

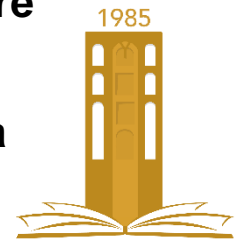


جامعة محمد بوضياف - المسيلة
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Ministère de l'Enseignement Supérieure
et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de Technologie



جامعة محمد بوضياف - المسيلة
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de
MASTER

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : Géotechnique

THEME

ETUDE DE L'INTERFACE
«SOL-STRUCTURE»
SOUS CHARGEMENT MONOTONE
A FAIBLE CONFINEMENT

Dirigé par :

Mr. KHEMISSA MOHAMED, professeur, Encadreur
Mr TALLAH NAOUI, Grade, M.A.A, Co- Encadreur

Présenté par

BENNACER MAWLOUD

Promotion : 2015/2016

REMERCIEMENTS

Je ne remercie jamais assez ALLAH, le tout puissant de nous avoir permis de mener à bien ce modeste travail.

*En premier lieu, nous remercions **Mr. KHEMISSA Med**, professeur à l'Université de M'Sila et **Mr. TALLAH NAOUI** Maître Assistant à l'Université de M'sila qui ont bien voulu proposer le thème de Master, pour son aide précieux, sa disponibilité durant toute la durée de notre projet.*

Je remercie également les membres de jury pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant de juger notre travail.

A tous nos enseignants à toute personne ayant participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail, je dirai merci

Sommaire

Sommaire	
Résumé	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Introduction générale	

Chapitre I

Étude bibliographique sur l'interaction sol-structures

Introduction	4
I.Étude en laboratoire de l'interaction sol-structures	4
I.1.L'essai de cisaillement direct modifié	5
I.2.L'essai de cisaillement direct simple	5
I.2.1. L'appareil de cisaillement simple, type NGI (Norwegian Geotechnical Institute)	5
I.2.2. L'appareil de cisaillement simple, type Uesugi et Kishida (Japon):	6
I.3 Modélisation de l'interaction sol-structures	7
I.3.1 Comportement du matériau de la structure	7
I.3.2 Comportement des sols	7
I.3.3 Comportement de l'interface	7
I.3.4 Contact sol-structures	8
I.4. Modélisation des interfaces	10
I.4.1 Approche de type contact	11
I.4.2 Approche de type couche mince	14
I.5.Quelques exemples de l'interaction sol-structures	15
I.5.1.Modélisation d'un bâtiment sur fondations superficielles	15
I.5.2 Fondation superficielle construite à proximité d'un ouvrage souterrain	17
I.5.3 Interaction sol-soutènement	20
I.5.4 Interaction sol-tunnel	23
I.6.Conclusion	21

Chapitre II

DISPOSITIF EXPERIMENTAL UTILISE ET MODE OPERATOIRE

II.1. Description de l'appareillage	22
II.2. Mode opératoire	24
Préparation de l'échantillon	24
Phase de cisaillement.....	24
II.3. MATERIAUX ETUDIÉS	23
Sable de dunes	23
Caractéristiques physiques	27
II.4. CONCLUSION	29

Chapitre III

PRESENTATION DES RESULTATS DES ESSAIS REALISES

III.1. ESSAIS REALISES SUR SABLE.....	30
III.2. Surface sable-sable	30
Sable lâche.....	30
Sable dense	32
III.3. Surface lisse (Béton).....	34
Sable lâche.....	34
Sable dense	34
III.4. Surface rugueuse (Béton)	37
Sable lâche.....	37
Sable dense	37
III.5. Etude des angles de frottement et de dilatance	40
III.6. Effet de la rugosité et de la densité initiale	41
III.6.1. Effet de la Densité initiale	41
III.6.2. Effet de la Rugosité	44
III.7. CONCLUSION	47

Chapitre IV :

MODELISATION DU COMPORTEMENT D'INTERFACE

SOL-STRUCTURE

1ère PARTIE	48
IV.1. PRÉSENTATION DE <i>PLAXIS</i>	48
IV.1.1. Introduction	48
IV.1.1.1. Le code éléments finis <i>PLAXIS</i>	48

IV.1.1.2 Options par défaut et solutions approchées	49
IV.1.2. Les modèles de comportement utilisés dans <i>PLAXIS</i>	51
1.Introduction	51
IV.1.2.2. Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles	52
IV.1.2.3. Comportement élastoplastique	53
IV.1.2.4. Modèle de Mohr-Coulomb	54
IV.1.3.Calcul	58
IV.1.3.1.Le programme de calcul	59
IV.1.3.2. Caractéristiques générales des calculs	59
IV.1.3.3.Types de calculs	60
IV.1.4. Paramètres de contrôle du calcul	60
IV.1.4.1. Construction par étapes	61
IV.1.4.2. Activation ou modification des chargements	61
IV.1.5. Exécution de la procédure de calcul	62
IV.1.6. Résultats affichés pendant les calculs	62
IV.1.7. Le programme de résultats (output)	63
IV.1.8. Le menu des résultats	63
IV.1.9. Le programme courbe (curves)	63
IV.2.ÉTABLISSEMENT D'UN MODELE GÉOMÉTRIQUE	65
IV.2.1. Introduction	65
IV.2.2. Définition des données	65
IV.2.2.1. Paramètres de sol et de l'interface.....	66
IV.2.2.2.Génération du maillage	69
IV.2.3.Procédure de calculs	70
IV.2.4.Les principaux résultats	70
IV.2.4.1.Déformation de maillage	71
IV.2.4.2.Les points plastique	72
IV.2.4.3.Analyse paramétrique	73
IV.2.4.4.Simulation des essais d'interface	76
IV.2.4.5.Caractéristiques de l'interface	86
V.2.4.6.Résistance d'interface (R_{inter}).....	86

المخلص

حل مشكل تفاعل تربة-هيكل (أوتاد، و هياكل تحت الأرض، أرض مسلحة) يتطلب معرفة سلوك السطح البيني .

هذا العمل هو اسهام في هذا الاتجاه ويتالف من جزئين :

في الجزء الاول : سنقوم بتقديم نتائج التجارب تربة-هيكل التي تم اجراؤها باستخدام مربع القص المباشر المعدل، واجريت هذه التجارب على مواد محلية (رمال الكثبان ببوسعادة ولاية المسيلة) في الضغط العمودي الثابت .

في الجزء الثاني : بفضل برنامج العناصر المنتهية بلاكسيس وباستعمال نموذج "مور-كولون" نتحقق من صحة التجارب التي تم إنجازها في الجزء الأول .

هذا النموذج لديه السلوك البلاستيكي المرن تماما دون تصلب . وهو يستعمل كثيرا في مجال الهندسة الجيوتقنية بالنظر الى النتائج المحصل عليها .
وقد أظهرت إختبارات التحقق من أن النموذج يحاكي سلوك السطح البيني (تربة-هيكل) تحت التحميل المستمر .

كلمات البحث :

سطح بيبي ،تربة-هيكل ،قص مباشر ،رتيبة ،اللدونة ،تصلب .

Résumé

Le problème de contact et d'interface entre matériaux est présent dans de nombreux cas pratique en Génie civil. Qu'il s'agisse d'un problème de contact entre deux ou plusieurs couches de sol, ou de contact d'un sol substratum rocheux.

Dans ce travail, une série d'essais monotones à chemin de contrainte normale constante à faible confinement ont été réalisés afin de déterminer les propriétés principales de l'interface de sol-structure utilisée. Au cours de ces essais nous avons étudié l'influence de nombreux paramètres, notamment : la densité du sol, la surface de l'interface. Ces essais ont servi ensuite à la validation du modèle Mohr-coulomb avec l'utilisation du code PLAXIS.

Les résultats obtenus indiquent que le comportement à l'interface sol-matériau solide est très influencé par la densité du sol et la rugosité de l'interface.

Les tests de validation ont montré que le modèle décrit bien le comportement de l'interface sol-structure sous chargement monotone surtout dans le cas des contraintes de cisaillement.

Mot clés

Interface ; sol-structure ; comportement rhéologique ; rigidité.

Abstract

The resolution of a problem of interaction soil-structure (piles, works underground, reinforced earth;) requires the knowledge of the behavior of the interfaces. This work constitutes a contribution in this direction. It is composed of two parts:

In the first part, we present the results of monotonous tests of soil-structure which were realised by means of modified direct shearing box, these tests were realised on a local material (sand of Bou-saâda) with constant normal stress.

In the second part, we have modelled the shear apparatus by (PLAXIS), code planned by the geotechniciens, wich represent an actual optimum on the scientific and partical plans of pseudo-static analysis 2D the modelling driven to define the résistance at shear ground-ground and interface ground-solid substance (concrete), having different rough surface, an analysis of model have undergo an important distortion.

The results obtained show that the behavior of interface ground-solid substance varied according to (depending on) surface rough (rigidity).

Key words :

Interface , soil-structure; direct shear apparatus ; surface rough(rigidity); plasticity. simulation ; modelling ; PLAXIS.

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Fig.I.1 : Principe de l'essai de cisaillement direct modifié.....	05
Fig.I.2 : Principe de l'essai de cisaillement simple : type NGL.....	06
Fig.I.3 : Principe de l'essai de cisaillement simple : type Uesugi et Kishida.....	06
Fig.I.4 : Exemples des situations d'interface.....	08
Fig.I.5 : Modélisation du contact.....	08
Fig.I.6 : Modes de déformation de l'interface.....	10
Fig.I.7 : Elément joint de type Goodman.....	11
Fig.I.8 : Elément joint de type ressorts.....	12
Fig.I.9 : Modèle de Mohr-Coulomb.....	13
Fig.I.10 : Analyse du comportement d'un ouvrage simple.....	17
Fig.I.11 : Interaction entre une semelle filante et une cavité symbolisée par un cercle.....	18
Fig.I.12 : Analyse du comportement d'un écran de soutènement	19

CHAPITRE II

Fig.II.1: Principe de la boîte de cisaillement direct	22
Fig.II.2.a : surface rugueuse en béton	23
Fig.II.2.b : surface lisse en béton	23
Fig.II.3 : Appareil de cisaillement direct	24
Fig.II.4: La barkhane	26
Fig.II.5 : Morphologie de la barkhane	26
Fig.II.6 : vus de sable	27
Fig.II.7 : Essai la masse volumique	27
Fig.II.8 : Essai l'équivalent de sable	27
Fig II.9 : Essai de l'analyse granulométrique	28
Fig.II.10 : Courbe granulométrique du sable testé	29

CHAPITRE III

Fig.III.1 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface sable-sable, $I_d=15\%$	31
Fig.III.2 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface sable-sable, $I_d=90\%$	33
Fig.III.3 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface béton lisse, $I_d=15\%$	35
Fig.III.4 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface béton lisse, $I_d=90\%$	36
Fig.III.5 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface béton rugueuse, $I_d=15\%$	38
Fig.III.6 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface béton rugueuse, $I_d=90\%$	39
Fig.III.7 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante Effet de la densité, surface lisse	42
Fig.III.8 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante Effet de la densité, surface rugueuse.....	43
Fig.III.9 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante Effet de la rugosité, $I_d=15\%$	44
Fig.III.10 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante Effet de la rugosité, $I_d=90\%$	45
Fig.III.11 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante, Effet de la rugosité.(F.REZAIÉ).....	46
Fig.III.12 : Essais de cisaillement à contrainte normale constante, Effet de la densité.(F.REZAIÉ).....	46

CHAPITRE IV

Fig.IV.1: Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique	53
Fig. IV.2 : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique	53
Fig.IV.3 : Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage	54
Fig.IV.4 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb	54
Fig.IV.5 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb	55
Fig.IV.6 : Définition du module à 50 % de la rupture	56
Fig.IV.7 : Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb	58
Fig.IV.8 : Onglet Paramètres de la fenêtre de calcul (Calculations)	60
Fig.IV.9 : Fenêtre de calcul	62
Fig.IV.10 : Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Output	63
Fig.IV.11 : Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Curves	64
Fig.IV.12.1 : Modèle géométrique du problème (essai sol-sol)	66
Fig.IV.12.2 : Modèle géométrique du problème (essai sol-structure)	66
Fig.IV.13.1 : Maillage du problème (essai sol-sol)	69
Fig.IV.13.2 : Maillage du problème (essai sol-structure)	69
Fig.IV.14.1 : Déformation du Maillage (essai sol-sol)	71
Fig.IV.14.2 : Déformation du Maillage (essai sol-structure)	71
Fig.IV.15.1 : les points plastiques (essai sol-sol)	72
Fig.IV.15.2 : les points plastiques (essai sol-structure)	72
Fig.IV.16 : Influence du module d'élasticité sur la contrainte de cisaillement	73
Fig.IV.17 : Influence du coefficient de poisson sur la contrainte de cisaillement	74
Fig.IV.18 : Influence de la cohésion sur la contrainte de cisaillement	75
Fig.IV.19 : Influence de l'angle de frottement sur la contrainte de cisaillement	75
Fig.IV.20 : Influence de l'angle de dilatation sur la contrainte de cisaillement	76
Fig.IV.21 : Simulation des essais à contrainte normale constante surface sable-sable, $I_d=15\%$	78
Fig.IV.22 : Simulation des essais à contrainte normale constante surface sable-sable, $I_d=90\%$	79
Fig.IV.23 : Simulation des essais à contrainte normale constante surface lisse, $I_d=15\%$	81
Fig.IV.24 : Simulation des essais à contrainte normale constante surface lisse, $I_d=90\%$	82
Fig.IV.25 : Simulation des essais à contrainte normale constante surface rugueuse, $I_d=15\%$	84
Fig.IV.26 : Simulation des essais à contrainte normale constante surface rugueuse, $I_d=90\%$	85

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Essai de l'analyse granulométrique	28
Tableau III.1 : Evolution de l'angle de frottement φ en fonction de la contrainte de confinement σ_{no}	41
Tableau III.2 : Evolution de l'angle de dilatance ψ en fonction de la contrainte de confinement σ_{no}	41
Tableau IV.1 : Propriétés de sols et d'interfaces pour les essais sol-sol	67
Tableau IV.2.1 : Propriétés de sols et d'interfaces pour les essais sol-structure surface lisse	67
Tableau IV.2.2 : Propriétés de sols et d'interfaces pour les essais sol-structure surface rugueuse	68
Tableau IV.3 : propriétés de la structure	68
Tableau IV.4 : caractéristiques de l'interface selon le modèle	86

NOTATIONS

σ_n	(Kpa)	Contrainte normale
τ	(Kpa)	Contrainte de cisaillement
ε_n	(mm)	Déplacement relatif normal
ε_t	(mm)	Déplacement relatif tangentiel
τ	(Kpa)	Contrainte limite de cisaillement
U	(mm)	Déplacement normal
W	(mm)	Déplacement tangentiel
σ	(-)	Vecteur des contraintes
ε	(-)	Vecteur des déplacements relatifs
C	(Kpa)	Cohésion
Φ	(degrés)	Angle de frottement
ψ	(degrés)	Angle de dilatance
δ'	(degrés)	Angle de frottement effectif
σ_{no}	(Kpa)	Contrainte normale initiale
G	(-)	Module de cisaillement
I_d	(%)	Indice de densité
D_r	(%)	Densité relative
E	(Kpa)	Module d'Young
ν		Coefficient de Poisson
R_{inter}		Résistance d'interface

INTRODUCTION GENERALE

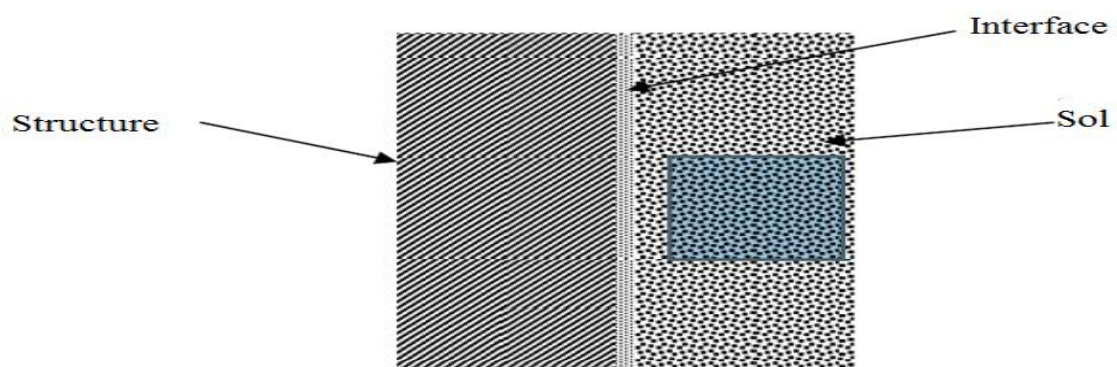
Tous les ouvrages de génie civil sont en contact avec des sols ou des roches : cette interaction peut être localisée, dans les fondations de bâtiment ou d'ouvrage d'art, plus complexe dans les soutènements, ou totale dans le cas des tunnels.

Différentes techniques expérimentales ont été employées : Potyondy (1961) , Wernik (1979) , 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 .Les résultats de ces études , ont permis de mieux comprendre le comportement des interfaces sol-structure et d'en tenir compte dans le calcul et la conception des ouvrages en génie civil.

1. Problématique :

Un grand nombre de problèmes pratiques d'interaction sol-structure nécessite la connaissance de la résistance au cisaillement entre le sol et d'autres matériaux de construction.

L'interface entre un sol et une structure est une zone de cisaillement intense intéressant une épaisseur finie de matériau. Il a la particularité d'être placé à la frontière entre deux milieux de caractéristiques notablement différents et dont l'emplacement est connu.



Interface (épaisseur fine entre le sol et une structure)

La résistance de cisaillement à l'interface sol-structure est généralement différente de celle du sol lui-même. Elle dépend du matériau d'interface et de sa rugosité ainsi que des propriétés du sol, la granulométrie et la forme des particules du sol, l'amplitude de la contrainte normale et de la vitesse de cisaillement. En somme, elle dépend en même temps à des facteurs reliés à l'interface et au sol.

Beaucoup plus de recherches ont été réalisées pour étudier le cisaillement à l'interface entre les sables et des surfaces solides. De ce fait une étude sur le cisaillement à l'interface béton-sol a été conduite en modélisant l'appareil de cisaillement direct par **PLAXIS V8.6** (c'est un logiciel géotechnique aux éléments finis spécialement destiné à l'analyse en 2D des déformations et de la stabilité des ouvrages géotechniques).

2. Objectifs de la recherche :

Dans le cas de l'étude du cisaillement à l'interface entre les sables et des surfaces solides, la littérature est relativement abondante.

De ce fait, cette étude numérique par modélisation porte sur le cisaillement à l'interface matériau solide-sable en utilisant l'appareil de cisaillement direct.

Les résultats de cisaillement entre le sable et des matériaux solides de différentes rigidités sont présentés. Les matériaux solides considérés sont le béton.

Des essais de cisaillement direct standard impliquant un cisaillement sol-sol ont été également conduits en plus des essais d'interface.

Pour conduire une étude significative sur les mécanismes fondamentaux susceptibles de contrôler le cisaillement à l'interface, il est nécessaire tout d'abord de caractériser les matériaux impliqués (sable, béton).

L'étude s'est attachée premièrement d'indiquer une vue réaliste du mécanisme de cisaillement d'interface entre sable et surfaces solides.

Plus efficaces en vue d'être utilisés dans les applications géotechniques et permettre entre autres à améliorer la détermination du l'angle de frottement Φ et Cohésion C .

3. Plan de la thèse :

Les travaux présentés dans ce mémoire à caractère théorique et numérique ont pour but de caractériser le comportement mécanique de l'interface entre un milieu granulaire et une structure rigide (béton), et comprend quatre chapitres :

Chapitre 1 : donne un aperçu général sur les interfaces et le comportement puis préciser quelques appareils d'étude en laboratoire et les travaux de modélisation des interfaces sol – structure.

Chapitre 2 : dispositif expérimental utilisé et mode opératoire.

Chapitre 3 : présentation des résultats des essais réalisés dans laboratoire.

Chapitre 4 : décrit Le code des éléments finis PLAXIS Conçu par des géotechniciens numériques, et résume Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS (le modèle élastique-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement).

CHAPITRE I

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

SUR L'INTERACTION

SOL-STRUCTURES

Chapitre I :

Synthèse bibliographique sur l'interaction sol-structures

Introduction

Tous les ouvrages de génie civil sont en contact avec des sols ou des roches : cette interaction peut être localisée, dans les fondations de bâtiment ou d'ouvrage d'art, plus complexe dans les soutènements, ou totale dans le cas des tunnels.

Les calculs de mécanique des sols ou des roches, qui utilisent la mécanique des milieux continus et la mécanique des solides, n'ont à priori que peu de ressemblances avec ceux de la résistance des matériaux, qui sert au calcul des structures et utilise une représentation des efforts internes par des torseurs (effort normal N , effort tranchant T et moment fléchissant M). S'il est possible de combiner ces deux approches dans un même calcul, les calculs se font habituellement de façon séparée dans chaque milieu (terrain/structure), avec une représentation simplifiée des conditions d'interface.

I. Etude en laboratoire de l'interaction sol-structures :

L'approche de l'interface par un milieu fictif ou réel auquel on associe une loi de comportement nécessite des études expérimentales de caractérisation mécanique selon les types de matériaux en contact. Depuis le début de l'utilisation des éléments joints dans le calcul des structures, des appareils plus ou moins sophistiqués ont été conçus pour mieux décrire le comportement des interfaces.

La plupart des travaux expérimentaux développés dans ce cadre portent sur le cisaillement entre un sol et une structure (béton, acier, bois ... etc.). Ainsi, la boîte de cisaillement direct de Casagrande, modifiée [Potyondy, Wernick, Plytas, Desai, ... etc.], fut le premier outil utilisé dans ce domaine. Or ce type d'appareils présente en effet plusieurs inconvénients. Citons par exemple les conditions aux limites imposées par les parois de la boîte ; elles n'imposent pas au sol une déformation uniforme. Pour éviter ces défauts, de nombreux chercheurs ont conçu de nouveaux appareils.

I.1.L'essai de cisaillement direct modifié :

L'essai de cisaillement direct modifié pour l'étude des interfaces sol-structures à mettre l'échantillon de sol dans une demi-boîte et à remplacer l'autre demi par une plaque rugueuse (acier, béton, bois, ... etc.).

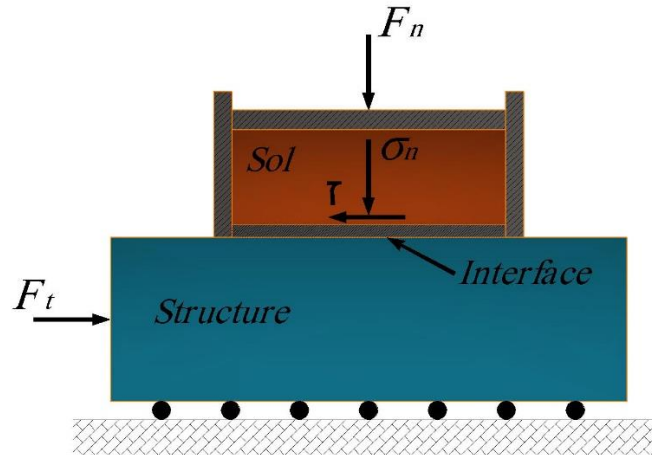


Figure.I.1 : Principe de l'essai de cisaillement direct modifié.

I.2.L'essai de cisaillement direct simple :

De conception semblable à l'essai de cisaillement direct, à quelques exceptions, cet essai permet à 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 utilisés pour l'étude du cisaillement des interfaces

I.2.1.L'appareil de cisaillement simple, type NGI (Norwegian Geotechnical Institute) :

Conçu au départ par Bjerram et Lambva (1966) pour l'étude du cisaillement dans les sols, il a été modifié 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 permet à toute section horizontale de rester circulaire pendant le cisaillement. L'interface entre le sol et la plaque supérieure demeure ainsi circulaire.

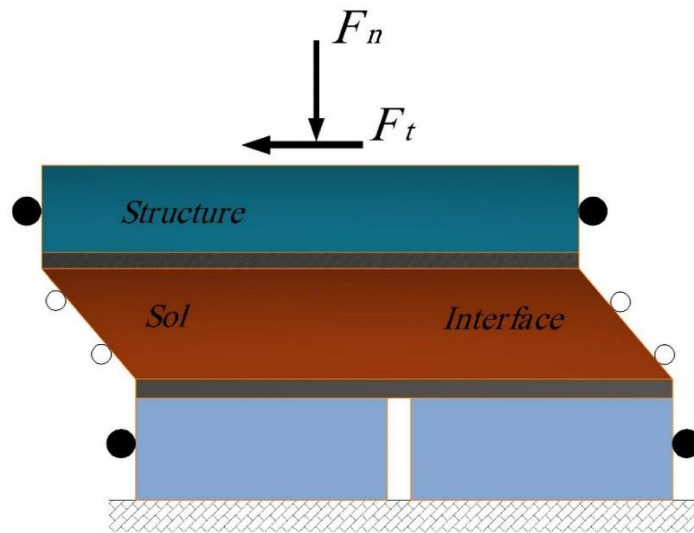


Figure.I.2: Principe de l'essai de cisaillement simple : type NGL.

I.2.2. L'appareil de cisaillement simple, type Uesugi et Kishida (Japon):

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

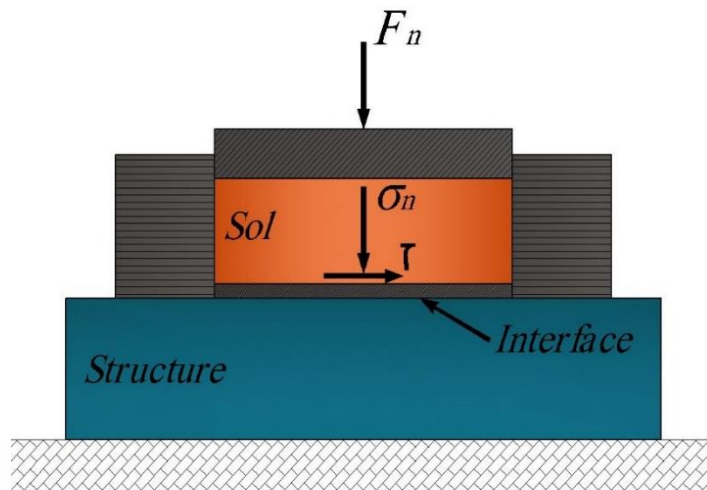


Figure.I.3 : Principe de l'essai de cisaillement simple : type Uesugi et Kishida.

I.3 Modélisation de l'interaction sol-structures :

I.3.1 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 de ces matériaux peut être décrit par des modèles simples, élastiques ou élastoplastiques.

