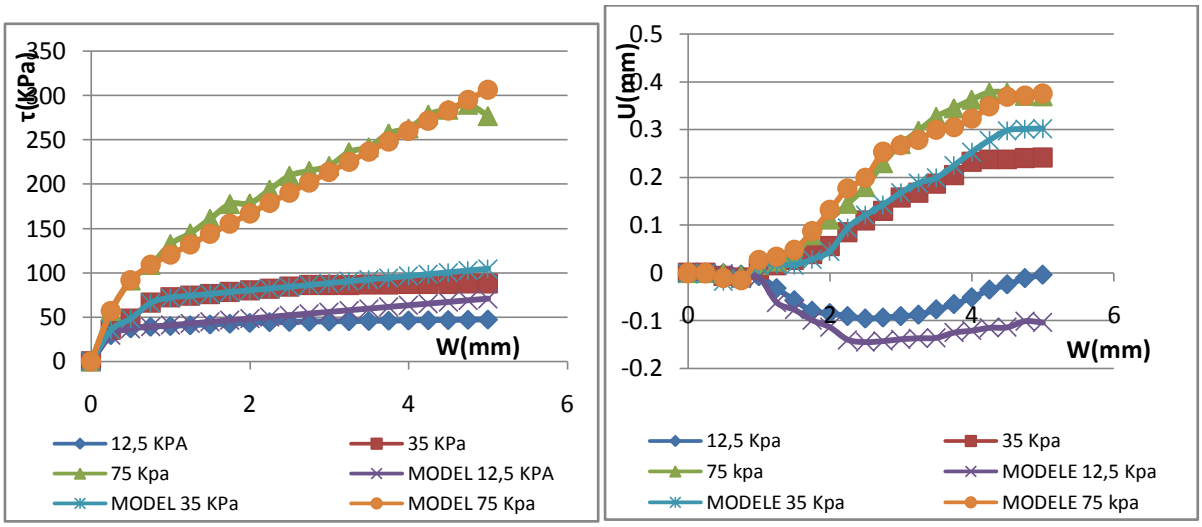


Figure 4-18 :Simulation des essais à contrainte normale constante surface sable-sable Sable de Bou-Saadâ (γdmin=14.99 kN/m3)

a : Evolution de la contrainte de cisaillement b : Evolution du déplacement normal

- **fort confinement**

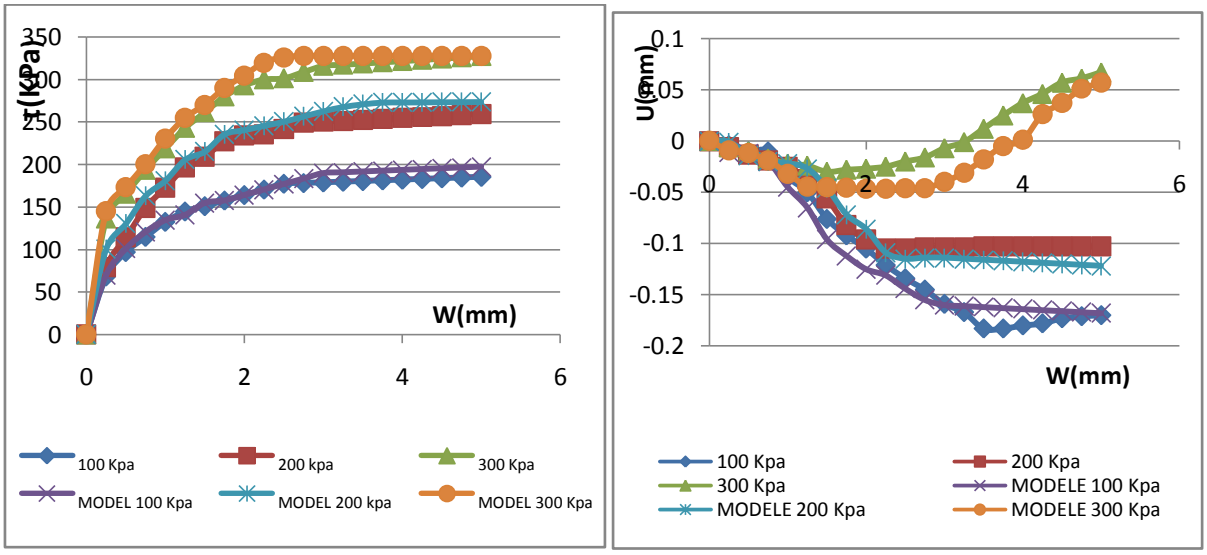


Figure 4-19 :- Simulation des essais à contrainte normale constante surface sable-sable

Sable de Bou-Saadâ (γdmin=14.99 kN/m3)

a : Evolution de la contrainte de cisaillement b : Evolution du déplacement normal

