الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE DR. YAHIA FARES DE MEDEA

FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

Département du Génie de la Matiére
Filiére de Ginie Civil



Mémoire de Fin d'Études

Présenté pour l'obtention d'un Diplôme de Master en Génie Civil

Option : Géotechnique

THEME

ÉTUDE EXPERIMENTALE ET NUMÉRIQUE DE L'INTERACTION ARGILE-BÉTON

préparé et présenté par :

Mr. Mohamed KORICHI

Mr. Abdessamed SAOUDIA

Mr. Fares ZENAGUI

dirigé par :

Mr.Abdellah BOUDINA

Année Universitaire 2014-2015

Remerciment

Tous notre remerciements vont tout premièrement à Dieu tout Puissant pour la volonté, la santé et la patience qu'il nos données pour Lélaboration de ce modeste travail qui a été réalisé au niveau du Département de GENIE CIVIL de MEDEA.

A qui nous tenons à exprimer toute notre gratitude à Mr. BOUDINA ABDELLAH pour ses conseils fructueux,

Notre remerciements vont également à notre, parents, collègue et tous les étudiants de la faculté des sciences et de technologies .

En fin, à tous ceux qui ont participés de loin ou de prés à la Réalisation de ce travail.

Dédicace

J'ai la grande joie de dédier cet humble effort:

A ma très chère mère, qui depuis toujours me donne l'espoir de réussir dans la vie et qui n'a jamais oublié de supplier pour moi.

A mon très cher père qui m'encourage pertinemment, me soutient en permanence, et se dévoue pour que rien n'entrave le déroulement de mes études.

A ma chère grande mères que je les souhaite une longue vie.

A mes frères.et ma sœur

A tous mes amis surtout : Seddik, Abdel basset, osema,Hakim ,Toufik ,ayoub,youcef,hichem,mohamed,Milou

A toute ma famille.

A mes trinôme : zenagui fares,korichi Mohamed.

A Tous ceux que je considère et j'adore

Abdessamed SAOUDIA.

Dédicace

J'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail :

A ma très chère mère, qui me donne toujours l'espoir de vivre et qui n'a jamais cessé de prier pour moi.

A mon très cher père, pour ses encouragements, son soutien, et son sacrifice afin que rien n'entrave le déroulement de mes études.

A mon frère et mes sœurs.

A tous mes amis.

A toute ma famille.

A mes trinôme :Saoudia Aabdessamed,korichi Mohamed.

A Tous ceux que j'aime et je respecte.

Fares ZENAGUI.

Dédicaces

Tout d'abord je tiens à remercier le dieu puissant

Je dédie ce modeste travail :

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

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

éducation pour avoir la plus grande des satisfactions

et me voir munie des plus grandes distinctions.

A mes très chers parents dont je ne saurai remercier assez

pour les sacrifices qu'ils ont consentis pour moi.

A touts mes amis de laboratoire LTHTP, et Sans oublier le responsable de

Laboratoire de LTHTP,

A Tous mes collègues des 2 années master géotechnique Et à toutes

personnes que j'ai connues et j'ai aimées et toutes qui m'aime.

KORICHI

Sommaire

Résumé……I

Abstract……..……II

Liste des figures……...…….IV

Liste des tableaux……..…..VII

Notations……...… VIII

Introduction générale……1

Chapitre I

ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR L'INTERACTION SOL-STRUCTURES

I.1Introduction……..4

I.2. Étude au laboratoire de l'interaction sol-structures……...4

I.2.1.L'essai de cisaillement direct modifié…….....5

I.2.2. L'essai de cisaillement direct simple……5

I.2.2.1. L'appareil de cisaillement simple, type NGI (Norwegian Geotechnical Institute)…….5

I.2.2.2. L'appareil de cisaillement simple, type Uesugi et Kishida (Japon)……..6

I.2.3. L'essai de cisaillement annulaire par torsion…….6

I.2.3.1. L'essai de cisaillement annulaire……..7

I.2.3.2. L'essai de torsion sur cylindre creux……..7

I.2.4. L'essai de cisaillement axisymétrique (essai d'arrachement) ……8

I.3.Modélisation de l'interaction sol-structures……9

I.3.1.Comportement du matériau de la structure……..9

I.3.2.Comportement des sols……..9

I.3.3.Comportement de l'interface……9

I.3.4.Contact sol-structures……..10

I.3.4.1. Mode adhésion……11

I.3.4.2. Mode glissement……12

I.3.4.3. Mode décollement……12

I.4. Modélisation des interfaces……..13

I.4.1.Approche de type contact……13

I.4.1.1. Adaptation de la rigidité……13

I.4.1.2. Lois élastoplastiques……15

I.4.1.3. Lois incrémentales……16

I.4.1.4. Contact avec des conditions supplémentaires……17

I.4.2.Approche de type couche mince……18

I.5 .Quelques exemples de l'interaction sol-structures……18

I.5.1. Modélisation d'un bâtiment sur fondations superficielles……18

I.5.1.1. Calcul de la structure (Théorème de Winkler et Zimmermann)……19

I.5.1.2. Calcul du sol……20

I.5.1.3. Conclusion……20

I.5.2.Fondation superficielle construite à proximité d'un ouvrage souterrain……20

I.5.3.Interaction sol-soutènement……21

I.5.4 Interaction sol-tunnel……..23

I.6. Conclusion……24

Chapitre II

DISPOSITIF EXPERIMENTAL UTILISÉ ET MODE OPERATOIRE

II.1. Description Expérimentale d'interaction sol – structure Par l'essai cisaillement…27

II.2. L'essai de cisaillement direct…….27

II.2.1.But……..…….27

II.2.2.Principe……...27

II.2.3.Description de l'appareillage…….27

II.2.4. Mode opératoire……29

II.2.5. Préparation de l'échantillon…….30

II.2.6. Phase de cisaillement……30

II.2.7. Matériaux étudies……..30

II.3. Description la nature du site lithologique de sidi Abdallah……31

II.4. Essais de Laboratoire…….31

II.4.1. Les essais d'indentification des sols…….31

II.4.1.1.Analyse granulométrique……....32

II.4.1.1.1.But de l'expérience……33

II.4.1.1.2 Présentation des résultats…….33

II.4.1.2.Limites d'atterberg……..33

II.4.1.2.1.but d'essai…….33

II.4.1.2.2.Principe d'essai……33

II.4.1.2.3.Présentation des résultats……....34

II.4.2 Essais mecaniques……....35

II.4.2.1 Les essais de compreessbilité (essai oedométrique selon la norme : XP P 94-090-1)……35

II.4.2.1.1. Bute de l'essai……..35

II.4.2.1.2.Principe de l'essai…….35

II.4.2.1.3.Expression des resultats……36

II.4.2.1.4.Presentation des resultats…….36

II.4.2.2Essais de cisaillement directe a la boite ……..…….38

II.4.2.2.1.Expression des resultats……39

II.4.2.2.2.Presentation des resultats…….39

II.4.4 Résultats des essais de laboratoire……39

II.5. CONCLUSION……...40

Chapitre III

PRESENTATION DES RESULTATS DES ESSAIS REALISES SUR L'INTERFACE SOL-STRUCTURE

III.1. Presentation des resultats des essais réalises sur l'interface sol-structure ……..43

III.2. Essais réalises sur sol-structure ……..…….43

III.2.1.Surface sol – sol……43

III.2.2.Surface lisse (béton) ……44

III.2.3.Surface rugueuse (béton) ……45

III.3.Interprétation de résultats…….45

III.4.Comparaison entre les contraintes tangentielles et les contraintes normales au changement de la surface de structure ……...46

III.4.1. 1er cas contrainte normale (σv=100 KN/m^2) ……46

III.4.2. 2eme cas contrainte normale (σ_v=200 KN/m^2) ……47

III.4.3. 3eme cas contrainte normale constants (σ_v=300 KN/m^2) ……...48

III.5.Interprétation de résultats…….48

III.6.Droite Intrinsèque……..49

III.7.Présentation des résultats et interprétation…….....50

III.8 Conclusion……..51

Chapitre IV

MODÉLISATION DU COMPORTEMENT D'INTERFACE SOL-STRUCTURE

1ére PARTIE……...54

IV.1.PRÉSENTATION DE PLAXIS……54

IV.1.1. Introduction……..54

IV.1.1.1.Le code éléments finis PLAXIS……..54

IV.1.1.2 Options par défaut et solutions approchées……55

IV1.2. Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS……..57

IV.1.2.1.Introduction……..57

IV.1.2.2. Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles……58

IV.1.2.3. Comportement élastoplastique……59

IV.1.2.4. Modèle de Mohr-Coulomb……60

IV.1.3.Calcul……64

IV.1.3.1.Le programme de calcul……..65

IV.1.3.2. Caractéristiques générales des calculs……..65

IV.1.3.3.Types de calculs……66

IV.1.4. Paramètres de contrôle du calcul……66

IV.1.4.1. Construction par étapes……67

IV.1.4.2. Activation ou modification des chargements……67

IV.1.5. Exécution de la procédure de calcul……...68

IV1.6. Résultats affiches pendant les calculs……68

IV.1.7. Le programme de résultats (output) ……...69

IV.1.8. Le menu des résultats……...69

IV.1.9. Le programme courbe (curves) ……..69

2éme PARTIE……..70

IV.2.Établissement d'un modele géométrique……..70

IV.2.1. Introduction……..70

IV.2.2. Définition des données……70

IV.2.2.1. Paramètres de sol et de l'interface……72

IV.2.2.2.Génération du maillage……74

IV.2.3.Procédure de calculs……76

IV.2.4.Les principaux résultats……77

IV.2.4.1.Déformation de maillage……77

IV.2.4.2.Les points plastique……79

IV.2.4.3.Analyse paramétrique……..80

IV.2.4.3.1. Cohésion c……...81

IV.2.4.3.2. Angle de frottement φ……..81

IV.3.Conclusion……...81

Conclusion générale……82

Referances bibliographies……..84

Annexe.

Résumé

La résolution d'un problème d'interaction sol-structure (pieux, ouvrages souterraines, terre armée ;…..) nécessite la connaissance du comportement des interfaces.

Ce travail constitue une contribution dans ce sens. Il est composé de deux parties:

Dans la première partie, nous présentons les résultats des essais monotones sol-structure qui ont été réalisés à l'aide d'une boite de cisaillement direct modifiée, ces essais ont été réalisés sur un matériau local (L'Argile de la wilaya d'Alger) à contrainte normale constante.

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

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

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

Mots clés:

Interface; sol-structure ; Cisaillement direct ; monotone ; plasticité ; écrouissage.

Abstract

Solving a problem of soil-structure interaction (piles, underground structures, reinforced earth; .....) requires knowledge of the behavior of interfaces.

This work is a contribution in this antexte. It is composed of two parts:

In the first part, we present the results of monotonic tests soil -structure that has been made using a modified direct shear box; these tests were carried out on a local material (Clay of the province of Algiers) at constant normal stress.

In the second part, the model of Mohr-Coulomb interface PLAXIS validated tests a chieved in the first part.

This model has an elastic perfectly plastic behavior soft hardening. It has a great use in geotechnical seen the results in the calculations.

Validation tests have shown that the model describes the behavior of the soil-structure interface under monotonic loading.

Keywords :

Interface ; soil-structure ; Direct shear; Monotonous; plasticity; hardening.

الملخص

لحل مشكل تفاعل تربة-هيكل(اوتاد،هياكل تحت الارض،ارض مسلحة....) يتطلب معرفة سلوك السطح البيني.

هذا العمل هو اسهام في هذا الاتجاه.و هو يتالف من قسمين:

في الجزء الاول: سنقوم بتقديم نتائج التجارب تربة-هيكل التي تم اجراؤها باستخدام مربع القص المباشر المعدل،واجريت هذه التجارب على المواد المحلية (تربة طينية من محافظة الجزائر العاصمة) في الضغط العمودي الثابت.

في الجزء الثاني: بفضل برنامج العناصر المنتهية بلاكسيس (PLAXIS) وباستعمال نموذج "مور-كولون" نتحقق من صحة التجارب اللتي تم انجازها في الجزء الاول.

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

و قد اظهرت اختبارات التحقق من ان النموذج يحاكي سلوك السطح البيني تربة-هيكل تحت التحميل المستمر.

كلمات البحث: سطح بيني، تربة-هيكل، قص مباشر،رتيبة،اللدونة،تصلب.

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1. *Principe de l'essai de cisaillement direct modifié*……..5

Figure. I.2. *Principe de l'essai de cisaillement simple : type NGI*……..6

Figure I.3. *Principe de l'essai de cisaillement simple : type Uesugi et Kishida*……..6

Figure I.4. *Cisaillement annulaire (type Yoshimi et kishida, 1982)*……7

Figure I.5. *Cisaillement: par torsion sur cylindre creux (type Ishihara 1972)*……8

Figure I.6. *Principe de l'essai de cisaillement direct axisymétrique*……8

Figure I.7. *Exemples des situations d'interface*……..10

Figure I.8. *Modélisation du contact*……11

Figure I.9. Modes de déformation de l'interface……12

Figure I.10. *Elément joint de type Goodman*……14

Figure I.11. *Elément joint de type ressorts*……..15

Figure I.12. *Modèle de Mohr-Coulomb*……16

Figure I.13. *Analyse du comportement d'un ouvrage simple Point de vue de la structure et point de vue du sol*……..17

Figure I.14. *Interaction entre une semelle filante et une cavité symbolisée par un cercle (en différentes positions) D'après Wood et Larnach (1985)*……..21

Figure I.15. *Analyse du comportement d'un écran de soutènement Point de vue de la structure et point de vue du sol*……..22

Chapitre II

Figure.II.1. *Principe de la boîte de cisaillement direct*……..28

Figure.II.2. *structure de béton*……..28

Figure.II.3. *Appareil de cisaillement direct*……..29

Figure .II.4. *terrain de prélèvement de l'échantillon*……..30

Figure .II.5. *Analyse granulométrique*…….32

Figure.II.6. *Limites d'attranberg*…….34

Figure.II.7. *L' essai oedométrique*……...35

Figure.II.8.*Indice de compressibilité*……..37

Figure.II.9.*Indice de gonflement Cs*……37

Figure.II.10.*Determination de la chésion et de l'angle de frotement* ……..38

Chapitre III

Figure.III.1. *Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface sol – sol*……44

Figure.III.2. *Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface sol – structure lisse*……44

Figure.III.3. *Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface sol – structure rugueuse*…….45

Figure.III.4. *L'essai de cisaillement à contrainte normale constant et effet trois surfaces (sol – sol, sol - structure rugueuse et sol structure - lisse)*……..47

Figure.III.5. *L'essai de cisaillement à contrainte normale constant effet Trois surfaces (sol – sol, sol - structure et sol - structure lisse)*……47

Figure.III.6. *essais cisaillement à contrainte normale constant effet trois Surface (Surface sol – sol, Surface sol - structure et Surface sol - structure lisse)*……48

Figure.III.7. *La courbe d'états critique des trois surfaces (Surface sol – sol, Surface sol - structure rugueuse et Surface sol - structure lisse)*……49

Chapitre IV

Figure .IV.1. *Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique*……59

Figure. IV.2. *Représentation du comportement élastique parfaitement plastique*……60

Figure .IV.3. *Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage*……60

Figure .IV.4. *Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb*……61

Figure .IV.5. *Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb*……61

Figure .IV.6. *Définition du module à 50 % de la rupture*……62

Figure .IV.7. *Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb*……64

Figure .IV.8. *Onglet Paramètres de la fenêtre de calcul (Calculations)*……66

Figure .IV.9. *Fenêtre de calcul*……68

Figure .IV.10. *Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Output*……69

Figure .IV.11. *Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Curves*……70

Figure .IV.12.1. *Modèle géométrique du probléme (essai sol-sol)*……71

Figure .IV.12.2. *Modèle géométrique du problème (essai sol-structure)*……72

Figure .IV.13.1. *Maillage du problème (essai sol-sol)*……75

Figure .IV.13.2. *Maillage du problème (essai sol-structure)*……76

Figure .IV.14.1. *Déformation du Maillage (essai sol-sol)*……78

Figure .IV.14.2. *Déformation du Maillage (essai sol-structure)*……78

Figure .IV.15.1. *les points plastique (essai sol-sol)*……79

Figure .IV.15.2. *les points plastique (essai sol-structure)*……80

Liste des tableaux

Chapitre II

Tableau .II.1. résultats des essais de laboratoire……40

Chapitre III

Tableau.III.1. *détermine les caractéristiques mécaniques des trois surfaces*……49

Chapitre IV

Tableau . IV.1. *Propriétés de sols et d'interfaces pour les essais sol-sol*……73

Tableau .IV.2.1. *Propriétés de sols et d'interfaces pour les essais sol-structure surface lisse*……73

Tableau .IV.2.2. *Propriétés de sols et d'interfaces pour les essais sol-structure surface Rugueuse*……74

Tableau.IV.3.*Propriétés de la structure*……74

Notations

σ_n	(Kpa)	Contrainte normale
τ	(Kpa)	Contrainte de cisaillement
$\overline{\tau}$	(Kpa)	Contrainte limite de cisaillement
U	(mm)	Déplacement normal
W_t	(mm)	Déplacement tangentiel
σ	(-)	Vecteur des contraintes
C	(Kpa)	Cohéson
Φ	(degrés)	Angle de frottement
ψ	(degrés)	Angle de dilatance
σ_{no}	(Kpa)	Contrainte normale initiale
Cc	(%)	Coéfficient de compression
Cg	(%)	Coéfficient de gonflement
Pc	(Bar)	Pression de consolidation
Sr	(%)	Degré de saturation
W	(%)	Teneur en eau
W_L	(%)	Limite de liquidité
W_P	(%)	Limite de plasticité
I_P	(%)	L'indice de plasticité
ΔH	(mm)	Tassement
H_0	(mm)	Hauteur initial

REFERANCES BIBLIOGRAPHIES

- Saidani H, «Etude experimental et numérique de l'intéraction sol-structure ». mémoire Présenté pour l'obtention du diplôme de Master. 2012/2013.
- Livre, «Méthodes de sondages et d'essais des sol ».D.T.R.B.C.2.32,pp.28-39.
- Régle de conception et de calcul de structures en béton armé CBA93.
- Lalaheme otsmane, «Analyse et conception informatisée des essais de laboratoire en géotechnique » mémoire Présenté pour l'obtention du diplôme de Magister,2007/2008.
- AydogmusT.,Tamaskovics,N.,KlapperichH. (2002), «Enhanced shear-pullout-testingdevice for the examination of the interaction behaviour of soil-geosyntheticcompound-systems». Proc. 7. icg - Seventh International Conference on Geosynthetics, 22.-27. September 2002, Nice, ISBN 90 5809523 1, pp. 1305 1308, refs. 12, Nice, France.
- Belhannachi Chikhi Nassira, « Caractérisation des formations argileuses de la région de Constantine », thèse Présentée pour l'obtention de grade de Docteur en Science En Génie Civil, Soutenue le 12/12/2010.
- Boulon M., Plytas C. et Foray P. (1986), « Comportement d'interface et prévision du frottement latéral le long des pieux et tirants d'ancrage ». Revue Française de Géotechnique, 35 (2) 31-48.
- KISHIDA H. & UESUGI M. (1987) - "Tests of the interface between rand and steel in the simple shear apparatus" - Geotechnique 37, No. 1, 1987, pp. 45-52.
- KJELLMAN W. (1951)- "Testing the shear strength of clay in Sweden." Geotechnique Vol. 2, No. 3, pp. 225-232.
- Wykeham Farrance, « Essais De Sol », Appareils et matériels d'essai pour le bâtiment et les travaux publics.
- Tallah Naoui, «modélisation expérimentale et numérique du comportement des interfaces solstructure », mémoire Présenté pour l'obtention du diplôme de Magister, 30/04/2008.
- T. Ulrich (BRGM), « Prise en compte des Interactions Sol-Structures (ISS) », Séminaire REPSSOL – PAP 9 novembre 2011.
- Smith HA, Wu WH, Borja RI, « Structural control considering soil-structure interaction effects».Earthq Eng Struct Dyn 1994; 23:609–626.

- Stewart, J.P., Seed, R.B., end Fenves, G.L. (1999), «Seismic soil-structure interaction in buildings. II: Empirical findings», Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, ASCE, 10900241/99/0001-0038–0048.
- R.B.J. Brinkgreve, « Manuel de référence, PLAXIS Version 8 », delft university of technolog & PLAXIS bv, Pays-Bas.
- Plaxis 8.x.
- Microsoft Office Excel 2007.
- Soltestes 2008.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le comportement des ouvrages en génie civil dépend en grande partie de celui des interfaces sol- structure.

En effet, dans la littérature, en géotechnique, de ces trois dernière décennies une partie importante est consacrée au développement et amélioration des techniques d'analyse du phénomène d'interaction sol- structure ; on peut citer, comme exemple : les pieux sous chargement axial ou latéral, les fondations superficielles sous chargement axiale ou excentré et les ouvrages de soutènement (murs, rideaux de palplanche, parois moulées,…..).

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

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.

L'utilisation de la méthode des éléments finis dans le domaine géotechnique est très courante, pour des grands projets. On peut réaliser des analyses par éléments finis afin de vérifier la stabilité d'un ouvrage en interaction avec son environnement, de contrôler les valeurs de déplacements admissibles et d'aider au dimensionnement des structures.

L'utilisation très large de la MEF dans le calcul des structures et des ouvrages en génie civil à permis de traiter également le problème d'interaction sol-structure sous les deux aspects:

- Le développement d'éléments d'interfaces spéciaux pour la prise en compte des conditions de contact sol-structure ? l'élément Godman et al (1968), l'élément Katona (1983), Kaliakin et Li (1995), Villard (1996) ; L'élément couche mince isoparamétrique de Zienkiewicz et al, (1970), ou celui de Desai et al (1984).

- Le développement et la validation de modèles de comportement pour les interfaces, qui permettent de tenir compte de certains aspects tel que le radoucissement, on peut citer par exemple, le modèle de Desai et al (1985), utilisant l'élasticité non linéaire, ou les modèle basé

sur l'élastoplasticité tels que les modèles de : Aubry et al. (1990), Shahrour et Bencheikh (1992); Shahrour et Rezaie (1997), Ghionna et Mortara (2002), Fakharian et Evgin (2000), Zeghal et Edil (2002), Gennaro et Frank (2002), Mortara et al. (2002).

On cite, également, Desai et Ma (1992) qui ont proposé un modèle basé sur le concept (DSC) (disturbed-state consept), et Hu et Pu (2004) ont employé la mécanique de l'endommagement au comportement de l'interface sol-structure.

La plupart de ces modèles sont capables de reproduire un phénomène très important qui est celui de la dilatance à l'interface sol – structure. Cependant, le phénomène des aspérités et de la rugosité à l'interface n'a pas été entièrement dévoilé.

Le présent travail a pour objectif d'apporter une contribution à la modélisation du comportement des interfaces sol–structure, sous chargements monotones. Une partie importante de ce travail est consacré à l'étude expérimentale du comportement des interfaces, en utilisant une boite de cisaillement direct et un matériau local (l'Argile de la wilaya d'Alger), et au cours du quelle plusieurs facteurs ont été étudies tel que : la densité du sol, la surface de l'interface et la contrainte de confinement. Ces essais ont servi par la suite à la validation d'un modèle de comportement des interfaces sous chargements monotones.