I.3.2 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, ..).

I.3.3 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 à 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 à 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.

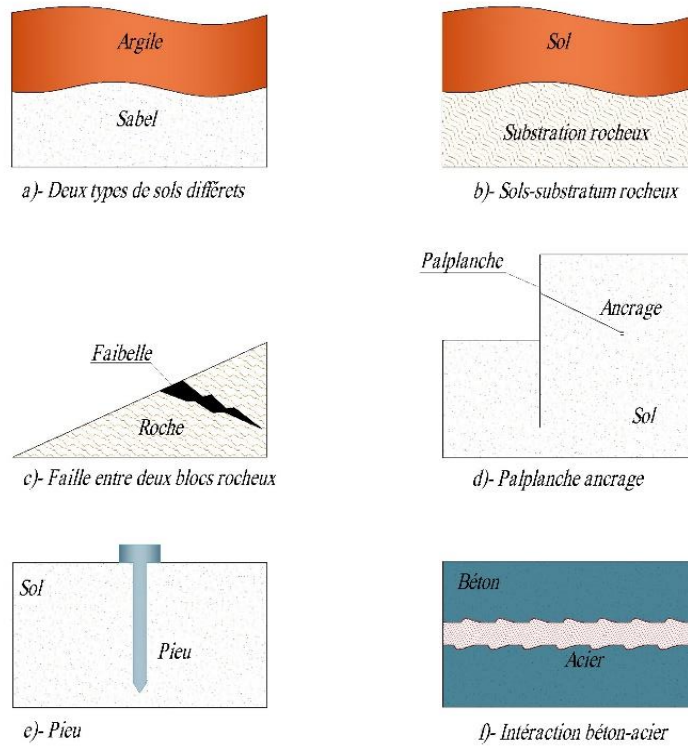


Figure.I.4 : Exemples des situations d'interface

I.3.4 Contact sol-structures :

Le contact sol-structures peut être modélisé à 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. En M , on considère les deux points 1 et 2 appartenant respectivement à A et B . Dans le repère local $(t\ n)$ (Figure 1.5), les déplacements et les contraintes de liaisons sont donnés par :

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

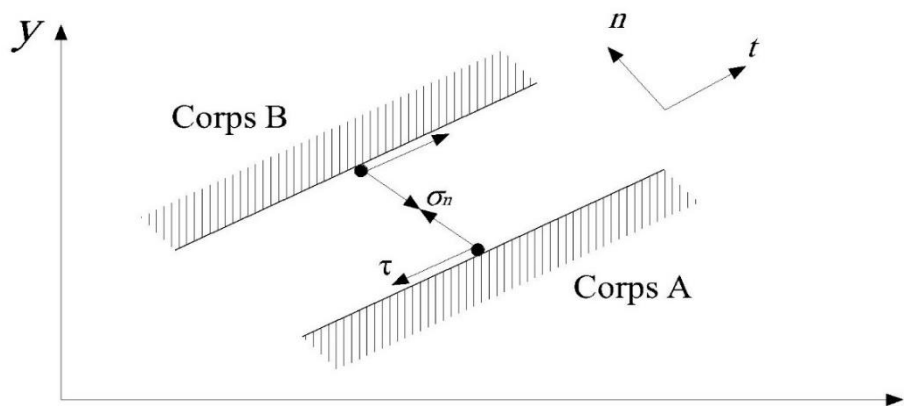


Figure. I.5 : Modélisation du contact.

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 tangentiels et normaux ($\Delta U_t, \Delta U_n$) caractérisant la cinématique de l'élément d'interface.

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

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

I.3.4.a) Mode adhésion :

Dans ce mode (figure 1.6.a), il n'y a pas de déplacement relatif entre les nœuds 1 et 2, on a alors les équations de compatibilité suivantes :

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

Les contraintes de contact sont alors régies par les conditions

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

la contrainte normale est de compression ;

la contrainte de cisaillement est inférieure au seuil de cisaillement.

I.3.4.b) 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 nœuds 1 et 2 (figure 1.6.b) ; dans ce cas, on a les conditions :

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

I.3.4.c) Mode décollement :

Dans le cas où la composante σ_n devient négative, il y a un décollement (séparation des corps A et B) (figure 1.6.c) ; on a alors les conditions suivantes :

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

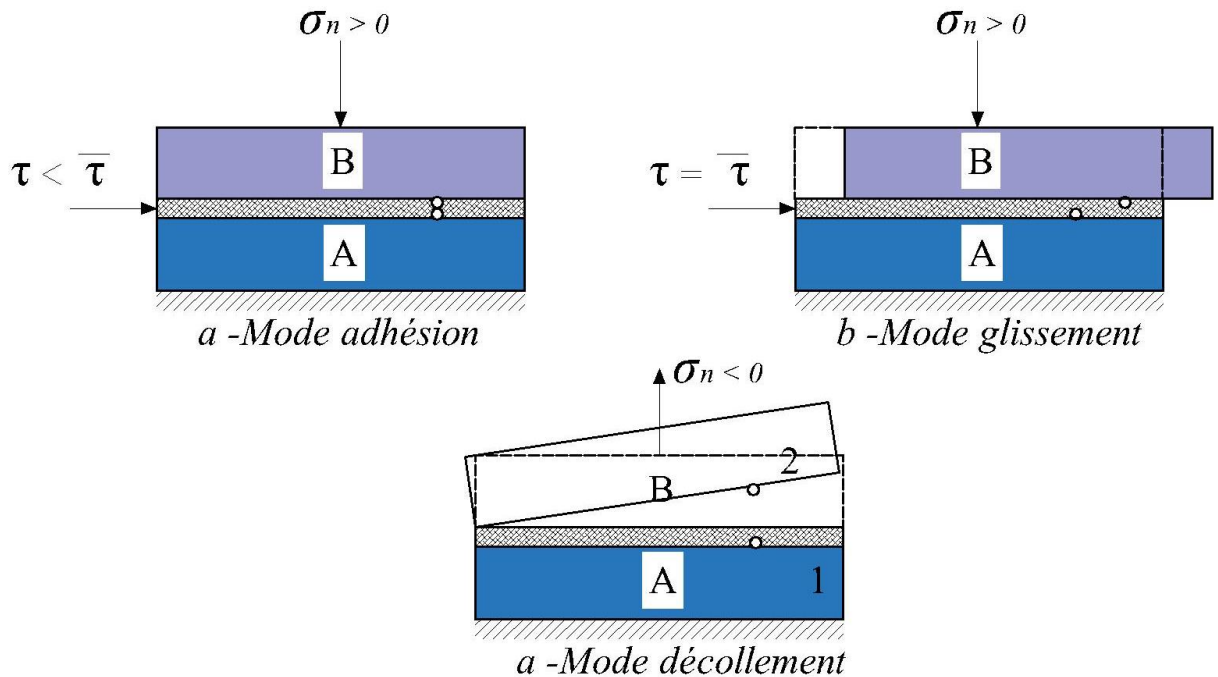


Figure. I.6: Modes de déformation de l'interface.

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.4. Modélisation des interfaces :

Le traitement analytique des problèmes comporte des interfaces (interaction sol structures) pose beaucoup de difficultés théoriques et mathématiques. 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 éléments finis est l'outil le plus utilisé dans ce domaine.

Dans le cadre de cette méthode, des éléments spéciaux dits *éléments 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.4.1 Approche de type contact :

Cette approche a fait l'objet de nombreux travaux qui sont essentiellement basés 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.

I.4.1.a) Adaptation de la rigidité :

- *Élément joint de type Goodman :*

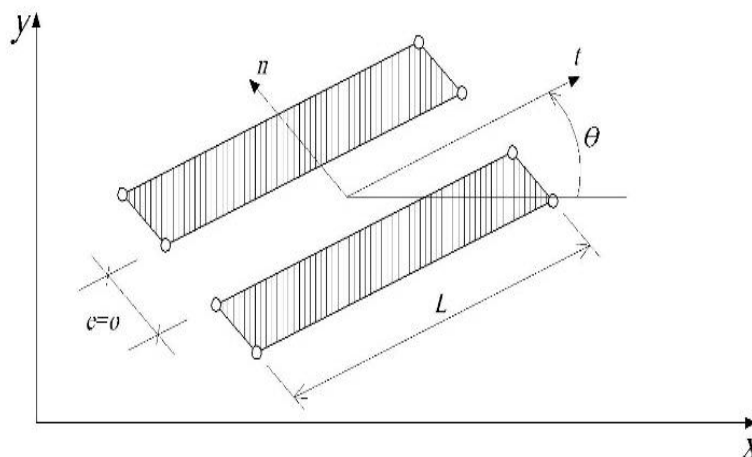


Figure.I.7 : Élément joint de type Goodman.

Dans ce cas, l'élément joint est constitué 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 à l'interface. Le vecteur de force de liaison $\{F\}$ par unité de longueur de l'élément est donné par une loi du type :

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

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

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

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

La matrice de rigidité globale du système est obtenue par l'assemblage des termes correspondant aux éléments rocheux et d'interface. Après 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 nœuds de deux ressorts fictifs, un tangentiel et un normal à la surface de contact (figure 1.8). Ces ressorts de rigidités appropriées contrôlent le glissement et le décollement entre les corps en contact. Le glissement est défini à 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.

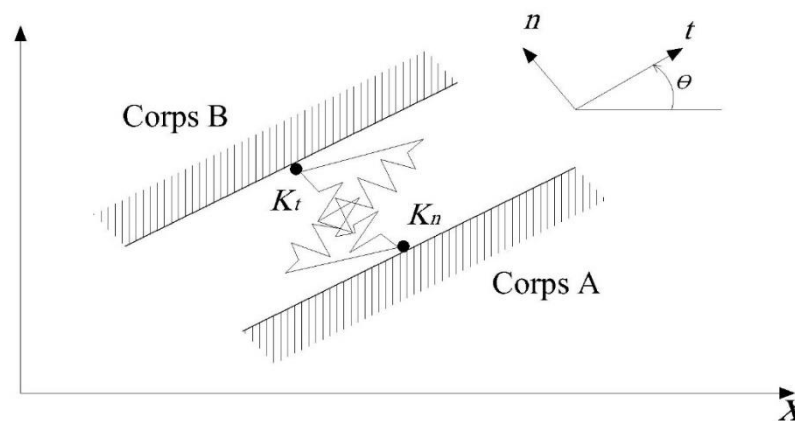


Figure. I.8 : Élément joint de type ressorts

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

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

I.4.1.b) Lois élastoplastiques :

Y. Meimon et al ont utilisé, pour le calcul des fondations des plates-formes pétrolières, des éléments joints à 6 nœuds. Le comportement à 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 gouverné par une fonction de charge f et un potentiel plastique g :

$$f(\sigma_n, \tau) = |\tau| - \sigma_n \tan \varphi - c; \quad (1.10)$$

$$g(\sigma_n, \tau) = |\tau| - \sigma_n \tan \psi$$

Où : φ , c et ψ sont respectivement l'angle de frottement, la cohésion et l'angle de dilataance.

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 dilataance, comme le montre les figures 1.9.a à 1.9.d.

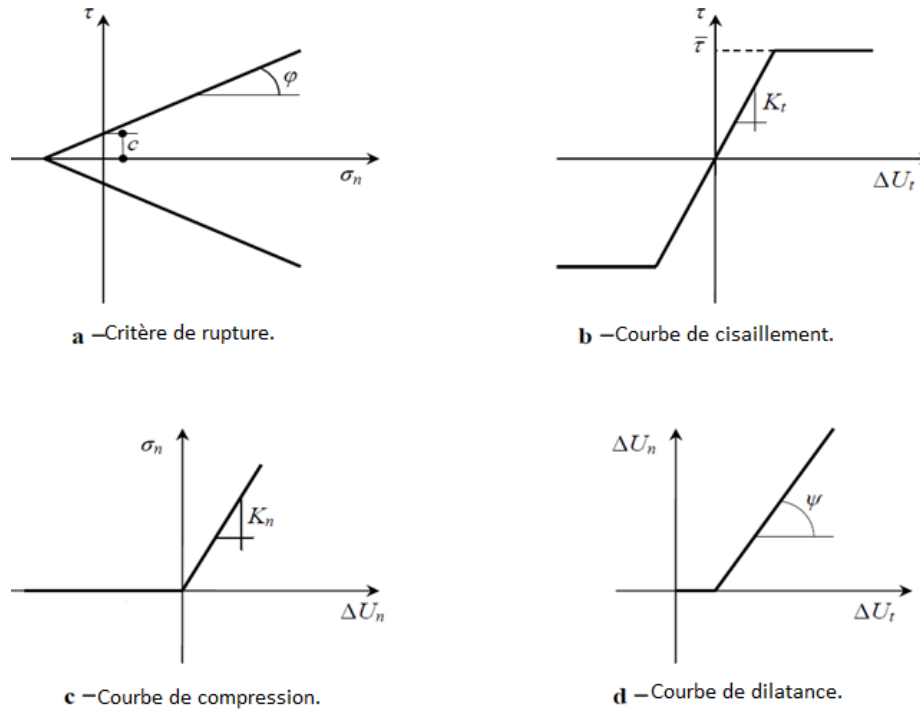


Figure.I.9 :Modèle de Mohr-Coulomb.

I.4.1.c) 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 développé une loi vectorielle bidimensionnelle à dépendance directionnelle pour le comportement de l'interface.

Leur modèle à été identifié sur des essais de cisaillement direct sol-structures, selon trois chemins de sollicitations : à contrainte normale constante, à déformation normale constante et à rigidité normale imposée.

I.4.1.d) Contact avec des conditions supplémentaires :

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

-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 proposé consiste à utiliser, d'une part, une technique de sous structuration en chaîne traduisant les conditions cinématiques, et d'autre part, un processus itératif qui traduit les conditions statiques aux interfaces.

-Approche à l'aide du multiplicateur de Lagrange :

M.G. Katona a suivi la même démarche qu'Hermann et Frank en dédoublant les nœuds 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 à minimiser, à l'aide de la technique du multiplicateur de Lagrange.

I.4.2 Approche de type couche mince :

Certains auteurs (Ghaboussi, Pandé, Desai) ont proposé l'introduction de la notion de déformations aux éléments joints ; ceci en assignant une certaine épaisseur à l'interface. L'utilisateur de ce type d'éléments est justifié 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-structures) 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 formulation d'un élément isoparamétrique, parabolique à huit nœuds, en utilisant les déplacements relatifs à l'interface Comme degré de liberté indépendante. Pour le comportement de l'interface, ils ont utilisé le modèle élastoplastique non associé de Mohr-Coulomb.

C.S. Desai a développé, pour l'élément couche mince, une loi de comportement dans laquelle l'écroutissage et le pic de contrainte ont été introduits. Les paramètres de ce modèle sont déterminés à partir de l'essai de cisaillement direct entre un sol et une plaque rugueuse en béton.

Le modèle a été appliqué à 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.5. Quelques exemples de l'interaction sol-structures :

I.5.1. 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 1.10).

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 1.10.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, où 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 traité 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] :

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

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 :

$$P = k\delta. \quad (1.12)$$

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 :

$$\begin{cases} \delta = \frac{p}{k} & \text{pour } P < P_{max} \\ \delta \text{ quelconque} & \text{pour } P = P_{max} \end{cases} \quad (1.13)$$

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 modèle de calcul.

b) Calcul du sol :

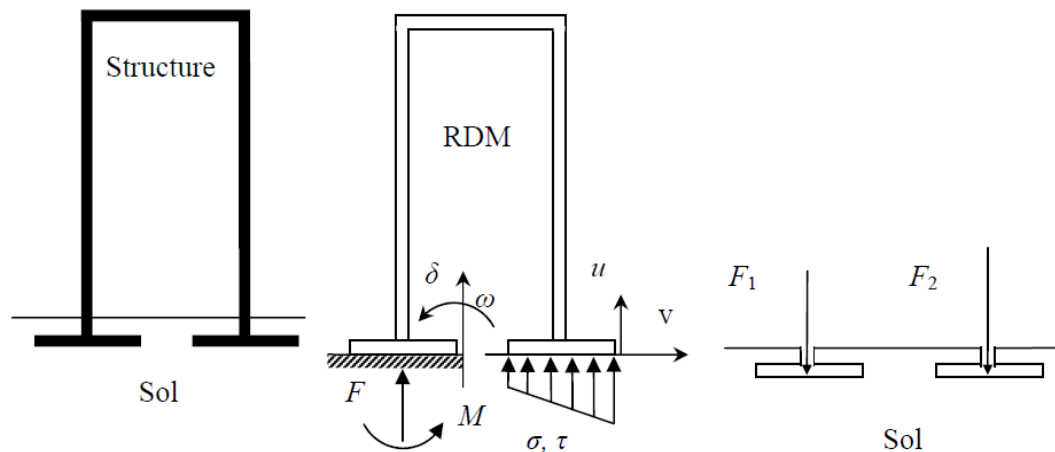
Pour le mécanicien des sols, le calcul de l'interaction sol-structure a une allure toute différente : l'ouvrage est une condition à la limite appliquée au massif de sol (figure 1.10.c), qui peut prendre deux formes principales :

- ❖ pression uniforme sur une surface (fondation souple) ;
- ❖ force appliquée sur une surface à déformation uniforme (translation ou rotation) pour une fondation rigide.

Compte 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 égale et 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 du sol

Figure.I.10 : Analyse du comportement d'un ouvrage simple :
Point de vue de la structure et point de vue du sol

I.5.2 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 près de la fondation (figure 1.11). 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 1.11). 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.

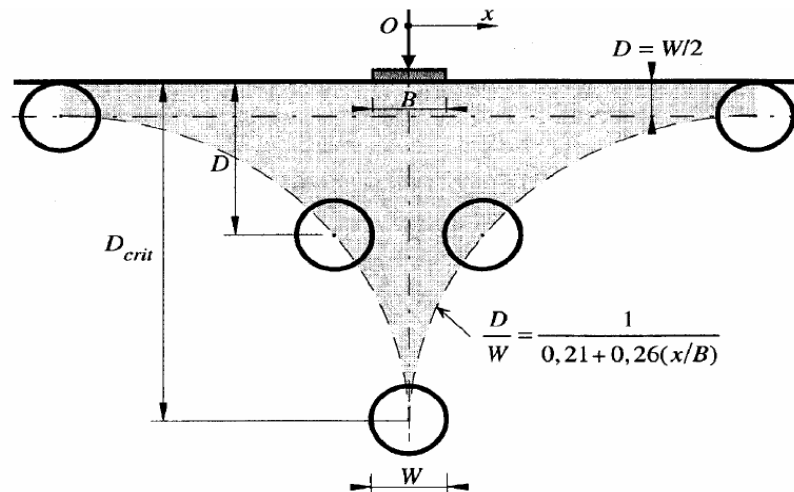


Figure.I.11 : Interaction entre une semelle filante et une cavité symbolisée par un cercle (en différentes positions) D'après Wood et Larnach (1985)

I.5.3 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 1.12.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 à un coefficient de réaction k (et, dans certains cas, une pression limite) (figure 1.12.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

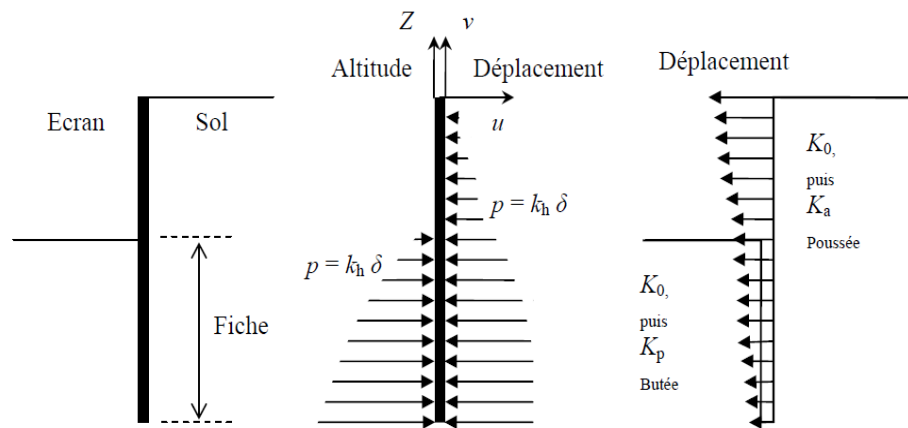
aux limites du problème. Le calcul se réduit alors à la résolution d'une équation différentielle du quatrième ordre du déplacement $u(z)$, de la forme :

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

que l'on résout pour des conditions aux limites adaptées (point fixe imposé par un tirant ou un butons, encastrement à la base ou en tête, ... 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 1.12.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 appliqués à l'écran par le sol. Ce calcul sert à 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. I.12 : 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 sol-structure 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 entraînent des mouvements du sol vers la fouille (déplacements latéraux généralement confinés 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 ;

I.5.4 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 renforcements), 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 collé (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.

I.6.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 préssiométrique 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.

Cette synthèse bibliographique a permis de dresser un cahier des charges pour le nouvel appareil qui fait l'objet de notre étude. Pour amener une évolution conséquente, il devra satisfaire aux exigences suivantes :

- ❖ permettre de réaliser des essais selon tout type de chemin
- ❖ pourvoir supporter des contraintes importantes (jusqu'à 1 000 kPa).
- ❖ permettre de grands déplacements tangentiels d'interface sans perte de matériau.
- ❖ pouvoir réaliser des sollicitations monotones à vitesse contrôlée variable et des sollicitations cycliques.
- ❖ permettre une visualisation du mouvement des grains au sein de l'échantillon.
- ❖ permettre l'utilisation d'un matériau relativement grossier.
- ❖ avoir une mesure locale de la contrainte normale au niveau de l'inter.

CHAPITRE II

DISPOSITIF EXPERIMENTAL UTILISE ET MODE OPERATOIRE SUIVI

Chapitre II :

DISPOSITIF EXPERIMENTAL UTILISE ET MODE OPERATOIRE SUIVI

II.1. Description de l'appareillage :

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

Dans les essais sol-structure la demi-boîte inférieure a été remplacée par un prisme rectangulaire de surface rugueuse, ou lisse (en Béton) afin de mesurer les caractéristiques de l'interface Figure [2-1].

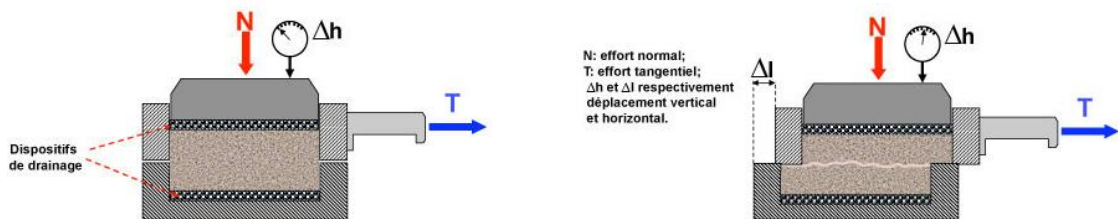


Figure.II.1: Principe de la boîte de cisaillement direct.

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'un prisme rectangulaire de béton lisse et une interface rugueuse obtenue par collage des grains de sable sur prisme rectangulaire de béton 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. II.2.a: surface rugueuse en béton.

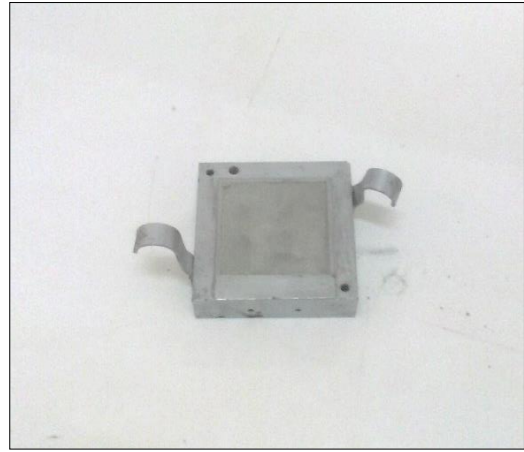


Figure.II.2.b : surface lisse en béton.

La demi-boîte 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 boîte utilisée à une section carrée (6 cm de côté) et une profondeur de 2.5 cm. La course de déplacement est de l'ordre de 6mm.
- La boîte est garnie d'une pierre poreuse (parfois dentée) de façon à assurer un bon contact entre l'échantillon et la boîte.
- La partie inférieure est entraînée à vitesse constante, variable de 1.0 mm par minute.
- Un anneau dynamométrique lié à la boîte permet de mesurer l'effort de cisaillement.
- Un comparateur est placé entre la boîte 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 boîte 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]



Figure.II.3 : Appareil de cisaillement direct.

II.2. Mode opératoire :

Le mode opératoire comporte les étapes suivantes :

❖ Préparation de l'échantillon

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

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

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

❖ Phase de cisaillement

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).

II.3. MATERIAUX ETUDIÉS :

❖ SABLE DE DUNES

A/- Mécanismes de formation

Les dunes se forment dans des zones où le sable est abondant et non fixé par la végétation (désert, plage, lit fluvial à l'étiage). Le sable est érodé et pris en charge par le vent (déflation). Il est transporté aux ras du sol par saltation, puis s'accumule quand la compétence du vent chute (versant sous le vent). Une dune peut se déplacer par érosion du versant au vent et accumulation sur le versant opposé.

B/- Types des dunes

1. les avant-dunes (fore dune pour les anglophones), qui sont des bourrelets plus ou moins fixés par la végétation (oyats par exemples), parallèles au trait de côte et solidaire de la plage, c'est à dire échangeant du sable avec elle, dans un même système sédimentaire. À ne pas confondre avec une ancienne arrière dune en cours d'érosion, ou avec une dune formée par du sable venant de terre sur un secteur ou une avant-dune active ne pourrait pas se former. En Espagne et en Tunisie, ces avant-dunes sont systématiquement considérées comme faisant partie du domaine public maritime, ce qui facilite leur protection. L'avant-dune se forme à partir de fixation du sable en haut de plage, par des plantes pionnières psammophiles.

2. les falaises dunaires (dune cliff pour les anglophones) n'est pas une vraie dune mais un profil résultant de l'érosion marine d'une dune ancienne fixée par une pelouse ou un boisement qui ont été à l'origine de la formation d'une couche d'humus ou de sol sableux.

3. les dunes perchées, (cliff-top dune pour les anglophones), qui apparaissent au sommet d'une falaise vive; alimentée en sable par le vent à partir de l'estran, voire à partir du profil de pente, quand il s'agit d'une falaise dunaire. **4. les cordons dunaires artificiels**, qui sont construits de main d'homme, généralement comme élément de protection contre la mer ou d'une zone cultivée et/ou construite. Ils nécessitent un entretien permanent, sans lequel ils se désintègrent en quelques décennies. Certains cordons sont semi-naturels (ex : avant-dunes plus ou moins dégradés rectifiées par des engins et fixées par des oyats à Sangatte dans le nord de la France.).