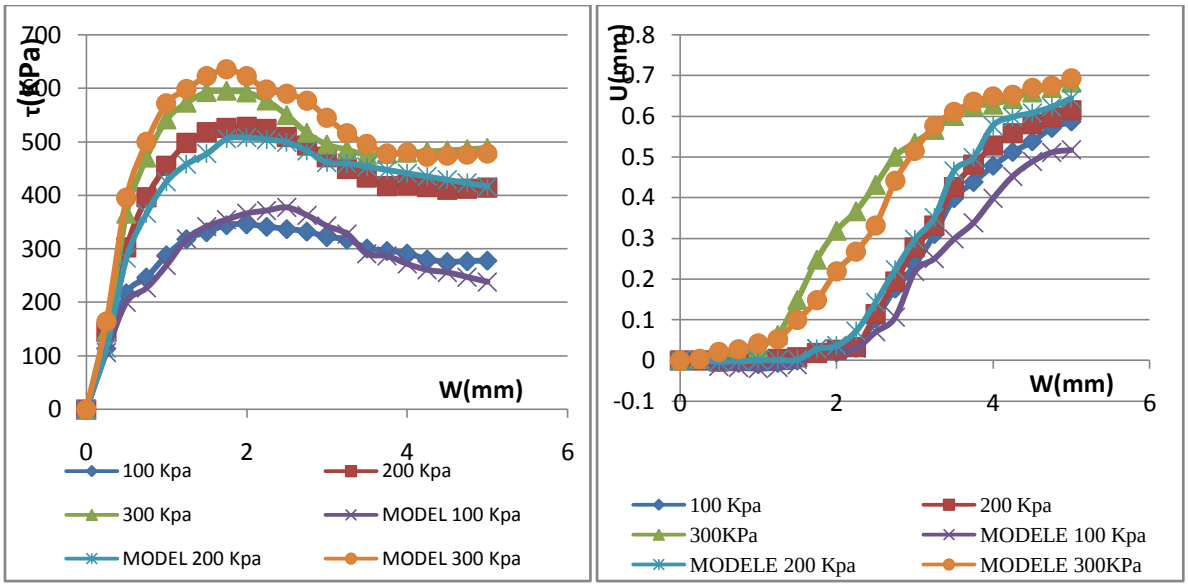


Figure 4-20 :Simulation des essais à contrainte normale constante surface sable-sable

Sable de Bou-Saadâ (γdmax=17,26 kN/m3)

a : Evolution de la contrainte de cisaillement b : Evolution du déplacement normal

2-4-3-2 : surface Acier lisse:

✓ **Sable lâche**

Les figures 4.25a et 4.26b montrent la simulation des essais utilisés pour déterminer les paramètres du modèle. On constate que le modèle décrit bien l'évolution de la contrainte de cisaillement. En ce qui concerne l'évolution du déplacement normal, on constate que le modèle reproduit bien ces essais en particulier celui réalisé avec 100, 200 et 300 kPa.

✓ **Sable dense**

Nous avons reproduit les essais utilisés pour la détermination des paramètres du modèle (Figures 4.27a et 4.27b). On constate que le modèle décrit bien l'évolution de la contrainte de cisaillement, pour le déplacement normal, on remarque que les prédictions du modèle sont sensibles à la contrainte normale initiale, ce qui induit un écart entre courbes expérimentales et de simulation.

