



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
Republique Algerienne Democratique Et Populaire



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة العربي التبسي - تبسة

Université Larbi Tébessi – Tébessa –

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de Master Académique

En: Génie Civil

Spécialité: Géotechnique

Par : DAAS ASMA et FARI NESRINE

Sujet

Modélisation numérique d'essai triaxial monotone d'un sol cohérent.

Présenté et soutanes publiquement, le 12 /06 /2022 , deviants le jury composé de :

M. HOUAM Abdelkader

Professeur

Président

M. FERNAN Ali

MAA

Rapporteur

M. BOUCHOUCHA Abdallah

MAA

Examineur

Promotion : 2021/2022

Remerciements

En premier Nous remercions Dieu pour tout.

*Au terme d'une année de travail sur ce projet, Nous tenons à remercier le docteur **Mr.FERNAN ALI**, pour son encadrement, sa grande disponibilité et son ouverture d'esprit durant toute cette période. Ce fut un réel plaisir de travailler en sa présence.*

*Nous remercions également les membres de jury **Mr.HOUAM ABDELKADER** et **Mr.BOUCHOCHA ABDALLAH** d'avoir accepté d'examiner notre travail.*

Par ailleurs, Nous remercions Mr. SMAALI Bouziane, pour leur efforts d'enrichir notre base expérimentale et notre parcours géotechnique au niveau de laboratoire de génie civil, leurs idées, leurs conseils qui ont permis de mener ce projet à terme. Nous tenons à remercier aussi Prof. ROUILI Ahmed de m'avoir aidé et montré les clés du succès dans le logiciel Plaxis.

Nos remerciements s'adressent aussi au tout le département de génie civil, les enseignants, l'administration et les travaillants.

En termes de respect, un spécial remerciement a Mr.LABIOD RABEH l'enseignant de niveau secondaire qui donne tous les clés de succès pour être aujourd'hui ici.

En guise de reconnaissance, Nous tenons à témoigner nos sincères remerciements aux parents, les familles, les amis et toutes les personnes qui ont contribués de près ou de loin au bon déroulement de notre mémoire et par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont aussi guidé nos réflexions et ont accepté de nous rencontrons et de répondre durant nos recherche.

A tous ces intervenants, nous présente nos remerciements, notre respect et notre gratitude.

Résumé :

Ce travail a pour objet la modélisation numérique d'essai triaxial d'un sol cohérent sous un chargement monotone.

L'objectif premier de notre recherche étant d'aboutir par analyse numérique au modèle de sol le plus approprié et le plus représentatif de son comportement réel. Un modèle numérique simple a été développé en utilisant le code en éléments finis le PLAXIS (Version 8.2), En utilisant deux modèles de comportement (Mohr-Coulomb et Hardening Soil Model), prenant en considération la géométrie et les dimensions de l'éprouvette, les conditions aux limites, les conditions de drainage et le mode de chargement imposé pendant l'essai triaxial a l'échantillons d'argile examinée.

De cette étude, on constate que les résultats obtenus par le modèle HSM présentent une bonne concordance avec les résultats obtenus expérimentalement selon la littérature et en plus c'est le model qui explique le comportement réelle du sol d'une façon crédible.

Mots-clés:

Essai triaxial, chargement monotonique, comportement, déformations, PLAXIS, MC, HSM.

Abstract:

The purpose of this work is the numerical modeling of triaxial test of a cohesive soil under monotonic loading.

The primary objective of our research is to arrive by numerical analysis at the most appropriate soil model and the most representative of its real behavior. A simple numerical model was developed using the finite element code PLAXIS (Version 8.2), Using two behavior models (Mohr-Coulomb and Hardening Soil Model), taking into consideration the geometry and dimensions of the specimen, the boundary conditions, the drainage conditions and the mode of loading imposed during the triaxial test on the clay samples examined.

From this study, we find that the results obtained by the HSM model show good agreement with the results obtained experimentally according to the literature and in addition, it is the model that explains the real behavior of the soil in a credible way.

Keywords:

Triaxial test, monotonic loading, behavior, deformations, PLAXIS, MC, HSM.