C/- Physique des dunes

Nous connaissons tous, au moins par des photos ou les images de télévision, les étendues majestueuses de dunes ressemblant à une mer de sable dans le désert. Leurs formes répétitives modelées par le vent couvrent d'immenses surfaces et leurs déplacements menacent aussi bien les zones de cultures que les routes ou même les villes. Malgré cela, le mouvement des dunes était encore très mal compris.

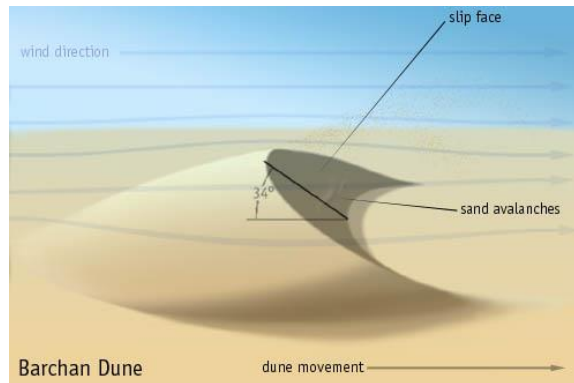


Figure .II.4: La barkhane.

Une barkhane est une dune de la forme d'un croissant allongé dans le sens du vent, Elle naît là où l'apport de sable est faible et sous des vents unidirectionnels. Le vent fait rouler le sable pour qu'il remonte la pente du dos de la dune jusqu'à la crête et vienne former de petites avalanches sur le versant plus pentu du front. Ce phénomène fait avancer la dune.

Les dunes les plus simples ont une forme de croissant et portent le nom arabe de barkhane (voir Fig. II.4). Elles se forment dans des conditions particulières avec des volumes de sable limités et se déplacent sur un substrat stable sous l'action d'un vent qui vient toujours de la même direction. Leur crête sépare le dos de la dune, incliné de 5 à 20° et le front nettement plus raide (32 à 35°) qui se prolonge par deux cornes dans la direction du vent (voir Fig. II.5).

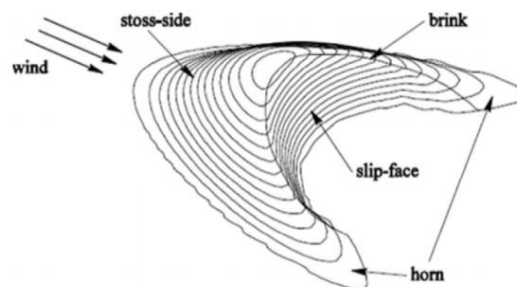


Figure .II.5 : Morphologie de la barkhane.

Les essais ont été réalisés avec le sable des dunes (vile de Boussaâda wilaya de m'silla)



Figure.II.6 : vus de sable.

❖ **Caractéristiques physiques :**

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

- **Poids volumique (γ_{dmin}) sec à l'état lâche : 13.40 KN/m³**
- **Poids volumique (γ_{dmax}) sec à l'état dense : 16.60 KN/m³**
- **Equivalent de sable E.S=84.11 %** (sable propre : absence des fines argileuses)
- **Equivalent de sable E.S.V=71.21 %** (sable propre : absence des fines argileuses)



Figure. II.7: essai la masse volumique.



Figure. II.8:essai l'équivalent de sable.

❖ **Analyse granulométrique :**

D'après l'analyse granulométrique qui est déterminé par tamisage, c'est un sable fin de 50% des grains de sable ont un diamètre compris entre (0.08mm / 0.4mm). Les résultats du tamisage à sec (AFNOR ,1996) sont résumés dans le tableau 2-1.

On distingue : le coefficient d'uniformité Hazen et le coefficient de courbure



Figure. II.9 : Essai de l'analyse granulométrique.

Tableau II-1 :

MASSE DE L'ESSAI=1000g				
TAMIS (mm)	REFUS (g)	REFUS CUMULES (g)	REFUS CUMULES (%)	TAMISATS CUMULES (%)
0.4	5.9	5.9	0.05	99.41
0.315	22.4	28.3	0.28	97.17
0.2	663.8	692.1	69.21	30.79
0.160	174.2	866.3	86.63	13.37
0.125	117.9	984.2	98.42	1.58
0.1	6.1	990.3	99.03	0.97
0.08	5.7	996	99.6	0.4
FOND	3.7	999.7	99.97	0.03

Donc ne constate que 97.83% de grain de sable de dune et de diamètres enter 0.125 mm et 0.315 mm.

$$C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{10} d_{60}} = 1.00$$

$$C_u = \frac{d_{10}}{d_{60}} = 0.625$$

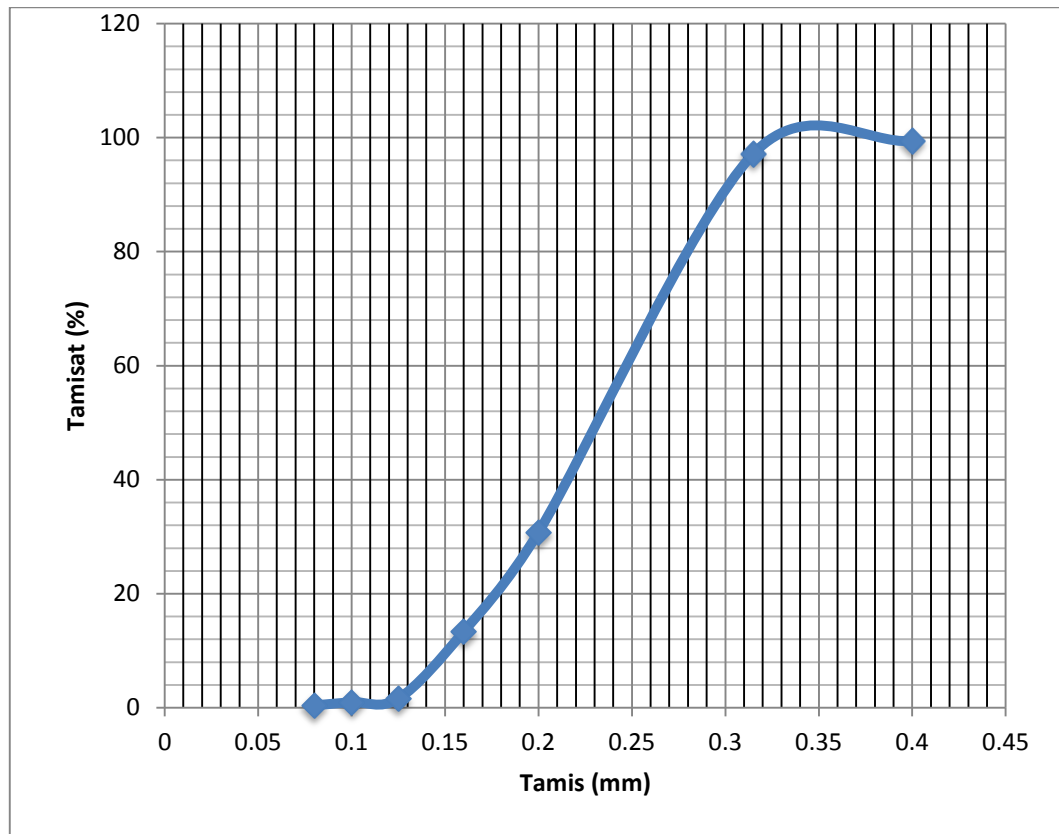


Figure.II.10 : Courbe granulométrique du sable testé.

II.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 sol-structure (prochaine partie), ces essais ont permis l'étude de l'effet des principaux paramètres sur le comportement de l'interface : type du sable (sable fin des dunes (v. Boussaâda)), rugosité de la surface de la structure (lisse ou rugueuse), densité du sable (lâche ou dense), contrainte de confinement.

CHAPITRE III

PRESENTATION DES RESULTATS DES ESSAIS REALISES

Chapitre III:

PRESENTATION DES RESULTATS DES ESSAIS REALISES

Ce chapitre comporte une étude du comportement de l'interface sols-structures sous chargements monotones à faibles confinements. Des essais ont été réalisés pour étudier l'influence de principaux paramètres sur le comportement de l'interface: type du sable (fin sable de dune (Bou-Saâda)), 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 imposée).

III.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 (élevée et faible) et deux types de deux surfaces: une surface lisse constituée d'un prisme rectangulaire de béton et une interface rugueuse obtenue par collage des grains de sable sur prisme rectangulaire de béton et 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 (12.5, 25 à 50 KPa) a été explorée.

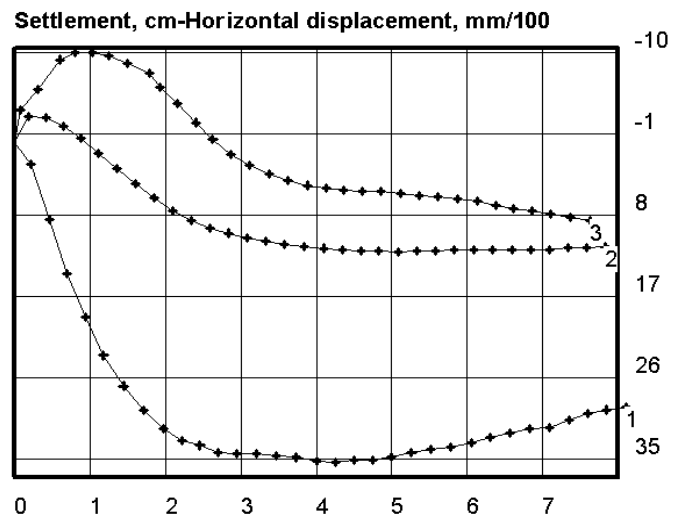
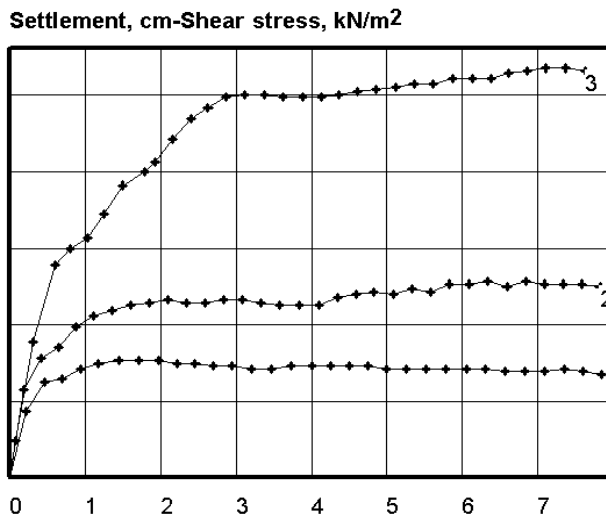
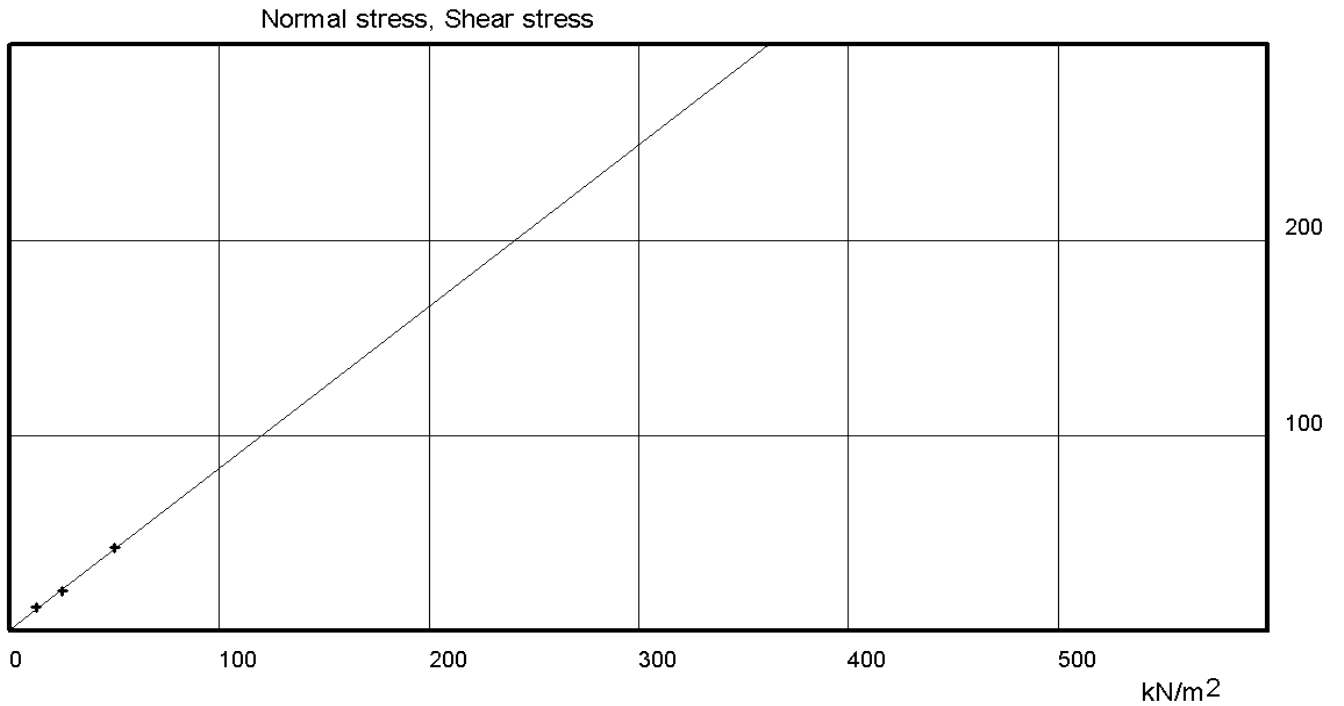
III.2. Surface sable-sable :

❖ Sable lâche

Des essais ont été effectués à différentes valeurs de la contrainte normale initiale ($\sigma_{no} = 12.5, 25$ et 50 kPa), On constate que la contrainte de cisaillement croît au début de chargement jusqu'à un déplacement Tangentiel de l'ordre de 03 mm. Ensuite, elle continue à augmenter faiblement sans atteindre de palier [3.1a].

L'évolution du déplacement normal est illustrée dans la figure [3.1b]. On constate que le comportement au début de l'essai est contractant, ensuite, il devient dilatant (à partir d'un déplacement tangentiel de l'ordre de 01 mm, puis il revient contractant à partir d'un déplacement tangentiel de l'ordre de 4.5 mm. On note que la dilatance s'amplifie avec la diminution de la contrainte initiale appliquée.

Direct shear test



NORMAL STRESS KN/m ²	FAILURE		
	SHEAR STRESS kN/m ²	DISPL. mm	SETTLEMENT mm/100
12.50	12.22	1.44	26.90
25.00	20.56	6.33	11.80
50.00	42.78	7.11	7.90

Area of shear-box= 36.00 cm²
 Rate of displacement, mm/min= 0.0000
 Type of test:
 Type of specimen:

Moisture content, %=
 Wet density, g/cm³=
 Dry density, g/cm³=

Cohesion= 1.11 kN/m²
 Angle of shear resistance= 39.54 deg

Figure: III.1.Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Surface sable-sable, sable des dunes (I_d=15%)

a: Évolution de la contrainte tangentielle

b: Évolution du déplacement normal

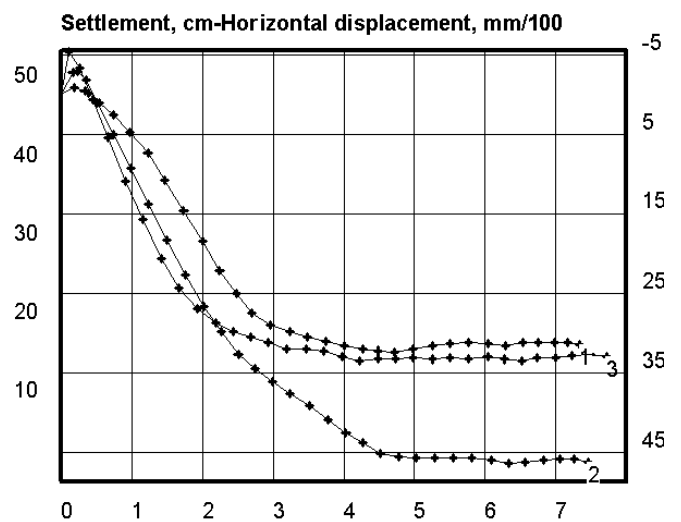
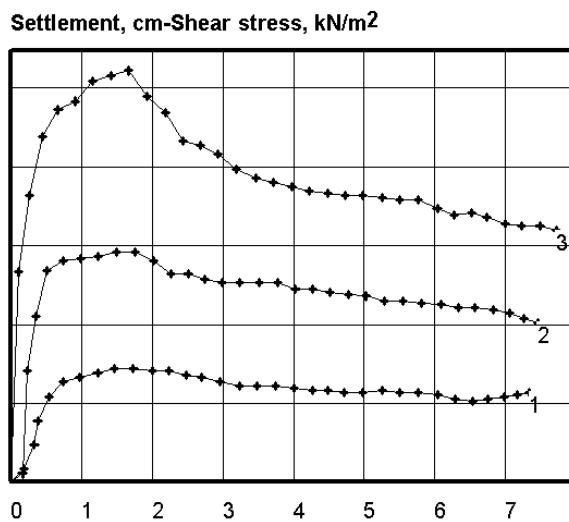
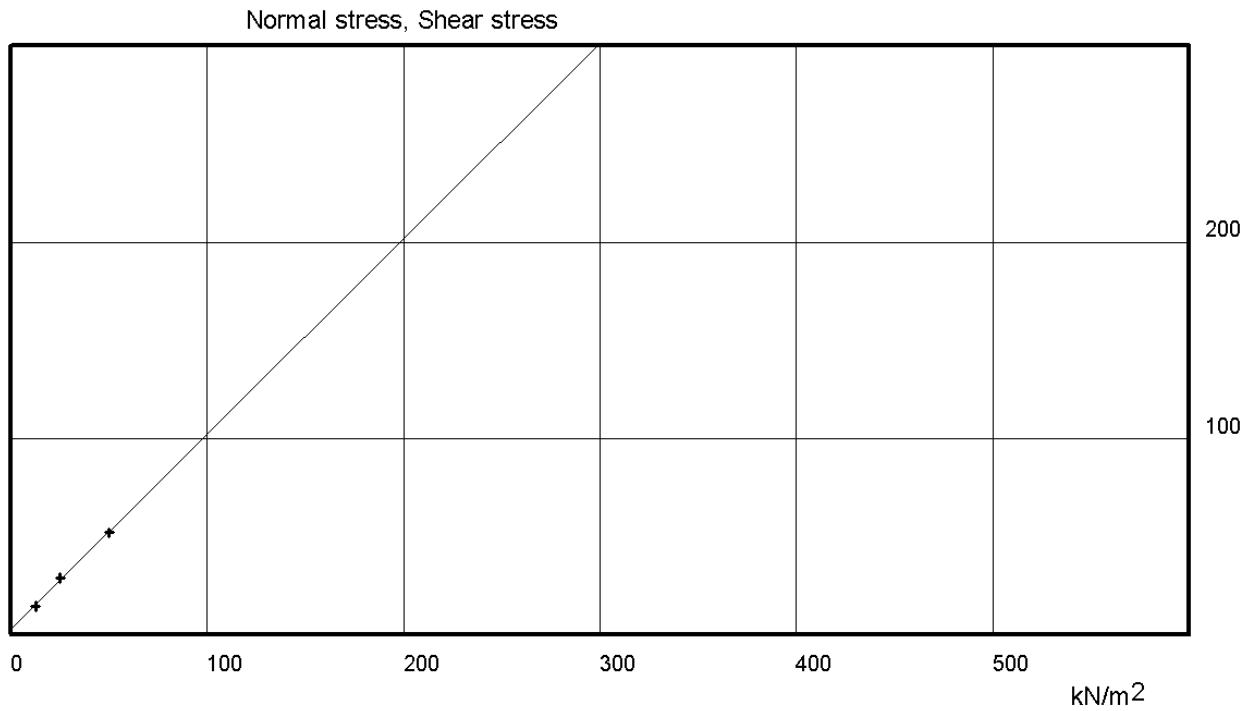
❖ Sable dense :

Des essais ont été effectués à différentes valeurs de la contrainte normale initiale ($\sigma_{no} = 12.5, 25$ et 50 kPa).

Les résultats obtenus dans les figures (3.2a et 3.2b) montrent que la contrainte normale diminue tout au long de l'essai. Ceci est dû au comportement contractant de l'interface. En ce qui concerne la contrainte de cisaillement, on note une augmentation rapide de celle-ci au début du chargement jusqu'à atteindre un pic. Ensuite, elle diminue à cause de la diminution de la contrainte normale.

L'évolution du déplacement normal est illustrée dans la Figure 3.2b. on constate que le comportement du sable est contractant au début de l'essai, puis il devient dilatant. Le déplacement normal se stabilise à partir d'un déplacement tangentiel de l'ordre de 4 mm (Figure 3.2b).

Direct shear test



NORMAL STRESS KN/m ²	FAILURE SHEAR STRESS kN/m ²	FAILURE DISPL. mm	SETTLEMENT mm/100
12.50	14.44	1.47	10.80
25.00	29.17	1.49	18.30
50.00	52.22	1.67	24.30

Area of shear-box= 36.00 cm²
 Rate of displacement, mm/min= 0.0000
 Type of test:
 Type of specimen:

Moisture content, %=
 Wet density, g/cm³=
 Dry density, g/cm³=

Cohesion= 2.92 kN/m²
 Angle of shear resistance= 44.86 deg

Figure : III.2. Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Surface sable-sable, sable des dunes (I_d=90%)

a: Évolution de la contrainte tangentielle.

b: Évolution du déplacement normal.

III.3. Surface lisse (Béton)

❖ Sable lâche

Des essais ont été effectués à différentes valeurs de la contrainte normale initiale ($\sigma_{no} = 12.5, 25$ et 50 kPa).

Les résultats sont illustrés dans les figures 3.3a et 3.3b. On constate que la contrainte tangentielle croît 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 (Figure 3.3a).

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 3.3b)

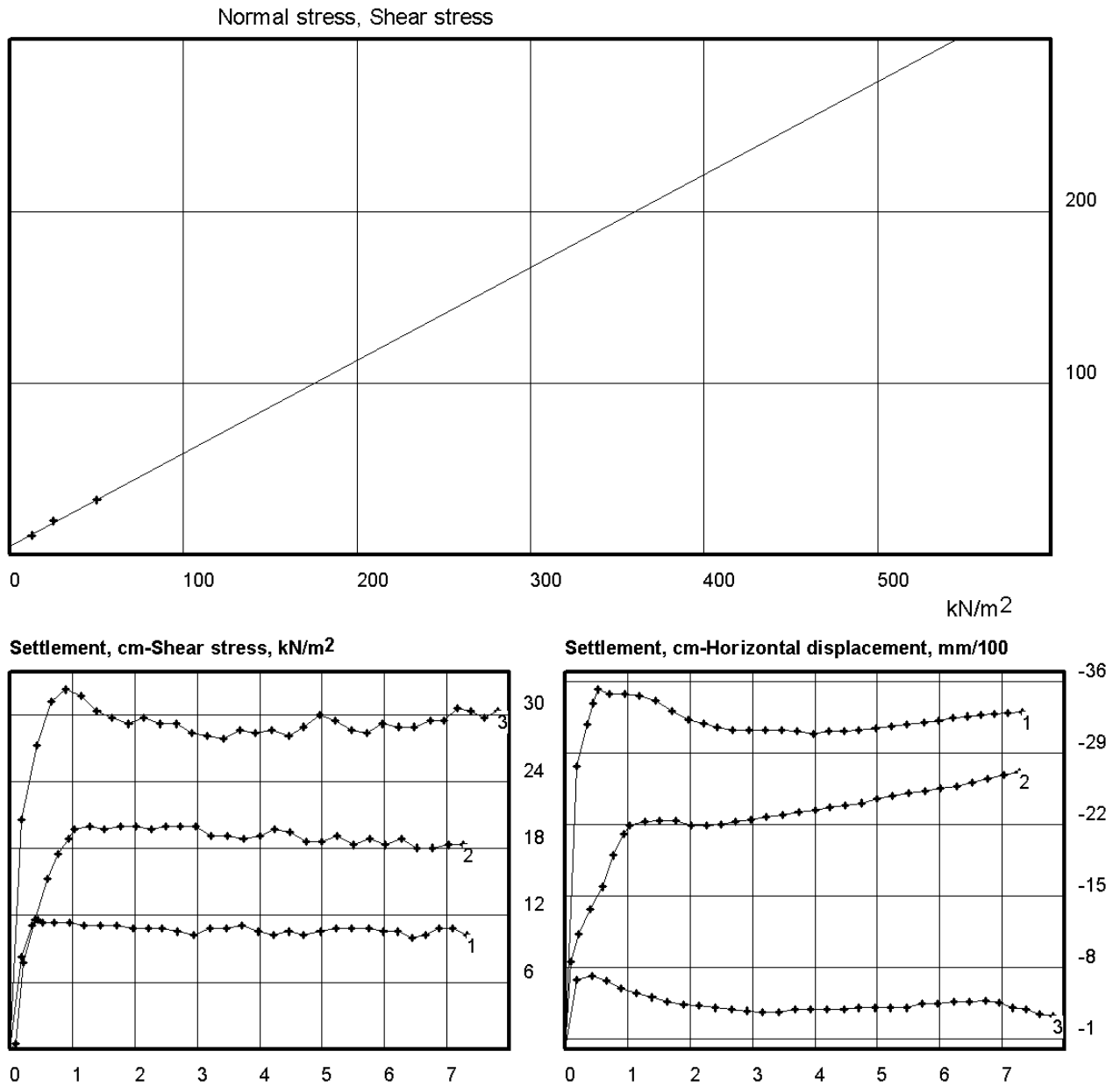
❖ Sable dense

Nous avons effectué des essais à trois valeurs de la contrainte normale initiale ($\sigma_{no} = 12.5, 25$ et 50 kPa).

Les résultats sont illustrés dans les figures 3.4a et 3.4b. On constate que la contrainte tangentielle croît au début du chargement pour atteindre un palier, puis, elle diminue légèrement avant de se stabiliser à partir d'un déplacement tangentiel de l'ordre de 2 mm (Figure 3.4a).