➢ **Faible confinement**

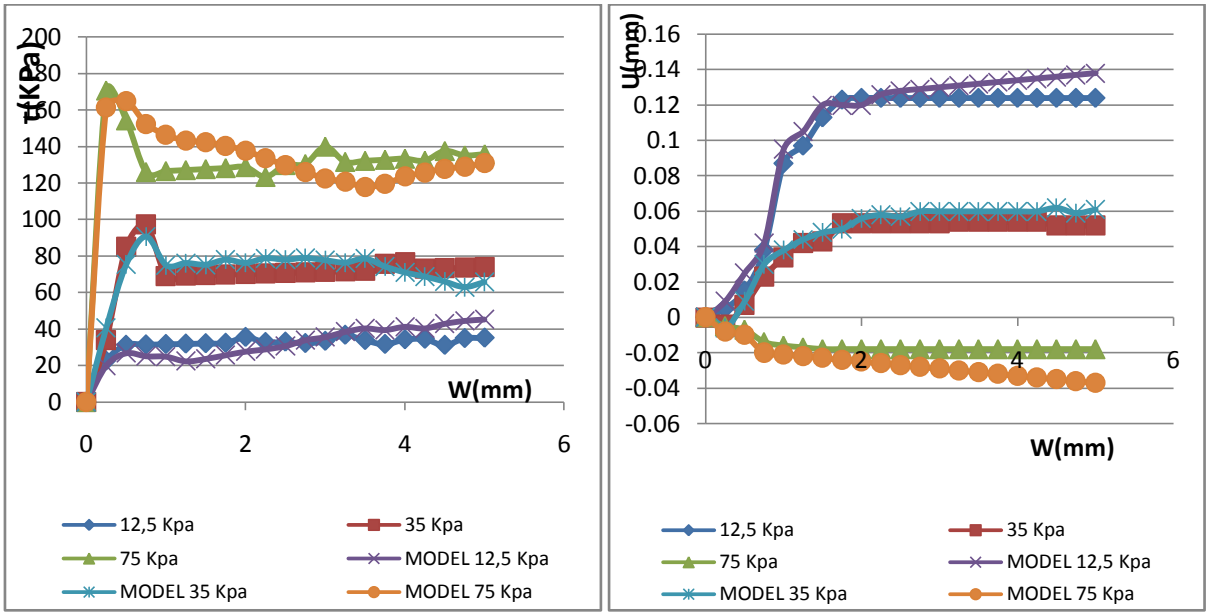


Figure 4-21 :Simulation des essais à contrainte normale constante surface lisse

Sable de Bou-Saadâ (Id=20%)

a : Evolution de la contrainte de cisaillement b : Evolution du déplacement normal

➢ **fort confinement**

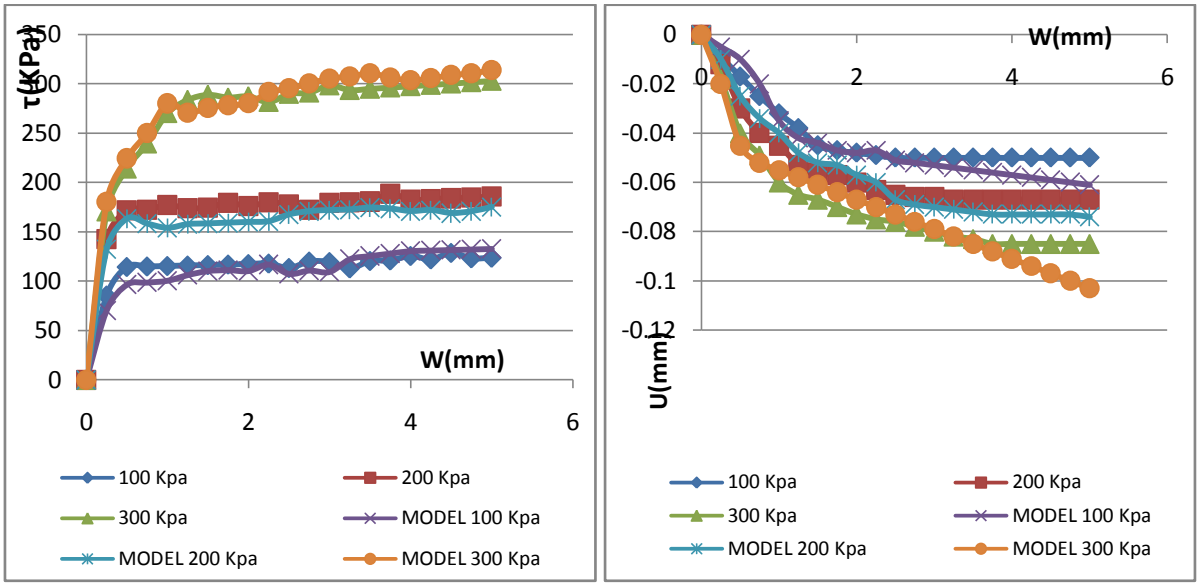


Figure 4-22 Simulation des essais à contrainte normale constante surface lisse

Sable de Bou-Saadâ (Id=20%)

a : Evolution de la contrainte de cisaillement b : Evolution du déplacement normal