Résumé (Arabe)

الغرض من هذا العمل هو النمذجة العددية للاختبار ثلاثي المحاور لترربة متماسكة تحت تحميل رتيب. الهدف الأساسي لبحثنا هو الوصول من خلال التحليل العددي إلى نموذج التربة الأكثر ملاءمة والأكثر تمثيلاً لسلوكها الحقيقي. تم تطوير نموذج رقمي بسيط باستخدام رمز العنصر المحدود PLAXIS (الإصدار 8.2)، باستخدام نموذجين للسلوك (نموذج Mohr-Coulomb و Hardening Soil Model)، مع مراعاة هندسة وأبعاد العينة، وظروف الحدود، وظروف الصرف وطريقة التحميل المفروضة أثناء الاختبار ثلاثي المحاور على عينات الطين التي تم فحصها. من هذه الدراسة نجد أن النتائج التي حصل عليها نموذج HSM تظهر توافق جيد مع النتائج التي تم الحصول عليها تجريبياً حسب دراسات أخرى في نفس المجال، بالإضافة إلى أنه النموذج الذي يشرح السلوك الحقيقي للتربة بطريقة موثوقة.

الكلمات المفتاحية:

اختبار ثلاثي المحاور، تحميل رتيب، السلوك، التشوهات، PLAXIS، MC، HSM.

Table des matières

Remerciement	
Résumé	
Abstract	
Résumé (arabe)	
Liste des symboles et abréviations	I
Liste des figures	III
Liste des tableaux	VI
Introduction générale	
Introduction générale	1
La problématique	1
Objectif de la mémoire	2
Plan de mémoire	2
Chapitre I : Recherche bibliographique sur la résistance au cisaillement.	
1. Introduction :	4
2. Résistance au cisaillement et rupture des sols :	4
2.1. Définition de résistance au cisaillement :	4
2.2. Définition de la rupture des sols :	4
3. Frottement intergranulaire :	5
4. Comportement drainé et non drainé d'un sol :	5
4.1. Introduction :	5
4.2. Comportement drainé :	6
4.3. Comportement non drainé :	6
5. Relation avec la nature du sol :	7
6. Facteurs influent sur la résistance au cisaillement :	7
7. Calculs à court terme et à long terme :	8
8. Les appareils de laboratoire pour l'étude de la résistance de cisaillement des sols :	9

8.1. La boîte de cisaillement directe :	9
8.2. L'appareil triaxial :	10
9. Résistance au cisaillement des sols pulvérulents :	10
9.1. Courbe intrinsèque d'un sol pulvérulent :	11
9.2. Les paramètres influencent l'angle de frottement interne d'un sol pulvérulent :	11
10. Résistance au cisaillement des sols cohérents :	12
10.1. Caractéristiques drainées :	12
10.1.1. L'essai triaxial (CD) :	12
10.1.2. L'essai triaxial (CU+u) :	14
10.1.3. Essai de cisaillement direct CD à la boîte :	16
10.2. Caractéristiques non drainées :	17
10.2.1. Essai UU à l'appareil triaxial :	17
10.2.2. Essai CU à l'appareil triaxial :	18
10.2.3. Essai de compression simple :	19
11. L'effet de chargement monotonique sur la résistance au cisaillement :	20
11.1. Effet de la vitesse de chargement :	20
11.2. Effet de la surconsolidation :	22
11.3. Dilatance :	23
11.4. Coefficient de Skempton	24
12. Résistance au cisaillement dans les ouvrages géotechniques	25
12.1. Introduction :	25
12.2. Résistance au cisaillement dans les murs de soutènements :	25
12.3. La résistance au cisaillement dans les talus :	26
12.4. Résistance au cisaillement dans les fondations :	27
13. Conclusion :	29
Chapitre II : Les essais de laboratoires	