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 3.4b)

Direct shear test



NORMAL STRESS KN/m ²	SHEAR STRESS kN/m ²	FAILURE DISPL. mm	SETTLEMENT mm/100
12.50	11.67	0.45	-33.90
25.00	20.00	1.28	-22.30
50.00	32.22	0.89	-6.00

Area of shear-box= 36.00 cm²
 Rate of displacement, mm/min= 0.0000
 Type of test:
 Type of specimen:

Moisture content, %=
 Wet density, g/cm³=
 Dry density, g/cm³=

Cohesion= 5.56 kN/m²
Angle of shear resistance= 28.35 deg

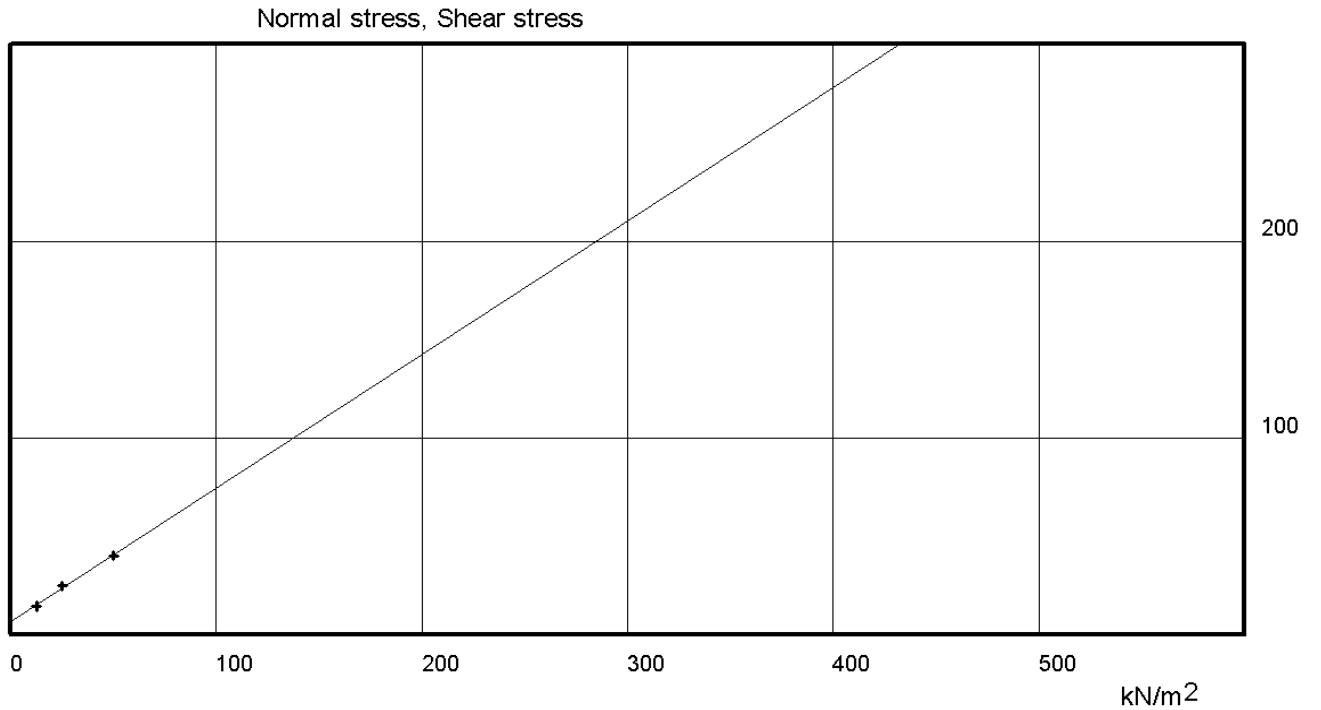
Figure : III.3. Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Surface béton lisse, sable de dune (I_d=15%)

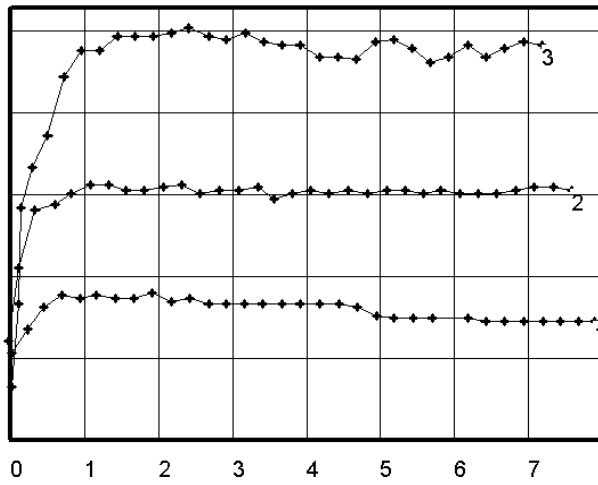
a: Évolution de la contrainte tangentielle

b: Évolution du déplacement normal

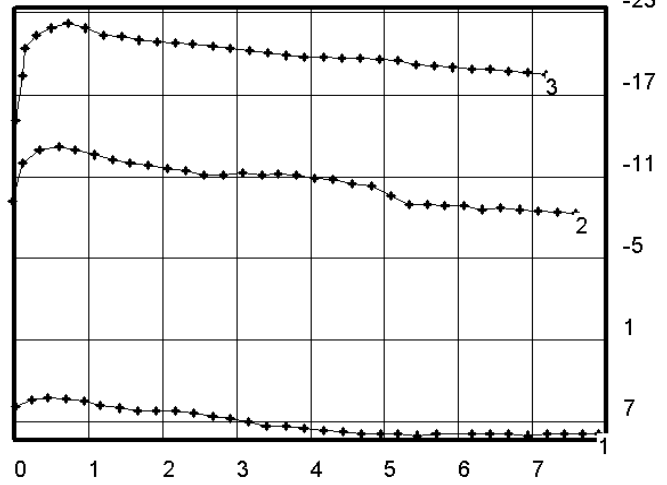
Direct shear test



Settlement, cm-Shear stress, kN/m²



Settlement, cm-Horizontal displacement, mm/100



NORMAL STRESS kN/m ²	FAILURE SHEAR STRESS kN/m ²	DISPL. mm	SETTLEMENT mm/100
12.50	14.44	1.91	6.20
25.00	25.00	1.07	-12.60
50.00	40.28	2.41	-20.70

Area of shear-box= 36.00 cm²
 Rate of displacement, mm/min= 0.0000
 Type of test:
 Type of specimen:

Moisture content, %=
 Wet density, g/cm³=
 Dry density, g/cm³=

Cohesion= 6.81 kN/m²
 Angle of shear resistance= 34.13 deg

Figure : III.4. Essais de cisaillement à contrainte normale constante
 Surface béton lisse, sable de dunes (I_d=90%)

a: Évolution de la contrainte tangentielle

b: Évolution du déplacement normal

III.4. Surface rugueuse (Béton)

❖ Sable lâche

Des essais ont été réalisés avec du sable à des forts ($\sigma_{no} = 12.5, 25$ et 50 kPa), Une analyse des résultats obtenus (Figures 3.5a à 3.5b) montre que dans le cas des contraintes la contrainte de cisaillement augmente au début des essais jusqu'à un déplacement tangentiel de l'ordre de 03 mm pour atteindre un palier puis elle se stabilise,

En ce qui concerne le déplacement normal, 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, même en fin de chargement.

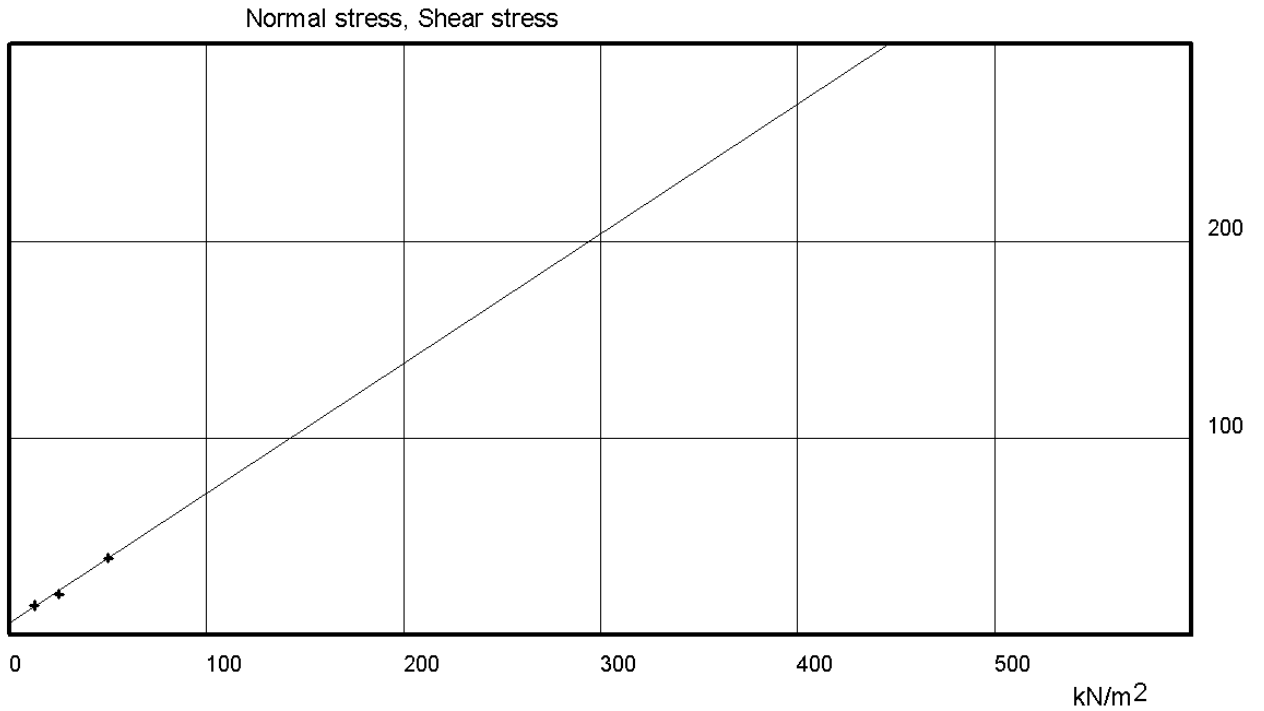
❖ Sable dense

Afin d'étudier l'influence de la contrainte normale initiale, nous avons effectué des essais à trois valeurs de la contrainte normale initiale à ($\sigma_{no} = 12.5, 25$ et 50 kPa).

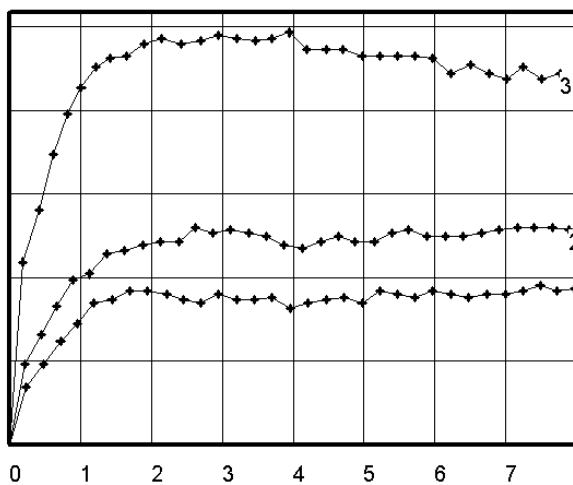
Les résultats obtenus sont illustrés dans les figures [3.6a et 3.6b]. On constate que la contrainte de Cisaillement augmente au début du chargement pour atteint un pic (t) pour un déplacement tangentiel de l'ordre de 2.00 mm, après lequel, elle diminue pour se stabiliser à partir d'un déplacement tangentiel de l'ordre de 4.00 mm.

En ce qui concerne le déplacement normal dans le cas de les forts ($\sigma_{no} = 12.5, 25$ et 50 kn), On remarque que le comportement est contractant au début, puis elle devient dilatante sans stabilisation. On constate également que le déplacement normal s'accroît avec la contrainte initiale.

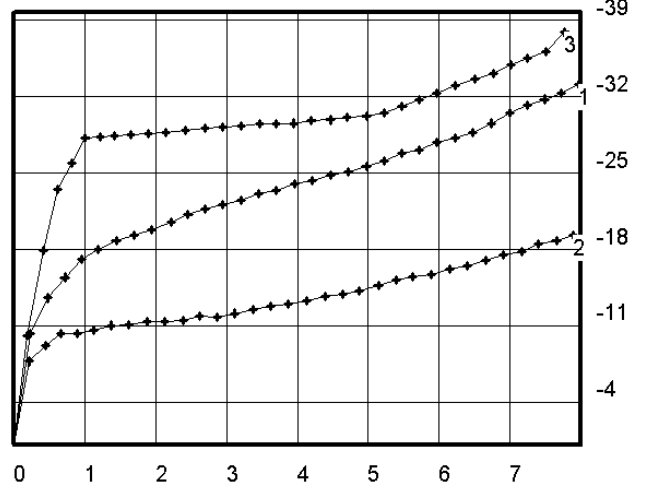
Direct shear test



Settlement, cm-Shear stress, kN/m²



Settlement, cm-Horizontal displacement, mm/100



NORMAL STRESS KN/m ²	FAILURE SHEAR STRESS kN/m ²	DISPL. mm	SETTLEMENT mm/100
12.50	15.28	7.48	-31.80
25.00	20.83	2.62	-11.90
50.00	39.44	3.94	-29.60

Area of shear-box= 36.00 cm²
 Rate of displacement, mm/min= 0.0000
 Type of test:
 Type of specimen:

Moisture content, %=
 Wet density, g/cm³=
 Dry density, g/cm³=

Cohesion= 5.97 kN/m²
 Angle of shear resistance= 33.37 deg

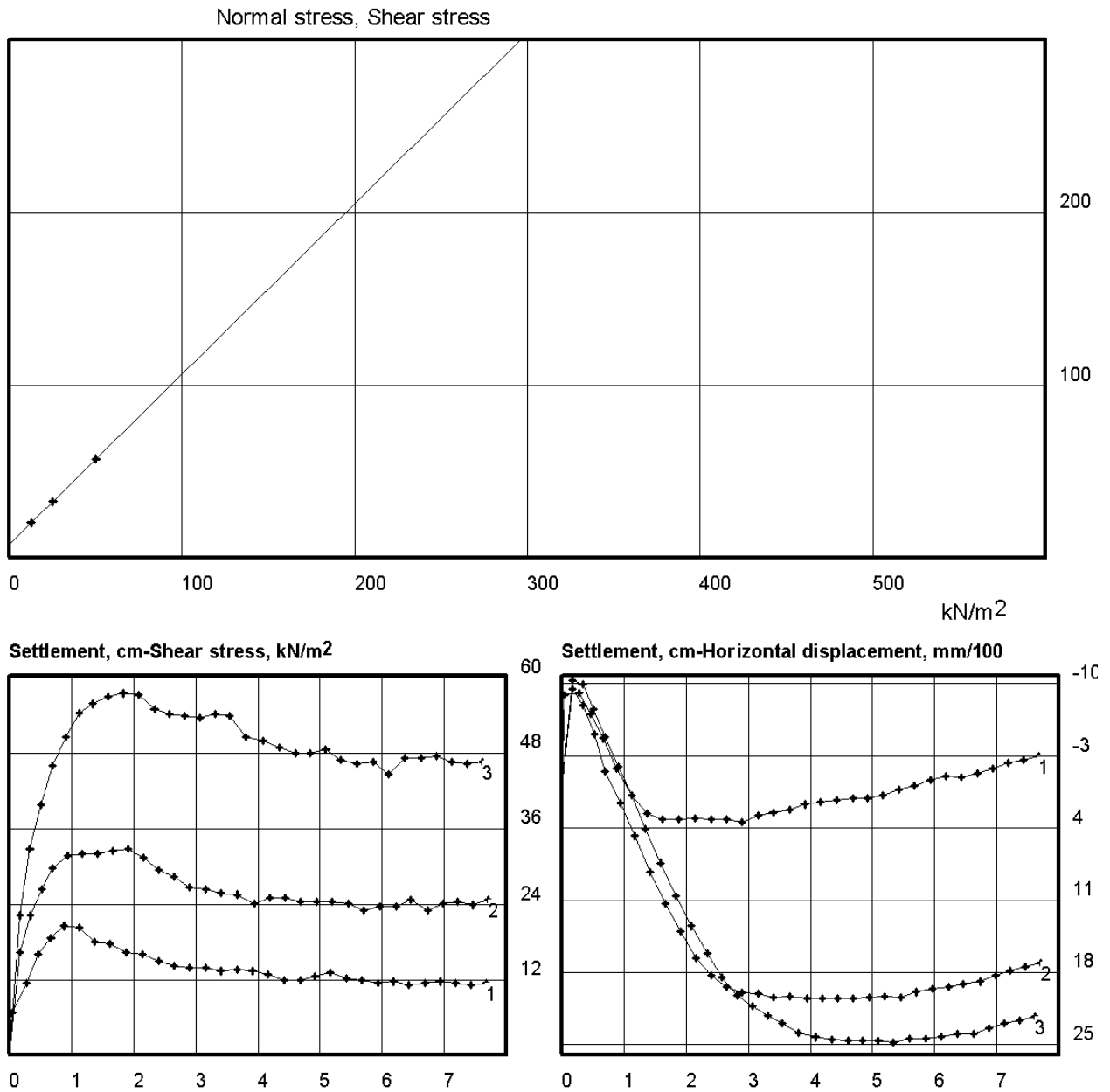
Figure : III.5.Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Surface béton rugueuse, sable des dunes (I_d=15%)

a: Évolution de la contrainte tangentielle

b: Évolution du déplacement normal

Direct shear test



NORMAL STRESS KN/m ²	SHEAR STRESS kN/m ²	FAILURE DISPL. mm	SETTLEMENT mm/100
12.50	20.56	0.88	-1.80
25.00	32.78	1.91	14.00
50.00	57.50	1.83	10.60

Area of shear-box= 36.00 cm²
 Rate of displacement, mm/min= 0.0000
 Type of test:
 Type of specimen:

Moisture content, %=
 Wet density, g/cm³=
 Dry density, g/cm³=

Cohesion= 8.19 kN/m²
 Angle of shear resistance= 44.59 deg

Figure : III.6. Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Surface béton rugueuse, sable des dunes (I_d=90%)

a: Évolution de la contrainte tangentielle

b: Évolution du déplacement normal

III.5. 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 [3.1 à 3.2] 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_{no} , 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 (ε_n , ε_t). Une analyse de ces tableaux montre que:

Cas 1 : sable lâche

-Un écart moyen de l'ordre de 5° est noté entre les angles de frottement mesurés avec les surfaces rugueuses et lisse.

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

Cas 2 : sable dense

- Dans le cas de sable dense on constate un écart de double entre les angles de frottement mesurés avec les surfaces rugueuses et lisse.

- On constate également un écart moyen de l'ordre de 5° est noté les angles de dilatation mesurés avec les surfaces rugueuses et lisse.

Essai	Sigma N(KN)	Surface Sable-sable	Surface béton Lisse	Surface béton Rugueuse
Lâche	12.5	$\varphi=39.54^\circ$	$\varphi =28.35^\circ$	$\varphi=33.37^\circ$
	25			
	50			
Dense	12.5	$\varphi=44.86^\circ$	$\varphi =34.13^\circ$	$\varphi=44.59^\circ$
	25			
	50			

Tableau :III.1. Evolution de l'angle de frottement φ en fonction de la contrainte de confinement σ_{no}

Essai	Sigma N(KN)	Surface Sable-sable	Surface béton Lisse	Surface béton Rugueuse
Lâche	12.5	$\psi =27.83^\circ$	$\psi=23.68^\circ$	$\psi=31.68^\circ$
	25			
	50			
Dense	12.5	$\psi =37.94^\circ$	$\psi=33.40^\circ$	$\psi=38.96^\circ$
	25			
	50			

Tableau :III.2. Evolution de l'angle de dilataance ψ en fonction de la contrainte de confinement σ_{no}

III.6.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 [3.7a à 3.10b] les résultats des essais à contrainte normale constante.

III.6.1. Effet de la 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, et pour les essais sable-surface rugueuse.

Le comportement est dilatant avec radoucissement, par contre, pour les essais sable-surface lisse le comportement est contractant tout au long de chargement puis on constate une stabilisation Figures [3.7a à 3.8b].

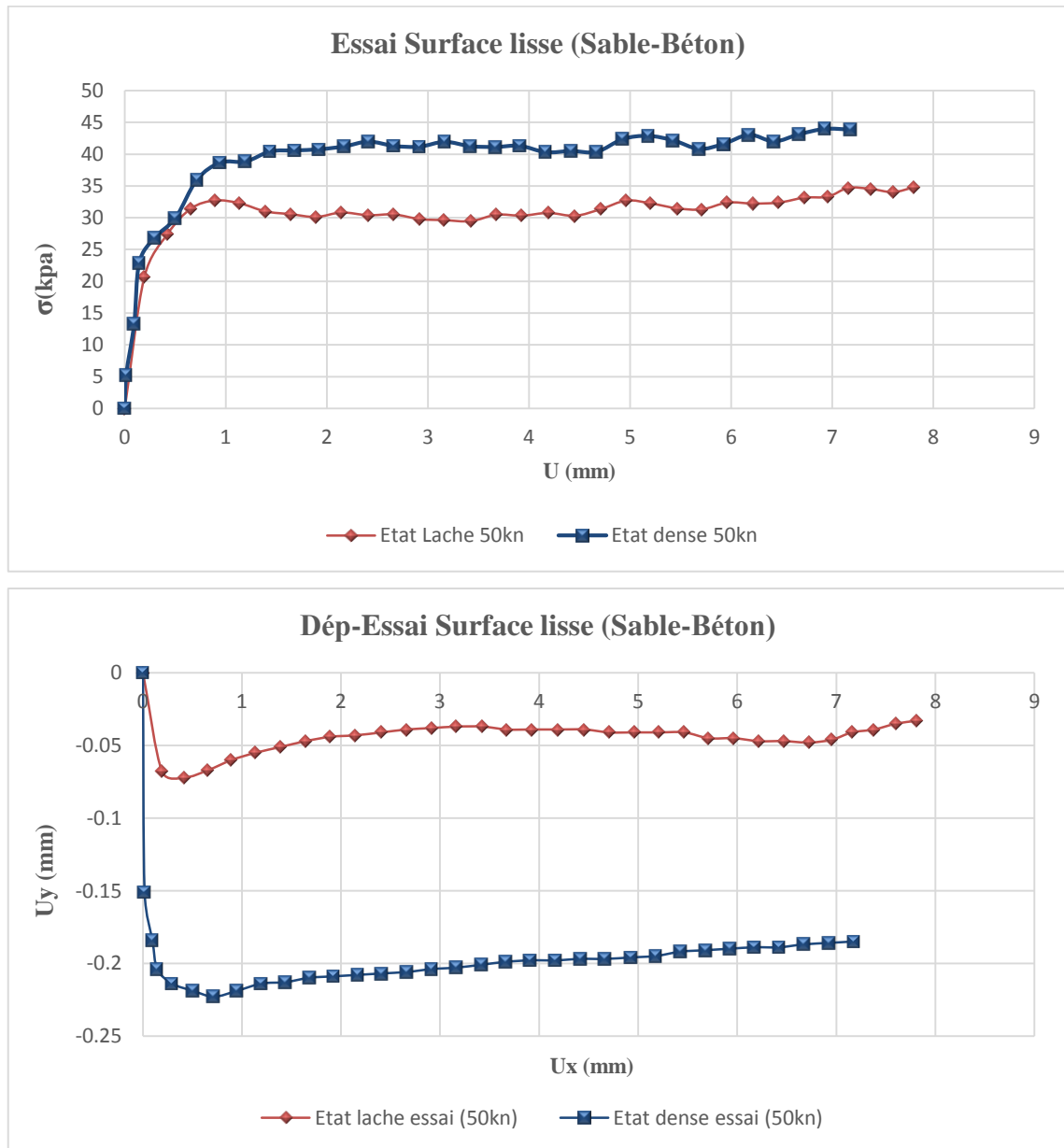


Figure : III.7.Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Effet de la densité, sable des dunes, surface lisse

a : Évolution de la contrainte tangentielle

b : Evolution déplacement normal.

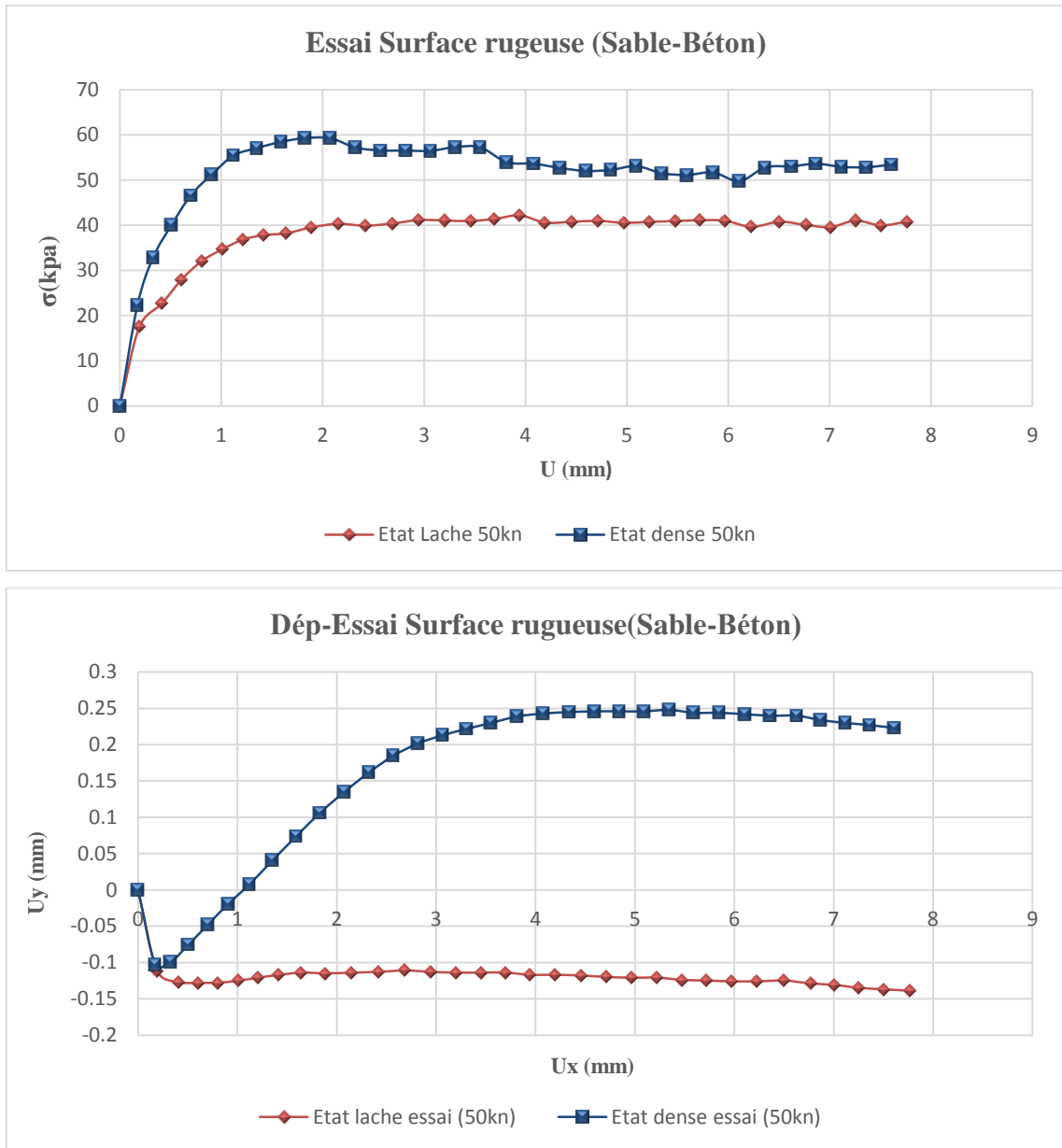


Figure : III.8. Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Effet de la densité, sable des dunes, surface rugueuse

a: Évolution de la contrainte tangentielle

b: Évolution déplacement normal

III.6.2. Effet de la 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 Figures [3.9a à 3.10b].