Le travail réalisé est présenté en quatre chapitres:

- Le premier chapitre est consacré à une étude bibliographique portant sur les principaux appareillages utilisés en laboratoire pour l'étude du comportement de l'interface sols-tructure et quelques exemples de l'interaction sol-structures.

- Le second chapitre comporte une description du dispositif expérimental utilisé, et le mode opératoire.

- Le troisième chapitre est consacré à la présentation des résultats des essais réalisés à la boite de cisaillement direct modifiée sur l'Argile et une structure en béton (lisse ou rugueuse), le chemin de contrainte suivi est un chemin à contrainte normale constante.

- Dans le quatrième chapitre nous présentons les résultats de simulation des essais réalisés en utilisant le modèle Mohr-Coulomb du code PLAXIS .

- Une conclusion générale.

CHAPITRE I : ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR L'INTERACTION SOL-STRUCTURES

I.1 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.2. Étude au 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 mois 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. Ils appartiennent à l'une des catégories suivantes :

- Appareil de cisaillement simple : type NGI, ou type Uesughi et Kishida.
- Appareil de cisaillement par torsion : type Hunger, type Yoshimi et Kishida ; ou type Lade, Karchaffi, Chehade.
- Appareil de cisaillement axisymétrique (arrachement) : Brumund et Leonards.

I.2.1.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.).

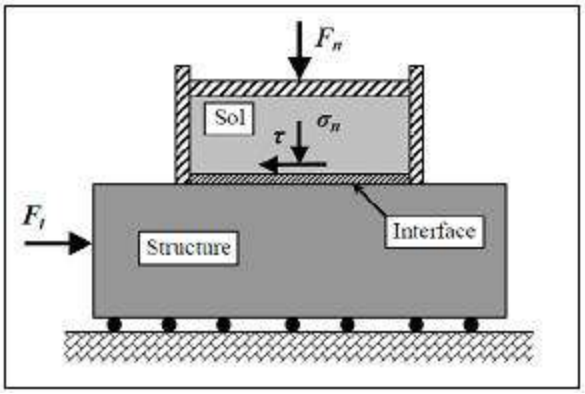


Figure I.1. *Principe de l'essai de cisaillement direct modifié.*

I.2.2. 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 sol-structures :

I.2.2.1. 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 I.2).

La partie sol, de forme cylindrique, est enfermée dans une membrane en caoutchouc renforcée par des spirales en acier, empêchant toute déformation radiale de l'échantillon, ce qui permit à toute section horizontale de rester circulaire pendant le cisaillement.

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

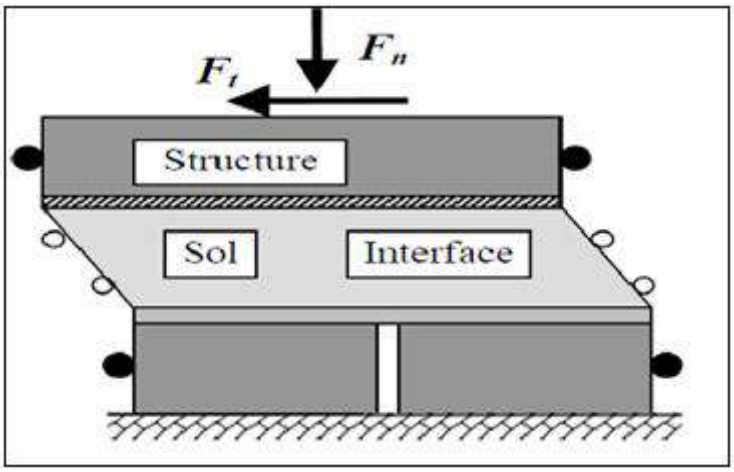


Figure. I.2. *Principe de l'essai de cisaillement simple : type NGI.*

I.2.2.2. L'appareil de cisaillement simple, type Uesugi et Kishida (Japon):

Dans l'appareil d'Uesugi et Kishida, l'échantillon de sol est enfermé dans une demi-boîte rectangulaire. Celle-ci est construite d'un empilement de cadres en aluminiu (figure.I.3).

Ainsi, le glissement à l'interface est mesuré de la déformation de cisaillement a sein de l'échantillon.

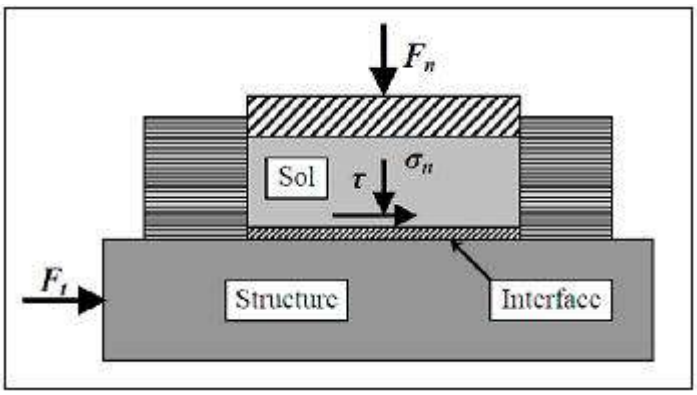


Figure I.3. *Principe de l'essai de cisaillement simple : type Uesugi et Kishida.*

I.2.3. L'essai de cisaillement annulaire par torsion :

Une des techniques expérimentales récentes en interaction sol-structures : l'essai de cisaillement par torsion. Cette technique, grâce aux possibilités qu'elle offre et à sa fiabilité, a eu un succès important ces dernières années, comme en témoigne le nombre de prototype qui ont été réalisés.

L'échantillon de sol et la partie structure ont une forme annulaire. Selon les conditions aux limites sur les parois internes et externes de l'échantillon, on distingue deux catégories d'essais :

I.2.3.1. L'essai de cisaillement annulaire :

Sans confinement, un modèle type est présenté par Yoshimi et Kishida (1982). Il a été utilisé pour l'étude du comportement de l'interface entre un sable et un anneau métallique.

L'échantillon de sol est enfermé dans un cylindre constitué d'un empilement d'anneaux et de rondelle en aluminium qui peuvent glisser l'un sur l'autre. Cette technique permet de faciliter le cisaillement, et d'assurer l'homogénéité de l'échantillon.

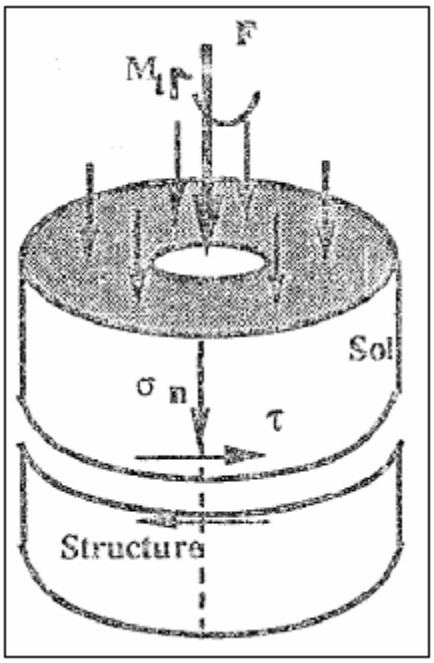


Figure I.4. *Cisaillement annulaire (type Yoshimi et kishida, 1982).*

I.2.3.2. L'essai de torsion sur cylindre creux :

L'échantillon cylindrique creux, de faible épaisseur, est soumis à :

Des pressions intérieures et extérieures, une force axiale et un couple de torsion. L'intérêt de cet essai, utilisé principalement dans l'étude du cisaillement dans les sols, est de pouvoir imposer, à partir d'un état de contrainte donné, une évolution progressive des contraintes aussi

bien en direction qu'en ampleur. De nombreux prototypes ont été proposés (Ishihara, Lade, Kharchafi, Chehade, … etc.).

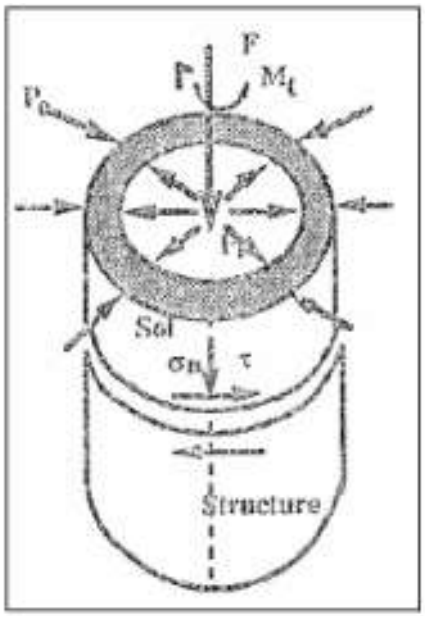


Figure I.5. *Cisaillement: par torsion sur cylindre creux (type Ishihara 1972).*

I.2.4. L'essai de cisaillement axisymétrique (essai d'arrachement) :

L'essai de cisaillement direct axisymétrique consiste à l'arrachement d'une barre (acier ou béton) dans un massif de sol. La (figure.I.6). Montre le dispositif utilisé par Brumund. L'échantillon de sol de forme cylindrique est placé dans une membrane en caoutchouc confiné par une pression extérieur. La force d'arrachement est appliquée directement à la tige placée le long de l'axe de l'échantillon.

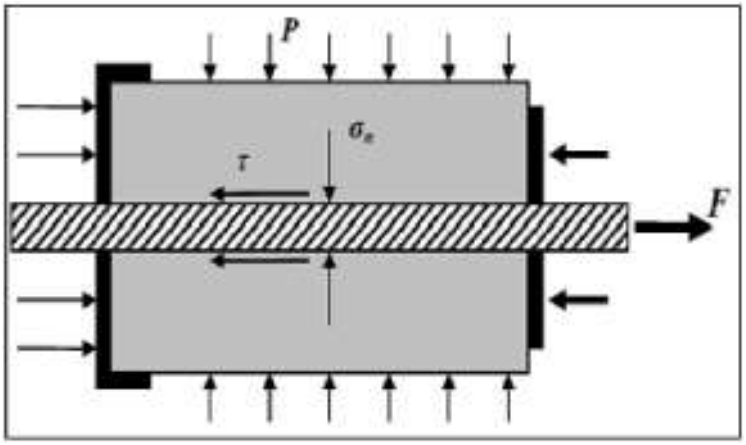


Figure I.6. *Principe de l'essai de cisaillement direct axisymétrique*.

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

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 (MohrCoulomb, Lade, Cam-Clay, Nova, … etc.), ou soit, des modèles incrémentaux (Duncan, Darve, Mroz, … etc.).

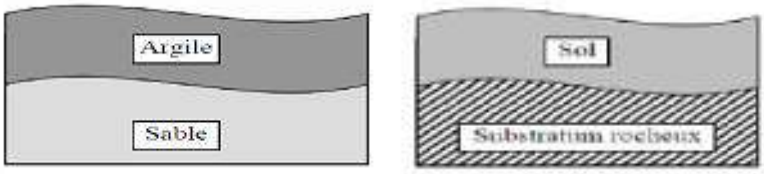
I.3.3.Comportement de l'interface :

Les interfaces sont généralement soumises à de fortes sollicitations de cisaillement.

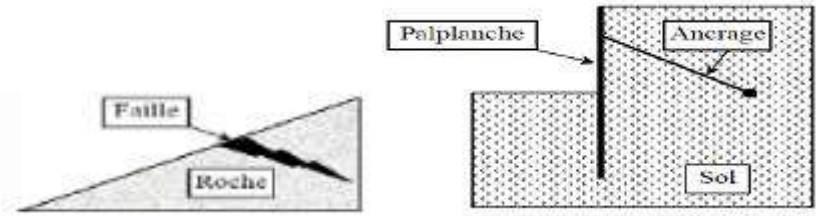
Leur comportement est essentiellement non linéaire. Les études proposées par différents auteurs appartiennent à l'une des deux approches principales suivantes :

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.

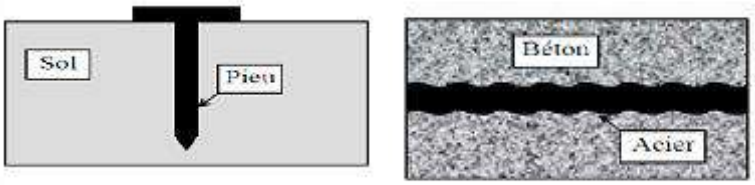
2. Approche de type couche mince : dans cette approche, l'interface est constituée d'une zone de faible épaisseur. Ainsi, on adopte des lois de comportement rhéologique propres à ces zones.



a-deux types de sol différents . b-sol-substratum rocheux



c-faille entre deux blocs rocheux d-palplanche ancrage



e-pieu f-interaction béton-acier

Figure I.7. *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.I.8), les déplacements et les contraintes de liaisons sont donnés par :

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

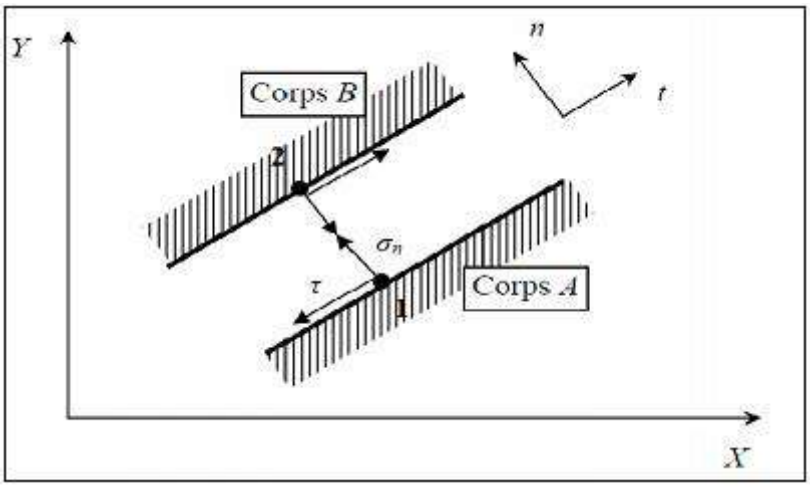


Figure I.8. *Modélisation du contact.*

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

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

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

I.3.4.1. Mode adhésion :

Dans ce mode (figure.I.9.a), il n'y a pas de déplacement relatif entre les nœuds 1 et 2, on a alors les équations de compatibilité suivantes :

$$\begin{cases} \Delta U_n = 0 \\ \Delta U_t = 0 \end{cases}. \quad \textbf{(I.3)}$$

Les contraintes de contact sont alors régies par les conditions

$$\begin{cases} \sigma_n > 0 \\ \tau < \bar{\tau} \end{cases} \quad \textbf{(I.4)}$$

La contrainte normale est de compression ;La contrainte de cisaillement est inférieure au seuil de cisaillement.

I.3.4.2. Mode glissement :

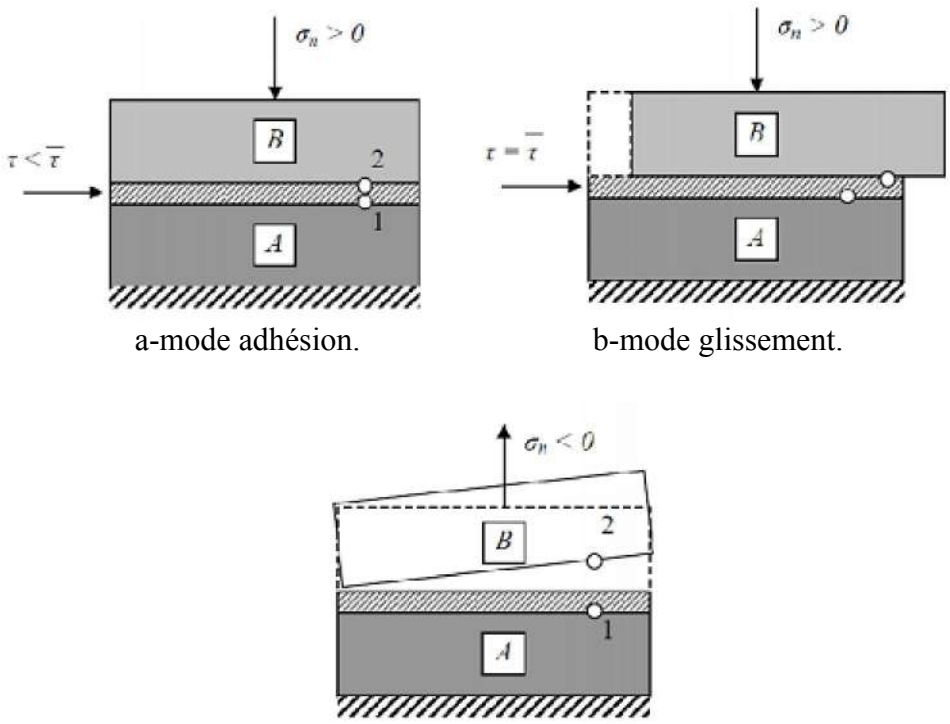
Quand la contrainte normale est de compression et la contrainte tangentielle atteint le seuil (τ), il y a un glissement relatif entre les nœuds 1 et 2 (figure.I.9.b) ; dans ce cas, on a les conditions :

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

I.3.4.3. Mode décollement :

Dans le cas où la composante σn devient négative, il y a un décollement (séparation des corps A et B) (figure .I.9.c) ; on a alors les conditions suivantes :

$$\Delta U_n > 0 ; \quad \sigma_n < 0 \; ; \; \tau = 0. \qquad \textbf{(I.6)}$$



a-mode adhésion. b-mode glissement.

c-mode décollement.

Figure I.9. Modes de déformation de l'interface.

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

I.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.4.1.1. Adaptation de la rigidité :

- Élément joint de type Goodman :

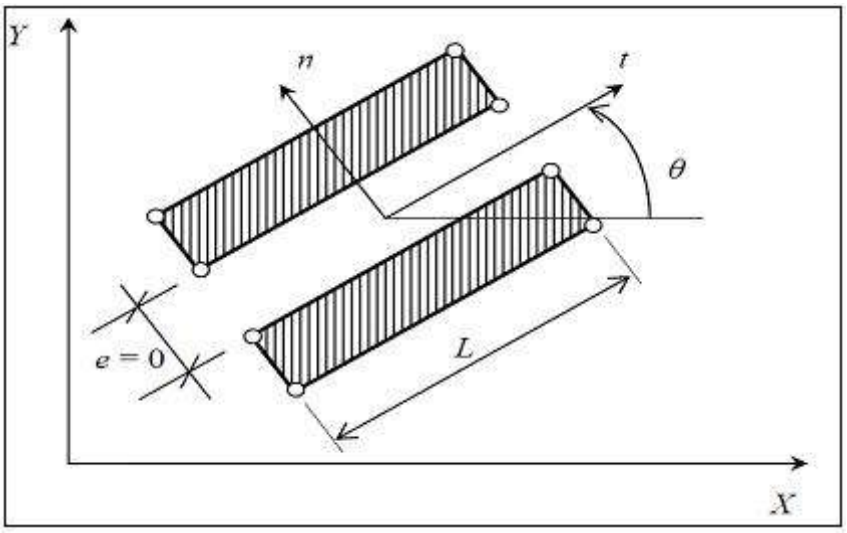


Figure I.10. *Elément joint de type Goodman.*

Dans ce cas, l'élément joint est constitué de deux doublets de nœuds. 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 :

$$\{F\} = [K]\ \{\Delta U\} \tag{1.7}$$

Avec :

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

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

$$[K] = \begin{bmatrix} K_t & 0 \\ 0 & K_n \end{bmatrix} \tag{I.8}$$

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. Herrmann 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 .I.11).

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.

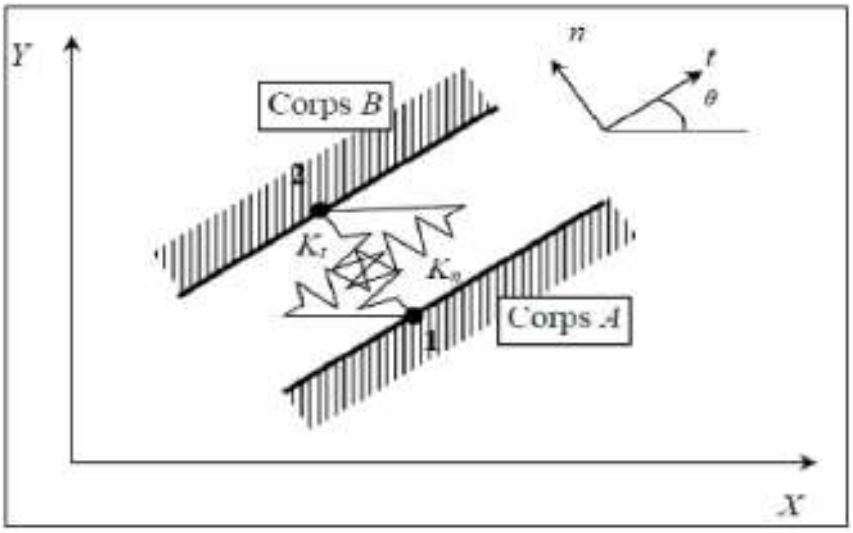


Figure I.11. *Elément joint de type ressorts*

Les forces de liaison Fn et Ft s'expriment par :

$$F_n = K_n \Delta U_n \quad \textbf{et} \quad F_t = K_t \Delta U_t \qquad \textbf{(I.9)}$$

I.4.1.2. Lois élastoplastiques :

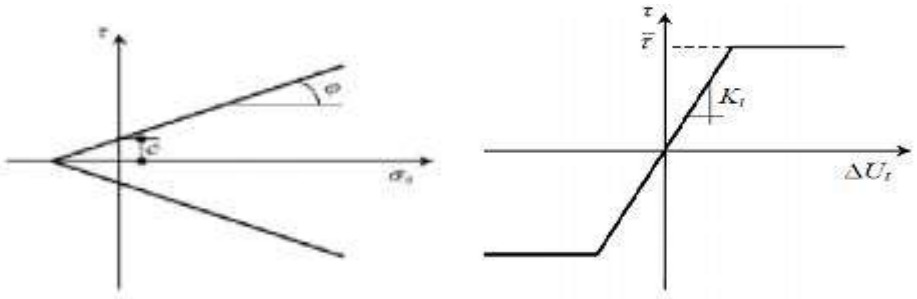
Y. Meimon et al ont utilisé, pour le calcul des fondations des plates-formes pétrolières, des éléments joints à 6 nœuds. Le comportement à l'interface, dans le sens tangentiel, est décrit par une loi élastoplastique non associée du type Mohr-Coulomb. Le

glissement ou la plastification dans l'élément joint est donc gouverné par une fonction de charge f et un potentiel plastique g :

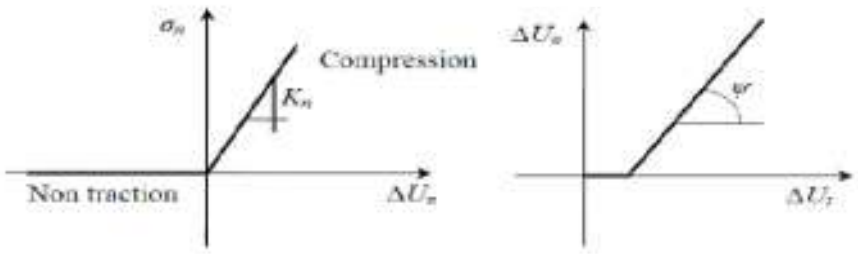
$$f(\sigma_n,\tau)=|\tau|-\sigma_n tg\varphi-c$$
$$g(\sigma_n,\tau)=|\tau|-\sigma_n tg\psi \qquad \textbf{(I.10)}$$

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

Ce modèle peut être représenté par une courbe de rupture, une courbe de cisaillement élastique-parfaitement plastique, une courbe de compression-non traction et une courbe de dilatance, comme le montre les figures I.12.a à I.12.d.



a-critère de rupture b-courbe de cisaillement.



c-courbe de compression. d-courbe de dilatation

Figure I.12. *Modèle de Mohr-Coulomb.*

I.4.1.3. 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,

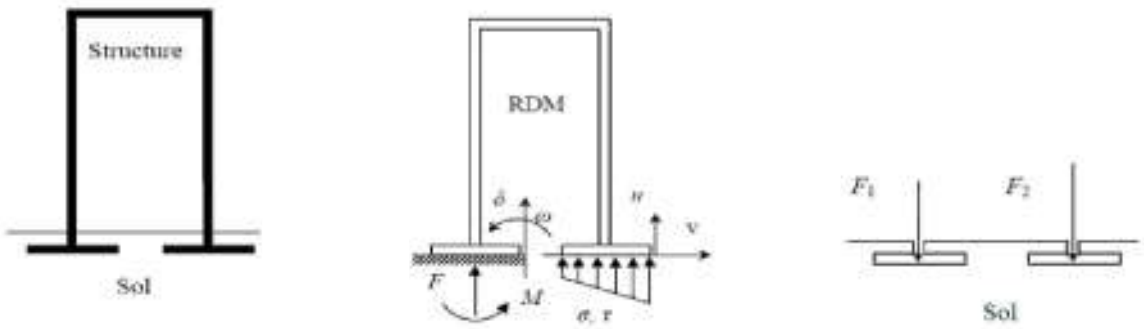
selon trois chemins de sollicitations : à contrainte normale constante, à déformation normale constante et à rigidité normale imposée.