1. Introduction :	31
2. Essais expérimentaux de cisaillement	31
2.1. Essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande	31
2.1.1. Définition	31
2.1.2. Critère de Mohr-Coulomb	31
2.1.3. Principe de l'essai	33
2.1.4. Description de la boîte de Casagrande	33
2.1.5. la réalisation d'essai de cisaillement direct :	34
2.1.5.1. Essai consolidé drainé(CD) :	35
2.1.5.2. Essai non consolidé non drainé(UU)	35
2.1.5.3. Essai consolidé non drainé(CU)	36
2.2. Essai triaxial :	37
2.2.1. Définition :	37
2.2.2. Principe de l'essai :	37
2.2.3. Description d'essai triaxial:	39
2.2.4. Représentation de Mohr. Courbe intrinsèque :	41
2.2.5. Types d'essais triaxiaux:	42
2.2.5.1. L'essai non consolidés non drainés (UU) :	42
2.2.5.2. L'essai consolidé-non drainés (CU) :	43
2.2.5.3. L'essai consolidés-drainés(CD) :	43
2.3. Conclusion :	44
Chapitre III : Modélisation numérique	
1. Introduction :	46
2. Présentation du logiciel PLAXIS :	46
2.1. Le type de modèle :	47
2.2. Les éléments :	47
2.3. Les modèles de comportement utilisés dans la modélisation numérique :	48
2.3.1. Modèle de Mohr-Coulomb :	48
2.3.2. Modèle de sol avec écroûissage (Hardeningsoil model) :	50
3. Procédure de la modélisation numérique :	51

3.1.Introduction:	51
3.2.Configuration du modèle :	52
3.3.Définition des données :	52
3.4.La géométrie du modèle :	52
3.5.Caractéristiques mécaniques de l'argile testée :	53
4. La modélisation en utilisant Mohr-Coulomb :	54
4.1.Condition aux limites et chargement :	54
4.1.1. Condition aux limites :	54
4.1.2. Chargement:	54
4.1.3. Présentation des paramètres du MC :	54
4.1.4. Génération du maillage :	54
4.1.5. Conditions initiales :	55
4.1.6. Conditions hydrauliques :	55
4.1.7. Les contraintes effectives :	56
4.2.Procédure de calcul :	56
4.3.Présentation et discussions de résultats :	57
4.3.1. Les déformations :	57
4.3.2. Déplacements du sol :	58
4.3.3. Les contraintes :	58
5. La modélisation en utilisant HSM (Hardening soil model) :	59
5.1.Condition aux limites et chargement :	59
5.1.1. Condition aux limites :	59
5.1.2. Chargement:	59
5.1.3. présentation des paramètres de HSM :	60
5.1.4. Génération du maillage :	60

5.1.5. Conditions initiales :	60
5.1.6. Conditions hydrauliques :	61
5.1.7. Les contraintes effectives :	62
5.2.Procédure de calcul:	62
5.3.Présentation et discussions de résultats :	63
5.3.1. Les déformations :	63
5.3.2. Déplacements du sol :	63
5.3.3. Les contraintes :	64
6. Conclusion :	66
Chapitre IV : Etude comparative	
1. Introduction :	68
2. Les paramètres de comparaison :	68
3. Comparaison de résultats de l'analyse numérique :	68
3.1. les deformations:	68
3.2. Les déplacements de sols :	69
3.3. Les contraintes :	70
3.4. Les courbes des comparaison:	71
4. Conclusion:	71
Conclusion générale	
Conclusion générale	73
Recommandations	73
Références bibliographique	75
Annexes	77

Liste des symboles et abréviations

Lettres latines

A : Coefficient de Skempton pour la variation de la pression interstitielle due à la variation du déviateur de contrainte

B : Coefficient de Skempton

c' : Cohésion effective

c_u : Cohésion non drainé

c_v : Coefficient de consolidation

E : Module de Young

E_{ref}^{50} : Module sécant

E_{ur}^{ref} : Module de déchargement

E_{oed}^{50} : Module œdométrique

K_0 : Coefficient de pression des terres au repos

m : Puissance

p : Contrainte moyenne

q : Déviateur des contraintes

R_f : Coefficient à la rupture

s : Contrainte moyenne de Lambe

t : Contrainte déviatorique de Lambe

u : Pression interstitielle

Δu : Surpression interstitielle

$\Delta\sigma$: Variation de la contrainte normale

Lettres grecques

τ : Contrainte tangentielle

τ/c_u : Contrainte tangentielle appliquée dans le chargement cyclique rapportée à la résistance au cisaillement déterminée sous chargement monotonique.