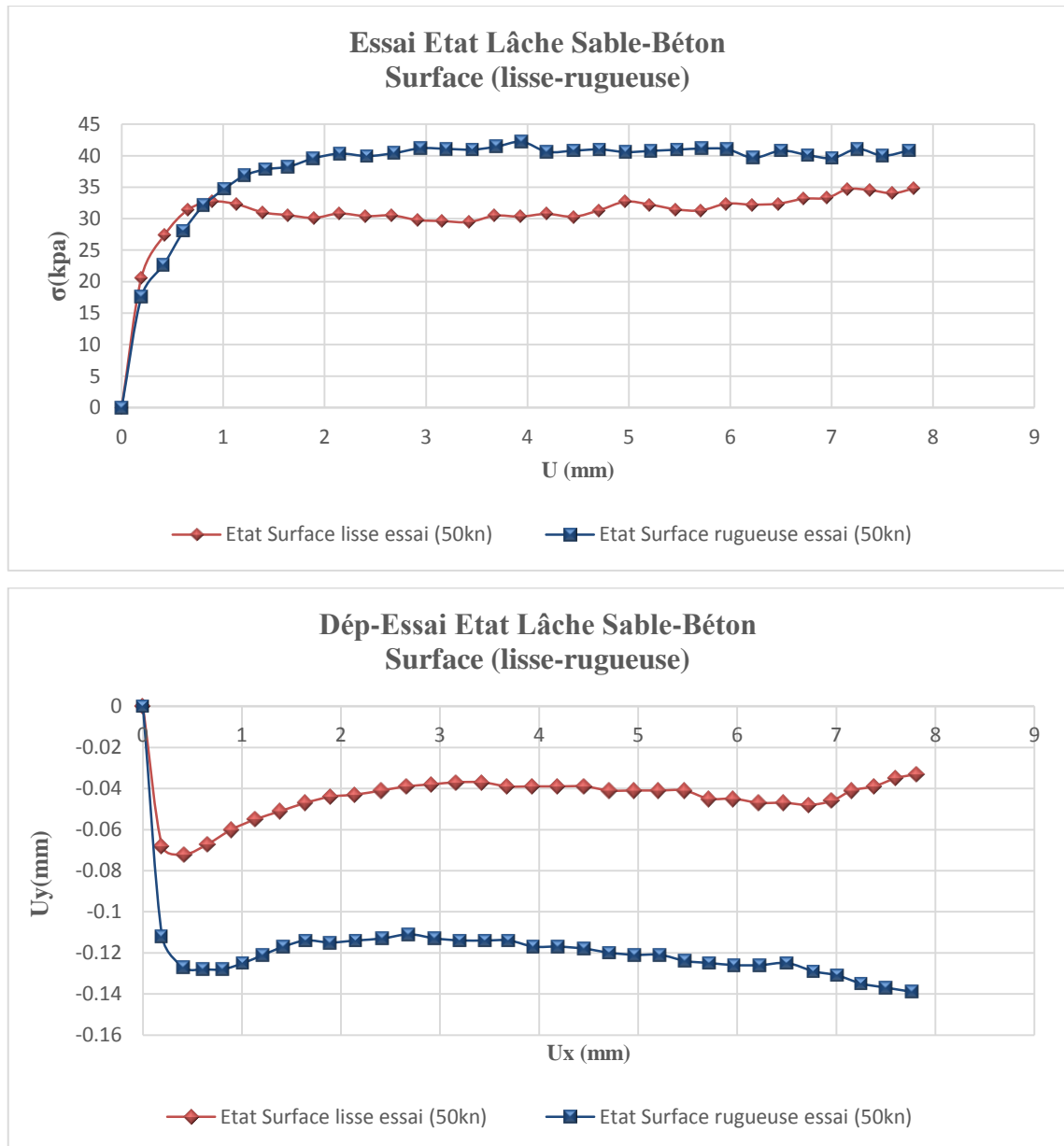


Figure :III.9. Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Effet de la rugosité, sable des dunes lâche ($I_d= 15\%$)

a: Evolution de la contrainte tangentielle

b: Evolution du déplacement normal

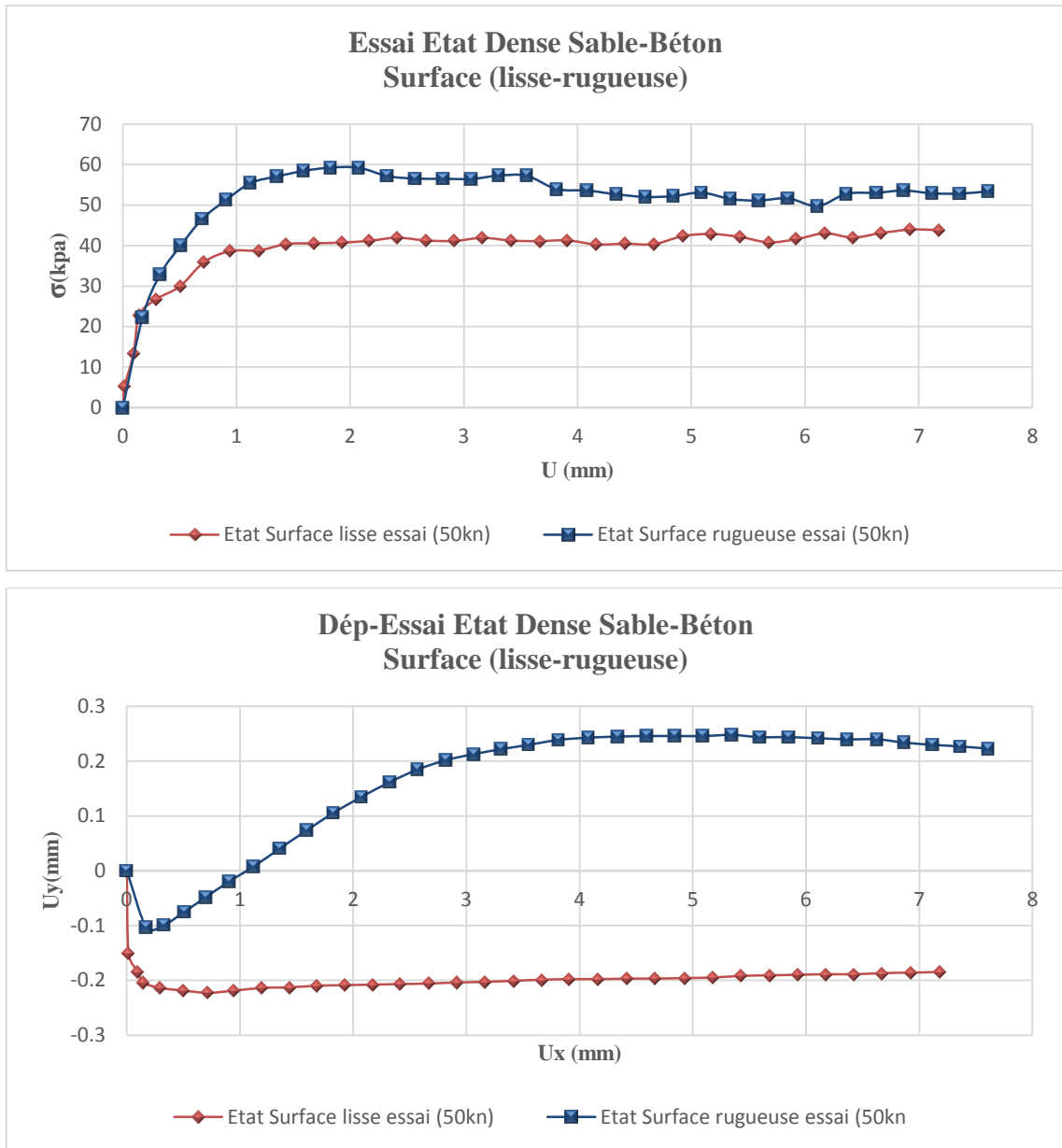


Figure : III.10.Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Effet de la rugosité, sable des dunes lâche ($I_d= 90\%$)

a: Evolution de la contrainte tangentielle

b: Evolution du déplacement normal

A titre d'exemple, On illustre dans les Figures [3.11 et 3.12] les résultats obtenus par Féreïdoun REZAIE (1994) concernant l'influence de la rugosité de l'interface et de la densité initiale du sable sur le comportement mécanique de l'interface.

On constate que la résistance au cisaillement augmente avec la rugosité.

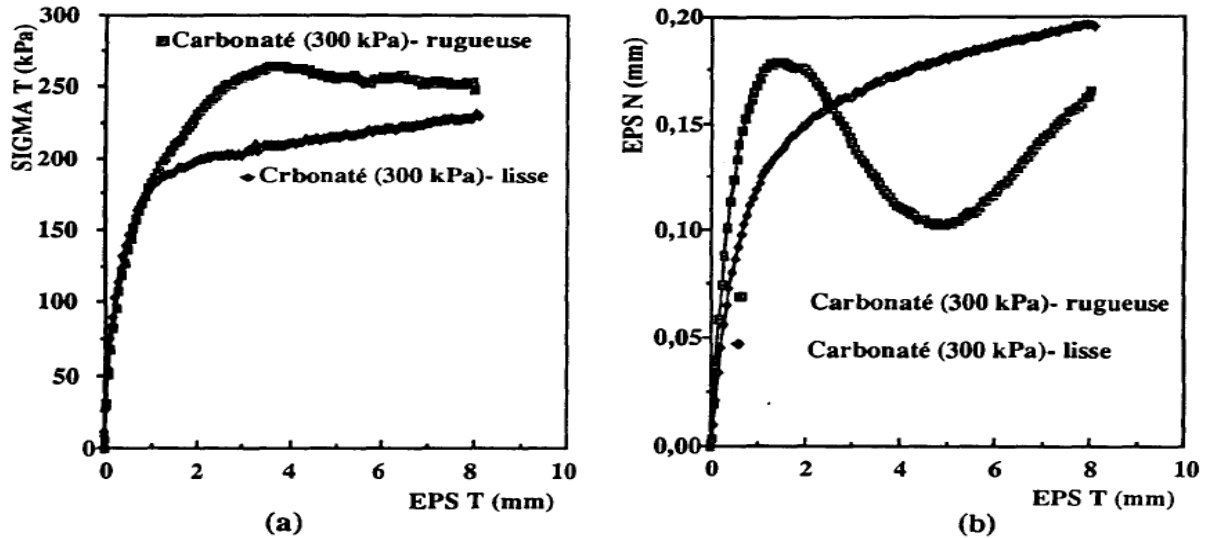


Figure : III.11.Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Effet de la rugosité. (D'après Féreïdoun REZAIE, 1994)

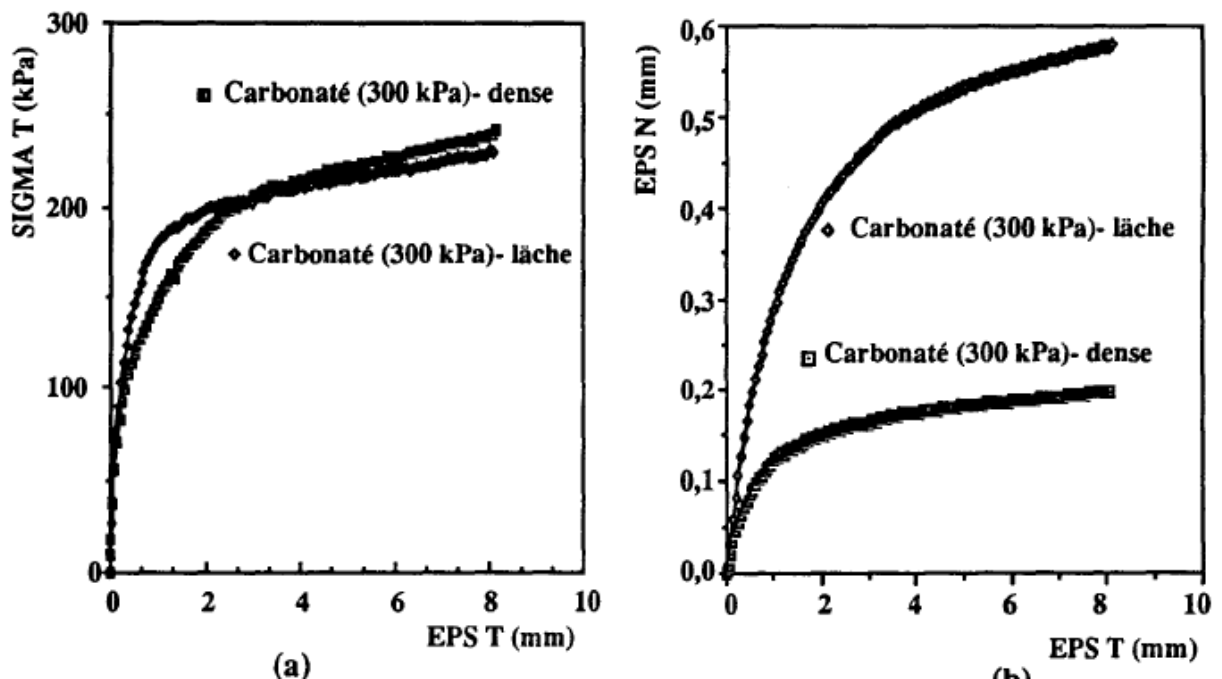


Figure : III.12.Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Effet de la densité. (D'après Féreïdoun REZAIE, 1994)

III.7.CONCLUSION :

Après la détermination du comportement de l'interface sol-structure de notre sol à partir des essais au laboratoire, et après l'étude de l'influence de principaux paramètres (la rugosité, la densité initiale et la contrainte normale initiale) sur le comportement de l'interface sol-structure, on va faire dans le prochain chapitre une simulation des essais d'interface par logiciel *Plaxis*.

Modélisation du comportement d'un sol :

Généralement les sols et les roches tendent à se comporter d'une manière frottement non linéaire sous l'effet d'un chargement. Ce comportement non linéaire en contraintes-déformations peut être modélisé suivant différents niveaux de sophistication. Mais le nombre de paramètres à introduire dans les modèles augmente avec ce degré de sophistication.

Le modèle bien connu de Mohr-coulomb peut être considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel du sol. Ce modèle, élastique parfaitement plastique, nécessite cinq paramètres fondamentaux qui sont : le module d'Young, E , le coefficient de poisson, ν , la cohésion, c , l'angle de frottement, ϕ , et l'angle de dilatance, ψ . Comme les ingénieurs géotechniciens sont habitués à utiliser ces cinq paramètres, et qu'ils disposent rarement d'autres données, une attention particulière sera portée à ce modèle classique de comportement. PLAXIS contient également des modèles de sols plus avancés ; ces modèles sont décrits dans le prochain chapitre.

CHAPITRE IV

MODELISATION DU COMPORTEMENT D'INTERFACE SOL-STRUCTURE

Chapitre IV :

MODELISATION DU COMPORTEMENT D'INTERFACE SOL-STRUCTURE

1^{ère} PARTIE:

IV.1. PRÉSENTATION DE *PLAXIS* :

IV.1.1. Introduction :

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à 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 nœuds, 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.

IV1.1.1. 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 élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc).

Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur 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 à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

IV.1.1.2 Options par défaut et solutions approchées :

Le système 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 destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à 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 dès le maillage :

L'opérateur 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 à partir d'un petit nombre de nœuds-clé, avec contrôle permanent à l'écran. Le meilleur est d'ailleurs en cours de refonte en vue d'accroître 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 K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 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 à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité.

L'option K_0 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'opérateur 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 :

L'opérateur peut 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 à 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 décidé par l'utilisateur, ou bien calculé 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 évalue 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 scénario 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 lié à 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 intéressé par l'un ou l'autre aspect ; c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

IV.1.2. Les modèles de comportement utilisés dans *PLAXIS* :

1.Introduction :

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par éléments 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 été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes par éléments 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 à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai 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 remplacé 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 efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, ... etc.), il est tout à fait adapté 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'écroutissage. Le matériau se consolide et il est plus adapté d'utiliser le *Soft Soil Model* 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 décrit 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 écroutissage (*Hardening Soil Model*)
4. Modèle pour sols mous (*Soft Soil Model*)
5. Modèle pour sols mous avec effet du temps (*Soft Soil Creep Model*)

IV.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 :

$$\Delta u_w = \frac{K_w}{n} \Delta \varepsilon_v ; \dots\dots\dots 4.1$$

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 connaît leur rôle majeur sur la stabilité de remblai.

IV.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).

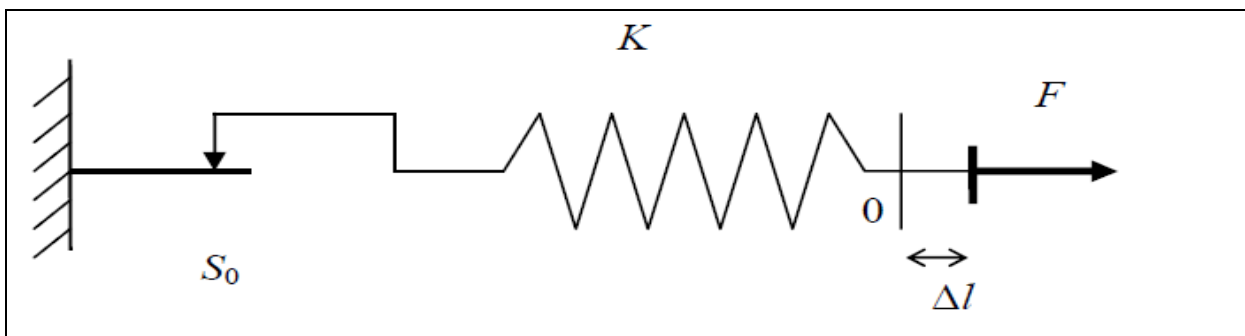


Figure :IV.1.Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la figure [4.2].

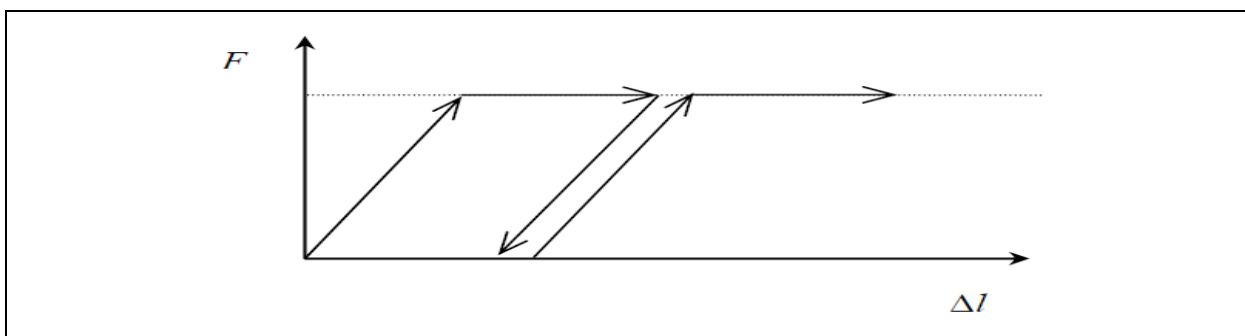


Figure. IV.2.Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.

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 les figures [4.1 et 4.2] est un comportement élastique-plastique sans écrouissage. La figure [4.3] représente un comportement élastique-plastique avec écrouissage.

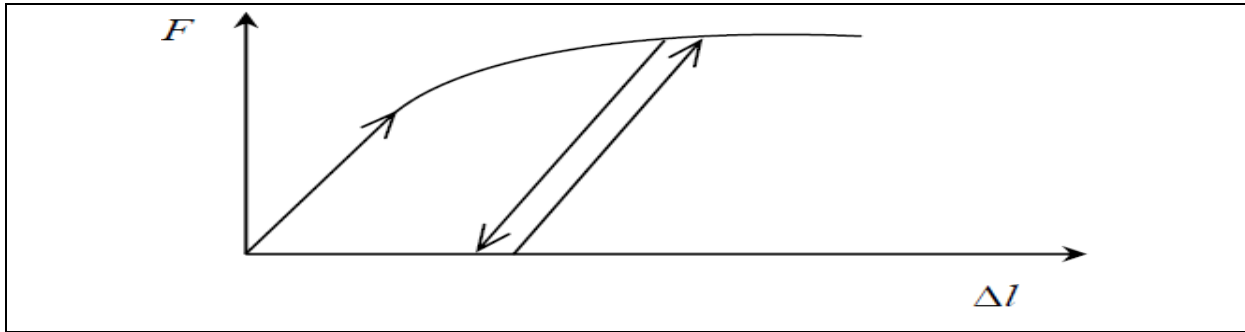


Figure.IV.3 : Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.

IV.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 :

$$\tau = \sigma_n \tan\varphi + c ; \dots\dots\dots 4.2$$

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].

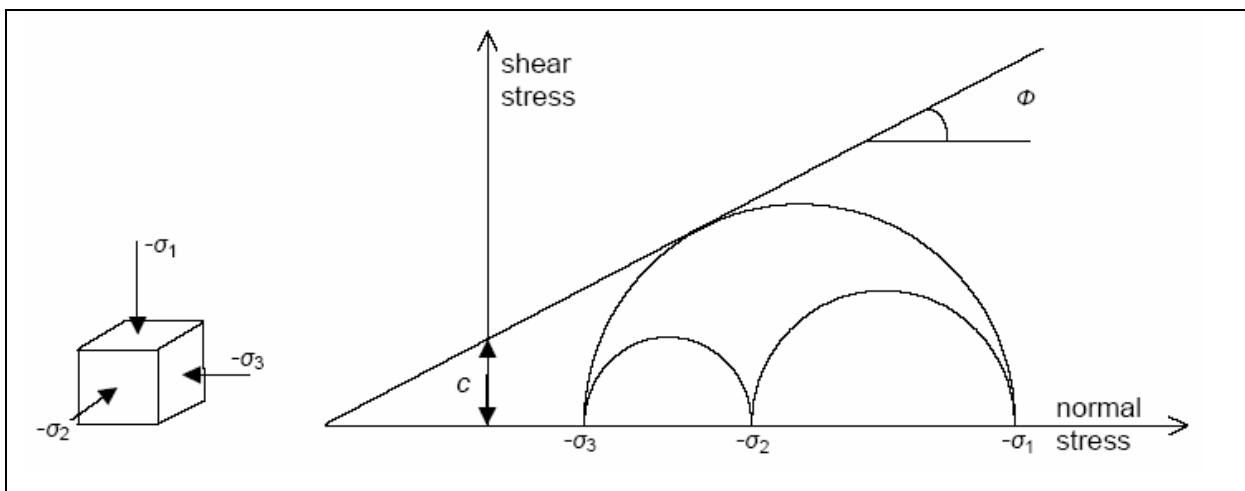


Figure.IV.4. Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres figure [4.5]. Les deux premiers sont E et ν (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.

The screenshot shows a software window titled "Mohr-Coulomb - SABLELACHE" with three tabs: "General", "Parameters", and "Interfaces". The "Parameters" tab is active. It contains four sections of input fields:

- Stiffness:**
 - E_{ref} : 4.100E+04 kN/m²
 - ν (nu): 0.300
- Strength:**
 - c_{ref} : 0.190 kN/m²
 - ϕ (phi): 39.790 °
 - ψ (psi): 9.790 °
- Alternatives:**
 - G_{ref} : 1.577E+04 kN/m²
 - E_{oed} : 5.519E+04 kN/m²
- Velocities:**
 - V_s : 99.590 m/s
 - V_p : 186.300 m/s

At the bottom right, there is an "Advanced..." button. At the bottom, there are buttons for "SoilTest", "Next", "OK", and "Cancel".

Figure.IV.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 paraît 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 [4.6].

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

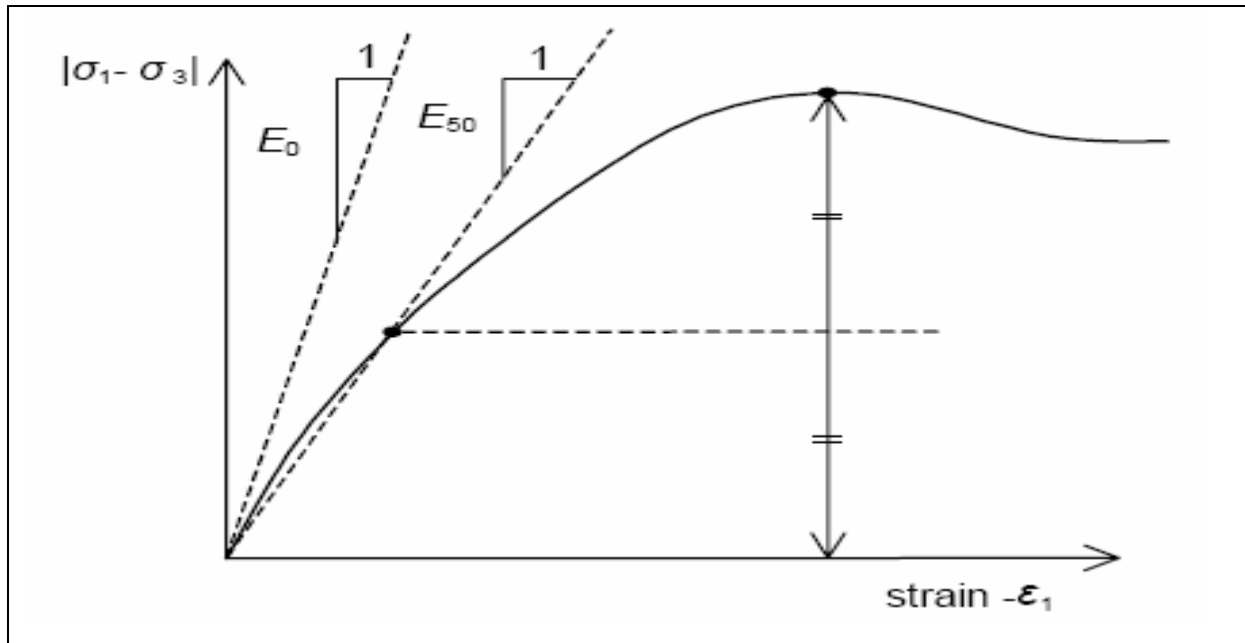


Figure.IV.6. Définition du module à 50 % de la rupture.