I.4.1.4. 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.(Figure I.13)



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

Figure I.13. *Analyse du comportement d'un ouvrage simple Point de vue de la structure et point de vue du sol.*

- **Approche à l'aide du multiplicateur de Lagrange :**

M.G. Katona a suivi la même démarche que Herrmann 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 indépendants. Pour le comportement de l'interface, ils ont utilisé le modèle élastoplastique non associé de Mohr-Coulomb.

C.S. Desia a développé, pour l'élément couche mince, une loi de comportement dans laquelle l'écrouissage et le pic de contrainte ont été introduits. Les paramètres de ce modèle sont 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 marne argileuse, 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

I.5.1.1. 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.I.13.b).

Les conditions les plus simples consistent en des conditions d'appui (appui simple, rotule, encastrement) sur la surface du sol, supposée fixe.

Ce type d'appui est suffisant pour l'étude des structures isostatiques, 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] :

$$F/S = k\,\delta \tag{I.11}$$

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 :

$$p = k\,\delta \tag{I.12}$$

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

$$\begin{cases} \delta = p/k & pour\ p < p_{max} \\ \delta\ quelconque & pour\ p = p_{max} \end{cases} \tag{I.13}$$

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.

I.5.1.2. 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.I.13.c), qui peut prendre deux formes principales :

- Pression uniforme sur une surface (fondation souple) ;
- force appliquée sur une surface à déformation uniforme (translation ou rotation) pour une

fondation rigide.

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

I.5.1.3. Conclusion :

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

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.I.14). Des calculs par éléments finis en déformation plane ont montré que cette influence disparaît lorsque la profondeur D (distance de la surface au centre de la cavité) est supérieure à une profondeur critique, estimée à environ 5 fois le diamètre de la cavité.

Lorsque la cavité est située au-dessus de la profondeur critique, la capacité portante dépend de divers facteurs comme la géométrie de la fondation, sa profondeur d'encastrement, la nature du sol et les dimensions, l'orientation et la position de la cavité.

A partir de calculs aux éléments finis, Wood et Larnach (1985) ont ainsi décrit une zone d'influence sur la capacité portante en fonction de la cavité sous la fondation : à l'intérieur de cette zone,

La présence de la cavité affecte la capacité portante (figure.I.14). D'autres calculs par éléments finis ont mis évidence que la forme de la cavité (circulaire, carrée, rectangulaire ou hexagonale) à une influence relativement minime sur la capacité portante, pourvu que la surface globale de la cavité soit du même ordre de grandeur.

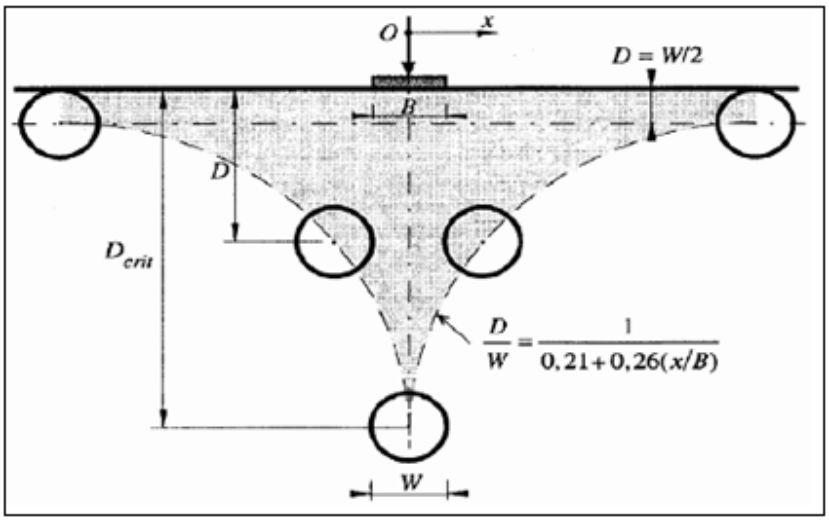


Figure I.14. *Interaction entre une semelle filante et une cavité symbolisée par un cercle (en différentes positions) D'après Wood et Larnach (1985).*

I.5.3.Interaction sol-soutènement :

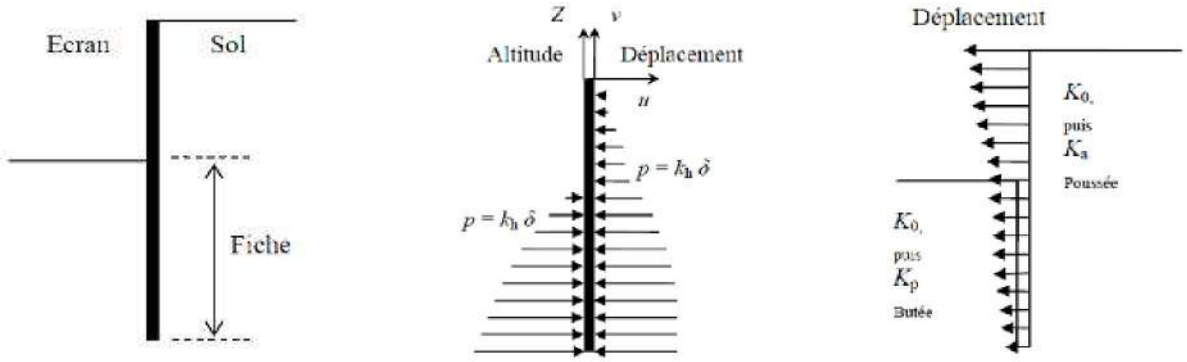
On peut faire des commentaires analogues sur le calcul des ouvrages de soutènement et, de façon générale, sur tous les calculs où du béton ou du métal sont en contact avec le sol. Ainsi, pour les rideaux de palplanches ou parois moulées devant lesquels une excavation est réalisée (figure. I.15.a), coexistent une approche de type calcul des structures et une approche de type mécanique des sols. Pour le calcul des structures, le sol en contact avec l'écran est réduit à un coefficient de réaction k (et, dans certains cas, une pression limite) (figure .I.15.b), ce qui permet de calculer les efforts (effort tranchant, effort normal et moment

fléchissant) dans la structure en fonction de k et des coefficients aux limites du problème. Le calcul se réduit alors à la résolution d'une équation différentielle du quatrième ordre du déplacement u(z), de la forme :

$$\frac{d^4u}{dz^4} = k.u(z) \qquad \textbf{(I.14)}$$

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 luimême 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 .I.15.c). Cette hypothèse permet de définir les parties du sol en état de butée et en état de poussée et, moyennant une hypothèse sur l'inclinaison des forces de contact, de calculer les efforts 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

Figure I.15. *Analyse du comportement d'un écran de soutènement Point de vue de la structure et point de vue du sol.*

L'idéal serait bien sûr de calculer simultanément les efforts et les déformations dans le sol et dans l'écran, sous les charges de service, en recourant le moins possible aux

coefficients de réaction, qui ne sert pas des caractéristiques mécaniques intrinsèques des sols. Néanmoins, cette perspective reste éloignée et les deux approches de l'interaction solstructure devront encore coexister en respectant les caractéristiques essentielles de chacun des matériaux en contact.

Mouvement du sol autour d'une excavation : la diminution des contraintes totales pendant une excavation et la mise en place du soutènement entraînement des mouvements du sol vers la fouille (déplacements latéraux généralement 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 ;
- Les conditions météorologiques.

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 renforcement), de sa vitesse de mise en place et de ses conditions d'utilisation (effets thermiques, surcharges , interactions diverses avec l'environnement). Le mode d'interaction sol-soutènement-revêtement conditionne la loi de transmission des efforts normaux et tangentiels le long de la surface de contact. La rigidité du soutènement a notamment une influence importante sur leur intensité. En fonction du chargement transmis au soutènement, quatre modes de fonctionnement peuvent être distingués.

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

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

- Continuité complète du soutènement (ou du revêtement) et du massif ;
- Glissement avec frottement ou glissement parfait, sans décollement du massif par rapport au soutènement ;
- Glissement avec frottement ou glissement parfait, et décollement du massif par rapport au soutènement.

Le choix est fait en fonction du problème traité (nature du terrain et du soutènement) et surtout de la connaissance de l'interaction. Si cette connaissance n'est pas disponible, il est d'usage de considérer les deux cas extrêmes : l'état 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 pressiométrique du sol. L'influence de la rugosité de la structure, de la densité et de la nature du sol et de la contrainte normale initiale a été mise en évidence.

La boîte de cisaillement direct de Casagrande, modifiée [Potyondy, Wernick, Plytas, Desai, … etc.], fut le premier outil utilisé dans ce domaine (interaction sol-structure).

Or, ce type d'appareils présente en effet plusieurs inconvénients. Malgré ses défauts La boite de cisaillement direct reste, l'outil le plus utilisé dans l'étude des interfaces solstructure.

CHAPITRE II : DISPOSITIF EXPERIMENTAL UTILISÉ ET MODE OPERATOIRE.

II.1. Description Expérimentale d'interaction sol – structure Par l'essai cisaillement :

Pour étudiée exactement le contact entre le sol et la structure on va faire L'essai de cisaillement direct.

II.2. L'essai de cisaillement direct :

II.2.1.But :

- L'essai est fait pour déterminer la courbe intrinsèque (droite de coulomb).
- Il est utilisé pour étudier le glissement des terrains.
- Détermination les caractéristiques de résistance au cisaillement (cohésion, angle de frottement interne) à partir de mesure de σ (contrainte normale), τ (contrainte tangentielle).

II.2.2.Principe :

Cet essai est probablement le plus ancien puisque Coulomb a utilisé une boite de cisaillement, il y a plus de 200 ans, pour déterminer expérimentalement les paramètres utilisés dans son équation.

La boite de cisaillement ou boite de casagrande est destinée aux essais de cisaillement rectiligne, dans lesquels on cherche à obtenir la rupture de l'échantillon suivant un plan imposé, l'échantillon à généralement la forme d'une plaquette carrée, il est placé entre deux demis-boites, mobiles l'une par rapport a l'autre et sans contact.

On applique par l'intermédiaire de la demi-boite supérieure un effort de compression N et un effort horizontal de traction T.

Si : A la surface de la boite, le composant de la contrainte critique sont :

$$\boldsymbol{\sigma = \frac{N}{A}} \qquad \boldsymbol{\tau = \frac{T}{A}} \qquad \textbf{(II.1)}$$

II.2.3.Description de l'appareillage :

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

Dans les essais sol-structure la demi boite inférieure à été remplacée par une plaque de surface rugueuse, ou lisse (en beton) afin de mesurer les caractéristiques de l'interface (Figure II.1).

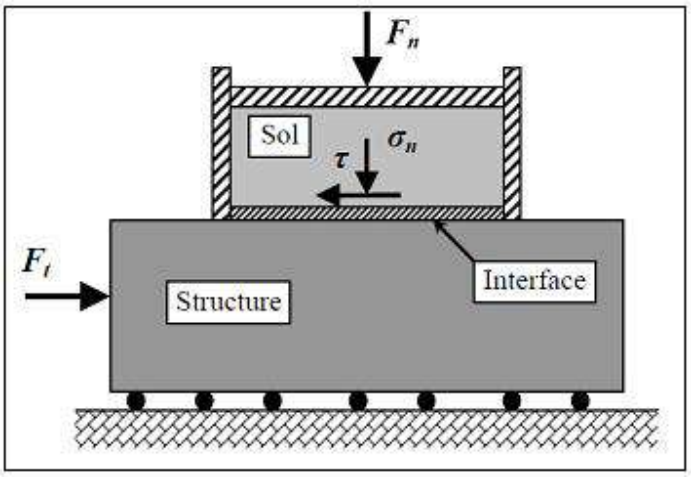


Figure.II.1. *Principe de la boîte de cisaillement direct.*

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'une plaque en béton et une interface rugueuse obtenue par collage des grains de sols sur la plaque de béton avec un chemin à contrainte normale constante. Si les grains collés sur la surface solide sont les mêmes que ceux du matériau utilisé, la surface rugueuse est définie comme" Standard ".



a. surface lisse en béton b. surface rugueuse en béton

Figure.II.2. *Structure de béton.*

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

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

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

La partie inférieure est entraînée à vitesse constante, variable de 1.0 mm par minute. Un anneau dynamométrique lié à la boite permet de mesurer l'effort de cisaillement.

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

Pendant les essais un effort de compression constant est appliqué à l'échantillon à l'aide du poids (figureII.3).



Figure.II.3. *Appareil de cisaillement direct.*

II.2.4. Mode opératoire :

Le mode opératoire comporte les étapes suivantes:

- Préparation de l'échantillon.
- Phase de cisaillement.
- Matériaux étudies.
- Description la nature du site lithologique de Sidi Abdallah.
- Essais de Laboratoire.

II.2.5. Préparation de l'échantillon:

Le matériau est prendre par le moule carrée de cisaillement pour obtenir la forme de l'échantillon étudier, puis placée cette dernière dans la boite fixe, après la préparation de l'échantillon, on applique la contrainte normale souhaitée, ensuite on monte les comparateurs de déplacement.

II.2.6. Phase de cisaillement :

On applique la contrainte normale (σv) 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.2.7. Matériaux étudies :

Le matériau étudié été prélevé par sondage carotte de site de sidi Abdallah

(Wilaya d'Alger).

- Date de prélèvement : le 08 mars 2015.
- Profondeur prélèvement de cette carotte 11.40 à 12.00 m.
- L'échantillon est paraffiné pour conservé les caractéristiques naturelles de l'échantillon.



a- Sondage carotte



b- la carotte

Figure .II.4. *Terrain de prélèvement de l'échantillon.*

II.3. Description la nature du site lithologique de Sidi Abdallah :

En vue de mettre en évidence la nature lithologique en place. Les échantillons remontés au jour ont permis une description visuelle suivant une photographie réelle de la colonne stratigraphique traversée par l'outil de forage.

L'ensemble de coupe de sondage traduisent un sol représenté sur la totalité du terrain par la formation ci-après :

Au vue de la nature lithologique décrite, on peut dire que sol de l'assise est constitué souvent par des argiles limoneuse peu sableuse beige à rougeâtre et en profondeur par une couche de Argile marneuse beige à jaunâtre.

Voir le rapport de forage à l'annexe.

II.4. Essais de Laboratoire :

Les essais de laboratoire se divisent en deux grandes catégories :

II.4.1. Les essais d'indentification des sols :

Des essais de laboratoire courants permettent, pour tous les typés de sols ayant fait l'objet d'échantillon, de déterminer les paramètres nécessaires, en particulier au calcul des états de contrainte dans le sol.

- **Poids volumique humide ou apparent ($P_{V\,H}$) :**

Compte tenu de l'existence de plusieurs phases dans un sol. On défiant le poids volumique humide ou apparent comme le poids de matériaux (la phase liquide + phase solide) par unité de volume de l'échantillon.

$$P_{V\,H} = P_h / V \qquad \textbf{(II.2)}$$

- **Poids volumique sec ($P_{V\,S}$) :**

Le Poids volumique sec : est défini comme le poids des éléments solides par unité de volume de l'échantillon.

$$P_{V\,S} = P_s / V \qquad \textbf{(II.3)}$$

- **La Teneur en eau (W)% :**

D'un sol se définit comme étant le rapport en pourcentage de poids d'eau libre au poids des éléments solides :

$$W\% = (P_W/P_S)*100 \quad \textbf{(II.4)}$$

P_W= poids d'eau libre P_S= poids des éléments solides

- **Le degré de saturation S_r :**

D'un sol se définit comme étant le rapport en pourcentage volume d'eau au volume des vides

$$S_r = (V_W / V_V) * 100 \quad \textbf{(II.5)}$$

Le degré de saturation peut varier de 0% (sol sec) à 100% (sol sature)

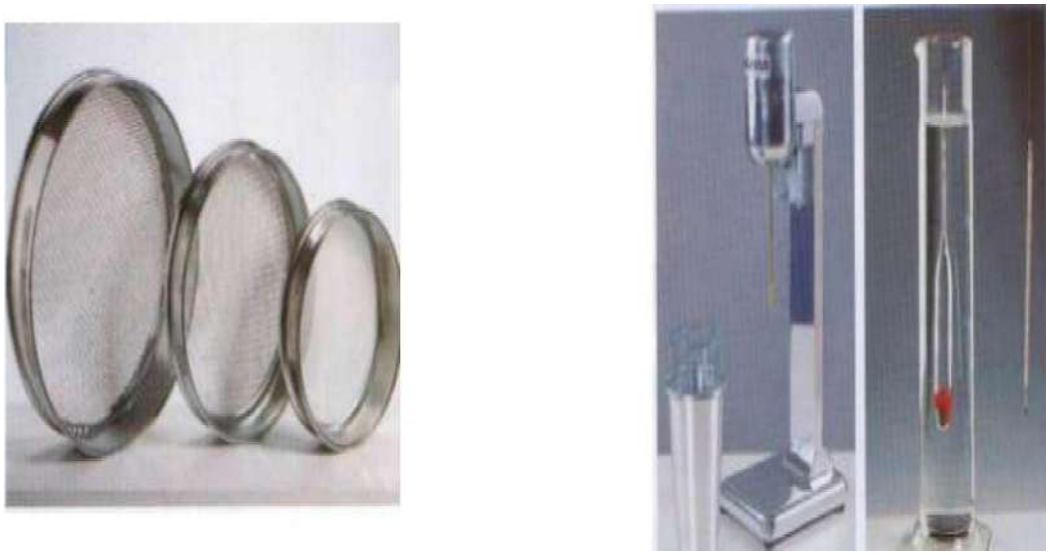
- Les resultats de ces paramètres nécessaires presentes à tableau récapitulatif.

II.4.1.1.Analyse granulométrique :

Cette analyse étudie la répartition des grains constituant un sol donné selon leur taille.

Elle s'effectue à l'aide d'un tamisage mécanique défini par la norme (NF.P94-056) pour analyse les grains dont la taille est supérieure à 0.1 mm.

Pour les grains de taille inférieure 0.1 mm, l'essai de sédimentation défini la norme (NF.P94-057) est plus approprie.



a- par tamisage b- par sédimentaire

Figure .II.5. *Analyse granulométrique.*

II.4.1.1.1.But de l'expérience :

Le principal but de notre expérience est de tracer la courbe granulométrique de notre sol et d'un tirer les caractéristiques (pourcentage de tamisât pour cheque tamis spécialement tamis 0.08mm).

II.4.1.1.2 Présentation des résultats :

Les resultats de cette analyse sont presentes sous forme d'une courbe granulometrique ayant en ordonnées les tamisats cumules et en abscisses les diamétres équivalents, voir annexe.

II.4.1.2.Limites d'atterberg :

II.4.1.2.1.but d'essai :

Défini par la norme (NF.P94-051) C'est de trouver un lien entre la teneur en eau du sol son comportement pendant l'opération de terrassement.

Les limites d'atterberg sont des teneure en eau qui déterminent certains compartements critiques du sol, dans avec la teneur en eau naturelle une damée importante pour la classification du sol, à grain fins de plus on peut les relire à diverses propriété géotechniques dont il faut tenir compte dans la conception d'ouvrages.

II.4.1.2.2.Principe d'essai :

L'essai de limite d'atterberg s'effectue en deux phases :

1er phase: la recherche de la teneur en eau WL

a) Limite de liquidité à la coupelle de CASAGRANDE: C'est la teneur en eau WL pour laquelle On a rainure pratiquée dans un sol remanie placé dans une coupelle doit se refermé sur à peu prés un centième sous l'effet d'environ 25 choc répétés

b) Limite de liquidité à pénétromètre au cône : c'est la teneur en eau wl pour laquelle un cône 'enfonce de 17 mm dans un godet pendant 5 ± 1 sec

2eme phase : la recherche de la teneur en eau WP pour laquelle un rouleau de sol, de dimension fixée de diamètre 3 mm, et confectionnée manuellement,



a- Limite de liquidité b – Limite de plasticité

Figure.II.6. *Limites d'atterberg.*

II.4.1.2.3.Présentation des résultats :

L'essai de limite d'atterberg représente sous forme de courbes :

- a teneur en eau – nombre de coupe : W% = F(N_C)

$P_{eau} = P_h - P_s$ P_{eau} : Poids de l'eau P_s : Poids total sec

$P_{sol\ sec} = P_s - P_t$ P_h : Poids total humide P_{tare}:Poids de tare

a -Limites de liquidité :

$$W_L = (P_{eau} / P_{sol\ s}) \times 100 \quad \textbf{(II.6)}$$

b -Limites de plasticité :

$$W_P = (P_{eau} / P_{sol\ s}) \times 100 \quad \textbf{(II.7)}$$

c -L'indice de plasticité :

$$I_P = W_L - W_P \quad \textbf{(II.8)}$$

- Les resultats de cette essai donnes le clasification de sol et presentes sous forme d'une courbe limite liquidite et diagrame de plastisite. voir annexe.