σ' : Contrainte moyenne

ε_1 : Déformation axiale

σ_3 : Contrainte principale mineur

σ_1 : Contrainte principale majeur

σ'_{xx} : Contrainte normale effective selon l'axe xx

σ'_{yy} : Contrainte normale effective selon l'axe yy

φ : Angle de frottement interne

φ' : Angle de frottement interne effective

λ_{cu} : Taux d'augmentation de c_u

σ_p : Pression de pré consolidation du sol

Ψ : Angle de dilatance

ν : Coefficient de Poisson

ν_{ur} : Coefficient de Poisson en charge-décharge

λ^* : Indice de compression

Abréviations

HSM : Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil model).

MC : Modèle de Mohr Coulomb.

OCR : Degré de surconsolidation.

UU : Non consolidé non drainé.

CD : Consolidé drainé.

CU : Consolidé non drainé.

Liste des figures

Chapitre I	
Figure I.1 : Courbe effort-déformation dans un essai de cisaillement.	5
Figure I.2 : la boîte de cisaillement directe (Casagrande)	9
Figure I.3 : l'appareil triaxial.	10
Figure I.4 : courbe intrinsèque d'un sol pulvérulente.	11
Figure I.5 : Essai consolidé drainé à l'appareil triaxial.	13
Figure I.6 : Courbe « effort-déformation » d'une argile dans un essai de cisaillement	14
Figure I.7 : Courbe intrinsèque d'un sol cohésif (essai CD)	14
Figure I.8 : Essai consolidé non drainé (CU) avec mesure de u à l'appareil triaxial	15
Figure I.9 : Courbe intrinsèque d'un sol cohésif (essai consolidé non drainé avec mesure de u)	16
Figure I.10 : Essai non consolidé non drainé (UU) à l'appareil triaxial.	17
Figure I.11 : Enveloppe des cercles de Mohr dans un essai (UU) à l'appareil triaxial (sol cohérent)	18
Figure I.12 : Essai consolidé non drainé (CU) à l'appareil triaxial	19
Figure I.13 : Cercles de Mohr à la rupture dans un essai (CU) à l'appareil triaxial	19
Figure I.14 : Déviateurs de contrainte maximum à la rupture en fonction du temps sous condition non drainé (Bjerrum et al 1958).	21
Figure I.15 : Effet de la vitesse de chargement (Bjerrum et al 1958)	22
Figure I.16 : Illustration de la contrainte verticale de pré consolidation en relation avec la contrainte vertical.	23
Figure I.17 : mécanismes de cisaillement dans un talus.	27
Figure I.18 : mécanisme de rupture par cisaillement générale dans une fondation.	28
Figure I.19 : mécanisme de rupture par un cisaillement local dans une fondation.	29
Chapitre II	
Figure II.1. La courbe intrinsèque d'un sol présente le critère de Mohr-Coulomb.	32
Figure II.2. La boîte de Casagrande	33

Figure II.3. : Schéma de la boîte de cisaillement.	34
Figure II.4 : Interprétation graphique de l'essai consolidé drainé.	35
Figure II.5. Interprétation graphique de l'essai non consolidé non drainé.	36
Figure II.6. Interprétation graphique de l'essai consolidé non drainé	37
FigureII.7. la courbe du déviateur a fonction de déformation.	39
FigureII.8. La courbe intrinsèque obtenue par un essai triaxial.	39
Figure II.9. Appareil de compression triaxial.	41
Figure II.10. Détermination de la droite intrinsèque d'un sol.	42
FigureII.11. Courbe intrinsèque d'un essai UU.	43
FigureII.12. Courbe intrinsèque d'un essai CU.	43
FigureII.13. Courbe intrinsèque d'un essai CD.	44
Chapitre III	
Figure III.1. Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique	47
Figure III.2. Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol	48
Figure III.3. Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb	49
Figure III.4. Surface de rupture dans l'espace des contraintes principales pour un sol sans cohésion.	49
Figure III.5. Représentation du Hardening Soil Model dans le repère contrainte-déformation.	50
Figure III.6. Forme de surface de charge H.S.M	51
Figure III.7 (a), (b) Fenêtres des données générales de l'essai triaxial sous chargement monotonique.	52
Figure III.8. Modèle géométrique de l'essai triaxial sous chargement monotonique.	52
Figure III.9. (a), (b) Fenêtre des paramètres du modèle MC sous chargement monotonique.	54
Figure III.10. Maillage de la géométrie du modèle MC.	55
Figure III. 11. Conditions hydrauliques initiales.	55