Dans la boîte 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 à 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 à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement φ_{cv} (à volume constant, au palier). En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb figure [4.4].

d) Cohésion :

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec $\phi_u = 0$, *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 noté ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$\psi = \phi - 30^\circ$	pour	$\phi > 30^\circ$.
$\psi = 0^\circ$	pour	$\phi < 30^\circ$.

Le cas où $\psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique).

La valeur $\psi = 0^\circ$ 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].

Advanced parameters Mohr-Coulomb

Stiffness
 $E_{\text{increment}}$: 0.000 kN/m²/m
 Y_{ref} : 0.000 m

Strength
 $C_{\text{increment}}$: 0.000 kN/m²/m
 Y_{ref} : 0.000 m
 Tension cut off
Tensile strength : 0.000 kN/m²

Undrained behaviour
 Standard settings
 Manual settings
Skempton-B : 0.978
 v_u : 0.495
 $K_{w,\text{ref}} / n$: 1.537E+06 kN/m²

Consolidation
 $C_{v,\text{ref}}$: N/A m²/day
 $C_{v,\text{ref}} = \frac{k_y \cdot E_{\text{oed}}}{\gamma_w}$

Default OK Cancel

Figure.IV.7. Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb.

IV.1.3.Calcul :

Après 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 appliquer. 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 réduction*) ou un calcul dynamique (*Dynamique calculation*).

Cette dernière option requiert le module dynamique de PLAXIS (*PLAXIS Dynamique 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 *Updated 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 (incréments de charge). Cependant, dans la plupart des cas, il suffit de préciser l'état à obtenir à la fin de la phase de calcul. Dans PLAXIS, des procédures automatiques et robustes d'incrémentement des pas de chargement assurent un choix approprié des pas de calcul.

IV.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'apparaît pas dans cette liste, il faut utiliser l'option <<<*More files*>>>. Dans ce cas, le gestionnaire de fichiers apparaît, ce qui permet à 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 *Calculate* 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 apparaît.

IV.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.

IV.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 à 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 réduction*).

Un calcul dynamique (*Dynamique*) est disponible en option dans le menu déroulant, mais il requiert le module PLAXIS Dynamics, qui est une extension de la Version 8.

IV.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].

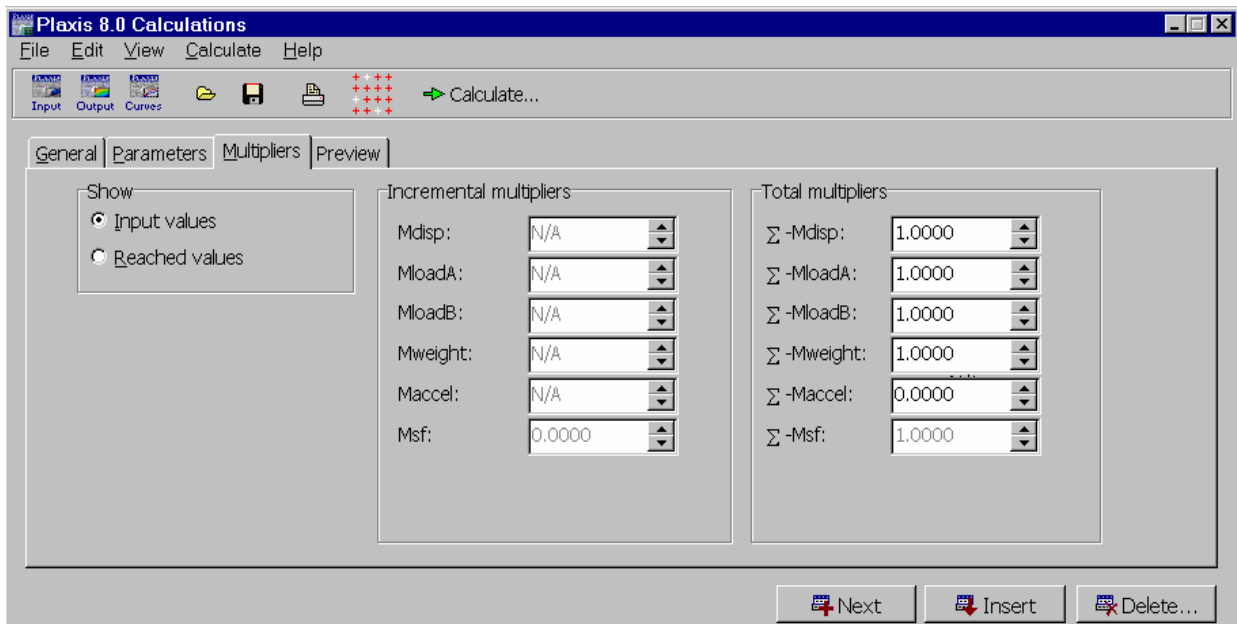


Figure.IV.8. Onglet Paramètres de la fenêtre de calcul (*Calculations*).

IV.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 *Parameters*, 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 à 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 à 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.

IV.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.

IV.1.5. Exécution 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 exécutée. 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.

IV.1.6. Résultats affichés 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].

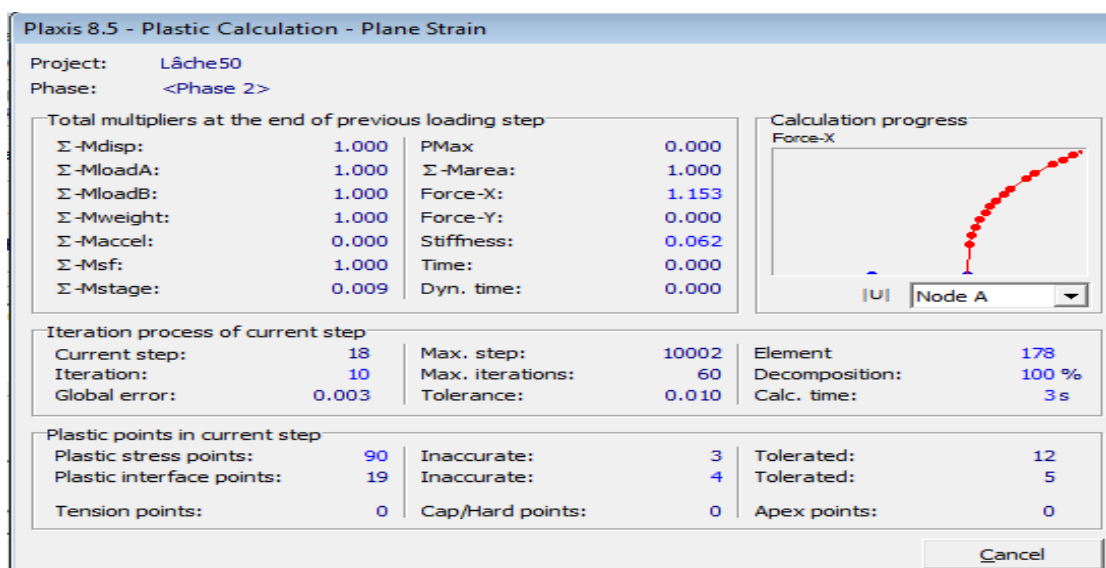


Figure.IV.9. Fenêtre de calcul.

IV.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.

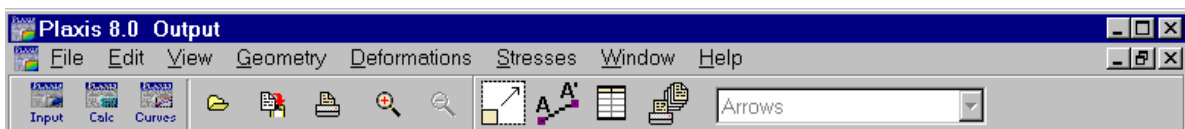


Figure.IV.10. Barre d'outils de la fenêtre principale du programme *Output*.

IV.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 affiché, 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.

IV.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.

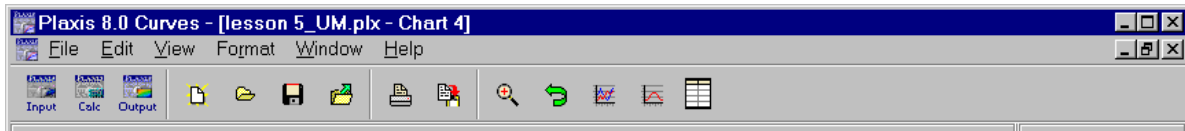


Figure.IV.11. Barre d'outils de la fenêtre principale du programme *Curves*.

2^{ème} PARTIE :

IV.2.ÉTABLISSEMENT D'UN MODELE GÉOMÉTRIQUE :

IV.2.1. Introduction :

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

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 boîte 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.

IV.2.2. Définition des données :

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

On choisit un nom (essai de cisaillement), en déformation plane avec triangles à 15 nœuds. On suppose une couche de sol de 0.03m d'épaisseur et de 0.06m de large (*les dimensions de la boîte de casagrande*). On obtient donc un rectangle de 30x60mm², cette couche est divisée en deux couches de 0.015m d'épaisseur (*demi-boîte inférieure 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 inférieure par l'élément de structure (*plate*).

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

On choisit le chargement *A (load system A)* et on applique pour le sable lâche les chargements (12.5 ,25 , 50 KPa), et pour le sable dense les chargements (12.5 ,25 ,50 KPa), On choisit aussi Les déplacements imposés (*Prescribed displacements*) qui peuvent être placés dans les points (0, 0.015) à (0,0.03) et dans le point (0.06 , 0.015) à (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.

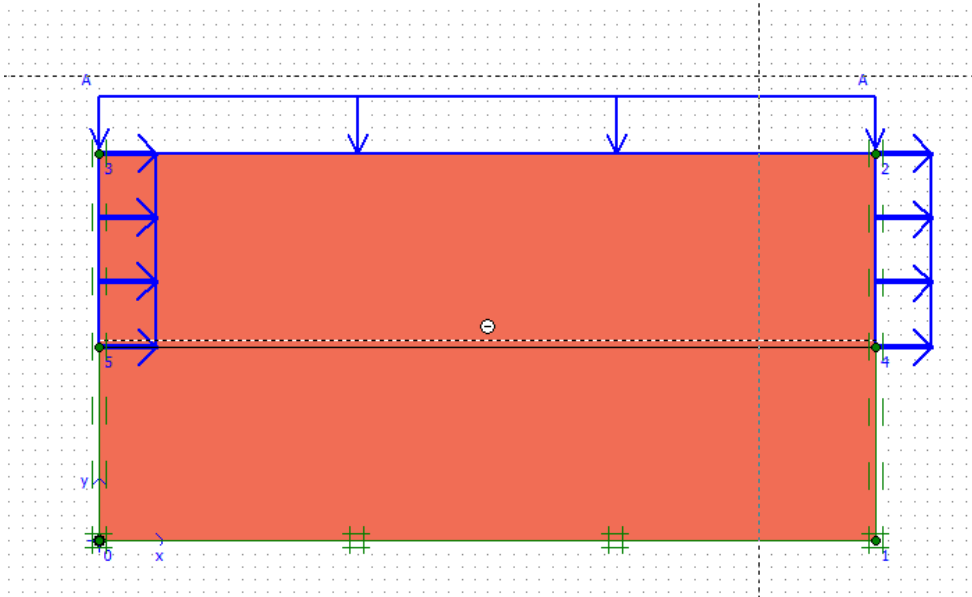


Figure.IV.12.1.Modèle géométrique du problème (essai sol-sol).

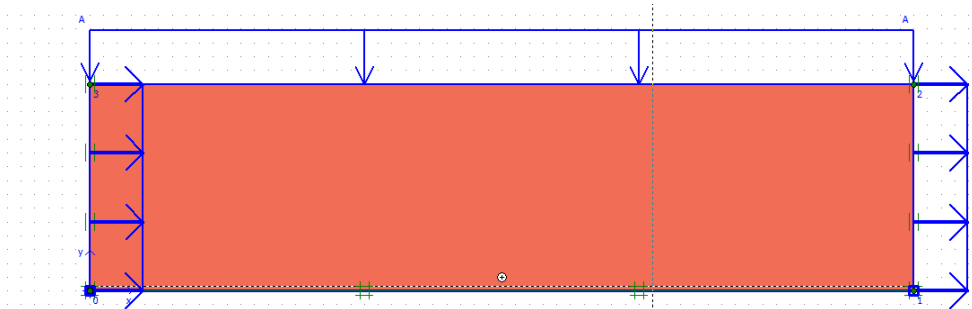


Figure.IV.12.2 Modèle géométrique du problème (essai sol-structure).

IV.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 {4.2.1}.
- Les paramètres du sol et de l'interface pour les essais sol-structure (surface rugueuse) sont donnés dans le tableau {4.2.2}.
- Les paramètres de la structure sont donnés dans le tableau {4.3}.

Parameters	Nom	Sable lâche	Sable dense	Unite
Modèle type	<i>Model</i>	Mohr-Coloumb	Mohr-Coloumb	-
Poids volumique sec	γ_{unsat}	13.40	16.60	kN/m ³
Poids volumique humide	γ_{sat}	20	20	kN/m ³
Perméabilité horizontale	<i>Kx</i>	0.001	0.001	m/jour
Perméabilité verticale	<i>Ky</i>	0.001	0.001	m/jour
Module d'Young	<i>Eref</i>	41000	51000	kN/m ²
Coefficient de Poisson	ν	0.3	0.3	-
Cohésion	<i>c_{ref}</i>	1.11	2.92	kN/m ²
Angle de frottement	φ	39.54	44.86	°
Angle de dilatation	ψ	9.54	14.86	°
Facteur de rigidité de l'interface	<i>Rinter</i>	0.90	0.90	-

Tableau.IV.1. Propriétés de sols et d'interfaces pour les essais sol-sol.

Parameters	Nom	Sable lâche	Sable dense	Unite
Modèle type	<i>Model</i>	Mohr-Coloumb	Mohr-Coloumb	-
Poids volumique sec	γ_{unsat}	13.40	16.60	kN/m ³
Poids volumique humide	γ_{sat}	20	20	kN/m ³
Perméabilité horizontale	<i>Kx</i>	0.001	0.001	m/jour
Perméabilité verticale	<i>Ky</i>	0.001	0.001	m/jour
Module d'Young	<i>Eref</i>	41000	51000	kN/m ²
Coefficient de Poisson	ν	0.3	0.3	-
Cohésion	<i>c_{ref}</i>	05.56	06.81	kN/m ³
Angle de frottement	φ	28.35	34.13	°
Angle de dilatation	ψ	00	04.13	°
Facteur de rigidité de l'interface	<i>Rinter</i>	0.65	0.65	-

Tableau.IV.2.1. Propriétés de sols et d'interfaces pour les essais sol-structure surface lisse.

Parameters	Nom	Sable lâche	Sable dense	Unite
Modèle type	<i>Model</i>	Mohr-Coloumb	Mohr-Coloumb	-
Poids volumique sec	γ_{unsat}	13.40	16.60	kN/m ³
Poids volumique humide	γ_{sat}	20	20	kN/m ³
Perméabilité horizontale	<i>Kx</i>	0.001	0.001	m/jour
Perméabilité verticale	<i>Ky</i>	0.001	0.001	m/jour
Module d'Young	<i>Eref</i>	41000	51000	kN/m ²
Coefficient de Poisson	ν	0.3	0.3	-
Cohésion	<i>c_{ref}</i>	05.97	08.19	kN/m ³
Angle de frottement	φ	33.37	44.59	°
Angle de dilatation	ψ	03.37	10.39	°
Facteur de rigidité de l'interface	<i>Rinter</i>	0.87	0.87	-

Tableau.IV.2.2 . Propriétés de sols et d'interfaces pour les essais sol-structure surface rugueuse.

Paramètre	Nom	structure	Unité
Type de comportement	<i>Material type</i>	Elastique	-
Rigidité normale	<i>EA</i>	6.5 *10 ⁹	kN/m
Rigidité de flexion	<i>EI</i>	8500	kNm ² /m
Epaisseur équivalente	<i>d_{eq}</i>	4.0*10 ³	m
Poids	<i>w</i>	0.12	kN/m/m
Coefficient de Poisson	ν	0.2	-

Tableau.IV.3. propriétés de la structure.

IV.2.2.2. Génération du maillage :

a) Cas d'essai sol-sol :

Le modèle de référence se fait par des éléments à 6 nœuds. 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 indiqué sur la figure [4.13.1].

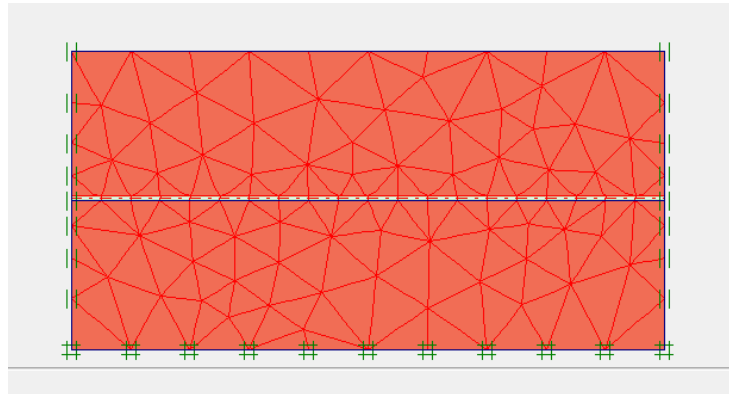


Figure .IV.13.1. Maillage du problème (essai sol-sol).

b) Cas d'essai sol-structure :

Le modèle de référence se fait par des éléments à 6 nœuds. Le nombre d'éléments est de 504 éléments et le nombre des nœuds est de 4590 nœuds.

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 [4.13.2].

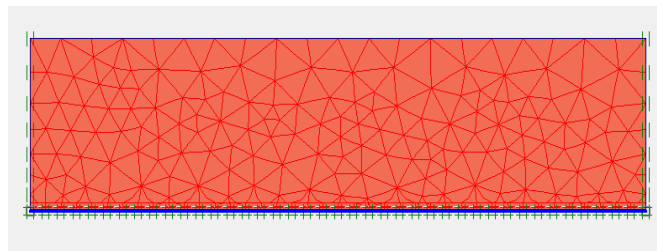


Figure .IV.13.2. Maillage du problème (essai sol-structure).

IV.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 *Parameters*, on prend l'option «construction par étapes» (*staged construction*) et l'option «Remise à zéro des déplacements » (*reset displacements to zero*) puis on clique sur le bouton *Define*.

On obtient alors une vue de modèle avec en grisé 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 où l'on veut visualiser les données, tant en déplacement (des nœuds) qu'en contraintes (des points de Gauss).

On peut alors lancer le calcul...

IV.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.

IV.2.4.1. Déformation de maillage :

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

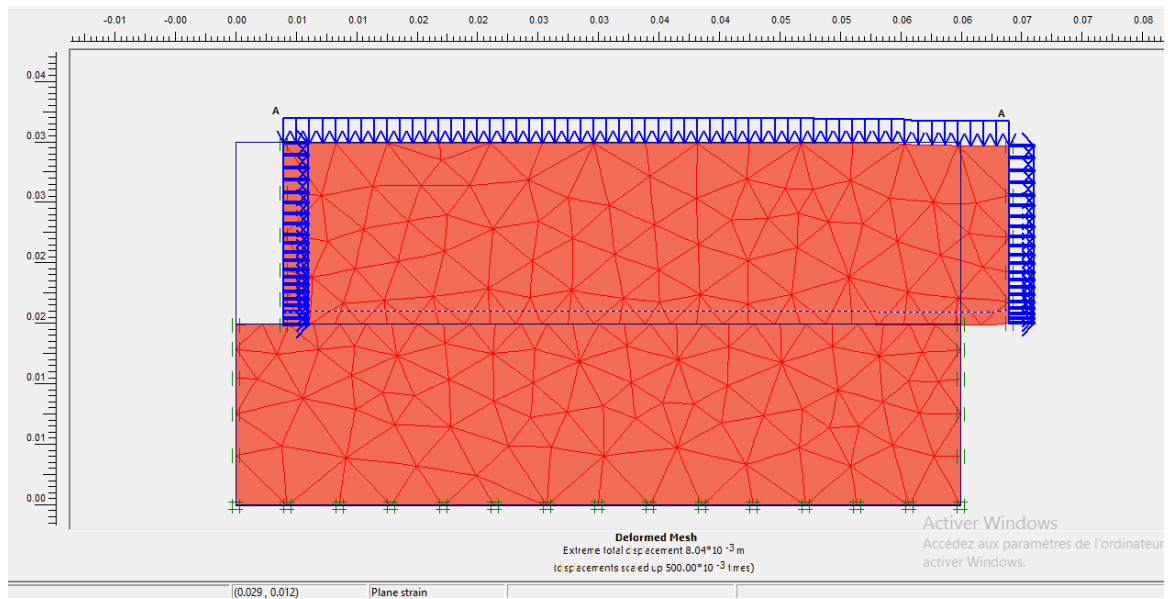


Figure .IV.14.1. Déformation du Maillage (essai sol-sol).

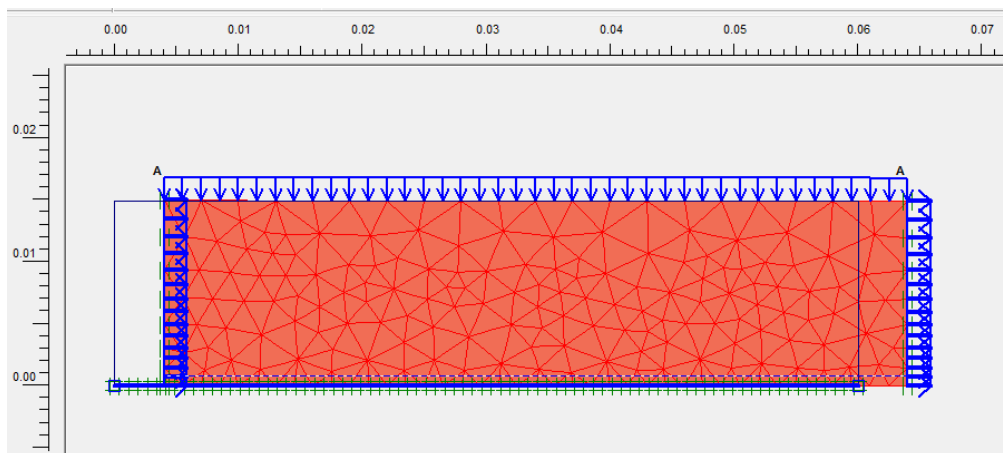


Figure .IV.14.2. Déformation du Maillage (essai sol-structure).

IV.2.4.2. Les points plastique : 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 :

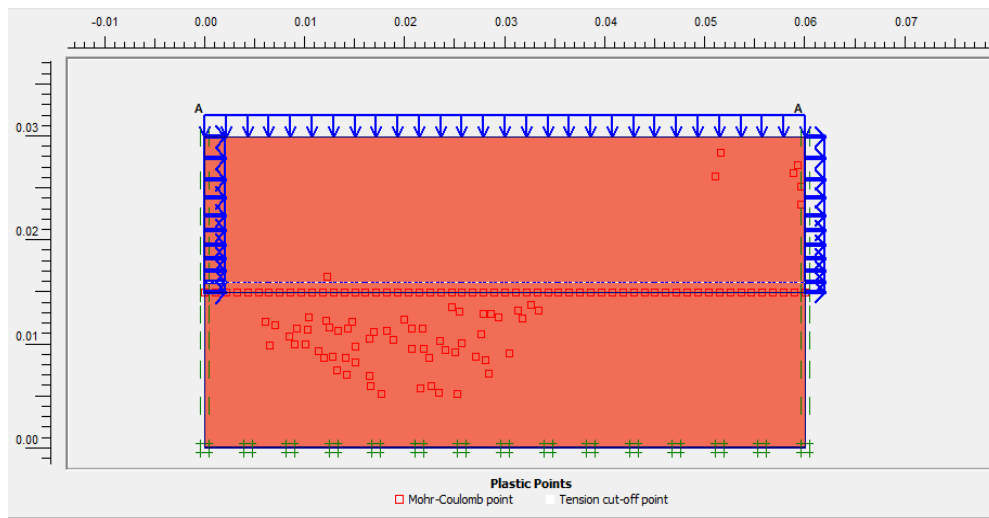


Figure .IV.15.1.les points plastique (essai sol-sol).

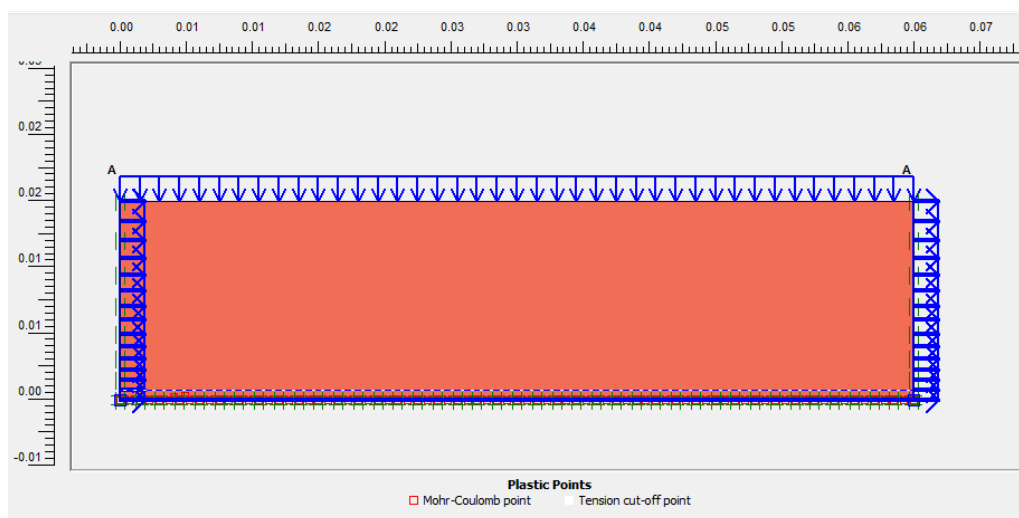


Figure .IV.15.2.les points plastique (essai sol-structure).