II.4.2 Essais mécaniques :

II.4.2.1 Les essais de compressibilité (essai oedométrique selon la norme : XP P 94-090-1) :

II.4.2.1.1. But de l'essai :

le buts de l'essai est de detrminer en laboratoire sur des échantillons intacts ,les caractiristique nécessaires :

- Simuler la compression du sol sous une sollicitation extérieure. Pour prédire le tassement du sol sur un terrain en utilisant un échantillon non remanié.
- L'essai donne une représentation graphique pour déterminer les coefficients : C_c ,Cg et Pc pour voir le comportement du sol à la compression.
- Détermination de l'indice des vides e_0 à partir du chargement jusqu'a l'obtention
- la contrainte effective, et après en décharge.
- Estimer le tassement total de consolidation sous une fondation.

II.4.2.1.2.Principe de l'essai :

L'éprouvette ayant été placée dans une enveloppe rigide, on exerce à sa partie superiure une pression à l'aide d'un piston et l'on mesure les l'affaisssement résultants au cours du temps. On determiner ainsi les relations entre :

- Déformation et temps sous une charge constante,
- Contrainte et déformation apres répitition de l'essai pour des pressions verticales croissantes.



Figure.II.7. *L' essai oedométrique.*

II.4.2.1.3.Expression des resultats :

Les lecteur obtennes sur comparateur oedomitreque sont convertes en unités de calcul de tassement suit :

$$\Delta h = (L_I - L_F) * 0.01 \quad \textbf{(II.9)}$$

- la lecteur initielles : $L_I = 10000$
- la lecteur final : $L_F =$ la lecteur de la charge augemente après 24 heurs 0.01 le coeffècient de precision.

II.4.2.1.4.Presentation des resultats :

Les résultats de cette essai est présente sous forme d'une courbe oedomitrique , voir annexe

L'indce des vide –log contrainte effective : e =f(log σ_v)

$$\sigma_v = N / S \quad \textbf{(II.10)}$$

σ_v : contrainte verticale applique à l'éprouvette

S : la section transversale de l'éprouvette (mm)

- L'indice des vide(e) :

$$\Delta H = H_0 * (\Delta e / 1+e_0) \quad \textbf{(II.11)}$$

$\Delta e = [(1+e_0) / H_0] * \Delta H$

- H_0 : hauteur initiale (mm)
- e_0 : L'indice du vide initial
- Δ_e : variation de L'indice du vide (e_0–e)

Indice de compressibilité Cc :

représente la pente forte du second segment de la partie linéaire de la courbe de compression. Il est défini par la formule suivent :

$$Cc = \Delta e / \log (\sigma v\ 2 / \sigma v\ 1) \quad \textbf{(II.12)}$$

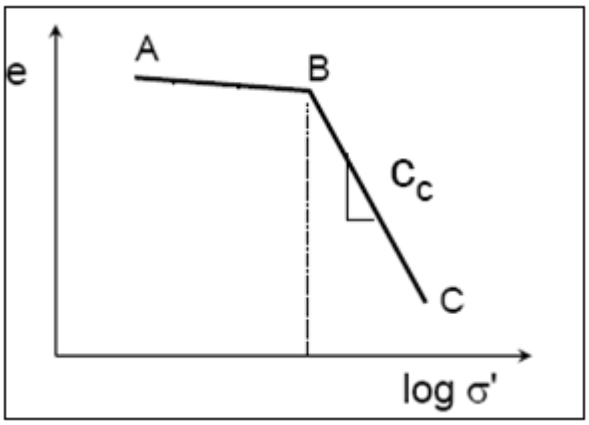


Figure.II.8.*Indice de compressibilité.*

Indice de gonflent Cg :

C'est la pente faible de la portion de déchargement de la courbe de compressibilité.
Il est défini par la formule suivent :

$$Cg = \Delta e / \log (\sigma_{v2} / \sigma_{v1}) \quad \textbf{(II.13)}$$

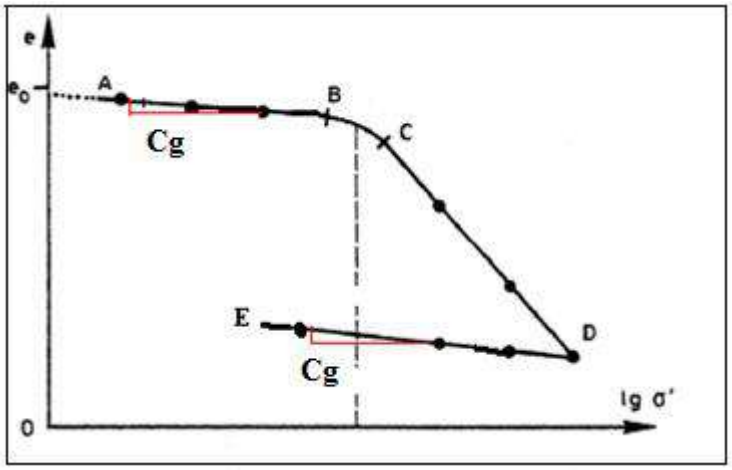


Figure.II.9.*Indice de gonflement Cg.*

Contrainte de pré consolidation σ_p :

Cette contrainte est définie par la contrainte à laquelle se produit la variation Brusque dans les pentes de la courbe oedométrique.

Module oedometrique E_{Oed} :

C'est le rapport entre la pression effective normale applique et le tassement relatif lorsque le sol peut déformer latéralement

Il est défini par la formule suivante :

$$E_{Oed} = (\Delta\sigma / \Delta h) * H_0 \quad \textbf{(II.14)}$$

$$E_{Oed} = ((1+e)/Cc) * \Delta\sigma / (\log(1 + \Delta\sigma/\sigma)).$$

Si : $\Delta\sigma$ est petit par rapport à σ :

$$E_{Oed} = 2.3\sigma * (1+e)/Cc \quad \textbf{(II.15)}$$

II.4.2.2 Essais de cisaillement directe a la boite :

L'éprouvette est rompue par cisaillement soit à vitesse contrôlée, soit à charge contrôlée, la contrainte normale reste constante pendant tout l'essai.

Les conditions de drainage de l'échantillon ne sont pas totalement maitrisées, le drainage ou le non drainage est alors assuré au moyen de la vitesse de l'essai.

La mesure de φ_u et de τ_u à la rupture, déterminées sur trois échantillons permet de tracé la droite.

$$\tau = C_u + \sigma \tan \varphi_u \quad \textbf{(II.16)}$$

D'où la détermination des caracteristiques C_u et φ_u.

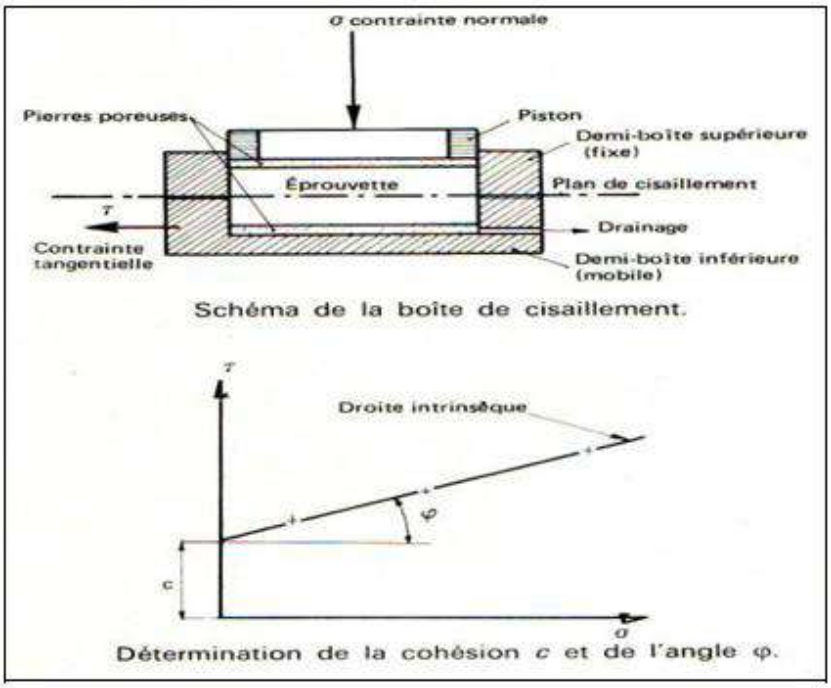


Figure.II.10. Determination de la cohésion et de l'angle de frotement.

II.4.2.2.1.Expression des resultats :

Les lecteur obtennes sur les differents comparateurs sont convertes en unités de calcul suit: la section corrigee :

$$Sc = L\ (L-U)\ (mm^2) \qquad \textbf{(II.17)}$$

Avec :

- L: longeur de la droits de cisaillement (60mm).
- U: deplacement horizontal (mm).
- La contrainte tanjentielle (Kpa) :

$$\tau = T/Sc \quad KN/m^2 \qquad \textbf{(II.18)}$$

T : Force de cisaillement KN.

II.4.2.2.2.Presentation des resultats :

Les essais de cisaillement direct à la boite sont représentes sous forme des courbes voir annexe

- Contraite - deformation : $\tau = F(U)$
- Droits intriseques : $\tau = F(\sigma)$

En fonction de :

- La contrainte normale applique : (100 KN/m^2 , 200 KN/m^2, 300KN/m^2)

II.4.4 Résultats des essais de laboratoire :

Les résultats des essais de laboratoire sont présentés dans un tableau récapitulatif dessous donné ci-joint, les courbes et graphiques des essais sont donnés en annexe.

Tableau .II.1. *Résultats des essais de laboratoire.*

<table>
<tr><td>Sondage / Puits</td><td colspan="5">27</td></tr>
<tr><td>Profondeur (m)</td><td colspan="5">11.40 à 12.00</td></tr>
<tr><td>Type l'essai</td><td colspan="2">Physique</td><td colspan="3">Mécanique</td></tr>
<tr><td>Densité sec</td><td>γ_d (t/m^3)</td><td>1.65</td><td rowspan="3">Résultats Oedométriq-ues</td><td>Pc (Bar)</td><td>2.51</td></tr>
<tr><td>Teneur en eau pondérale</td><td>Wn (%)</td><td>21.40</td><td>Cc (%)</td><td>13.36</td></tr>
<tr><td>Teneur en eau de saturation</td><td>Ws (%)</td><td>23.56</td><td>Cg (%)</td><td>2.06</td></tr>
<tr><td>Degré de saturation</td><td>Sr (%)</td><td>93.04</td><td rowspan="8">Cisaillement Rectiligne ou Triaxial</td><td rowspan="2">Type d'essai</td><td rowspan="2">UU</td></tr>
<tr><td>Densité humide</td><td>γ_h (t/m^3)</td><td>2.00</td></tr>
<tr><td rowspan="3">Granulométrie</td><td>5 mm</td><td>99.92</td><td></td><td></td></tr>
<tr><td>2 mm</td><td>99.72</td><td>C_u (bar)</td><td>0.63</td></tr>
<tr><td>0.08 mm</td><td>94.90</td><td rowspan="3">φ_u (°)</td><td rowspan="3">4.92°</td></tr>
<tr><td>Sédimentométrie</td><td>2µm</td><td>46.16</td></tr>
<tr><td rowspan="3">Limites d'Atterberg</td><td>W_L (%)</td><td>46.64</td></tr>
<tr><td>W_P (%)</td><td>24.10</td></tr>
<tr><td>I_P</td><td>22.54</td></tr>
</table>

II.5. CONCLUSION :

Ce chapitre est compose à deux partie :

1er partie : donnes une idée sur mode opératoire interaction sol – structure par essai de cisaillement, cette structure représenté par plaque de béton carrée (60*60*15) mm3.

2eme partie : description la nature de sol de site de Sidi Abdallah la Wilaya D'Alger

Et détermination les caractéristiques physiques et mécanique des sols par l'étude expérimentale des échantillons.

- La densité sèche γ_d (t/m^3) obtenues 1.65t/m^3, cette valeur montre que le sol présente une compacité moyenne.

- La teneur en eau mesuré est 21.40%, et le degré de saturation est 93.04 %, ce qui indique un sol mouillé.
- Les essais granulométriques et sédimentaire réalisées sur l'échantillon testé montrent un pourcentage de passants à 80 µm obtenues 94.90%, et des passants à 2µ obtenues 46.16%, on peut déduire que le sol support est constitué de particules fin représentées par des marne argileuse.
- La limite d'Atterberg est donné de l'indice de plasticité «Ip» est obtienne 22.54% en moyenne de limites de liquidité obtienne 46.64%, cette valeur correspondent à un sol de peu plasticité.

Celles-ci sont classées, d'après la classification USCS, dans la catégorie des argiles peu plastiques (AP).

- La valeur du coefficient de compression « Cc » obtenues Cc 13.36%, cette valeur correspond à un sol peu compressible.
- La valeur de pression de consolidation « Pc » obtenues 2.51bars, la comparaison de cette valeur avec la pression des terres (σ_v obtenues 2.32bars) montre que le sol est sur consolidé.
- La valeur du coefficient de gonflement « Cg » obtenues 2.06% cette valeur montre que le sol étudié non gonflée.
- La résistance au cisaillement à court terme a été déterminée par des essais non consolidés non drainés (UU saturé) mesurés à la boite de Casagrande, les résultats obtenus sont :

- Cohésion non drainées : (Cu = 0.63 bars)
- Angles de frottement : (φ_u =4.93°)

En fin, après l'analyse des résultats de laboratoire (les paramètres obtenus), en remarque que le sol marne argileuse est bon sol et plus stable pour réalisée une structure ou un fondation d'ouvrage .

CHAPITRE III : PRESENTATION DES RESULTATS DES ESSAIS REALISES SUR L'INTERFACE SOL-STRUCTURE

III.1. Presentation des resultats des essais réalises sur l'interface sol-structure :

Cette partie est consacré à la présentation des résultats d'une série d'essais de cisaillement direct modifié sur les interfaces sol-structure , ces essais ont permis l'étude de l'effet des principaux paramètres sur le comportement de l'interface , type du sol fins(argile limoneuse-à marneuse de la wilaya d'Alger, la rugosité de la surface de la structure (lisse ou rugueuse), et la condition imposée dans la direction verticale .

III.2. Essais realises sur sol-structure :

Une série d'essais de cisaillement direct monotone a été réalisée pour étudier l'influence le principe paramètre (la rugosité,la densite , et la contrainte normale initiale) sur le comportement de l'interface sol-structure. Deux types surfaces: une surface lisse constituée d'une plaque de béton et une interface rugueuse obtenue par collage des grains de sol sur la plaque de béton et avec des essais d'interface sol - sol.

Les essais ont été réalisés avec un chemin de chargement: à contrainte normale constante (100KN/m^2, 200 KN/m^2 et 300 KN/m^2).

III.2.1.Surface sol – sol :

Des essais ont été réalisés, trois essais à des confinements forts (σ_v= 100, 200 et 300 KN/m^2) ,on constants que la contrainte de cisaillement croît au début de chargement jusqu'à un déplacement tangentiel de l'ordre de 5 mm. en suite, elle continue à augmenter, mais modérément, d'après atteindre de palier En ce qui concerne le déplacement tangentielle, on note que sur le graphe de sol – sol le comportement du sol est contractant au début de chargement jusqu'à un déplacement tangentielle de l'ordre de 4.25 à 4.50 mm , puis on remarque de stabilisation de la contrainte tangentielle , jusqu'à la fin de chargement.

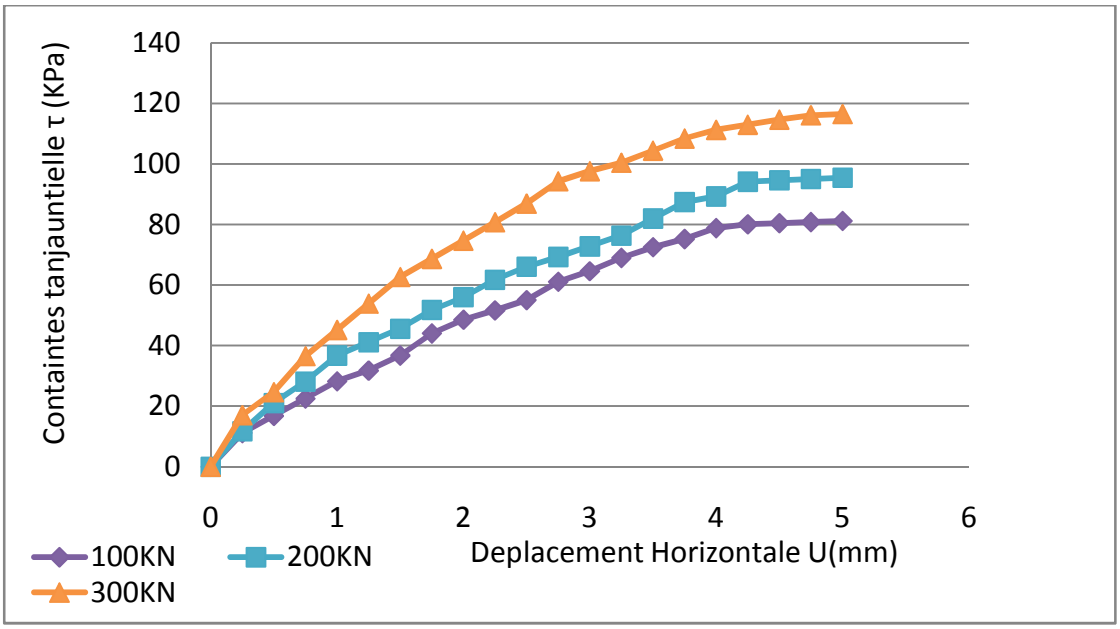


Figure.III.1. *Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface sol – sol.*

III.2.2.Surface lisse (béton) :

Des essais ont été réalisés interaction sol – structure lisse avec chargement constants (O_v = 100, 200 et 300 KN/m^2).

Une analyse des résultats obtenus (Figures.III.2) on remarque que la contrainte de cisaillement augmente en fonction de la déformation au début de l'essai pour atteindre un palier jausqua 4.00 à 4.25mm, après remarqué la stabilité de la contrainte tangentielle .

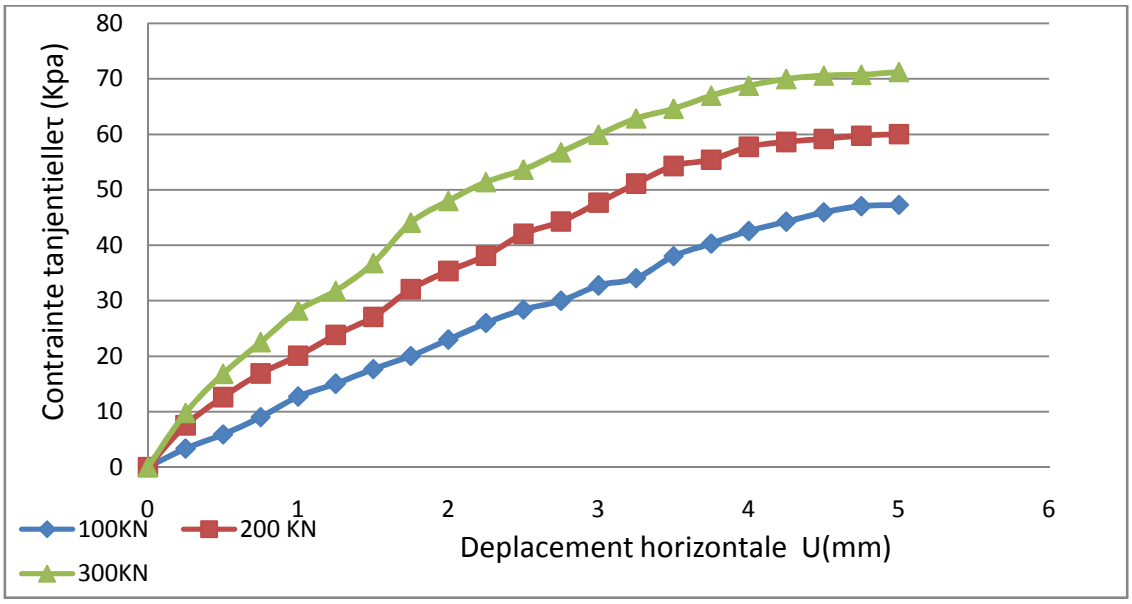


Figure.III.2. *Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface sol – structure lisse.*

III.2.3.Surface rugueuse (béton) :

Des essais ont été réalisés sur interaction sol – structure rugueuse avec chargement constants (σ_V = 100, 200 et 300 KN/m^2).

Une analyse des résultats obtenus (Figures.III.3) on remarque que la contrainte de cisaillement augmente fonction la déformation au début de l'essai pour atteindre un palier jaus qua 4.00 à 4.25mm, après remarqué la stabilité de la contrainte tangentielle .

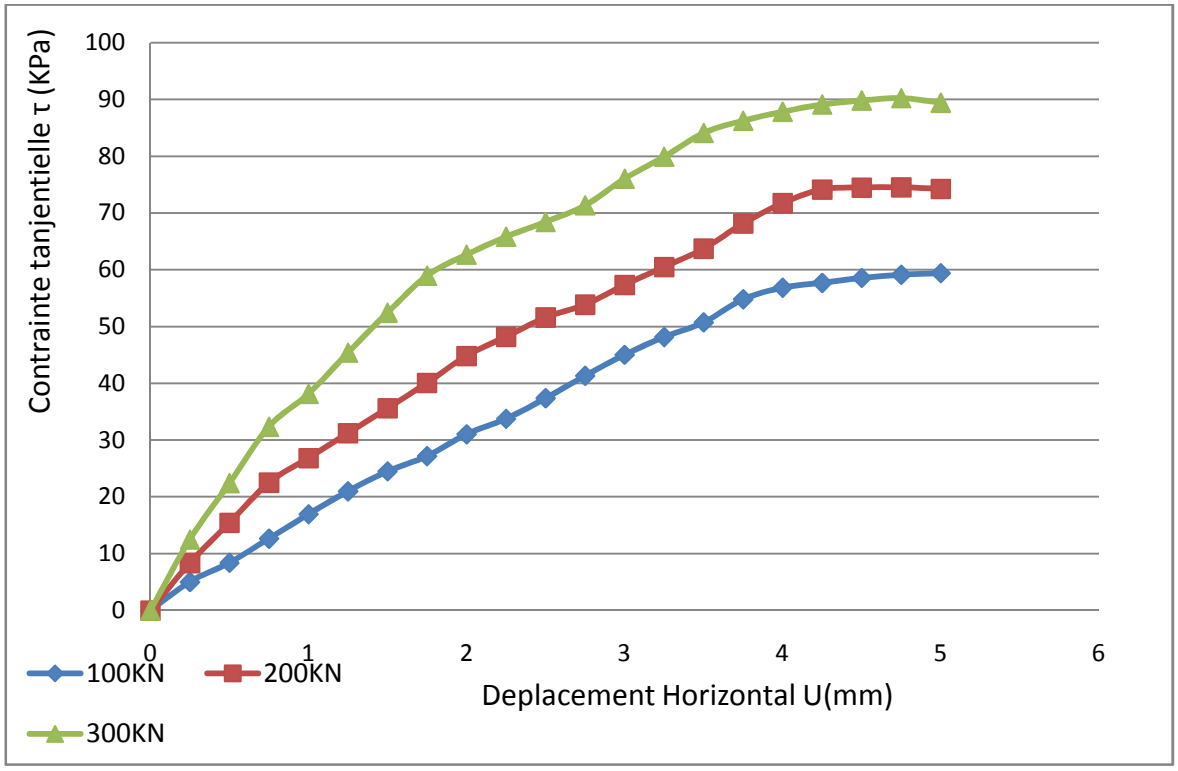


Figure.III.3. *Essais de cisaillement à contrainte normale constante Surface sol – structure rugueuse.*

III.3.Interprétation de résultats :

D'après les courbes contrainte tangentielle – déplacement représentées sur les figures (III-1), (III-2) et (III-3), on remarque que, quelque soit les surfaces :

La variation de la contrainte tangentielle augment plus importent au début de chargement entre l'intervalle 0 à 4.25 jusqu'a une valeur maximale aprés on note la stabilité cette valeur à la fin de déplacement :

a- Surface sol – sol : en note augmentation de la contrainte tangentielle plus grand (la valeur maximale égale 116.53 Kpa) explique ça par :
   - La formation entre surface sol – sol plus résistance.
   - Le sol de surface c'est un sol fins (peu l'indice des vide, peu perméabilité).
   - le sol étudée est consolidé et peu plastique ci - ta -dire ne glisse pas.

b- surface sol – structure rugueuse : en note la diminution de la valeur tangentielle maximale entre cette surface par apport la surface sol – sol en même temps on remarque que cette valeur est grand par apport la surface lisse parce que :
   la surface de sol contact avec les grains de la surface structure rugueuse (force de frottement)

c- surface sol – structure lisse :on note que les contraintes tangentielles est faible entre la surface sol – structure lisse par apport les autres surfaces (sol – sol, sol – structure rugueuse) explique ça par :
   - On trouve un glissement entre les surface (sol – structure lisse), donc pas de force de frottement interne, et démunie les liaisons entre les deux surfaces (sol et surface lisse).