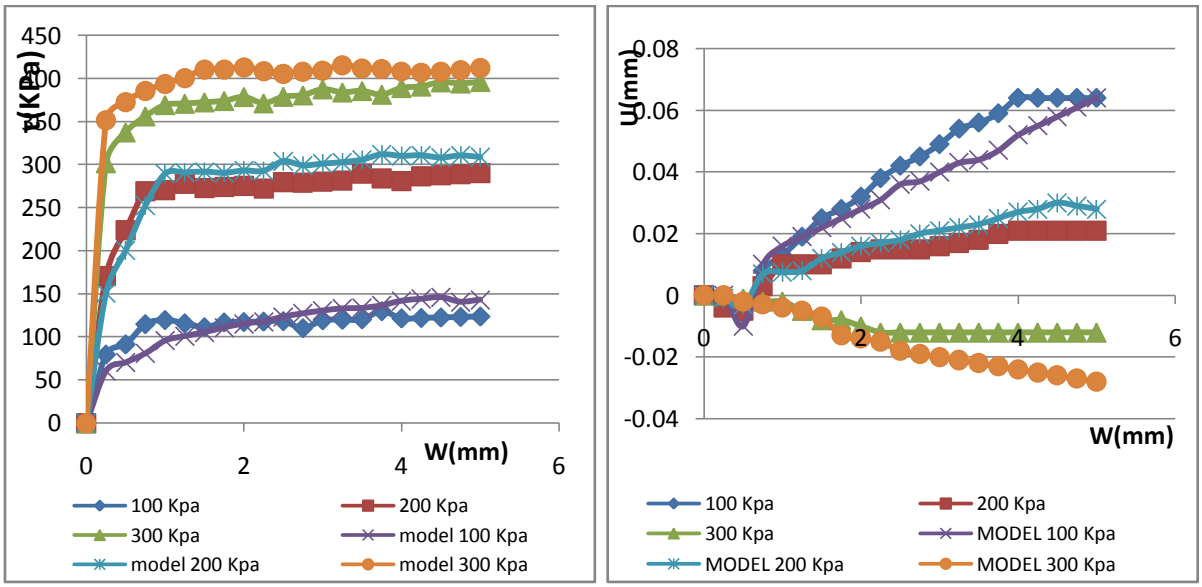


Figure 4-23 : Simulation des essais à contrainte normale constante surface lisse

Sable de Bou-Saadâ (Id=80%)

a : Evolution de la contrainte de cisaillement b : Evolution du déplacement normal

2-4-3-3 : Surface Acier rugueuse:

✓ **Sable lâche**

Nous avons reproduit les essais utilisés pour la détermination des paramètres du modèle

(Figures 4.28a et 4.29b). On constate que le modèle décrit bien l'évolution de la contrainte de cisaillement. En ce qui concerne l'évolution du déplacement normal, on note que le modèle reproduit bien les essais.

✓ **Sable dance**

Les figures 4.30 a et 4.30b montrent les résultats de simulation des trois essais à contrainte normale constante. On constate que le modèle décrit bien l'évolution de la contrainte de cisaillement et reproduit bien le pic et le radoucissement. En ce qui concerne l'évolution du déplacement normal.

Faible confinement

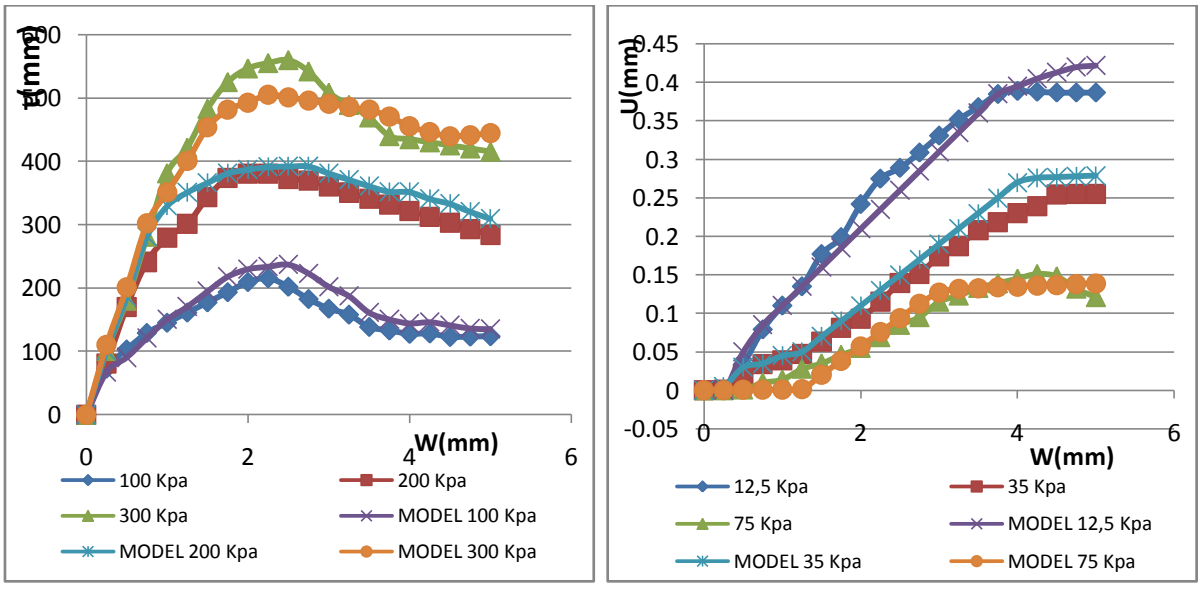


Figure 4-24 : Simulation des essais à contrainte normale constante surface rugueuse Sable de Bou-saâda (Id=20%)

a : Evolution de la contrainte de cisaillement b : Evolution du déplacement normal