Figure III.12. Génération des pressions interstitielles initiales.	56
Figure III.13. Génération des contraintes effectives.	56
Figure III.14. Les différentes étapes de calcul de l'essai triaxial sous chargement monotonique.	57
Figure III.15. Mailles déformées du modèle numérique.	57
Figure III.16. Déplacements totales sous chargement monotoniques.	58
Figure III.17. Les contraintes totales sous chargement monotonique.	58
Figure III.18. Les contraintes effectives sous chargement monotoniques.	59
Figure III.19. a b Fenêtre des paramètres du modèle HSM sous chargement monotonique.	60
Figure III.20. Maillage de la géométrie du modèle HSM.	61
Figure III.21. Conditions hydrauliques initiales.	61
Figure III.22. Génération des pressions interstitielles initiales.	61
Figure III.23. Génération des contraintes effectives.	62
Figure III.24. Les différentes étapes de calcul de l'essai triaxial sous chargement monotonique.	63
Figure III.25. Mailles déformées du modèle numérique HSM.	63
Figure III.26. Déformations totales sous chargement monotonique.	64
Figure III.27. Contraintes sous chargement monotonique.	64
Figure III.28. Contraintes effectives sous chargement monotonique.	65
Chapitre IV	
Figure IV.1 : Mailles déformées du chaque modèle numérique	69
Figure IV.2. Distribution des déplacements totaux dans l'échantillon de sol.	69
Figure IV.3. Contraintes totales sous chargement monotonique.	70
Figure IV.4. Chemin de contrainte dans les axes de Lambe (s, t) sous chargement monotonique obtenu par simulation numérique(MC et HSM).	71

Liste des tableaux

Tableau I.1 : calcul de stabilité en mécanique des sols.	9
Tableau I.2 : valeurs approchées de l'angle de frottement interne dans les sols pulvérulents.	12
Tableau III.1 : Paramètres de sol pour les modèles MC.	53
Tableau III.2. Les paramètres demandés par PLAXIS pour le modèle HSM de l'essai triaxial monotone.	53
Tableau IV.2. Comparaison des valeurs de déplacement des sols.	70
Tableau IV.3. comparaison des valeurs de contraintes.	70



Introduction générale

A.Introduction :

Le sol est l'un des éléments les plus importants qui composent la terre et assure l'absorption de tous les ouvrages réalisés par l'homme, ainsi que ses éléments naturels, et une volonté de connaître et de traiter le comportement de ce sol on trouve des importants efforts de recherche dans des disciplines diverses telles que la géotechnique, la géologie, la mécanique des sols depuis de nombreuses années.

Dans ce modeste travail de recherche on pose la lumière sur une étude numérique d'un essai expérimentale, la modélisation numérique de l'essai triaxial est un sujet très important en géotechnique pour étudier la résistance au cisaillement des sols fins, cette discipline expérimentale est très connue dans la géotechnique et permet d'étudier et déterminer les paramètres souhaité, et au vu du développement numérique et de la nécessité de modéliser le domaine dans son ensemble, nous nous sommes intéressés à cette recherche scientifique avec modélisation numérique d'un essai triaxial d'un sol cohérent sous un chargement monotone à l'aide du logiciel géotechnique.