III.4.Comparaison entre les contraintes tangentielles et les contraintes normales au changement de la surface de structure :

III.4.1. 1er cas contrainte normale (σv=100 KN/m^2):

Des essais ont été réalisés, sur trois surface (sol – sol, sol – structure rugueuse et sol-structure lisse), fixe la contrainte normale (σ_V =100 KN/m^2) et chaque fois modifié la surface de structure.

On note sur la figure suivent l'augmentation des contraintes tangentielles pour chaque surface en fonction de la contrainte normale égale à (σ_V=100 KN/m^2) .

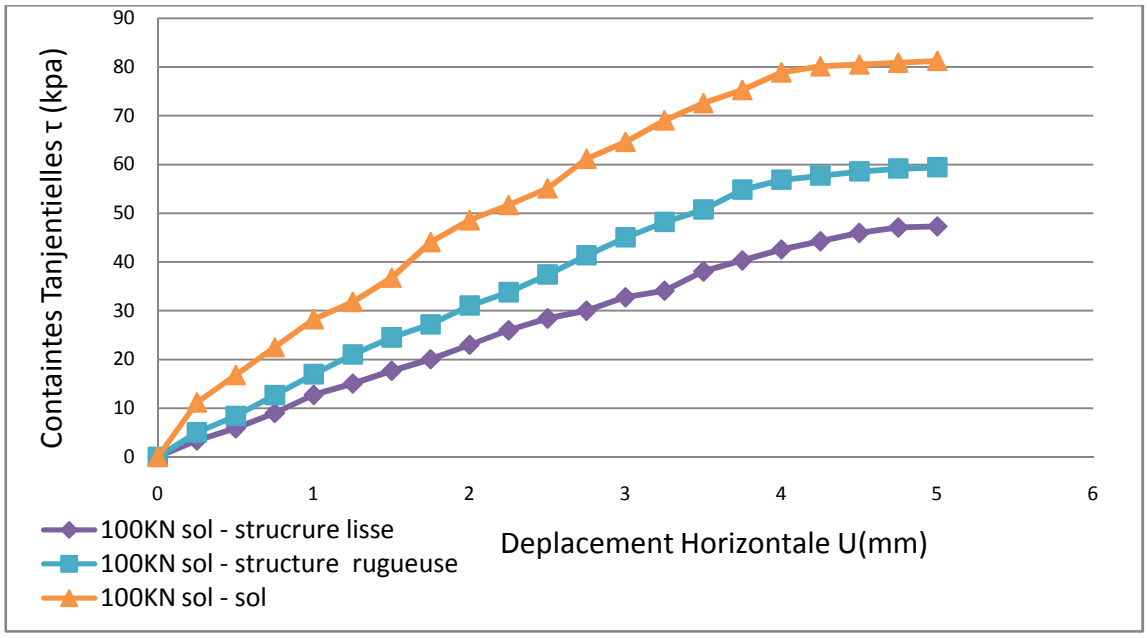


Figure.III.4. *L'essai de cisaillement à contrainte normale constant et effet trois surfaces (sol – sol, sol - structure rugueuse et sol structure - lisse).*

III.4.2. 2eme cas contrainte normale (σ_v=200 KN/m^2) :

Des essais ont été réalisés, sur trois surface (sol – sol, sol – structure rugueuse et sol-structure lisse), et fixe la contrainte normale (σ_v=200 KN/m^2).

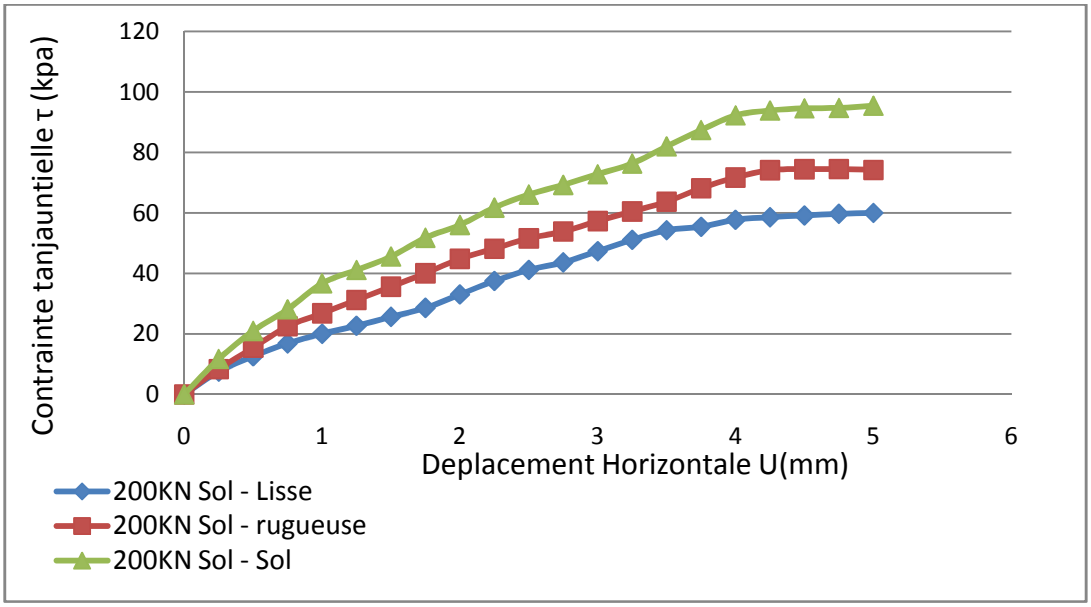


Figure.III.5. *L'essai de cisaillement à contrainte normale constant effet Trois surfaces (sol – sol, sol - structure et sol - structure lisse).*

III.4.3. 3eme cas contrainte normale constants (σ_v=300 KN/m^2) :

Des essais ont été réalisés, sur trois surface (sol – sol, sol – structure rugueuse et sol-structure lisse), et fixe la contrainte normale (σ_V=300 KN/m^2)

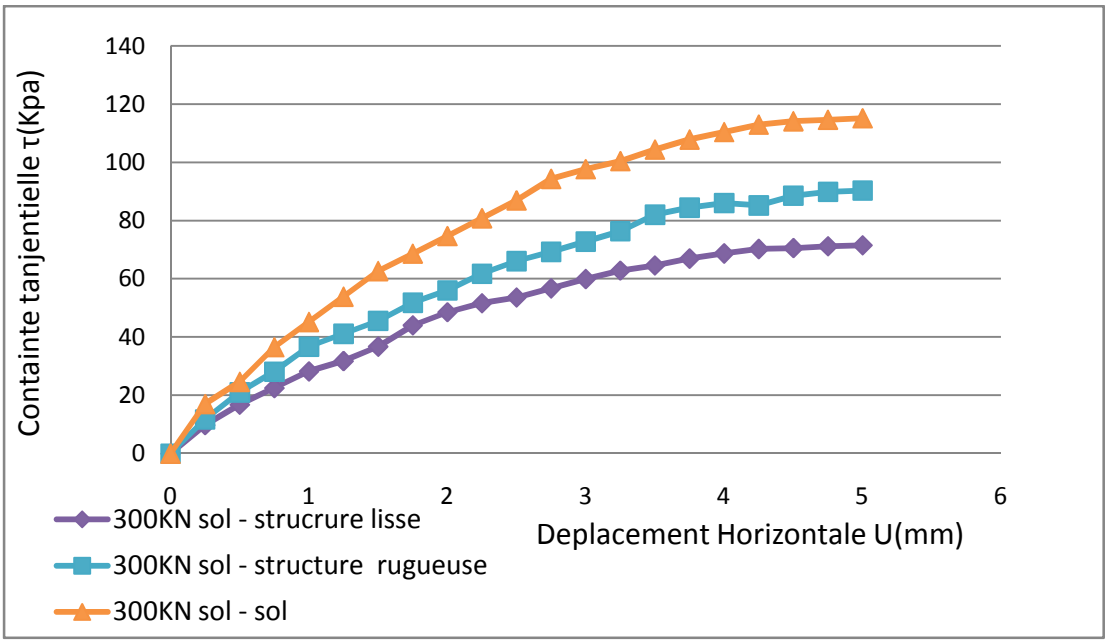


Figure.III.6.*Eessais cisaillement à contrainte normale constant effet trois Surface (Surface sol – sol, Surface sol - structure et Surface sol - structure lisse).*

III.5.Interprétation de résultats :

D'après les courbes contrainte tangentielle – déplacement représentées sur les figures (III.4), (III.5) et (III.6), on remarque que quelque soit les surfaces, les contraintes de cisaillement augmentent au début plus élève avec l'augmentation des contraintes normales, l'application d'une contrainte normale de plus en plus importante en gendre un serrage des grains donc une meilleure compacité (sol-sol) et (sol – structure rugueuse), donc l'échantillon plus résistants.

Les résultants obtenus montrent que l'augmentation de contrainte tangentielle pour les trois surfaces spécialement les surface (sol – sol, sol – structure rugueuse) explique ça par : développe un effort entre les grains en contact les uns avec les autres qui perment de rigidifier les grains de sol entre les surfaces.

III.6.Droite Intrinsèque : τ =f(σ)

Les résultats obtenus au différent essai de cisaillement sont représentes sous forme de courbe d'états critique les allures suivant :

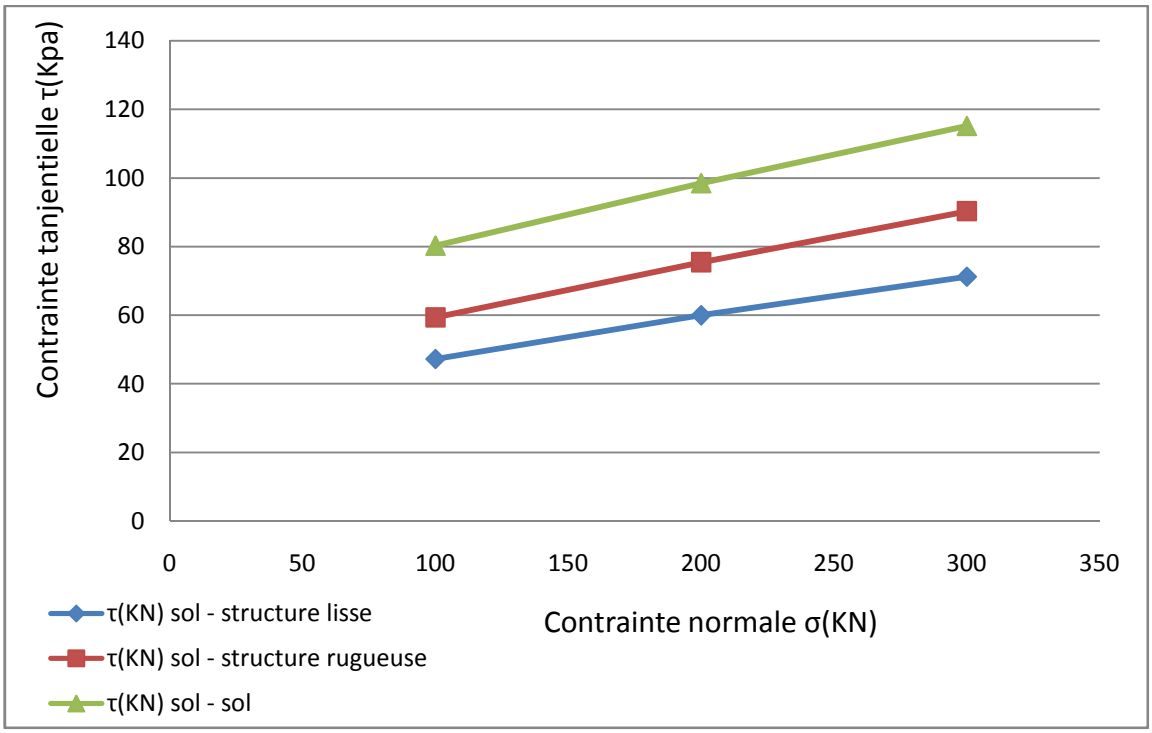


Figure.III.7. *La courbe d'états critique des trois surfaces (Surface sol – sol, Surface sol - structure rugueuse et Surface sol - structure lisse).*

Tableau.III.1. *Détermine les caractéristiques mécaniques des trois surfaces.*

caractéristique mécanique	Surface sol – sol	Surface sol - structure rugueuse	Surface sol - structure lisse
Chosions (C_U)(KN/m^2)	62.40	44.4	35.60
L'angle de frottement (φ_U)	5.00°	3.53°	2.83°

III.7.Présentation des résultats et interprétation :

La courbe d'état critique présente sur la figure (III.7) permet de déduire deux principaux caractéristiques de cisaillement montre sur le tableau(III.1): la cohésion (Cu) et l'angle de frottement (φ_U)

L'évolution de deux caractéristiques (Cu, φ_U) pour trois surfaces :

1. lisse
2. rugueuse
3. sol-sol

- **la cohésion :**

En remarque que sur la courbe intrinsèque, augmentation de la cohésion entre les grains dans le cas sol – sol par rapport les autres surfaces et moyenne dans la surface sol-structure rugueuse, ceci peut s'explique par la présence des particules fine (argile marneuse) a l'intérieur des surface qui gênèrent de plus en plus de liaisons entre les grains de sols et la plus dense .

En inverse en note la valeur de la cohésion démunie en cas sol - surface lisse s'explique par la liaison faible entre les grains sol – structure lisse, donc existe un glissement entre les deux surfaces.

- **angles de frottement :**

Afin d'illustrer l'influence des propriétés d'interface et la contrainte de confinement sur angles de frottement, nous avons reporté dans le tableau III.1 ,l'évolution avec la contrainte normale.

Ces angles ont été déterminés à partir de modèle de Mohr-Coulomb. On détermine la valeur de l'angle de frottement (φ) par régression linéaire sur les points ($\boldsymbol{\sigma}_n$, $\boldsymbol{\tau}$) à la rupture.

Une analyse de ces figures montre que: L'angle de frottement interne diminue avec l'augmentation du confinement (100KN/m^2,200KN/m^2 et 300KN/m^2) pour l'état type du sol cohérons (UU).

Effet de la densité :

Le sol étudiée est un sol dense (γ_d=1.65 t/m^3) sol cohérent, il est caractérisé par la présence d'une forte cohésion entre les ses particules fins, les dimensions de ces dernières sont faible par rapport à celles du sol pulvérulent (sable). Ce type de sol peu perméable et peu plastique.

Effet de la densité de sol sur l'interaction sol structure est plus important pour augmente la contrainte tangentielle et la stabilité entre les deux surfaces.

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 A titre d'exemple, on illustre dans la Figure (III.7)les résultats obtenus par Kishida et Uesugi (1987) concernant l'influence de la rugosité de l'interface sur son comportement mécanique.

On constate que la résistance au cisaillement augmente avec la rugosité. Le principe de mesure de la rugosité d'une surface utilisé par ces auteurs est illustré.

III.8.Conclusion :

La complexité de la conception et du calcul de lesqueles ouvrages est principalement dus à leurs interaction avec le sol avoisinant. Ce dernier, il a été mentionné auparavant, présent un comportement complexe échappant à une formulation pratique simple.

Ce chapitre est un résumé sur comportement de l'interaction sol – structure pour étude le comportement du sol-structure (la résistance mécanique et déformabilité) dépend essentiellement de son état physique du sol (marne argileuse) de Sidi Abdallah la wilaya d'alger.et étude de l'influence de principaux paramètres (la rugosité, la densité et la contrainte normale) sur le comportement de l'interface sol-structure,

Il est usuellement admis que la rupture du sol sous l'effet des surcharges (contrainte normale) est causée par une contrainte de cisaillement au niveau des facettes en rupture, appelée résistance de cisaillement, dépendant des caractéristique mécanique du sol.Elle résulte de : résistance par frottement entre les grains du sol, il s'agit en fait d'un frottement

interne (interface sol structure) ,et correspond à l'obliquité maximale du vecteur de contrainte agissant sur un matériau pulvérulent inverse pour un matériau cohérent.

En général, la représentation expérimentale sur l'interaction sol-structure montre que : Le contact des échantillons de sol (marne argileuse), étudiée plus stable avec une plaque de béton a cause des liaisons entre les grains (les liaisons microscopique) de sol-structure pour long temps apré le collage de béton donne une rugosité de surface de béton , et elle augmente la stabilité de structure.

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.***

CHAPITRE IV : MODÉLISATION DU COMPORTEMENT D'INTERFACE SOL-STRUCTURE

1ére PARTIE:

IV.1.PRÉSENTATION DE PLAXIS :

IV.1.1. Introduction :

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments inis. 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.

IV.1.1.1.Le code éléments finis PLAXIS :

Conçu par des géotechniciens numériciens, le code éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5paramètres), 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 rborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit utre 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 '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 dés 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 K0 donné, celui- ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité.

L'option K0 est particulièrement intéressante (et réaliste) dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple). **Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans PLAXIS :** Pour qui

souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulements en milieu poreux.

Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'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 d'utilisation que procure ce logiciel : L'opérateur peu évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution, …etc. ; s'il ne désire pas assumer ces choix, le logiciel peut les décider à saplace, compte tenu de l'expérience des numériciens en la matière. Pour les calculs deconsolidation, réalisés en différences finies explicites sur le temps, le choix du pas de tempspeut également être décidé par l'utilisateur, ou bien calculé dans l'option par défaut, selonles 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 :

IV.1.2.1.Introduction :

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique- plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-viscoplastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développes dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par élément finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. La seconde difficulté a 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 délais raisonnable en utilisant des obèles 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 efficients quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, … etc.), il est tout à fait adapte de considérer le sol comme élastoplastique et le modèle de Mohr-Coulomb sera bien adapté dans ce cas ; on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élastoplastiques de coefficient de raideur. Mais pour traiter d'une construction de remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'écrouissage. Le matériau se consolide et il est plus 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 décrive ce comportement ;
- interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

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

Les modèles utilisés dans plaxis sont :

- Modèle élastique linéaire
- Modèle de Mohr-Coulomb
- Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model)
- Modèle pour sols mous (Soft Soil Model)
- 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 :

$$\Delta Uw = \frac{Kw}{n}\Delta \qquad \textbf{(IV.1)}$$

Où ΔUw est la surpression interstitielle, n la porosité, Kw le module volumique de l'eau et Δεv 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(IV.1).

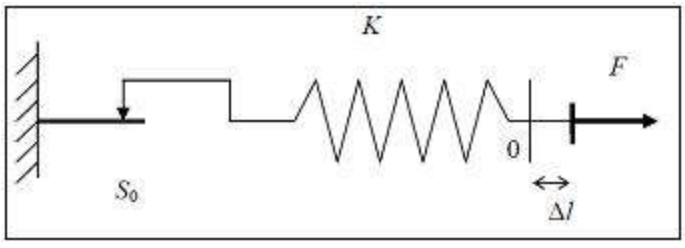


Figure .IV.1. *Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique*

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la figure (IV.2).

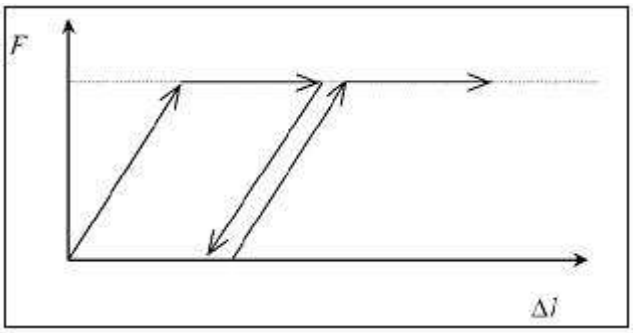


Figure. IV.2. *Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.*

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 (IV.1) et (IV.2) est un comportement élastique-plastique sans écrouissage. La figure 4.3 représente un comportement élastiqueplastique avec écrouissage.

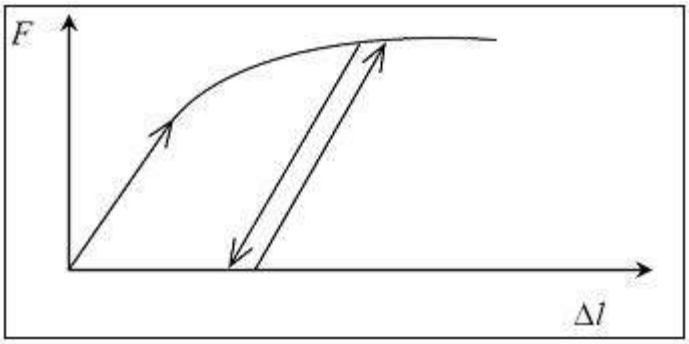


Figure .IV.3. *Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.*

IV.1.2.4. Modèle de Mohr-Coulomb :

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique arfaitement 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 :

$$\tau = \sigma \tan \varphi + c \qquad \textbf{(IV.2)}$$

Où σn 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 IV.4) .