IV.2.4.3. Analyse paramétrique :

Après l'établissement du modèle de référence et les résultats obtenus, l'étude paramétrique sera effectuée. Il sera question de montrer l'effet de différents paramètres sur les résultats.

On utilise le modèle de l'essai sol-sol, sable dense avec une contrainte de confinement de 50 KPa comme un modèle de référence.

Effet des paramètres géotechniques :

Pour ce qui concerne les paramètres géotechniques on va étudier l'influence de 5 types de paramètres.

Les paramètres du sol sont : la cohésion, l'angle de frottement, le module d'Young (module d'élasticité) et le module de Poisson, angle de dilatation.

On va étudier l'influence de ces paramètres sur la contrainte de cisaillement.

IV.2.4.3.1. module d'Young :

Dans le modèle de référence le module d'Young $E = 51000 \text{ kPa}$

➤ Pour les calculs de l'étude paramétrique on utilise : $E -25\%$; et $E +25\%$;

Les résultats obtenus sont représentés sous une forme de graphe (Figure 4.16).

D'après le graphe on constate : une augmentation du module d'élasticité conduit à une augmentation de la contrainte de cisaillement. Alors l'influence de ce paramètre est devenue plus importante lorsque ses valeurs deviennent faibles.

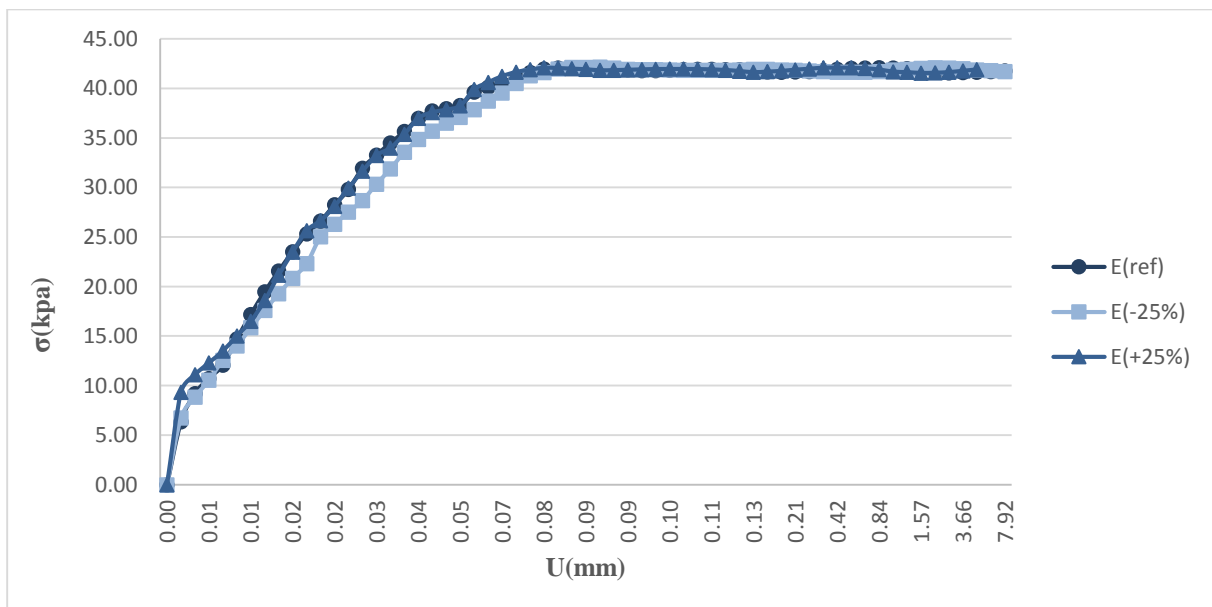


Figure.IV.16. Influence du module d'élasticité sur la contrainte de cisaillement.

IV.2.4.3.2. Coefficient de Poisson ν :

Dans le modèle de référence le Coefficient de Poisson $\nu = 0.3$

➤ Pour les calculs de l'étude paramétrique on utilise : $\nu-25\%$; et $\nu+25\%$

Les résultats obtenus sont représenté sous une forme de graphe (Figure 4.17).

D'après le graphe on constate : une augmentation du coefficient de poisson conduit à une augmentation de contrainte de cisaillement, donc l'influence de ce paramètre est devient importante lorsque ses valeurs devient faibles.

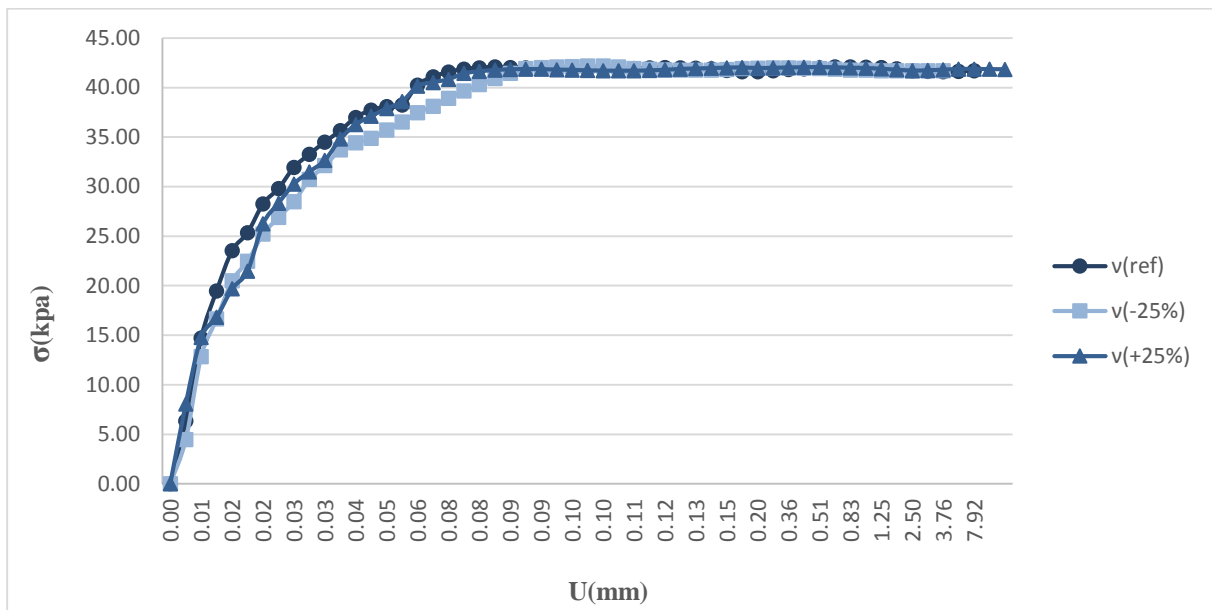


Figure.IV.17. Influence du coefficient de poisson sur la contrainte de cisaillement.

IV.2.4.3.3. Cohésion c :

Dans le modèle de référence la cohésion $c = 2.92$ KPa

➤ Pour les calculs de l'étude paramétrique on utilise : $c-25\%$; et $c+25\%$

Les résultats obtenus sont représenté sous une forme de graphe (Figure 4.18).

D'après le graphe on constate : une augmentation de la cohésion conduit à une augmentation de contrainte de cisaillement.

La cohésion joue un rôle principal dans la stabilité des sols, c'est à dire l'influence de ce paramètre est devient plus importante lorsque ses valeurs devient plus faibles.

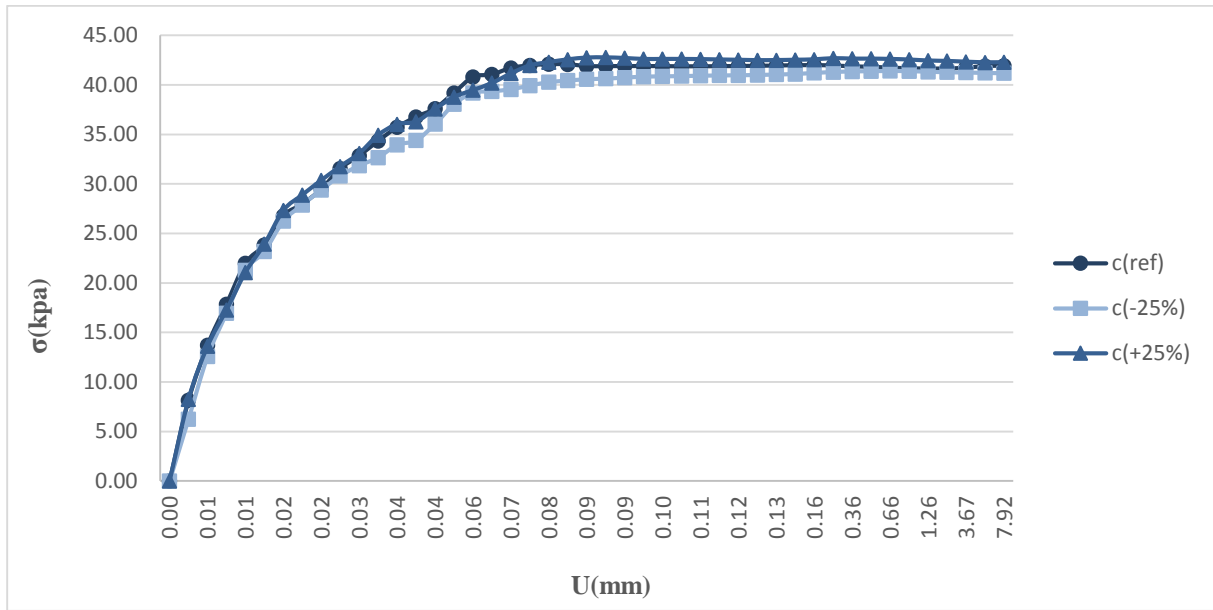


Figure.IV.18. Influence de la cohésion sur la contrainte de cisaillement.

IV.2.4.3.4. Angle de frottement φ :

Dans le modèle de référence l'angle de frottement $\varphi = 44.86^\circ$

➤ Pour les calculs de l'étude paramétrique on utilise : $\varphi -25\%$; et $\varphi +25\%$

Les résultats obtenus sont représenté sous une forme de graphe (Figure 4.19).

D'après le graphe on constate : une augmentation de l'angle de frottement conduit à une augmentation de contrainte de cisaillement.

Une diminution ou une augmentation des angles de frottement de 10° a une influence beaucoup plus importante sur la variation de contrainte de cisaillement.

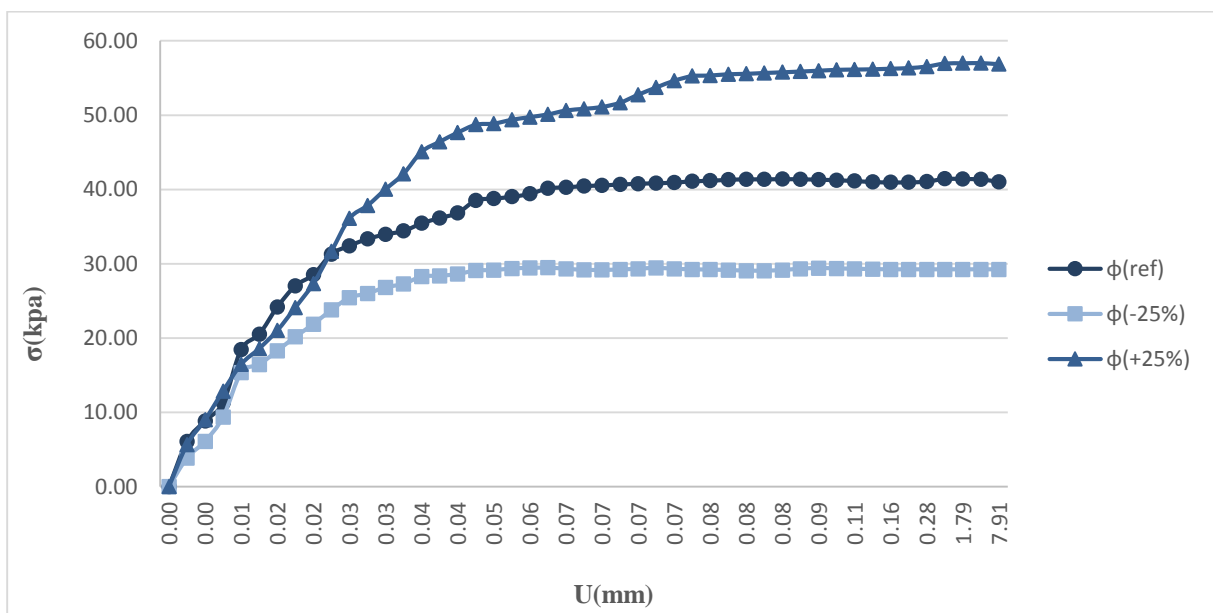


Figure.IV.19. Influence de l'angle de frottement sur la contrainte de cisaillement.

IV.2.4.3.5. angle de dilatance ψ :

Dans le modèle de référence l'angle de dilatance $\psi = 14.86^\circ$

➤ Pour les calculs de l'étude paramétrique on utilise : $\psi -25\%$; et $\psi +25\%$

Les résultats obtenus sont représentés sous une forme de graphe (Figure 4.20).

D'après le graphe on constate : une augmentation de l'angle de dilatance conduit à une augmentation de contrainte de cisaillement.

Une diminution ou une augmentation des angles de dilatance de 2° a une influence beaucoup plus importante sur la variation de contrainte de cisaillement.

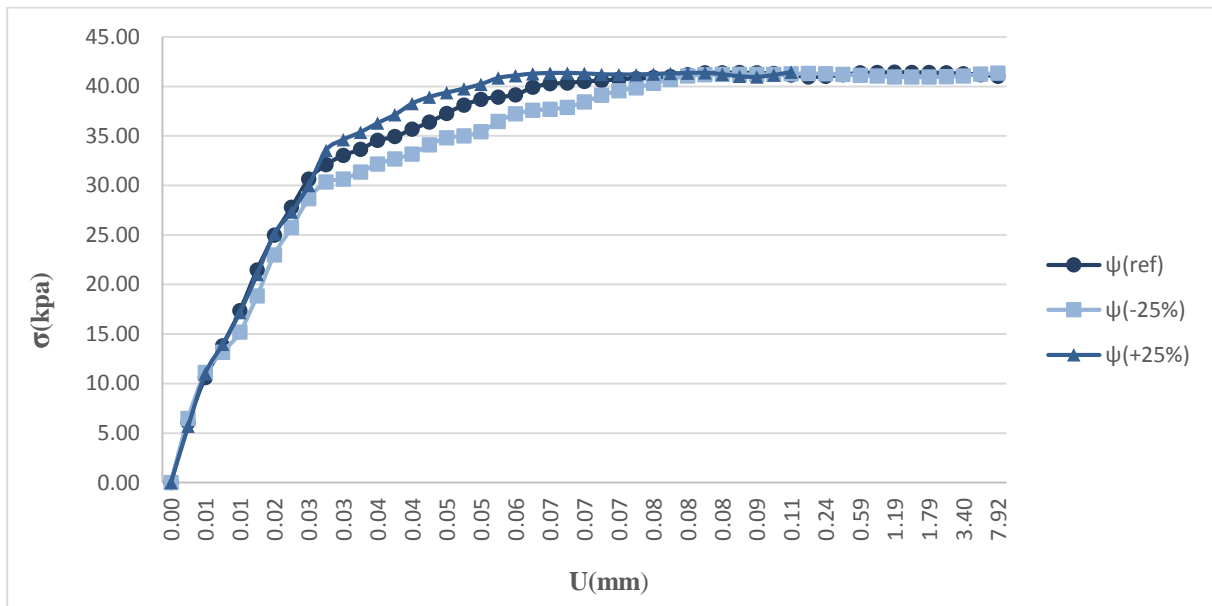


Figure.IV.20. Influence de l'angle de dilatance sur la contrainte de cisaillement.

IV.2.4.4. 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 de dunes (wilaya M'sila « Bou-Saada ») 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 à l'aide du code PLAXIS pour le modèle considéré.

IV.2.4.4.1. surface sable-sable :**❖ *Sable lâche:***

Les figures 4.21a et 4.21b 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 remarque que les prédictions du modèle sont sensibles à la contrainte normale initiale, ce qui induit un écart entre les courbes expérimentales et de simulation.

En ce qui concerne l'évolution du déplacement normal, On constate que Les courbes de modèle ne concordent pas avec ceux de l'expérimentales ceci peut être attribué au faible confinement.

❖ *Sable dense :*

Les figures 4.22a et 4.22b 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 correctement la première partie de l'essai, mais en suite, il prédit une stabilisation qui n'a pas été observée expérimentalement.

En ce qui concerne l'évolution du déplacement normal, On constate que Les courbes de modèle ne concordent pas avec ceux de l'expérimentales ceci peut être attribué au faible confinement.

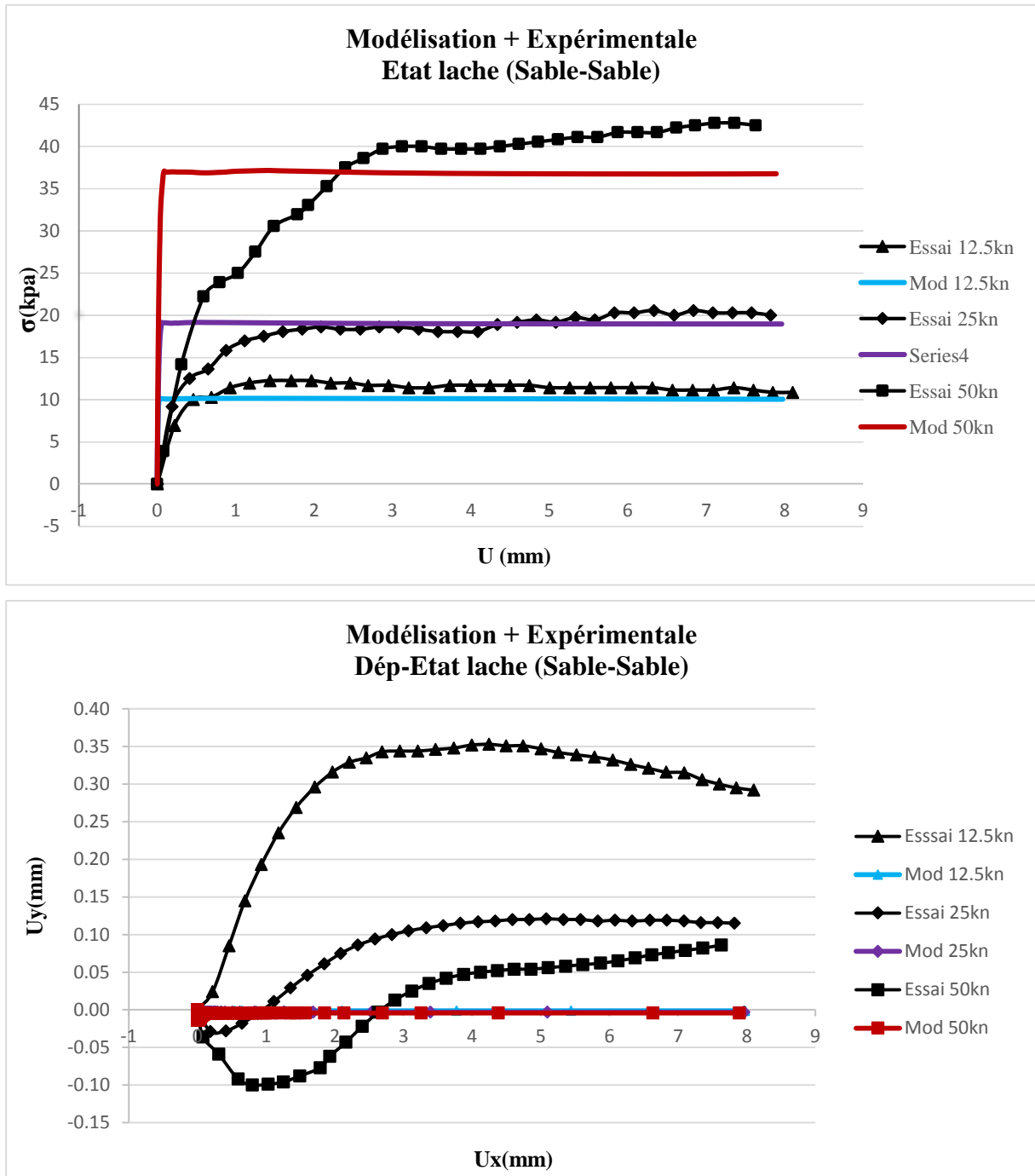


Figure .IV.21. Simulation des essais à contrainte normale constante surface sable-sable
Sable des dunes ($I_d=15\%$).

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

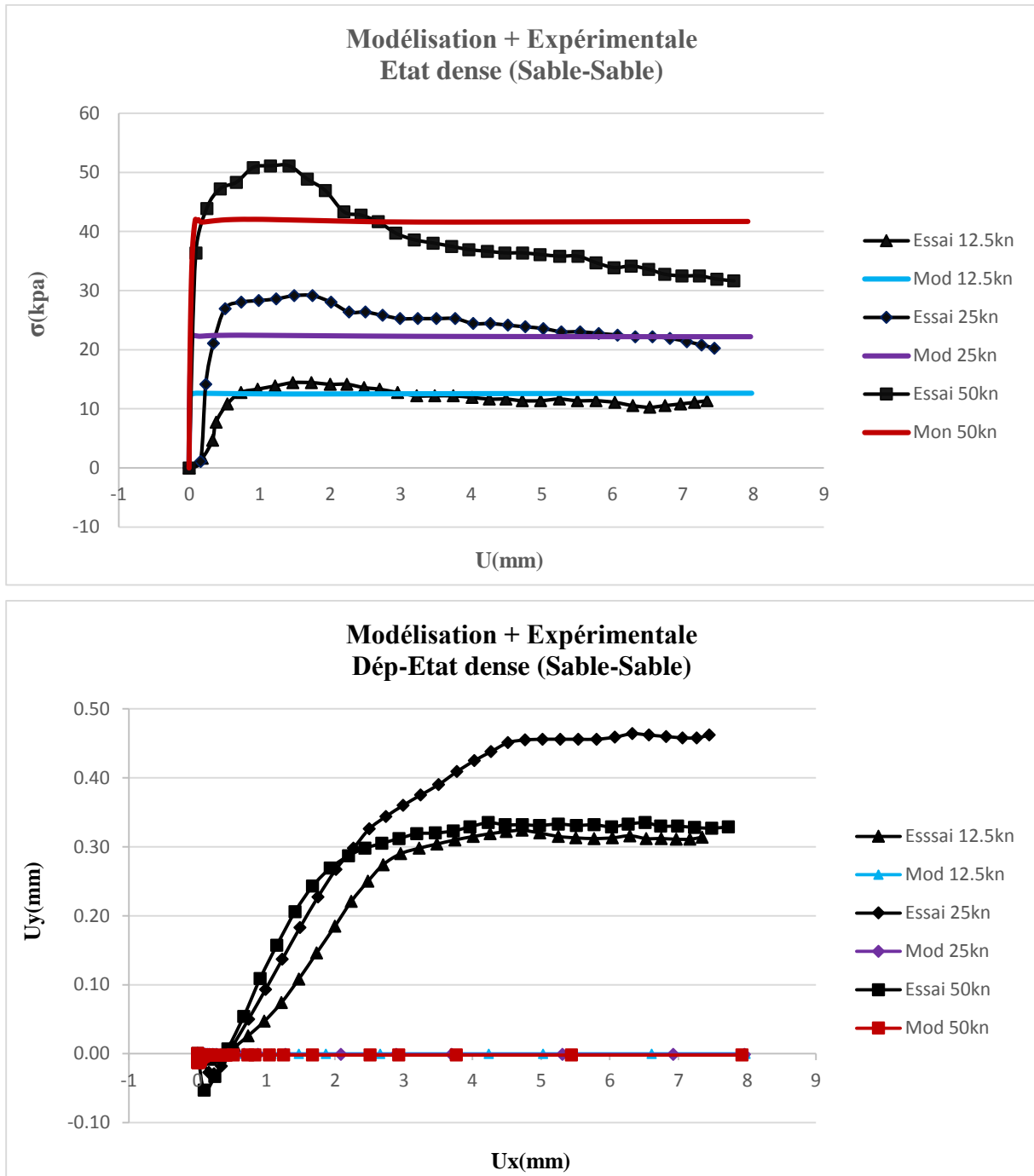


Figure .IV.22. Simulation des essais à contrainte normale constante surface sable-sable
Sable des dunes ($I_d=90\%$).

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

IV.2.4.4.2.surface Béton lisse:

❖ *Sable lâche* :

Les figures 4.23a 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 remarque que les prédictions du modèle sont sensibles à la contrainte normale initiale, ce qui induit un écart entre les courbes expérimentales et de simulation.

En ce qui concerne l'évolution du déplacement normal, On constate que Les courbes de modèle ne concordent pas avec ceux de l'expérimentales ceci peut être attribué au faible confinement.

❖ *Sable dense* :

Nous avons reproduit les essais utilisés pour la détermination des paramètres du modèle (Figures 4.24a et 4.24b). 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.

En ce qui concerne l'évolution du déplacement normal, On constate que Les courbes de modèle ne concordent pas avec ceux de l'expérimentales ceci peut être attribué au faible confinement.