- **fort confinement**

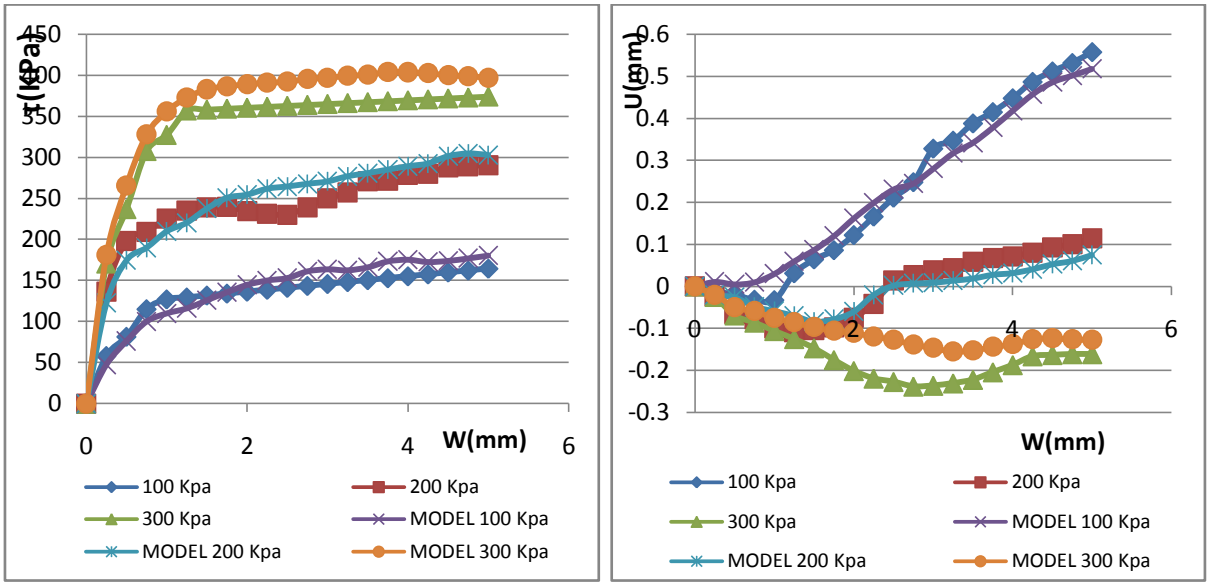


Figure 4-25 Simulation des essais à contrainte normale constante surface rugueuse Sable de Bou-saâda (Id=20%)

a : Evolution de la contrainte de cisaillement b : Evolution du déplacement normal