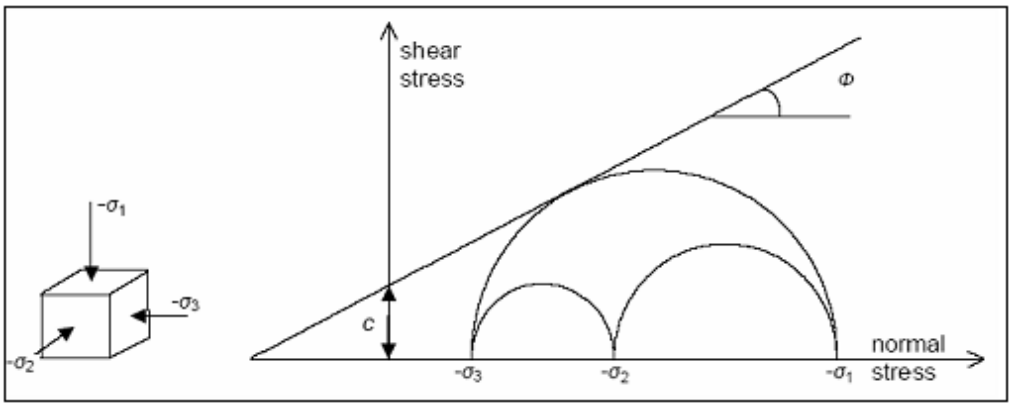


Figure .IV.4. *Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.*

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure IV.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.

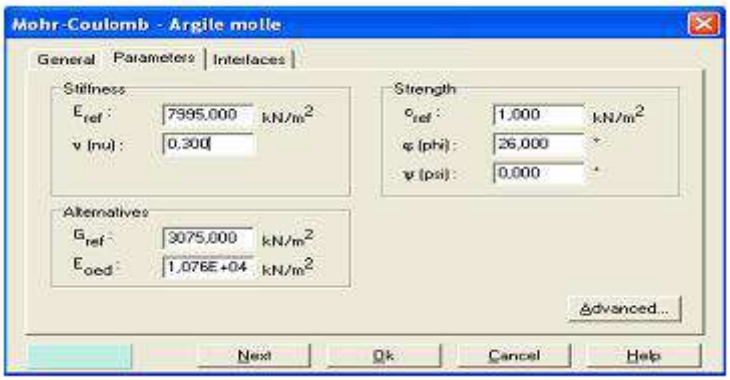


Figure .IV.5. *Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.*

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 parait peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au Gmax 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 IV.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.

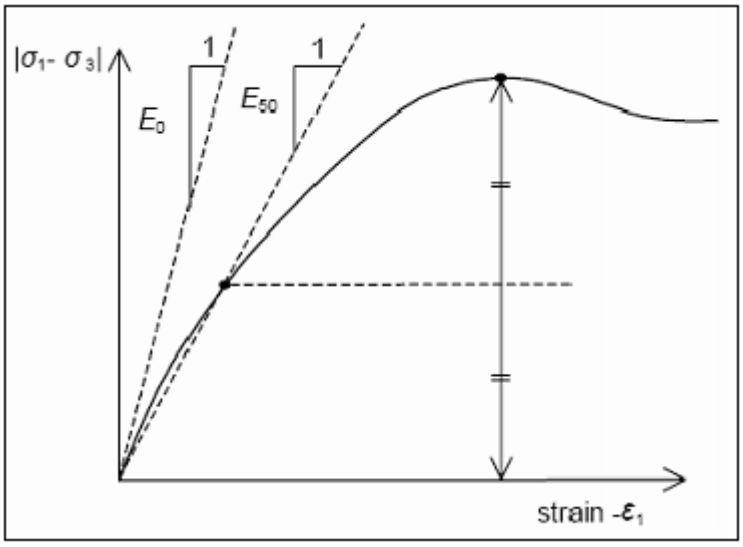


Figure .IV.6. *Définition du module à 50 % de la rupture.*

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

b. Coefficient de Poisson :

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K0 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 lesbaugmenter dans la suite. Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement φcv (à volume constant, au palier).

En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle deMohr-Coulomb (figure.IV.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 φu= 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 :

$$\psi = \varphi - 30° \qquad \text{pour } \varphi > 30°.$$

$$\psi = 0° \qquad \text{pour } \varphi < 30°.$$

Le cas où $\psi < 0°$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\psi = 0°$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la

plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

f. Les paramètres avancés :

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés (Figure IV.7).

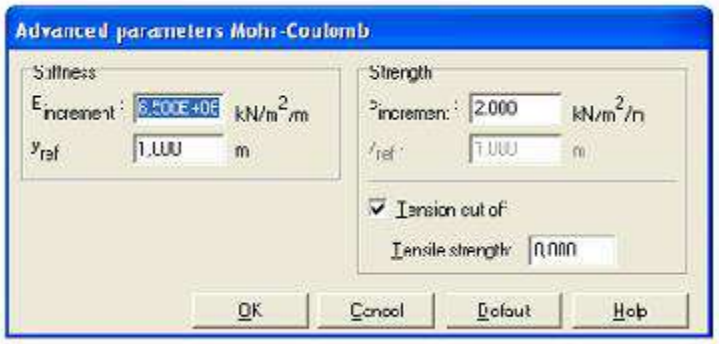


Figure .IV.7. *Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb.*

IV.1.3.Calcul :

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

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

Le programme de calcul ne traite que de l'analyse des déformations et permet de réaliser un calcul plastique (Plastic calculation), une analyse de consolidation (Consolidation analysis), un calcul de coefficients de sécurité (Phi-c reduction) ou un calcul dynamique (Dynamic calculation). Cette dernière option requiert le module dynamique de PLAXIS (PLAXIS Dynamic module), qui est une extension de la Version 8. Les trois premiers types de calcul (plastique, consolidation, Phi-c réduction) permettent en option de prendre en compte les effets des grands déplacements. Cette option s'appelle 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 a la fin de la phase de calcul. Dans

PLAXIS, des procédures automatiques et robustes d'incrémentation des pas de chargement assurent un choix approprié des pas de calcul.

IV.1.3.1.Le programme de calcul :

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

Si le projet choisi n'apparait pas dans cette liste, il faut utiliser l'option <<<More files>>>. Dans ce cas, le gestionnaire de fichiers apparait, ce qui permet a l'utilisateur d'avoir un aperçu de tous les répertoires accessibles et de choisir le fichier de projet PLAXIS souhaité (*.plx). Il n'est pas nécessaire de choisir un projet quand on clique sur le bouton 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 apparait.

IV.1.3.2. Caractéristiques générales des calculs :

Les données introduites à l'aide de l'onglet General permettent de définir les aractéristiques 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

Comments et log info:

La case Log info affiche les messages générés pendant le calcul aux éléments finis. La case Comments 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 a droite de l'onglet General. Il y a trois types de types de calcul fondamentaux distincts : un calcul plastique (Plastic), une analyse de consolidation (Consolidation) et un calcul de coefficient de sécurité (Phi-c reduction). Un calcul dynamique (Dynamic) est disponible en option dans le menu déroulant, mais il requiert le module PLAXIS Dynamics, qui est une extension de la Version 8.

IV.1.4. Paramètres de contrôle du calcul :

L'onglet Parameters est employé pour définir les paramètres de contrôle d'une phase de calcul et de la procédure de résolution correspondante (figure.IV.8).

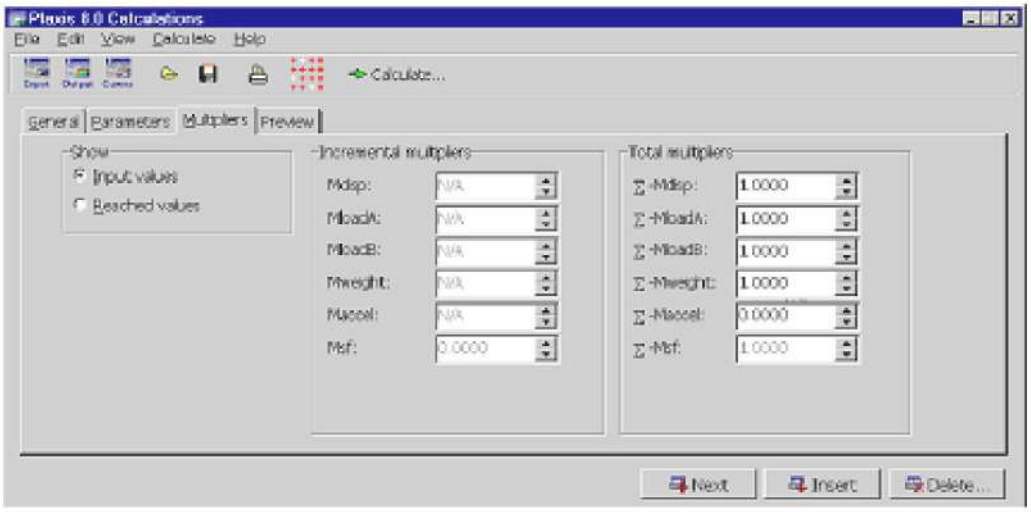


Figure .IV.8. *Onglet Paramètres de la fenêtre de calcul (Calculations).*

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 onstruction 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 a part le fait que les options qui n'ont de sens que pour les conditions initiales (comme la procédure K_0) ne peuvent être sélectionnées.

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

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.

IV1.6. Résultats affiches pendant les calculs :

Pendant une analyse en déformations par éléments finis, les informations à propos du processus itératif sont présentées dans une fenêtre séparée. Ces informations comprennent les valeurs courantes des facteurs multiplicateurs totaux de chargement ainsi que d'autres paramètres pour la phase en cours de calcul (figure.IV.9).

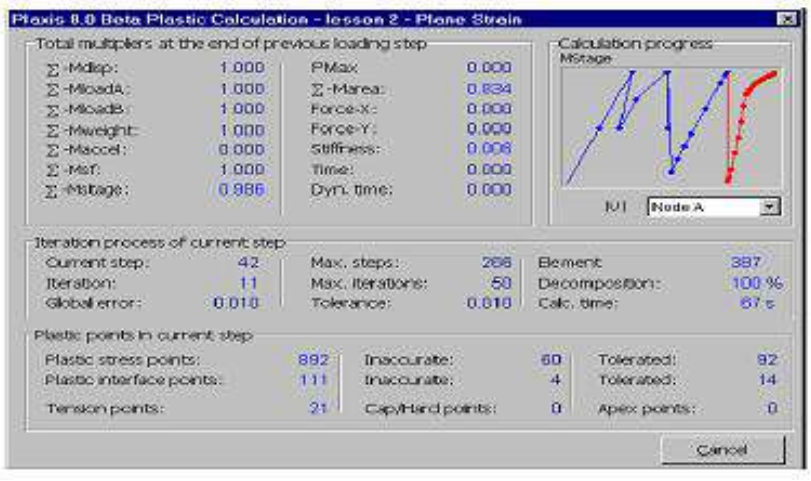


Figure .IV.9. *Fenêtre de calcul.*

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 rogramme 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.

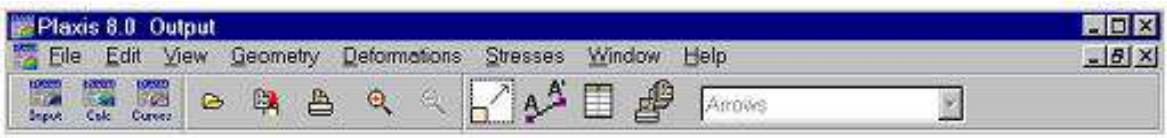


Figure .IV.10. *Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Output.*

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 ésultats. Lorsqu'un modèle géométrique complet est affiche, le menu principal est constitué de différents menus: File, Edit, View,Geometry, Deformations, Stresses, Window et Help. Selon le type de données présentées dans une forme de résultats, le menu changera.

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.*

2éme 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 sol argileuse (Wilaya d'Alger).

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

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

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

IV.2.2. Définition des données :

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

On choisit un nom (essai de cisaillement), en déformation plane avec triangles à 15 nœuds. on suppose une couche de sol de 0.03m d'épaisseur et de 0.06m de large (les dimensions de la boite de casagrande). On obtient donc un rectangle de 30x60mm², cette couche est diviser en

deux couche de 0.015m d'épaisseur (demi-boite inferieure et superieure), de même nature de sol dans le cas d'essais sol-sol.

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

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

On choisit le chargement A (load system A) et on applique les chargements (100 ,200 , 300 KPa), On choisit aussi Les déplacements imposés (Prescribed displacements) qui peuvent être placées dans les points (0, 0.015) a (0,0.03) et dans le point (0.06 , 0.015) a (0.06 , 0.03).

Finalement on choisit l'élément d'interface (interface) qui peut être placée dans le point

(0 . 0,015) à (0.06, 0.015).

Les figures suivantes (figure.IV.12.1 et IV.12.2) représentent la géométrie du problème.

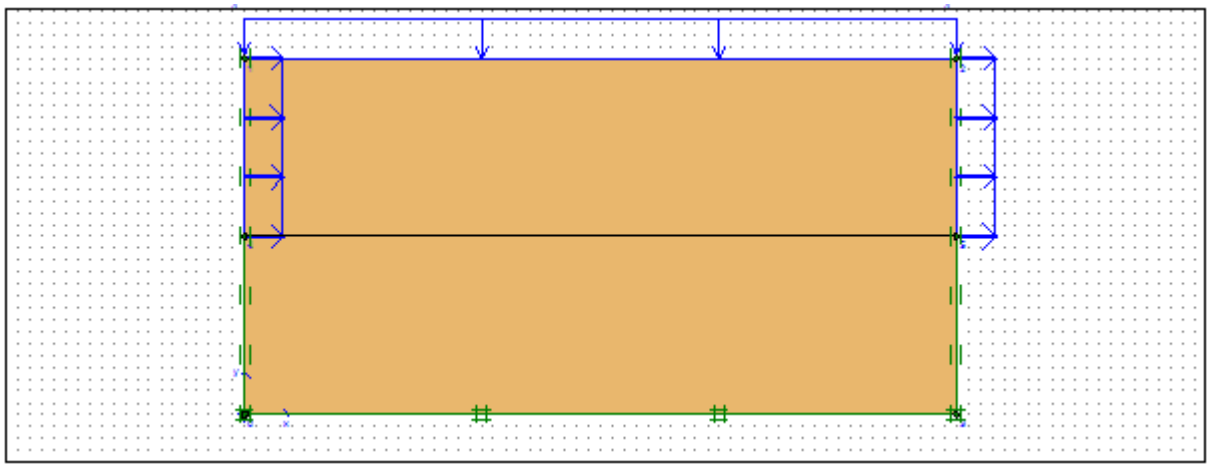


Figure .IV.12.1. *Modèle géométrique du probléme (essai sol-sol).*

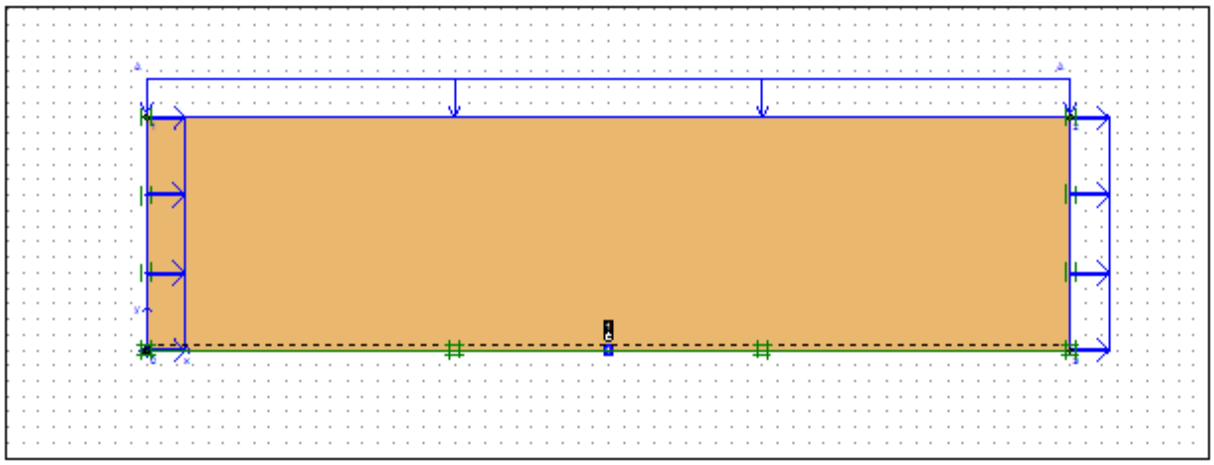


Figure .IV.12.2. *Modèle géométrique du problème (essai sol-structure).*

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 IV.1.
- Les paramètres du sol et de l'interface pour les essais sol-structure (surface lisse) sont donnés dans le tableau IV.2.1.
- Les paramètres du sol et de l'interface pour les essais sol-structure (surface rugueuse) sont donnés dans le tableau IV.2.2.
- Les paramètres de la structure sont donnés dans le tableau.IV.3.

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

paramétres	nom	argile	unité
Modèle type	model	Mohr-coloumb	-
Poids volumique sec	γ_{unsat}	16.5	kN/m^3
Poids volumique humide	γ_{sat}	20.0	kN/m^3
Perméabilité horizontale	Ks	0.0001	m/jour
Perméabilité verticale	K_Y	0.0001	m/jour
Module d'Young	E_{ref}	10000	kN/m^2
Coefficient de poisson	$\boldsymbol{\nu}$	0.3	-
cohésion	C_{ref}	62.4	kN/m^2
Angle de frottement	φ	10	°
Angle de dilatation	ψ	0	°
Facteur de rigidité de l'iterface	R_{inter}	Rigide	-

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

paramétres	nom	argile	unité
Modèle type	model	Mohr-coloumb	-
Poids volumique sec	γ_{unsat}	16.5	kN/m^3
Poids volumique humide	γ_{sat}	20.0	kN/m^3
Perméabilité horizontale	Ks	0.0001	m/jour
Perméabilité verticale	K_Y	0.0001	m/jour
Module d'Young	E_{ref}	10000	kN/m^2
Coefficient de poisson	$\boldsymbol{\nu}$	0.3	-
cohésion	C_{ref}	35.6	kN/m^2
Angle de frottement	φ	6.83	°
Angle de dilatation	ψ	0	°
Facteur de rigidité de l'iterface	R_{inter}	Rigide	-

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

paramétres	nom	argile	unité
Modèle type	model	Mohr-coloumb	-
Poids volumique sec	γ_{unsat}	16.5	kN/m^3
Poids volumique humide	γ_{sat}	20.0	kN/m^3
Perméabilité horizontale	Ks	0.0001	m/jour
Perméabilité verticale	K_Y	0.0001	m/jour
Module d'Young	E_{ref}	10000	kN/m^2
Coefficient de poisson	ν	0.3	-
cohésion	C_{ref}	44.4	kN/m^2
Angle de frottement	φ	8.53	°
Angle de dilatation	ψ	0	°
Facteur de rigidité de l'iterface	R_{inter}	Rigide	-

Tableau.IV.3.*Propriétés de la structure.*

Paramétre	Nom	Structure	Unité
Type de comportement	Material type	Elastique	-
Résistance a la compression f_{c28}	Rc	25.0	MPa
Module d'élasticité $E_{béton}$	E	32164.2	MPa
Epaisseur équivalante	d	0.015	m
Poids	W	97.986	g
Coefficient de poisson	ν	0.2	-

IV.2.2.2.Génération du maillage :

a)Cas d'essai sol-sol :

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

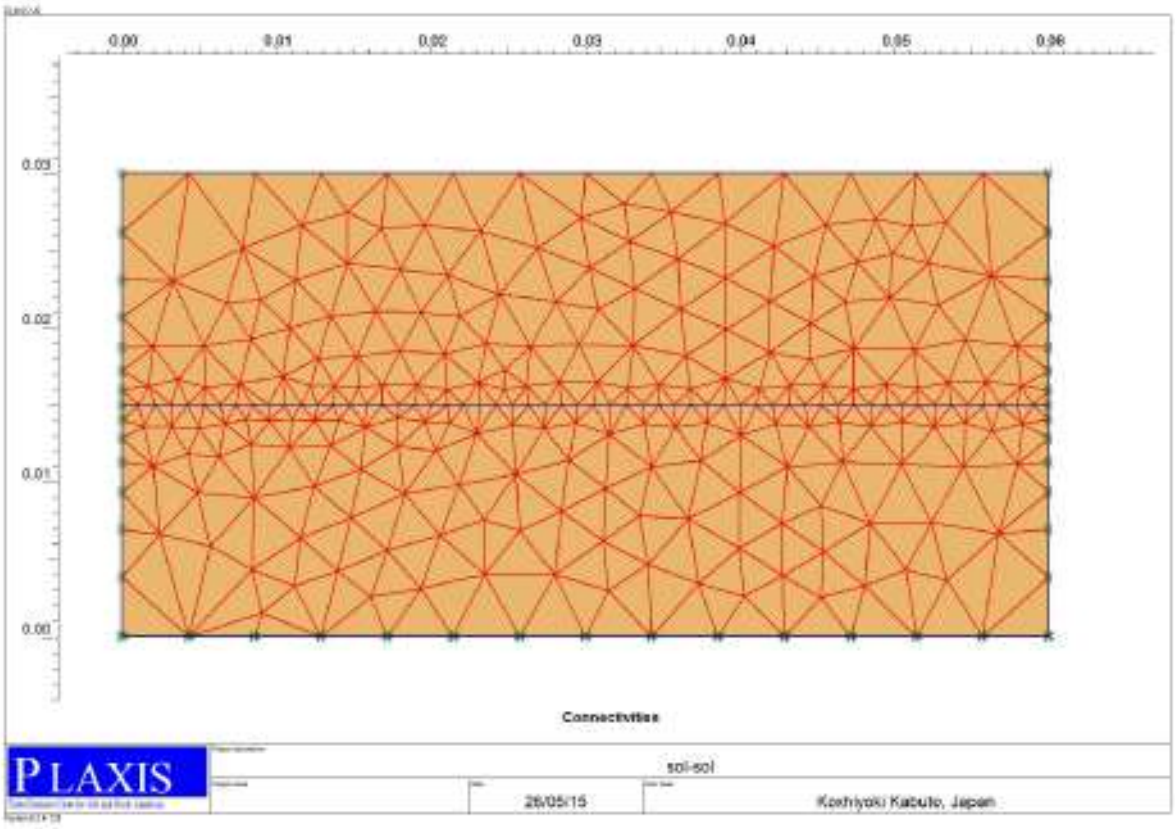


Figure .IV.13.1. *Maillage du problème (essai sol-sol).*

b) Cas d'essai sol-structure :

Le modèle de référence se fait par des éléments à 15 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 affine localement au niveau d'élément structure, comme indiqué sur la figure.IV.13.2.