La simulation numérique est effectuée en utilisant le code éléments finis PLAXIS qui est un des logiciels utilisé classiquement dans la modélisation des problèmes de géotechnique. La version PLAXIS V 8.2 , permet l'étude et calcul des ouvrages en 2 dimensions, Notre essai triaxial est appliqué à un sol fin (argile de TEBESSA) sous une charge monotone en utilisant deux modèles de comportements rhéologiques Mohr-Coulomb et Hardening Soil Model suit d'une étude comparative entre les résultats obtenus par les simulations numériques et de choisir le modèle adéquat pour modéliser un essai triaxial d'un sol fin.

B. La problématique :

L'objectif de notre recherche est de modéliser numériquement l'essai de cisaillement expérimentale à l'aide de l'appareil triaxial et d'incorporer deux modèles de comportements des sols à savoir le modèle Mohr-Coulomb et le modèle hyperbolique dénommer HSM ,les résultats obtenus par notre recherche représentent, la variation de chemin de déplacement, les contraintes dans l'échantillon.

C. Objectif de mémoire :

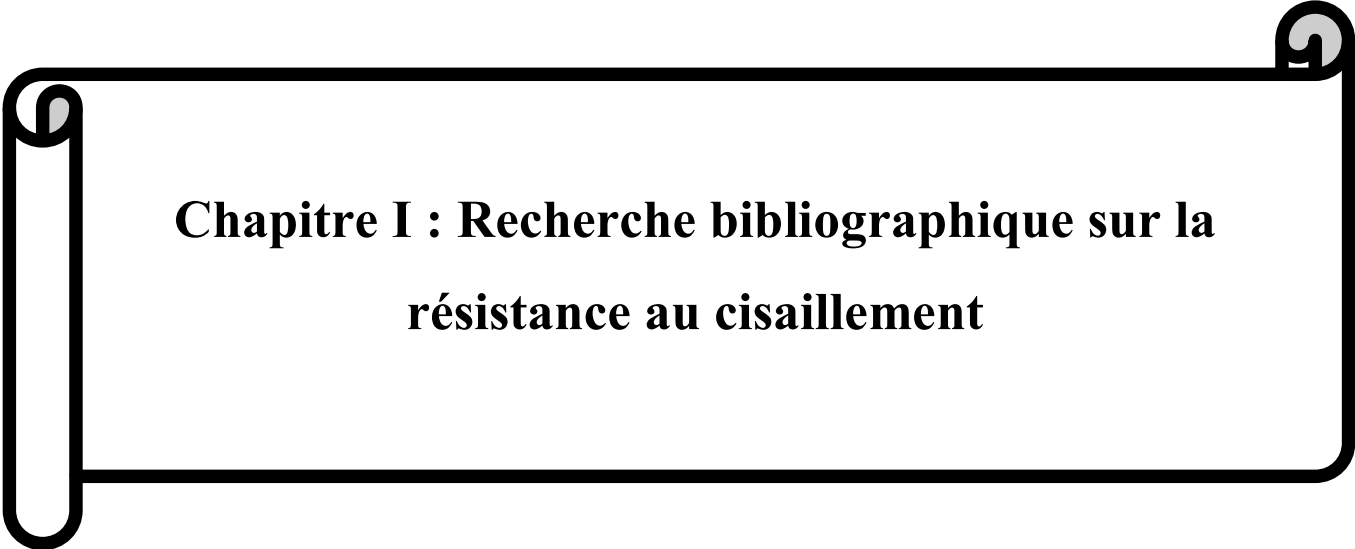
La recherche exposée dans ce mémoire a pour objet l'étude du comportement des sols fins, par une modélisation numérique. Dans cette recherche nous avons notamment employé un modèle géotechnique. Notre but est donc d'utiliser ce modèle mathématique en montrant qu'il permet de prédire avec une fiabilité acceptable le comportement des sols fins lors d'un essai triaxial, et en particulier des sols argileux. Il faut donc partir d'une base théorique assez vaste. Cela suppose une connaissance préalable qui aide à interpréter les résultats de simulation de l'essai. L'étape suivante est la comparaison des résultats obtenus du chaque modèle de comportement.

Cette méthodologie conduit naturellement au plan de notre recherche est donné ci-après.

D. Plan de mémoire:

Pour atteindre l'objectif visé, Ce mémoire est organisé en quatre chapitres.