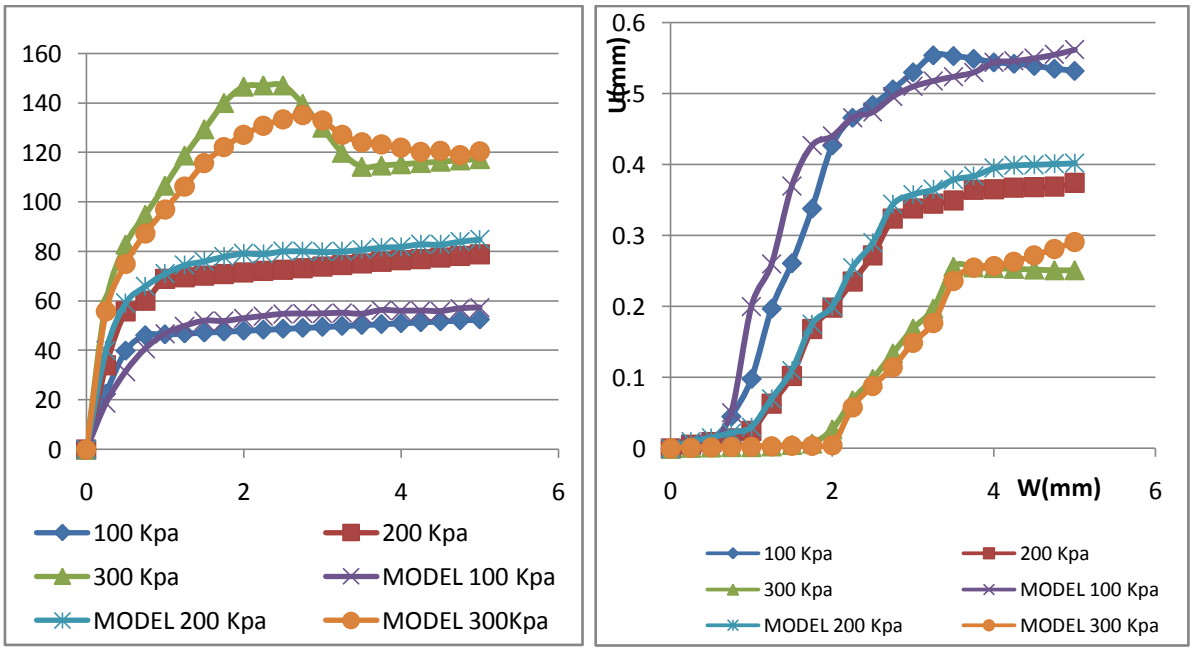


Figure 4-26 : Simulation des essais à contrainte normale constante surface rugueuse Sable de Bou-saâda (Id=80%)

a : Evolution de la contrainte de cisaillement b : Evolution du déplacement normal

2-5 :Resistance d'interface *(Rinter)*

Un modèle élasto-plastiques permet de décrire le comportement des interfaces dans la modélisation des interactions sol-structure. Le critère de Coulomb est utilisé pour distinguer le comportement élastique, où de petits déplacements peuvent apparaître aux interfaces, et le comportement plastique pour lequel des glissements permanents peuvent se produire.

Pour les interfaces dont le comportement reste élastique, la contrainte tangentielle τ est donnée par:

$$|\tau| < \sigma_n \tan\varphi_i + c_i$$

Et pour un comportement plastique t est donné par

$$|\tau| = \sigma_n \tan\varphi_i + c_i$$

Où φ_i et c_i sont l'angle de frottement et la cohésion de l'interface. Les caractéristiques de résistance de l'interface sont liées aux propriétés de résistance de la couche de sol. Chaque jeu de données inclut un facteur de réduction de la résistance pour les interfaces (R_{inter}).

Les caractéristiques de l'interface sont calculées a partir des propriétés du sol associé et du facteur de réduction de la résistance.

D'âpres les résultats du tableau 4.4.on peut établir une relation du facteur de réduction (R_{inter}) en fonction des caractéristiques de l'interface : $tan\ \varphi_{int} = R_{int}\ tan\ \varphi_{sol}\ et\ C_{int} = R_{int}\ C_{sol}$

Donc :

Pour la surface lisse on constate une rugosité de $R_{int} = 0.19$

Pour la surface rugueuse on constate une rugosité de $R_{int} = 0.52$

Conclusion générale

Conclusion générale

Le travail présenté dans ce mémoire avait pour finalité de caractériser expérimentalement et numériquement le comportement d'un sable fin de dunes, sable de Boussaâda (m silla) puis faire une étude comparative avec un sable gros (sable de mer).

A travers l'étude bibliographique, nous avons mis en évidence l'importance du mode de transmission des efforts d'une structure vers le sol, Ce transfert de charge se fait à travers une fine couche de sol, appelée couche d'interface, qui présente des propriétés singulières par rapport au reste du massif de sol : de forts gradients de déplacement et des variations volumiques importantes apparaissent dans cette zone d'une épaisseur de quelques grains.

Il est clair que la simulation numérique en géotechnique nécessite une connaissance approchée du comportement du massif de sol et du comportement des zones de contact entre les solides de nature différente.

La boite de cisaillement direct reste, malgré ses défauts, l'outil le plus utilisé dans l'étude des interfaces sol-structure. Nous avons utilisé cet appareillage pour la réalisation d'une compagne d'essais de cisaillement monotones à contrainte normale constante sur le sable de mer et le sable de Boussaâda (à faible et à forte densité) et des structures en acier (lisse ou rugueuse).

Les résultats de ces essais montrent qu'il y a une analogie entre le comportement des sols pulvérulents et celui des interfaces sol-structure (sable – structure) et ont permis l'analyse de l'effet de certains paramètres tels que le type de sable , la densité relative et la contrainte normale initiale.

A partir des résultats de ces essais, les observations suivantes ont été faites, qui fournissent une idée sur les facteurs influençant le comportement d'interface sol-structure :

- Le comportement de l'interface est très influencé par la densité initiale. On note que pour un sable dense, le comportement est dilatant avec radoucissement, alors que pour le sable lâche, le comportement de l'interface est contractant tout au long, du chargement

- La rugosité de l'interface modifie sensiblement son comportement: avec une surface lisse, on note un comportement de type élastique parfaitement plastique avec une légère variation du déplacement normal, alors qu'avec une surface rugueuse, on note un écrouissage important accompagné d'une forte variation du déplacement normal.

-L'angle de frottement interne augmente avec l'augmentation du confinement, en particulier dans le domaine des faible contraintes.