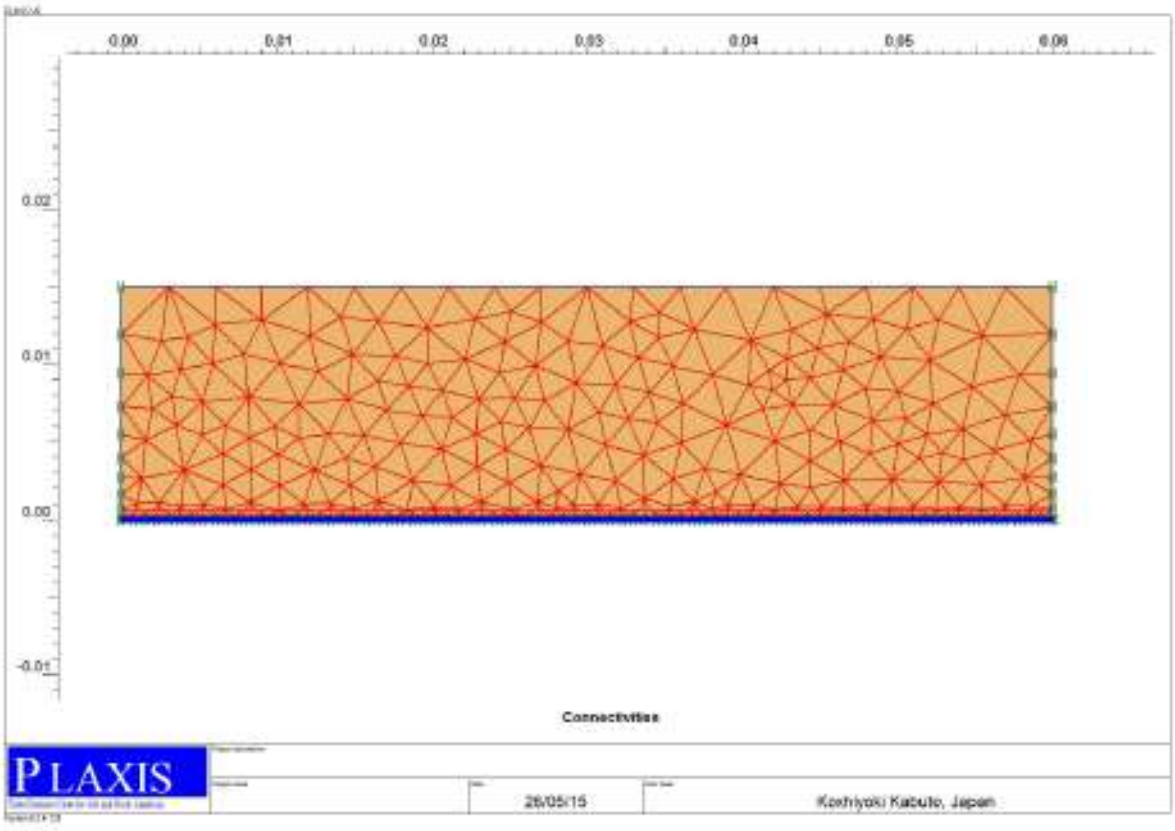


Figure .IV.13.2. *Maillage du problème (essai sol-structure).*

IV.2.3.Procédure de calculs :

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

- **Phase 0 :** initiation des contraintes (procédure K0) ; 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 vu 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), l est nécessaire de choisir les points ou 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 deformation de maillage
- Les points plastiques (plastic points)
- Effet du paramètre du sol (analyse paramétrique)
- La variation de la force (Fx) 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.

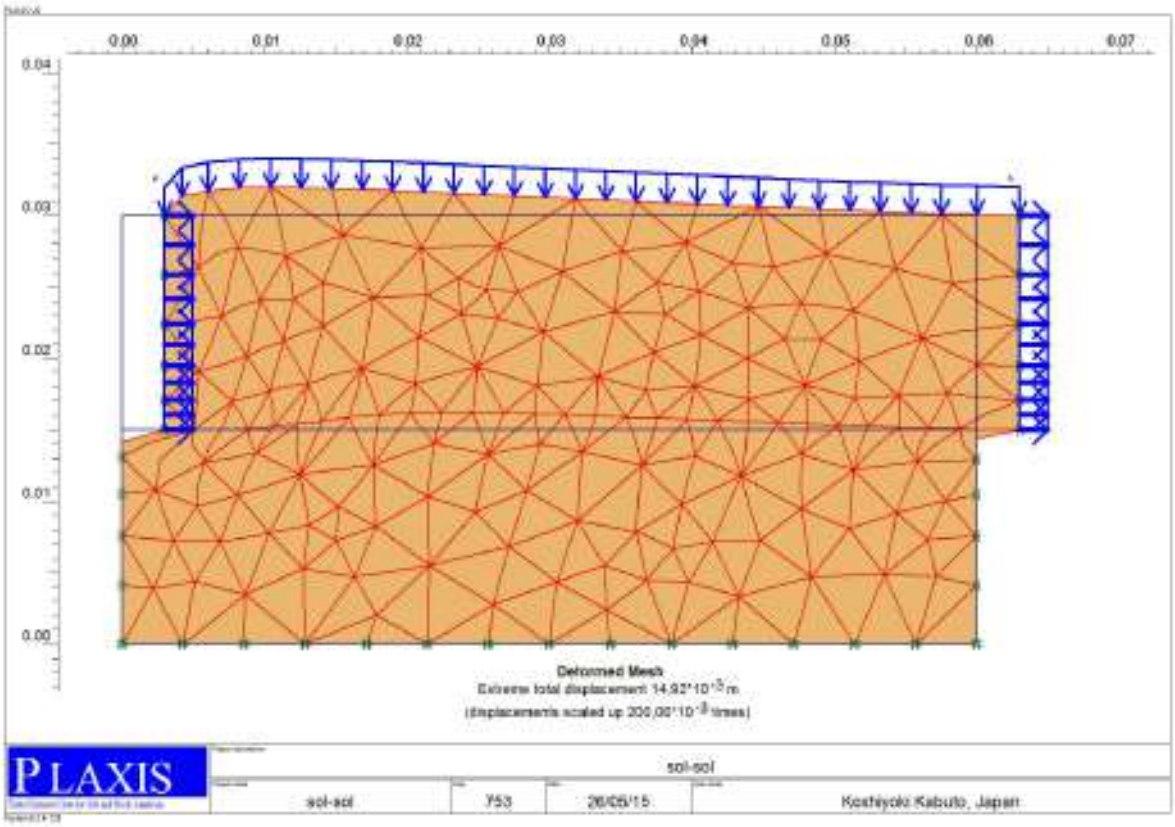


Figure .IV.14.1. *Déformation du Maillage (essai sol-sol).*

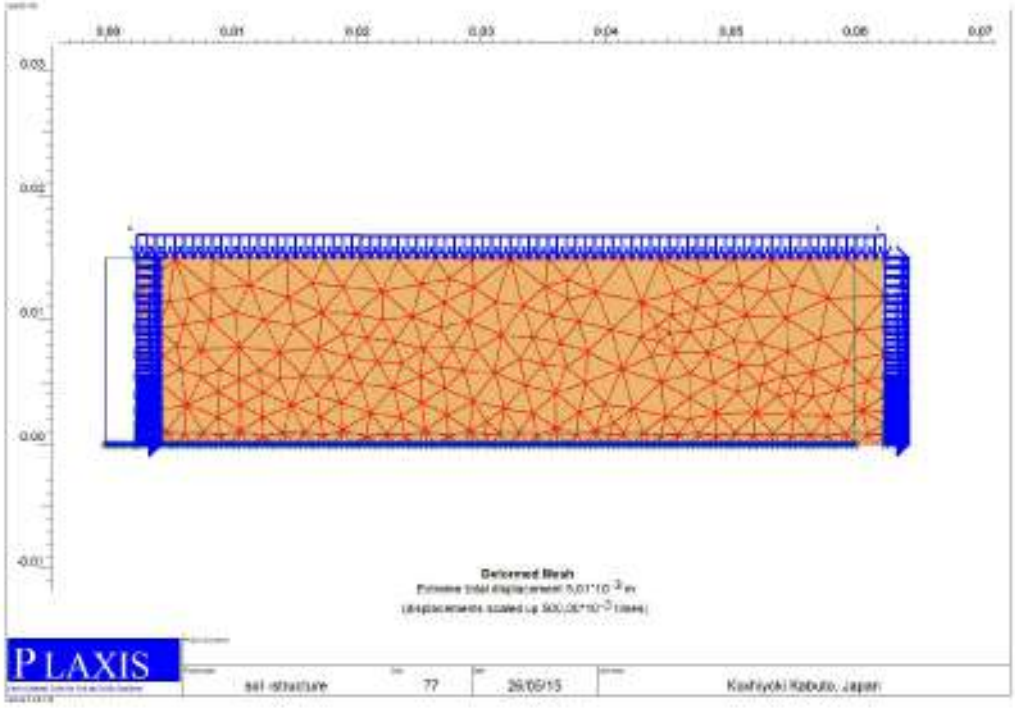


Figure .IV.14.2. *Déformation du Maillage (essai sol-structure).*

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 :

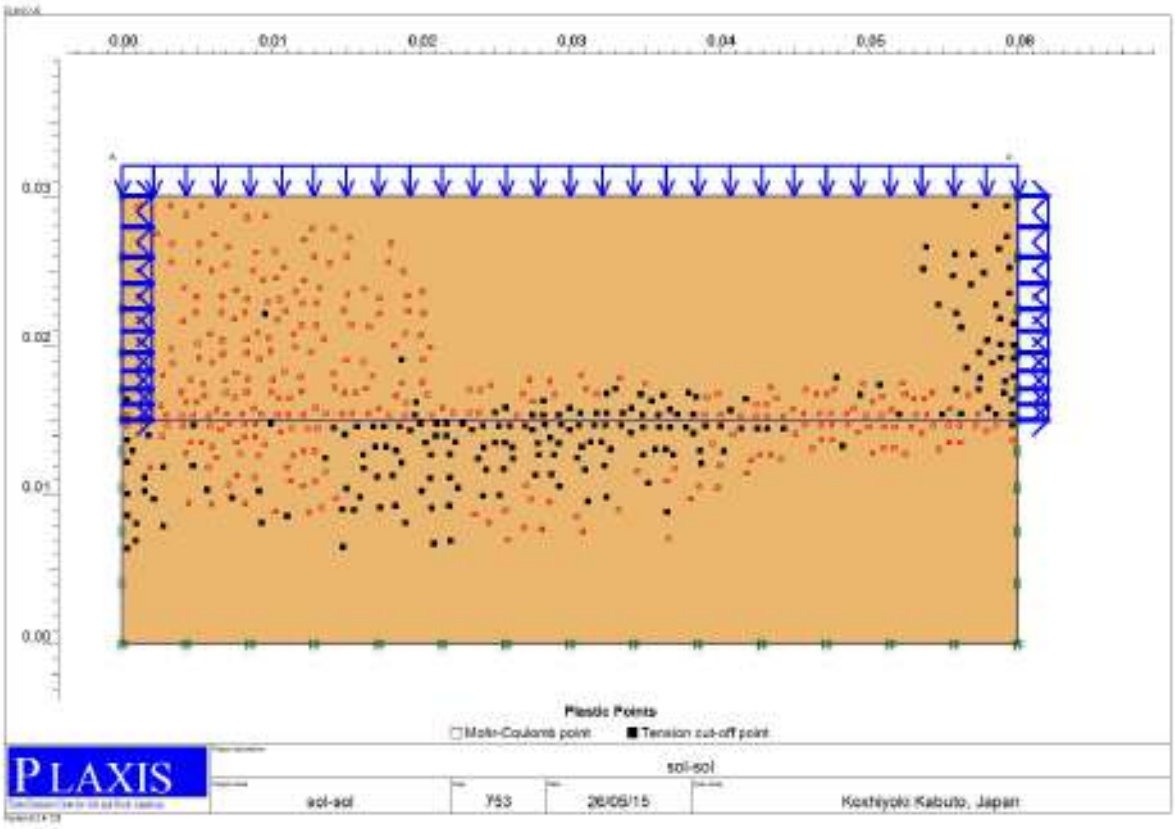


Figure .IV.15.1. *Les points plastique (essai sol-sol).*

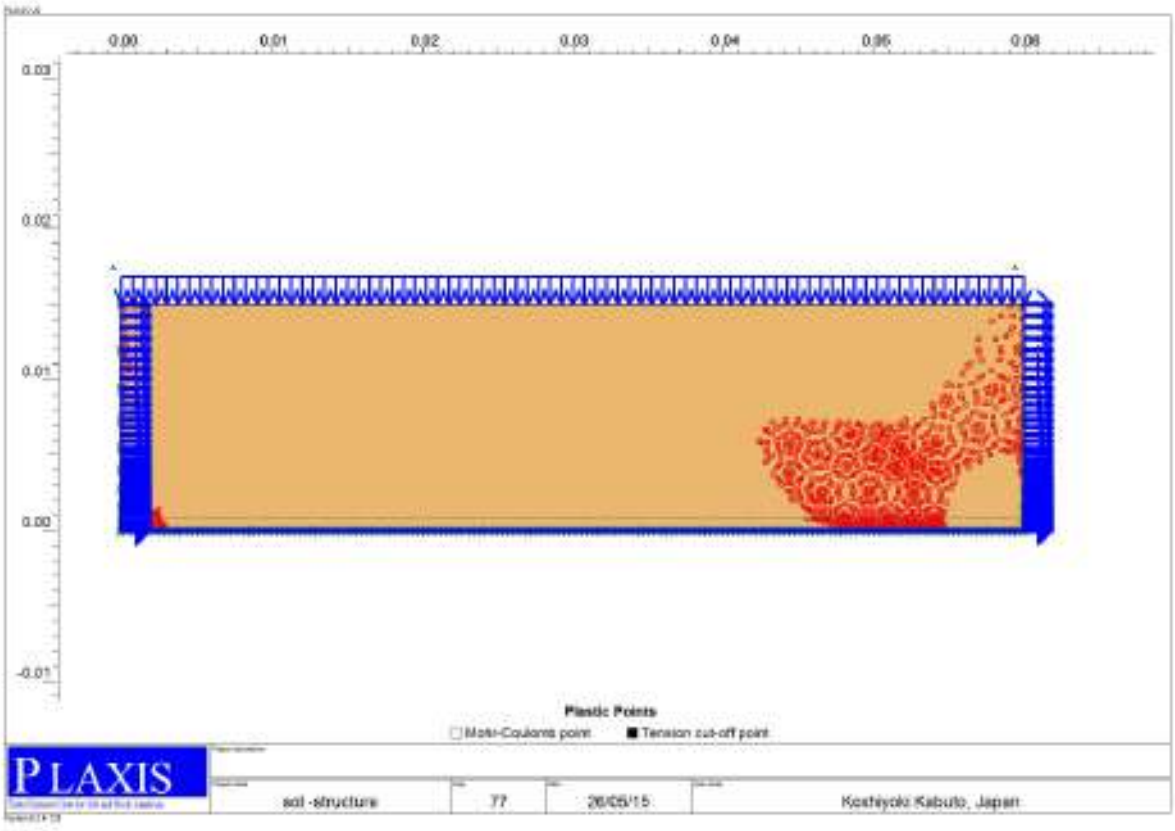


Figure .IV.15.2. *Les points plastique (essai sol-structure)*

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 montre l'effet de différents paramètres sur les résultats.

On utilise le modèle de l'essai sol-sol, avec une contrainte de confinement de 200 KPa comme un modèle de référence.[dite Figure.III.1(P44)].

Effet des paramètres géotechniques :

Pour ce qui concerne les paramètres géotechniques on va étudier l'influence de 2 types de paramètres essentielles.

Les paramètres du sol sont : la cohésion, l'angle de frottement.

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

IV.2.4.3.1. Cohésion c:

Dans le modèle de référence la cohésion c = 62.40 ,44.4,35.60 KPa. D'après l'étude 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.

IV.2.4.3.2. Angle de frottement φ:

Dans le modèle de référence l'angle de frottement φ = 10°,8.53°,6.83°. D'après l'étude 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 influencer beaucoup plus importante sur la variation de contrainte de cisaillement.

IV.3.Conclusion :

L'utilisation de programme **PLAXIS** puissant pour les calculs de l'intéraction sol-structure permet de voir des résultats rapide notament les déformations d'autre part, ce dérnié donne des schémas qui exprement à la réalité.

On remarque apré la modélisation que le sol (marne argileuse) est déplacé horizontalement avec une petite valeur sur la structure (plaque en béton), qui montre que ce sol est bien résisté (pour réalisé les ouvrage en ginie civil), ces résultas sont conférment les essais réalisés dans la partie experimentale.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Le travail présenté dans ce mémoire avait pour finalité de caractériser expérimentalement et numériquement le comportement d'un sol prélevé dans la wilaya d'Alger, où quelques désordres plus ou moins importants apparaissent fréquemment dans les constructions fondées sur des massifs marne argileuse.

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

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

La boite de cisaillement direct reste, l'outil le plus utilisé dans l'étude des interfaces sol-structure. Nous avons utilisé cet appareillage pour la réalisation d'une compagne d'essais de cisaillement monotones à contrainte normale constante sur le sol 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 cohérent et celui des interfaces sol-structure (marne argileuse– structure) et ont permis l'analyse de l'effet de certains paramètres tels que la densité de sol et la contrainte normale initiale.

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

- Le comportement de l'interface est très influencé par la densité de sol. On note que pour une marne argileuse plus dense, le comportement est dilatant avec radoucissement,

- La rugosité de l'interface modifie sensiblement son comportement: avec une surface lisse,

-L'angle de frottement interne varié selon les surfaces de l'intéraction,

-L'angle de dilatance est insensible à l'évolution du confinement(pour cette sol marne argileuse l'angle de dilatance est trée faible) .

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

L'analyse paramétrique effectuée semble néanmoins indiquer que le modèle Mohr-coulomb est relativement sensible aux variations de ses paramètres mécaniques et constituent une preuve supplémentaire de l'influence de la méthode de leur identification.

Les résultats des calculs globalement satisfaisants, Pour le modèle et concorde assez bien avec les résultats expérimentaux aussi bien pour le sol. La meilleure concordance s'obtient avec le modèle Mohr-coulomb en raison du caractère dilatant du matériau et des déformations plastiques développées à partir d'un certain seuil de chargement du modèle géométrique.

Prespective pour les travaux suite sera appliqué sur des autres types de surfaces de ruguosité et d'autres types de materiaux.

ANNEXE

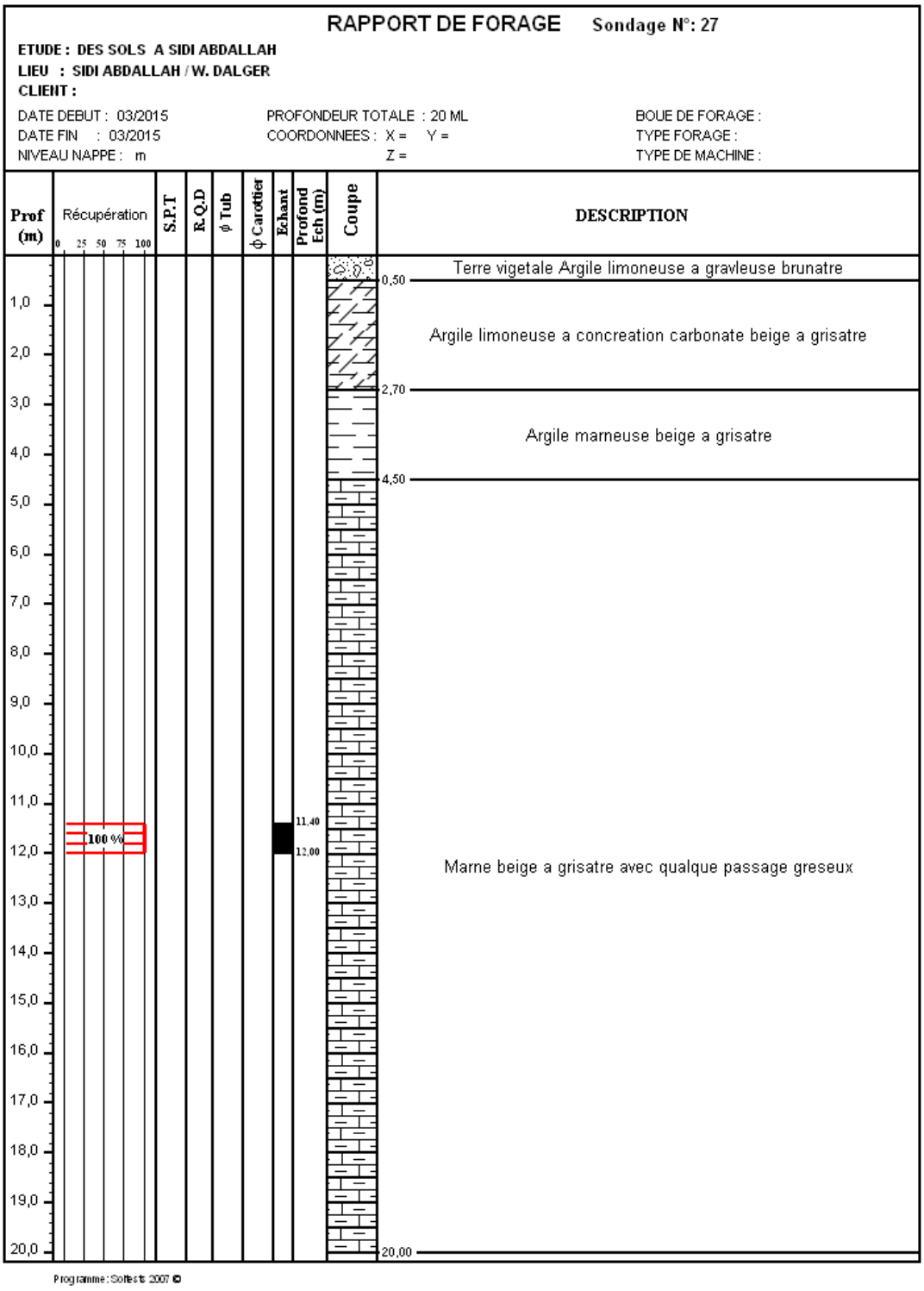


Figure. *Rapport de forage.*

Analyse granulométrique

Tableau. *Granulométrique par tamisage.*

Poids sec 500grs			
Tamis (mm)	Poids de refus cumul (g)	Refus cumul l(%)	Tamisât (%)
5	0.4	0.08	99.92
2	1.40	0.28	99.72
1.25	2.70	0.54	99.46
0.63	3.5	0.7	99.30
0.315	4.3	0.86	99.14
0.16	6.6	1.32	98.68
0.08	25.5	5.10	94.90

Tableau. *Granulométrique par sédimentaire.*

Date et heure	Temps (min)	Lecteur R	Température (^{0}C)	Correction temps	Lecteur corrige	diamètre	Passent %
13/03/2015	30s	26	10.5°	+1.26	27,26	80	94.90
08h34	1	25.5		+1.26	26.76	75	93.26
	2	24.5		+1.26	25.76	55	89.18
	5	23.5		+1.26	24.76	38	86.20
	10	22		+1.26	23.26	25	80.97
	20	20.5		+1.26	21.76	17	75.75
	40	19		+1.26	20.26	12	70.53
	80	17		+1.26	18.26	8	63.57
	240	15		+1.26	16.26	5	56.61
14/03/2015	1440	12		+1.26	13.26	2	46.16