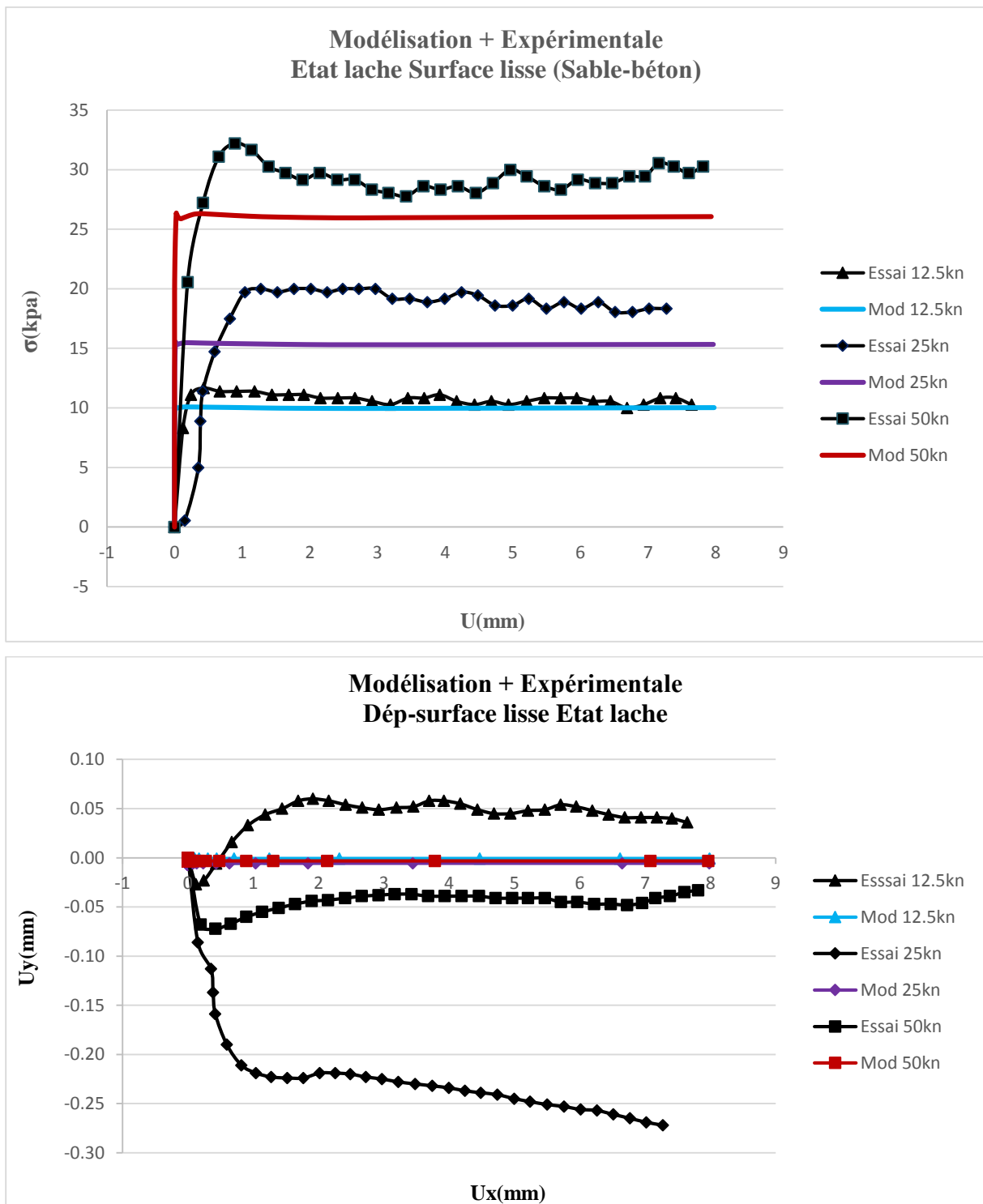


Figure.IV.23.Simulation des essais à contrainte normale constante surface lisse (sable-béton)

Sable des dunes ($I_d=15\%$).

a : Evolution de la contrainte de cisaillement

b : Evolution du déplacement normal

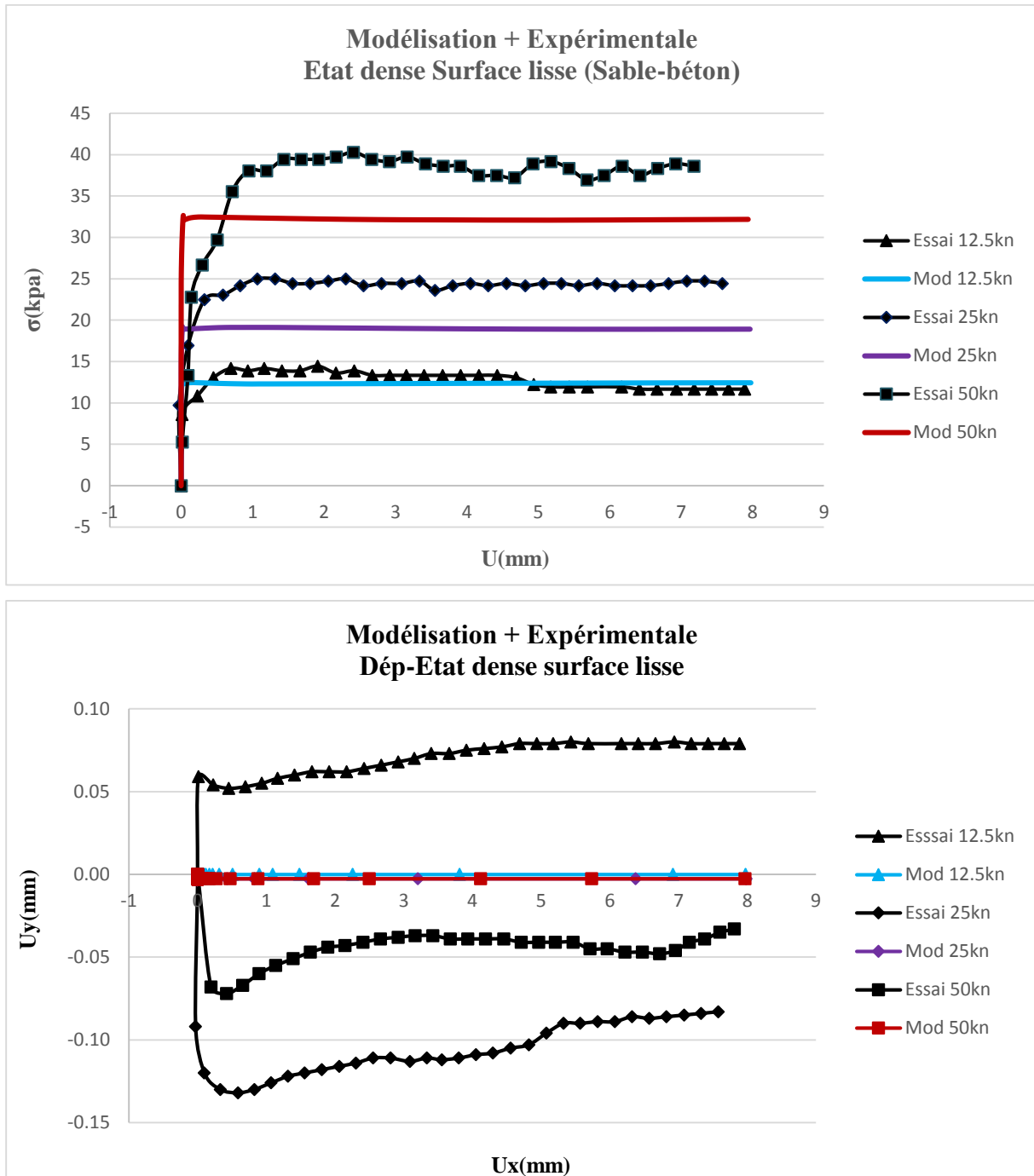


Figure.IV.24. Simulation des essais à contrainte normale constante surface lisse

Sable des dunes ($I_d=90\%$).

a : Evolution de la contrainte de cisaillement

b : Evolution du déplacement normal

IV.2.4.4.3. surface Béton rugueuse :

❖ *Sable lâche* :

Nous avons reproduit les essais utilisés pour la détermination des paramètres du modèle (Figures 4.25a et 4.25b). 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.

En ce qui concerne l'évolution du déplacement normal, On constate que Les courbes de modèle ne concordent pas avec ceux de l'expérimentales ceci peut être attribué au faible confinement.

❖ *Sable dense* :

Les figures 4.26a et 4.26b montrent les résultats de simulation des trois essais à contrainte normale constante. On constate que le modèle prédit bien la première phase de l'essai (pré-pic), mais par la suite, il prédit une diminution progressive de la contrainte de cisaillement jusqu'à la stabilisation, alors qu'au niveau expérimental, on note une phase de stabilisation après le pic suivie par une diminution de la contrainte de cisaillement.

En ce qui concerne l'évolution du déplacement normal, On constate que Les courbes de modèle ne concordent pas avec ceux de l'expérimentales ceci peut être attribué au faible confinement.

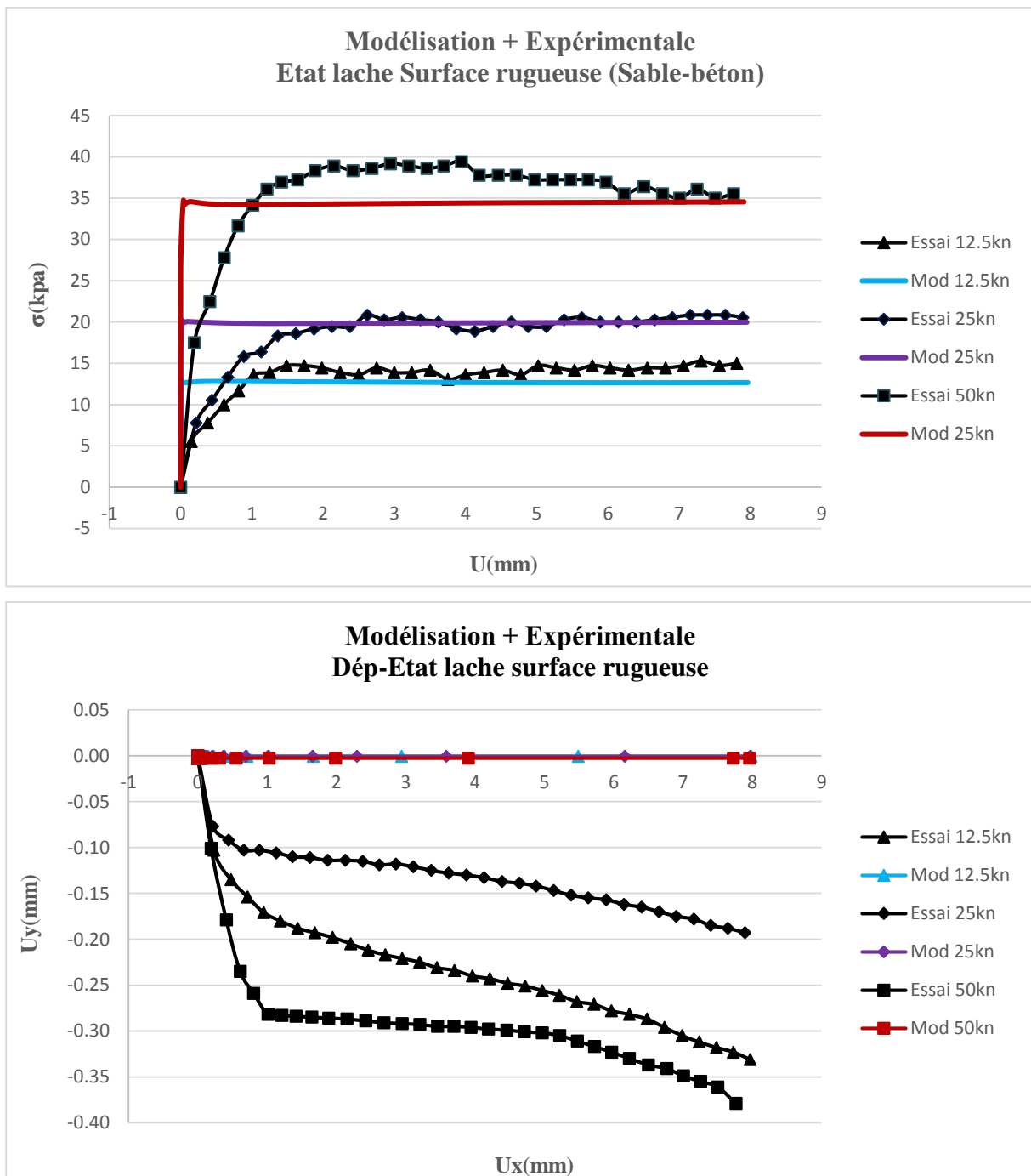
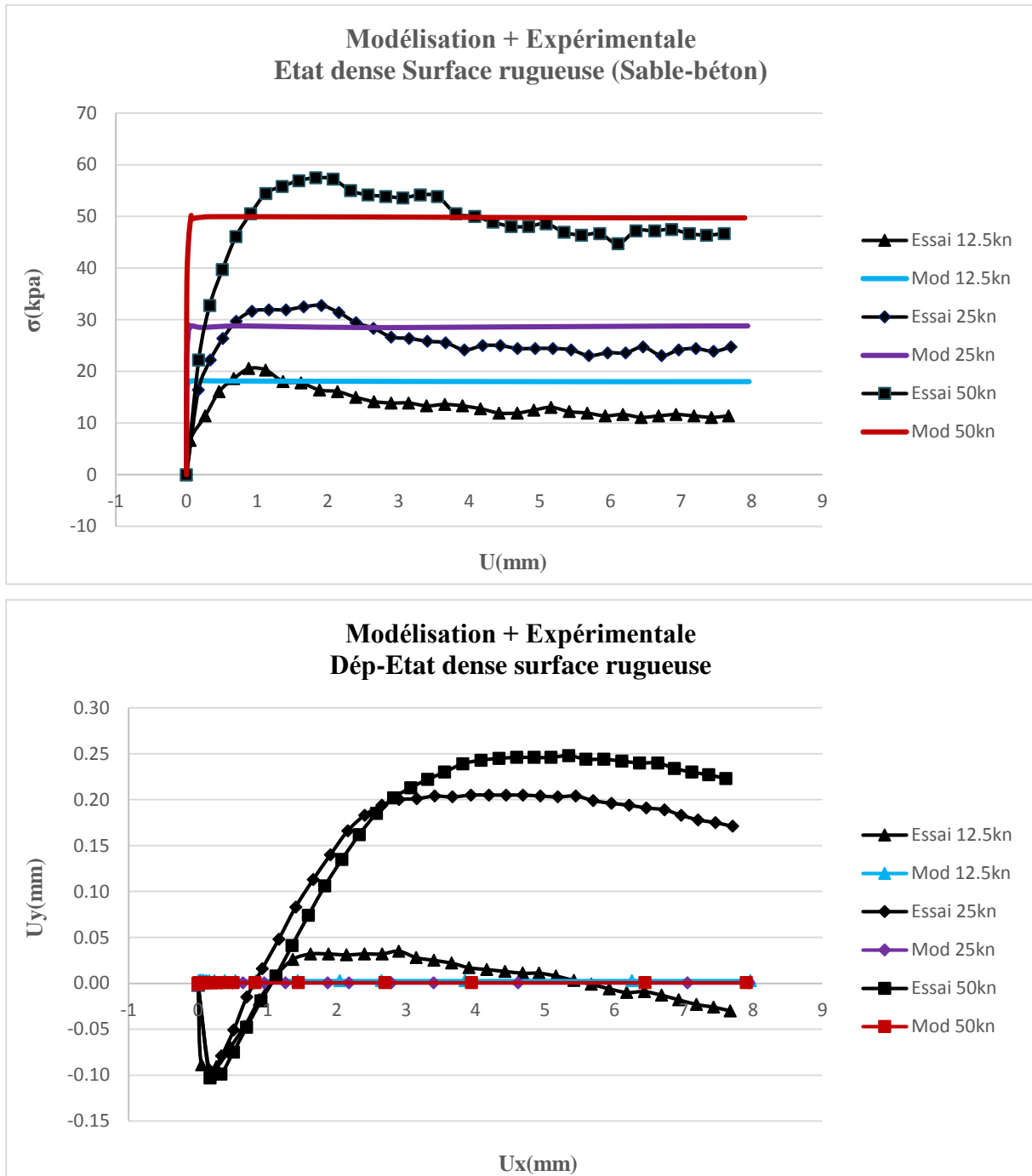


Figure.IV.25. Simulation des essais à contrainte normale constante surface rugueuse

Sable des dunes ($I_d=15\%$).

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



IV.2.4.5. Caractéristiques de l'interface :

Le tableau suivant représente les caractéristiques de cisaillement selon le modèle (tableau 4.4).

Essais	Sigma N(kpa)	surface Sable-Sable	Surface béton lisse	Surface béton rugueuse
Lâche	12.5	$\varphi_{sol}=39.54^\circ$	$\varphi_{int}=28.35^\circ$	$\varphi_{int}=33.37^\circ$
	25			
	50	$C_{sol}=1.11$ kPa	$C_{int}=5.56$ kPa	$C_{int}=5.97$ kPa
Dense	12.5	$\varphi_{sol}=44.86^\circ$	$\varphi_{int}=34.13^\circ$	$\varphi_{int}=44.59^\circ$
	25			
	50	$C_{sol}=2.92$ kPa	$C_{int}=6.81$ kPa	$C_{int}=8.19$ kPa

Tableau.IV.4. caractéristiques de l'interface selon le modèle.

V.2.4.6. Résistance d'interface (R_{inter}) :

Un modèle élasto-plastique permet de décrire le comportement des interfaces dans la modélisation des interactions sol-structures. 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 à partir des propriétés du sol associé et du facteur de réduction de la résistance.

D'après les résultats du tableau 4.4. on peut établir une relation du facteur de réduction (R_{inter}) en fonction des caractéristiques de l'interface :

$$\tan \varphi_{int} = R_{int} \tan \varphi_{sol} \quad \text{et} \quad C_{int} = R_{int} C_{sol}$$

Donc :

- Pour la surface lisse on constate une rugosité de $R_{int} = 0.65$
- Pour la surface rugueuse on constate une rugosité de $R_{int} = 0.99$

Remarque : On constate que la valeurs sont similaires avec ceux utilisés pour la modélisation de l'interface.

- Pour la surface lisse on constate une rugosité de $R_{int} = 0.65$
- Pour la surface rugueuse on constate une rugosité de $R_{int} = 0.87$

CONCLUSION GENERALE

Nous avons présenté dans ce mémoire un travail de recherche théorique et numérique sur le comportement mécanique d'un sable de Boussaâda, il s'agit d'un problème aux limites de l'interaction sol-structure où l'interface joue un rôle essentiel au comportement de nombreux ouvrages en génie civil.

La synthèse bibliographique effectuée sur le comportement des sables sous sollicitations homogènes a montré que la réponse de ce type de sols aux sollicitations qui leur sont appliquées est générée fondamentalement par leur compacité initiale (sable dense ou sable lâche).

La boîte 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 campagne d'essais de cisaillement monotones à contrainte normale constante sur le sable de Boussaâda (à faible et à forte densité) et des structures en béton (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 rugueuse) et ont permis l'analyse de l'effet de certains paramètres tels que la densité relative et la contrainte normale initiale.

L'analyse paramétrique effectuée semble indiquer que les paramètres d'état initial (paramètres élastiques) comme les paramètres de déformation plastique (angle de dilatance) et de cisaillement (cohésion et angle de frottement) ont un effet considérable sur la courbe de tassement.

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 diminue avec l'augmentation du confinement, en particulier dans le domaine des faibles 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.
- ❖ Les courbes de modèle ne concordent pas bien avec ceux de l'expérimentales ceci peut être attribué au faible confinement.

L'application au calcul d'un massif sableux de caractéristiques comparables à celles du sable de Boussaâda effectuée à l'aide du code **PLAXIS** de calcul par éléments fini a permis de comparer entre eux les résultats des calculs obtenus par le modèle de Mohr-Coulomb (modèle de référence en géotechnique) aux résultats obtenus par la théorie de capacité portante de Terzaghi , Le modèle de comportement permet de reprendre une partie des efforts.

RÉFÉRENCES 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.
- **BJERRUM L. & LAMBVA A.** (1966)- "Direct simple shear tests on a Norwegian quick clay." *Geotechnique*, 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 comparison between elastoplastic and rate *type model*" *Computer & Geotechnics*, Vol. 9, pp. 21-46.
- **Desai, C., Drumm, C., Zaman, M.**, 1985. Cyclic testing and modeling of interfaces. *J. Geotech. Eng. ASCE* 111 (GT6), 793–815.
- **Desai, C. S. and Nagaraj, B. K.**, Modelling for cyclic normal and shear behaviour of interfaces. *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, 1988, 114(7), 1198-1217.
- **Evgin, E., Fakharian, K.**, 1996. Effect of stress paths on the behavior of sand-steel interfaces. *Can. Geotech. J.* 33, 853–865.
- **Fakharian, K., Evgin, E.**, 2000. Elasto-plastic modeling of stress-path-dependent behavior of interfaces. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* 24, 183–199.
- **Gennaro, V., Frank, R.**, 2002. Elasto-plastic analysis of the interface behavior between granular media and structure. *Comput. Geotech.* 29, 547–572.
- **Khemissa M.** Communications aux Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur : « Risques géotechnique et environnementaux liés à l'aménagement ». INSA de Lyon, France, 27-29/06/2006.
- **PLYTAS. C.** (1985) -"Contribution à l'étude expérimentale et numérique des interfaces sols granulairesstructures- Application à la prévision du frottement latéral des pieux".Thèse D. I. Université de Grenoble, I.M.G.
- **ROSCOE K. H.** (1953)- "An apparatus for the application of simple shear to soil samples." *Proc. and Int. Conf. Soil Mecha. Found. Eng. Vol. 1*, pp. 186-191
- **SHAHROUR I. & BENCHEIKH B.** (1992)- "Analysis of the soil-structure interaction under monotonic and cyclic loadings"- First European Conference on Numerical Methods in Engineering, Bruxelles, Edition Ch Hirsch, O.C. Zienkiewicz and E. Onate, pp. 269-275. 104

- **SHAHROUR I. & REZAIE F.** (1993)- " Etude en laboratoire du comportement d'interface sous chargements monotone et cyclique" - Sixième Colloque Franco-Polonais de Mécanique des sols appliquée, pp. 400-408.
- **SHAHROUR I. & REZAIE F.** (1993)- " Etude en laboratoire du comportement d'interface sous chargements monotone et cyclique" - Sixième Colloque Franco-Polonais de Mécanique des sols appliquée, pp. 400-408.
- **Tallah Naoui**, <<modélisation expérimentale et numérique du comportement des interfaces sol-structure >>,mémoire présenté pour l'obtention du diplom de magister, 30/04/2008.
- **YOSHIMI Y. & KISHIDA T.** (1981) - "A ring torsion apparatus for evaluating friction between soil and metal surfaces" - Geotechnical testing Journal, GT JODJ, Vol. 4, No. 4, pp. 145-152.
- **ZAMAN M.M.; DESAI C.S. & DRUMM E.C.** (1984) - "Interface model for dynamic soil structure interaction" - Jour. of Geotech. Engin., Vol. 110, No. 9.
- **PLAXIS (2002).** Finite element code for soils and rock analyses. Professioneel version, Balkema/Rotterdam/Brookfield.
- **BARBAS, A. et FRANK, R.** (1982) Utilisation de la méthode des éléments finis en mécanique des sols dans le domaine de l'élastoplasticité. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Rapport de recherche LPC n°146, Paris, France.
- **Azzouz Hocine**, << Etude des bétons à base des sables de dune>>, mémoire présenté pour l'obtention du diplôme de magister, 03/05/2009.
- **BENCHEIKH. B**, « Interaction sol structure: modélisation et résolution numérique », Thèse de Doctorat de l'Université des Sciences et Techniques de Lille.Lille. France, (1991).
- **Imen Said**, << Comportement des interfaces et modélisation des pieux sous charge axiale>>, mémoire présenté pour l'obtention du diplôme de magister, 2006
- **PLAXIS (2002).** Finite element code for soils and rock analyses. Professioneel version, Balkema /Rotterdam/Brookfield.
- **REZAIE.F**, « Etude expérimentale et modélisation du comportement de l'interface sols-structures sous chargements monotone et cyclique ». These de doctorat, Universite des Sciences et technologies de Lille,(1994).
- **SHAHROUR I. & REZAIE F.** (1993)- " Etude en laboratoire du comportement d'interface sous chargements monotone et cyclique" - Sixième Colloque Franco-Polonais de Mécanique des sols appliquée, pp. 400-408.

المخلص

حل مشكل تفاعل تربة-هيكل (أوتاد، و هياكل تحت الأرض، أرض مسلحة.....) يتطلب معرفة سلوك السطح البيئي . هذا العمل هو اسهام في هذا الاتجاه ويتالف من جزئين :

في الجزء الاول : سنقوم بتقديم نتائج التجارب تربة-هيكل التي تم اجراؤها باستخدام مربع القص المباشر المعدل، واجريت هذه التجارب على مواد محلية (رمال الكثبان ببوسعادة ولاية المسيلة) في الضغط العمودي الثابت .

في الجزء الثاني : بفضل برنامج العناصر المنتهية بلاكسيس وباستعمال نموذج "مور-كولون" نتحقق من صحة التجارب التي تم إنجازها في الجزء الأول .

هذا النموذج لديه السلوك البلاستيكي المرن تماما دون تصلب . وهو يستعمل كثيرا في مجال الهندسة الجيوتقنية بالنظر الى النتائج المحصل عليها .

وقد أظهرت إختبارات التحقق من أن النموذج يحاكي سلوك السطح البيئي (تربة-هيكل) تحت التحميل المستمر .

كلمات البحث : سطح بيئي ،تربة-هيكل ،قص مباشر ،رتبية ،اللدونة ،تصلب .

Résumé

Le problème de contact et d'interface entre matériaux est présent dans de nombreux cas pratique en Génie civil. Qu'il s'agisse d'un problème de contact entre deux ou plusieurs couches de sol, ou de contact d'un sol substratum rocheux.

Dans ce travail, une série d'essais monotones à chemin de contrainte normale constante à faible confinement ont été réalisés afin de déterminer les propriétés principales de l'interface de sol-structure utilisée. Au cours de ces essais nous avons étudié l'influence de nombreux paramètres, notamment : la densité du sol, la surface de l'interface. Ces essais ont servi ensuite à la validation du modèle Mohr-coulomb avec l'utilisation du code PLAXIS.

Les résultats obtenus indiquent que le comportement à l'interface sol-matériau solide est très influencé par la densité du sol et la rugosité de l'interface.

Les tests de validation ont montré que le modèle décrit bien le comportement de l'interface sol-structure sous chargement monotone surtout dans le cas des contraintes de cisaillement.

Mot clés : Interface ; sol-structure ; comportement rhéologique ; rigidité.

Abstract

The resolution of a problem of interaction soil-structure (piles, works underground, reinforced earth;) requires the knowledge of the behavior of the interfaces. This work constitutes a contribution in this direction. It is composed of two parts:

In the first part, we present the results of monotonous tests of soil-structure which were realised by means of modified direct shearing box, these tests were realised on a local material (sand of Bou-saâda) with constant normal stress.

In the second part, we have modelled the shear apparatus by (PLAXIS), code planned by the geotechniciens, wich represent an actual optimum on the scientific and partial plans of pseudo-static analysis 2D the modelling driven to define the résistance at shear ground-ground and interface ground-solid substance (concrete), having different rough surface, an analysis of model have undergo an important distortion.

The results obtained show that the behavior of interface ground-solid substance varied according to (depending on) surface rough (rigidity).

Key words : Interface , soil-structure; direct shear apparatus ; surface rough(rigidity); plasticity. simulation ; modelling ; PLAXIS.