-L'angle de dilatance est insensible à l'évolution du confinement pour les sables lâches alors qu'il diminue avec l'augmentation du confinement pour les sables denses.

- l'influence du type de sable apparaisse au niveau des grandeurs, par contre il ya une concordance presque totale du comportement pour les deux sables, mais toujours l'influence pour un sable fin est plus remarquable que pour un sable gros a cause de frottement entre les grains, pour un sable gros le glissement entre les grains est plus facile que pour un sable fin.

La simulation numérique effectuée a permis de valider le modèle Mohr-coulomb à partir des données expérimentales acquises sur le sable fin. Cette simulation a été réalisée à l'aide du code PLAXIS de calcul par éléments finis.

Les résultats des calculs globalement satisfaisants, Pour le modèle et concorde assez bien avec les résultats expérimentaux aussi bien pour le sable lâche que dense.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AUBRY D., MODARESSI A. & **MODARESSI 11.** (1989)- "A constitutive model for cyclic behaviour of interfaces and its application in dynamic analysis" Euromech 248, Grenoble.

BENCHEIK.B., (1991)- "Interaction sols-structures: modélisation et résolution numérique"- Thèse de doctorat de l'U.S.T.L.

BJERRUM L. & LAMBVA A. (1966)- "Direct simple shear tests on a Norwegian quick clay." Géotechnique, Vol. 16, No.1, pp. 1-20.

Boulon, M., 1989. Basic features of soil structure interface behavior. Comput. Geotech. 7, 115–131.

BOULON M. & **NOVA R.** (1990)- " Modelling of soil-structure interface behaviour- A comparaison between elasto-plastic and rate *type model"* Computer & Geotechnics, Vol. 9, pp. 21-46.

BRUMUNDI W.F. & **LEONARDS G.A**. (1973) - "Experimental study of static and dynamic friction between rand and typical construction materials" - Journal of Testing and Evaluation J IEVA, Vol. 1, No. 2, pp. 162-165.

Alain Corfdir « Hétérogénéité des contraintes dans un matériau granulaire en géométrie de Couette », 17 ème Congrès Français de Mécanique, Troyes, – septembre2005.

Aydogmus T., Tamaskovics,N., Klapperich H. (2002), «Enhanced shear-pullout-testing device for the examination of the interaction behaviour of soil-geo synthetic compound- systems». Proc. 7. Icg - Seventh International Conference on Geo synthetics, 22.-27. September 2002, Nice, ISBN 90 5809523 1, pp. 1305 1308, refs. 12, Nice, France.

Belhannachi Chikhi Nassira, « Caractérisation des formations argileuses de la région de Constantine », thèse Présentée pour l'obtention de grade de Docteur en Science En Génie Civil, Soutenue le 12/12/2010.

Boulon M.et Puech A. (1984), « Simulation numérique du comportement des pieux sous chargement axial cyclique », Revue Française de Géotechnique, 26, 7-20.

Boulon M., Plytas C. et Foray P. (1986), « Comportement d'interface et prévision du frottement latéral le long des pieux et tirants d'ancrage ». Revue Française de Géotechnique, 35 (2) 31-48.

Boris, J., Sashi, K., and Feng, X. (2004) « "Influence of soil–foundation–structure interaction on seismic Response of the I-880 viaduct », J. Struct. Engrg, 26(2004) 391-402

C. Plumelle, « Chapitre 11. Essais de laboratoire », Cnam-Paris-Géotechnique, B6/chapitre11 (version du 26/11/02).

E. Bourgeois, Ph. Mestat – LCPC, « Interactions sol-structure en statique », Cycle "Modélisation numérique des ouvrages géotechniques" Module de base "éléments finis, différences finies et lois de comportement"5 décembre 2006.

Gazetas, G. and Mylonakis, G. (1998), «Seismic Soil-Structure Interaction: New Evidence and Emerging Issues», Emerging Issues Paper, Geotechnical Special Publication

No 75, ASCE, Vol III., pp. 1119-1174.

G. Chambon, A. Corfdir, P. Lerat, J. Schmittbuhl, «essais d'interface sol-structure utilisant l'appareil de cisaillement simple annulaire ».

Georg KovalL Junior, « Comportement d'interface des matériaux granulaires », thèse pour obtenir le grade de docteur de l'école nationale des ponts et chaussées, 11 janvier 2008.

Gourdache Ghani, « Stabilité d'un remblai sur sol compressible renforcé par drains de Sable », mémoire Présenté Pour L'obtention Du Diplôme De Magister En Génie Civil.