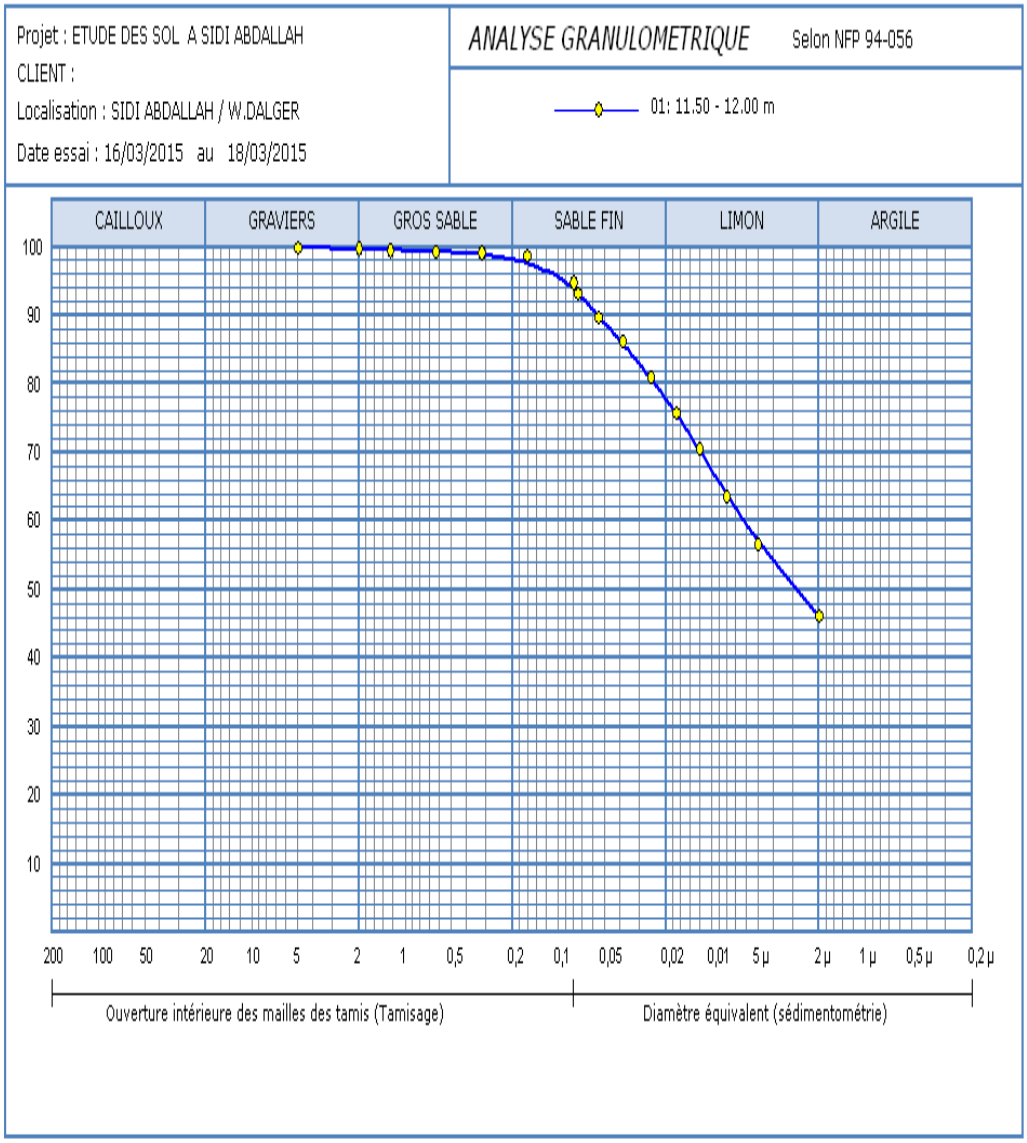


Figure. *Analyse granulométrique.*

Tableau. *Résultat d'essai de limite d'Atterberg.*

	Limite de liquidité						Limite de plasticité					
	Essai N°1		Essai N°2		Essai N°3		Essai N°1		Essai N°2		Essai N°3	
Nombre de coups	15		23		35							
N° de la tare (g)	12	18	07	27	26	28	3	13	66	3	9	6
Poids total humide (g)	20.42	21.01	22.12	20.91	21.06	23.23	12.60	12.70	12.91	13.00	12.89	12.78
Poids total sec (g)	17.62	17.93	19.18	17.88	18.16	19.57	12.35	12.42	12.59	12.66	12.58	12.50
Poids de la tare (g)	11.78	11.55	12.99	11.41	11.65	11.38	11.29	11.26	11.29	11.26	11.28	11.30
Poids de l'eau (g)	2.80	3.08	2.94	3.03	2.90	3.66	0.25	0.28	0.32	0.34	0.31	0.28
poids du sol sec (g)	5.84	6.38	6.19	6.47	6.51	8.19	1.05	1.16	1.30	1.40	1.30	1.20
Teneur en eau %	47.94	48.30	47.50	46.80	44.50	44.70	24.00	24.10	24.60	24.20	24.00	23.60
Moyenne %	48.12		47.20		44.60		24.1		24.40		23.80	

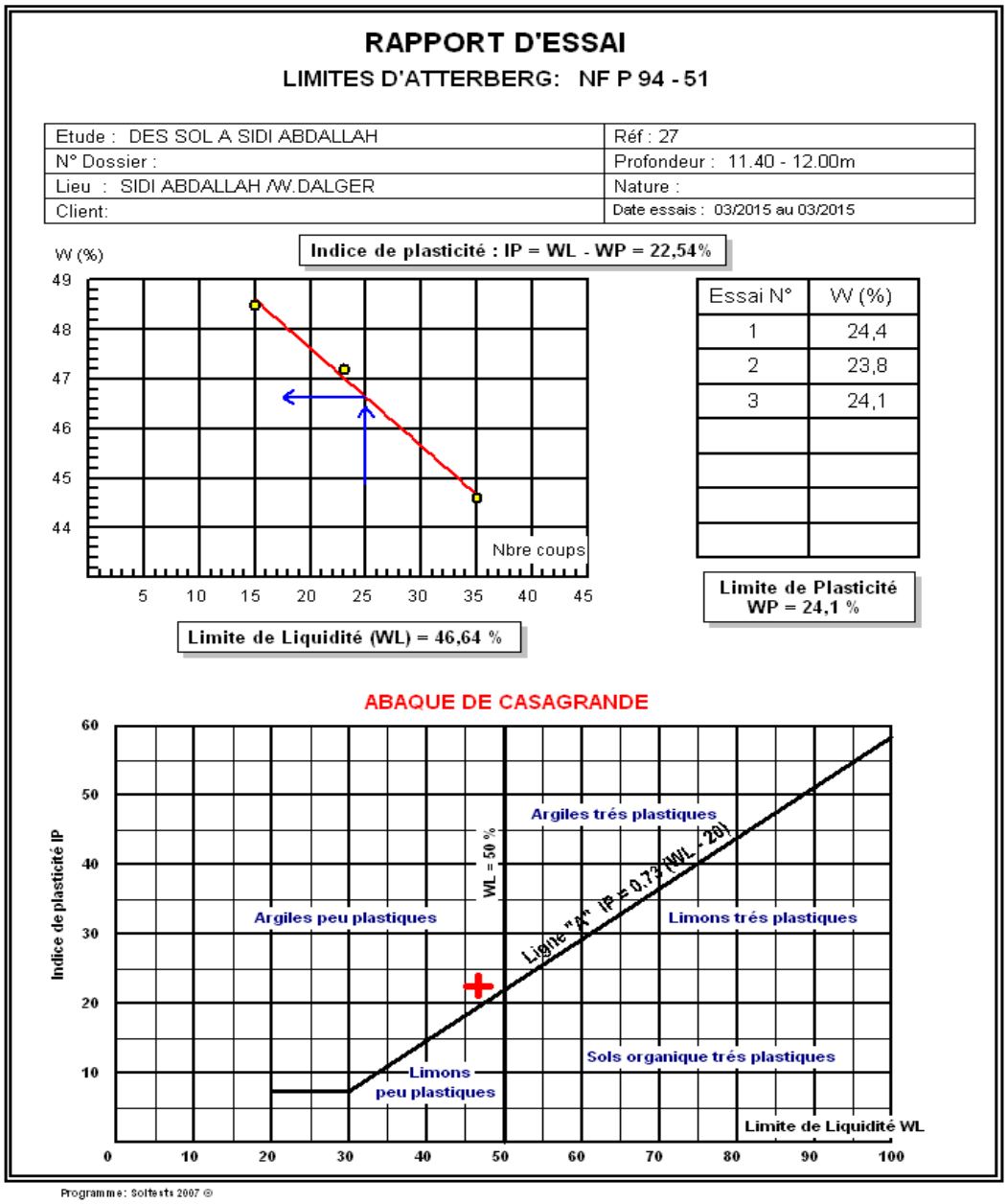


Figure. *Rapport d'essai de limite d'Atterberg.*

Tableau. *Résultat d'essai oedométrique.*

La contrainte	Lecteur comparteur	Tassement (ΔH)	L'idece de vide (e)
0.03	10000	0.00	0.632
0.28	10000	0.00	0.632
0.79	9995	0.005	0.628
1.81	9970	0.03	0.608
4.35	9938	0.062	0.582
9.45	9881	0.119	0.537
1.81	9905	0.095	0.556
0.28	9930	0.07	0.576
0.03	9955	0.045	0.596

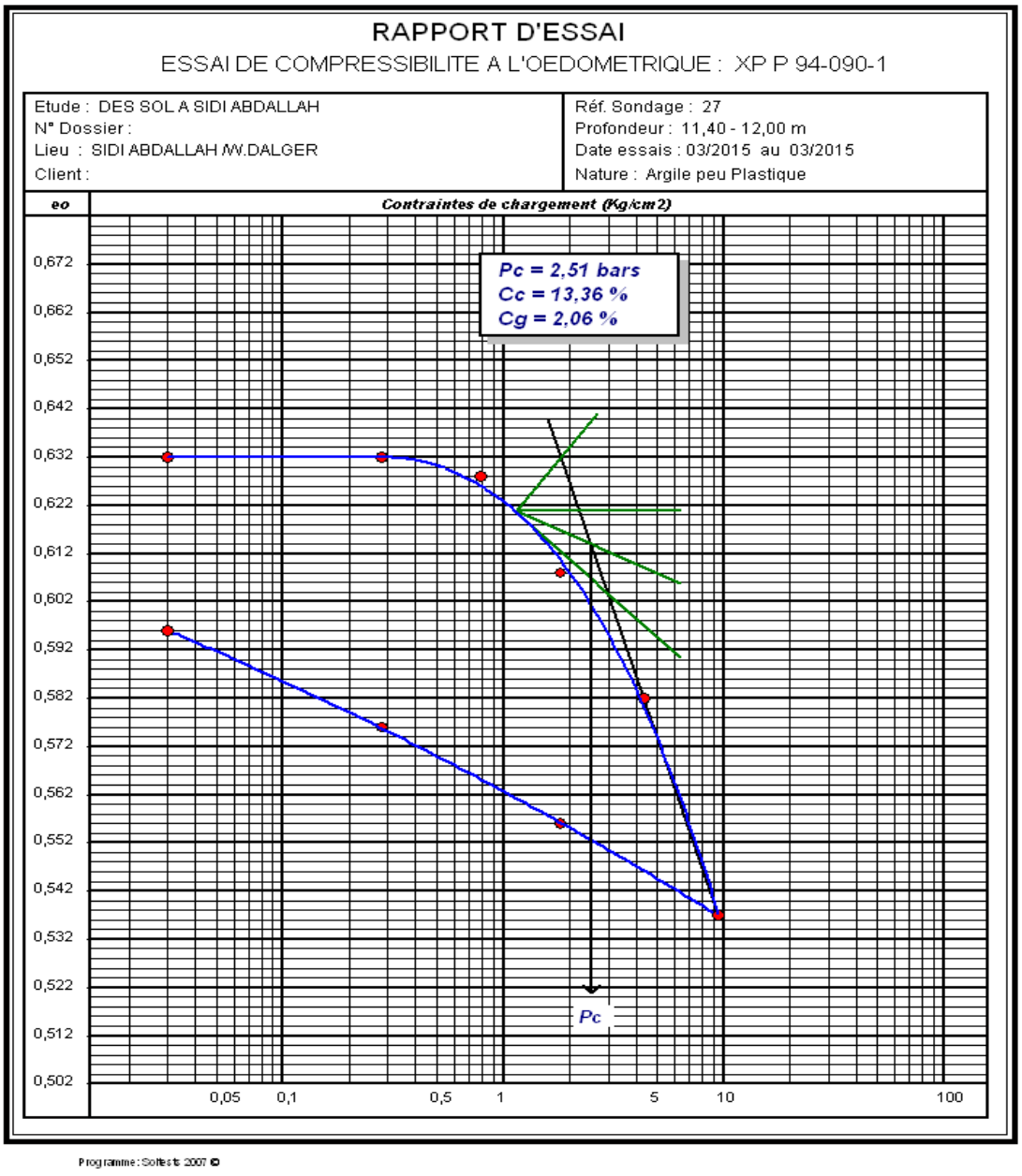


Figure. *Rapport d'essai oedométrique.*

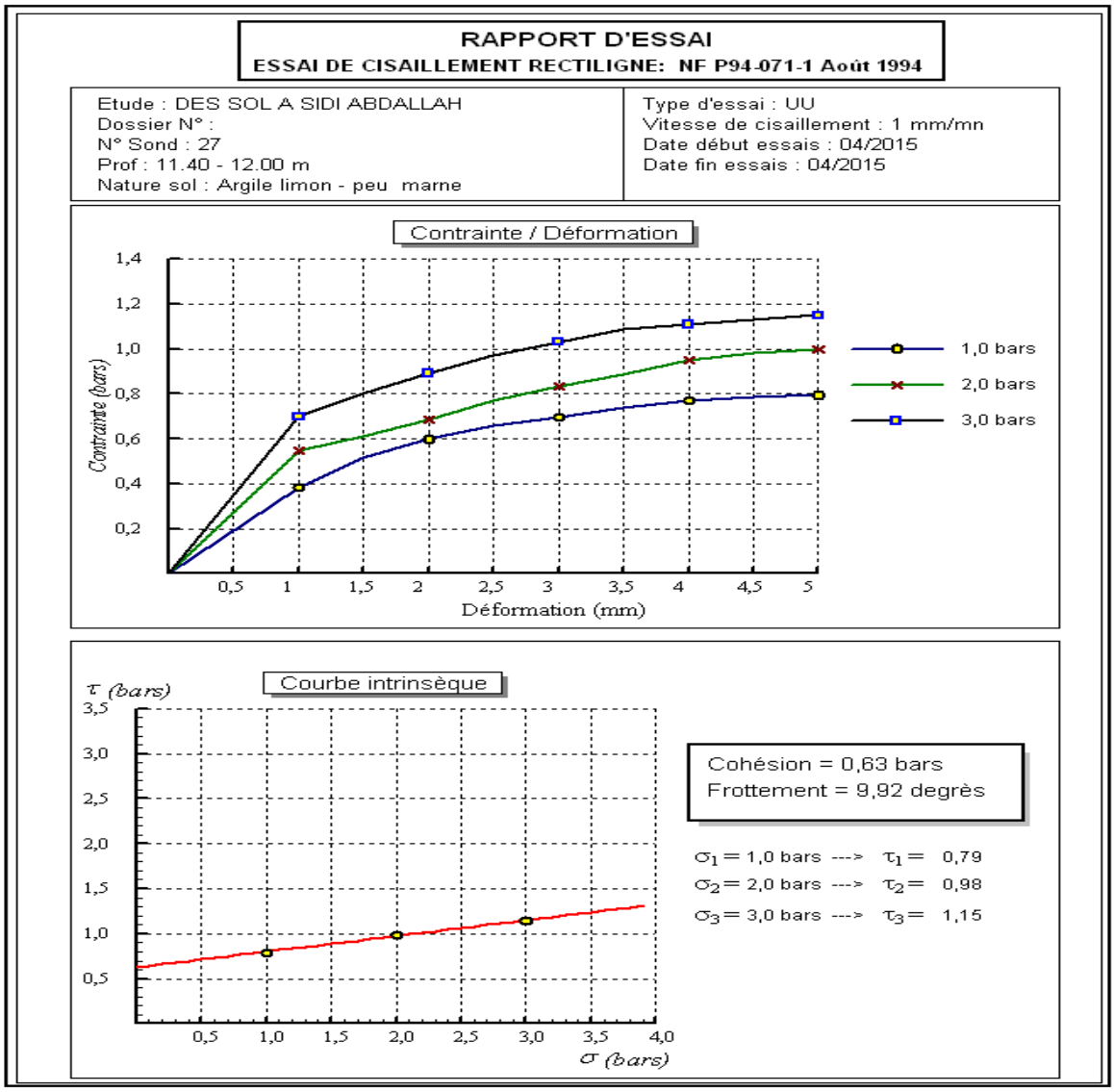


Figure. *Rapport d'essai de cisaillement.*

ESSAIS DE CISAILLEMENT :

Tableau. *Les valeurs de calcule d'essai de cisaillement (interaction sol – sol).*

U (mm)	Section Corrige(m)	Force (KN)	σ=100KN/m²	force (KN)	σ=200 KN/m²	force (KN)	σ=300 KN/m²
			τ(Kpa)		τ(Kpa)		τ(Kpa)
0	0	0	0	0	0	0	0
0,25	0,003585	0,04	11,1576011	0,042	11,7154812	0,061	17,0153417
0,5	0,00357	0,06	16,8067227	0,075	21,0084034	0,088	24,6498599
0,75	0,003555	0,08	22,5035162	0,1	28,1293952	0,13	36,5682138
1	0,00354	0,1	28,2485876	0,13	36,7231638	0,16	45,1977401
1,25	0,003525	0,112	31,7730496	0,145	41,1347518	0,19	53,9007092
1,5	0,00351	0,129	36,7521368	0,16	45,5840456	0,22	62,6780627
1,75	0,003495	0,154	44,0629471	0,181	51,788269	0,24	68,6695279
2	0,00348	0,169	48,5632184	0,195	56,0344828	0,26	74,7126437
2,25	0,003465	0,179	51,6594517	0,214	61,7604618	0,28	80,8080808
2,5	0,00345	0,19	55,0724638	0,228	66,0869565	0,3	86,9565217
2,75	0,003435	0,21	61,1353712	0,238	69,286754	0,324	94,3231441
3	0,00342	0,221	64,619883	0,249	72,8070175	0,334	97,6608187
3,25	0,003405	0,235	69,0161527	0,26	76,3582966	0,342	100,440529
3,5	0,00339	0,246	72,5663717	0,278	82,0058997	0,354	104,424779
3,75	0,003375	0,254	75,2592593	0,295	87,4074074	0,366	108,444444
4	0,00336	0,265	78,8690476	0,3	89,2857143	0,374	111,309524
4,25	0,003345	0,268	80,1195815	0,315	94,1704036	0,378	113,004484
4,5	0,00333	0,268	80,4804805	0,315	94,5945946	0,382	114,714715
4,75	0,003315	0,268	80,8446456	0,315	95,0226244	0,385	116,138763
5	0,0033	0,268	81,2121212	0,315	95,4545455	0,384	116,536364

Tableau. *Les valeurs de calcule d'essai de cisaillement (interaction sol –structure rugueuse).*

U (mm)	Section Corrige(m)	Force (KN)	σ=100KN/m² τ(Kpa)	Force (KN)	σ=200KN/m² τ(Kpa)	Force (KN)	σ=300KN/m² τ(Kpa)
0	0	0	0	0	0	0	0
0,25	0,003585	0,018	5,0209205	0,03	8,36820084	0,0448	12,4965132
0,5	0,00357	0,03	8,40336134	0,0551	15,4341737	0,08	22,4089636
0,75	0,003555	0,045	12,6582278	0,08	22,5035162	0,115	32,3488045
1	0,00354	0,06	16,9491525	0,095	26,8361582	0,135	38,1355932
1,25	0,003525	0,074	20,9929078	0,11	31,2056738	0,16	45,3900709
1,5	0,00351	0,086	24,5014245	0,125	35,6125356	0,184	52,4216524
1,75	0,003495	0,095	27,1816881	0,14	40,0572246	0,206	58,9413448
2	0,00348	0,108	31,0344828	0,156	44,8275862	0,218	62,6436782
2,25	0,003465	0,117	33,7662338	0,167	48,1962482	0,228	65,8008658
2,5	0,00345	0,129	37,3913043	0,178	51,5942029	0,236	68,4057971
2,75	0,003435	0,142	41,3391557	0,185	53,8573508	0,245	71,3245997
3	0,00342	0,154	45,0292398	0,196	57,3099415	0,26	76,0233918
3,25	0,003405	0,164	48,164464	0,206	60,4992658	0,272	79,8825257
3,5	0,00339	0,172	50,7374631	0,216	63,7168142	0,285	84,0707965
3,75	0,003375	0,185	54,8148148	0,23	68,1481481	0,291	86,2222222
4	0,00336	0,191	56,8452381	0,241	71,7261905	0,295	87,797619
4,25	0,003345	0,193	57,6980568	0,248	74,1405082	0,298	89,0881913
4,5	0,00333	0,195	58,5585586	0,248	74,4744745	0,299	89,7897898
4,75	0,003315	0,196	59,1251885	0,247	74,5098039	0,299	90,1960784
5	0,0033	0,196	59,3939394	0,245	74,2424242	0,295	89,3939394

Tableau. *Les valeurs de calcule d'essai de cisaillement (interaction sol –structure lisse).*

U (mm)	Section Corrige(m)	Force (KN)	100 KN/m^2 τ(Kpa)	Force (KN)	200 KN/m^2 τ(Kpa)	Force (KN)	300 KN/m^2 τ(Kpa)
0	0	0	0	0	0	0	0
0,25	0,003585	0,012	3,34728033	0,027	7,53138075	0.035	9,76290098
0,5	0,00357	0,021	5,88235294	0,045	12,605042	0.06	16,8067227
0,75	0,003555	0,032	9,00140647	0,06	16,8776371	0.08	22,5035162
1	0,00354	0,045	12,7118644	0,071	20,0564972	0.1	28,2485876
1,25	0,003525	0,053	15,035461	0,075	21,2765957	0.112	31,7730496
1,5	0,00351	0,062	17,6638177	0,086	24,5014245	0.129	36,7521368
1,75	0,003495	0,07	20,0286123	0,1	28,6123033	0.154	44,0629471
2	0,00348	0,08	22,9885057	0,112	32,183908	0.167	47,9885057
2,25	0,003465	0,09	25,974026	0,124	35,7864358	0.178	51,3708514
2,5	0,00345	0,098	28,4057971	0,132	38,2608696	0.185	53,6231884
2,75	0,003435	0,103	29,985444	0,14	40,7569141	0.195	56,768559
3	0,00342	0,112	32,748538	0,148	43,2748538	0.205	59,9415205
3,25	0,003405	0,116	34,0675477	0.174	51,1013216	0.214	62,8487518
3,5	0,00339	0,129	38,0530973	0.184	54,2772861	0.219	64,6017699
3,75	0,003375	0,136	40,2962963	0.187	55,4074074	0.226	66,962963
4	0,00336	0,143	42,5595238	0.194	57,7380952	0.231	68,75
4,25	0,003345	0,148	44,245142	0.196	58,5949178	0.234	69.6562033
4,5	0,00333	0,153	45,9459459	0.197	59,1591592	0.235	70,2702703
4,75	0,003315	0,156	47,0588235	0198	59,7285068	0.236	70,8898944
5	0,0033	0,156	47,2727273	0.198	60.000	0.236	71,2121212