Irmela Zentner, «Interaction sol-structure avec variabilité spatiale » (opérateur DYNA_ISS_VARI) Date : 17/10/2012 Page : 1/11 Clé :

Khaldoun N asreddine, « effet de la rotation des contraintes sur le comportement des sols argileux », thèse présentée pour l'obtention du diplôme de docteur, 23 février 2004.

Khalil Louay, Sadek Marwan & Shahrour Isam, «Influence de l'interaction sol-structure (ISS) sur la fréquence fondamentale des bâtiments », renconyres universitaires de génie civil, Montpellier, 1-2 juin 2006.

Lahmadi Azzeddine, « étude paramétrique de l'interaction entre ouvrages: tunnel – batiment – excavation », mémoire, Présenté pour obtenir le diplôme de Magister en Génie Civil, 2006.

Lerat P. (1996), « Etude de l'interface sol-structure dans les milieux granulaires à l'aide d'un nouvel appareil de cisaillement simple annulaire », thèse de doctorat de l'ENPC.

Lerat P., Schlosser F. et Vardoulakis I. (1997) « Nouvel appareil de cisaillement simple annulaire pour l'étude des interfaces matériau granulaire-structure », Comptes Rendus du quatorzième Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, 1, 363-366.

M. Tamahoult et T. Branci, «influence de l'interaction sol-structure sur la réponse dynamique des structures des bâtiments », Département de Génie Civil, Faculté des Sciences et Sciences de l 'Ingénieur, Université Hassiba Benbouali, Chlef.

Matthieu Caudron, « étude expérimentale et numérique de l'interaction sol-structure lors de l'occurrence d'un fontis », thèse pour obtenir le grande de docteur, année 2007.

Meddah Abdelaziz, « étude du comportement d'un sable de dune sous sollicitations triaxiales », Mémoire Présenté pour l'obtention du diplôme de Magister, Promotion : 2008.

Patricklerat, « Etude de l'interface sol-structure dans les milieux granulaires à l'aide d'un nouvel appareil de cisaillement annulaire », thèse de doctorat, l'école nationale des ponts et chaussées, vendredi 13 décembre 1996.

Philippe Mestat (LCPC), « Interactions sol-structures Calculs en déformation appliqués aux études de stabilité », PFE – Session de formation continue ,24 juin 2010

R.B.J. Brinkgreve, « Manuel de référence, PLAXIS Version 8 », delfi university of technolog & PLAXIS bv, Pays-Bas.

Rapport rédigé par le groupe de travail « Sollicitations cycliques » du pôle de compétence sols de l'IREX, « Sollicitations cycliques en géotechnique », Etude de faisabilité en vue du montage d'un projet de recherche sur la thématique, avril 2007.

Schlosser, F.et Guilloux, A. (1981), « Le frottement dans le renforcement des sols ». Revue Française de Géotechnique, (16), 65-77.

Schlosser F. et Guilloux A. (1981), « Le frottement dans le renforcement des sols». Revue Française de Géotechnique, 16, 65-79.

Shahrour I. et Rezaie F. (2002), « An elastoplastic constitutive relation for soil-structure interface under cyclic loading». Computers and Geotechnics, 52 (1), 41-50.

Smith HA, Wu WH, Borja RI, « Structural control considering soil-structure interaction effects».Earthq Eng Struct Dyn 1994; 23:609–626.

Stewart, J.P., Seed, R.B., end Fenves, G.L. (1999), «Seismic soil-structure interaction in buildings. II: Empirical findings», Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, ASCE, 10900241/99/0001-0038–0048.

Stéphane Grange, « Modélisation simplifiée 3D de l'interaction sol-structure : application au génie Parasismique », thèse, pour obtenir le grade de docteur de l'institut polytechnique de Grenoble, 26 juin 2008.

Suriyavut PRA-AL, Alexandre Martin, Marc Boulon, « cisaillement direct cyclique sablestructure a grand nombre de cycles, essais et prémisses de modélisation », Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG2010
-Grenoble 7-9 juillet 2010.

T. Ulrich (BRGM), « Prise en compte des Interactions Sol-structures (ISS) », Séminaire REPSSOL – PAP 9 novembre 2011.
Tallah Naoui, «modélisation expérimentale et numérique du comportement des interfaces solstructure », mémoire Présenté pour l'obtention du diplôme de Magister, 30/04/2008.

Taner Aydogmus, Mohamed Oubelkas, Herbert klapperich, «matériel d'étude de l'interaction géosynthétique – sol : essai de traction, cisaillement et frottement » Rencontres Géosynthétiques 2006.

Veletsos, A. S., and Nair, V. V. (1975), « Seismic interaction of structures on hysteretic foundations», J. Struct. Engrg., ASCE, 101(1), 109–129.

Wykeham Farrance, « Essais De Sol », Appareils et matériels d'essai pour le bâtiment et les travaux publics.