- Introduction générale.
- Chapitre I : recherche bibliographique sur la résistance au cisaillement dans les sols.
- Chapitre II : études théoriques et détaillée des essais de laboratoires liées par ce travail.
- Chapitre III : est consacré à l'étude numérique d'un essai triaxial en utilisant un logiciel (PLAXIS 2D V8.2), pour le calcul, l'interprétation et les résultats.
- Chapitre IV : est réservé à l'étude comparative et les discussions des résultats.
- Conclusion générale.



**Chapitre I : Recherche bibliographique sur la
résistance au cisaillement**

1. Introduction :

Tous les ouvrages constituée ou basé sur le sol nécessite une connaissance et une bonne détermination de la résistance au cisaillement, qui représente un problème complexe dans les études du la comportement des sols et tels que de différentes ouvrages géotechniques et généralement pour n'importe construction posée sur le sol car évolutif d'une position ou ouvrage à l'autre et dépendant de la nature de sol et des nombreux facteurs et dans ce chapitre, nous expliquerons tout ce qui concerne la résistance au cisaillement dans les sols en général et les ouvrages de soutènements et les fondations et les talus en particulier.

2. Résistance au cisaillement et rupture des sols :

2.1. Définition de résistance au cisaillement :

On définit la résistance au cisaillement comme la contrainte de cisaillement maximale que le sol peut supporter. [1]

2.2. Définition de la rupture des sols :

En pratique, la rupture d'une éprouvette de sol s'apprécie d'après les déformations du sol : on trace en cours d'essai la courbe représentant la variation de la déformation du sol en fonction de la sollicitation qui l'a produit. Ces courbes ont, suivant la nature et l'état du sol, l'une des deux allures représentées sur **la figure I.1** :

- la courbe I présente un maximum. On admet que ce maximum τ_{\max} correspond à l'état de rupture, la déformation continuant de croître au-delà de ε_I alors que la sollicitation appliquée diminue ou, au mieux, reste constante.
- la courbe II a une allure asymptotique : on définit arbitrairement la rupture à une valeur maximale de la déformation (τ_{lim} correspondant à ε_{II}), au-delà de laquelle le comportement de l'ouvrage est incompatible avec sa destination.

La forme de la courbe de déformation en fonction de la sollicitation appliquée est révélatrice de l'état du sol : les sables denses présentent un pic de résistance, comme les argiles à structure intacte lorsqu'elles sont surconsolidées, tandis que les sables lâches et les argiles remaniées ont habituellement un comportement de type asymptotique. [1]

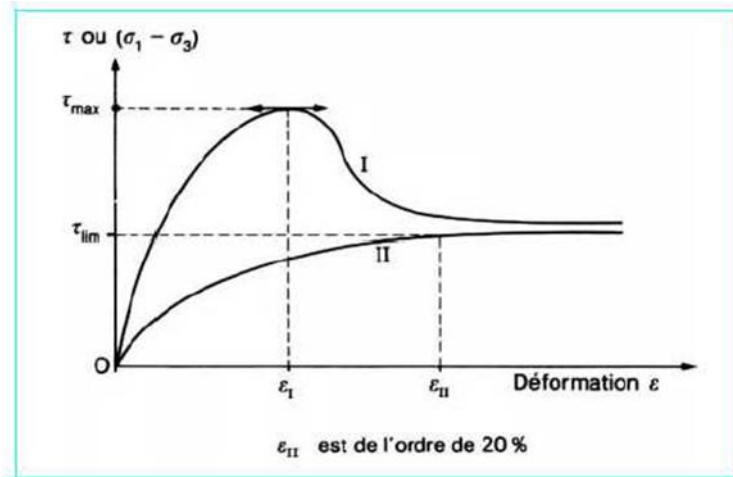


Figure I.1 : Courbe effort-déformation dans un essai de cisaillement.

3. Frottement intergranulaire :

Dans tous les sols, une partie de la résistance au cisaillement est due au frottement qui se manifeste aux points de contact entre les grains.

Dans les sables la résistance au cisaillement est directement liée à la valeur de coefficient de frottement physique, bien que d'autres facteurs comme, l'effet d'enchevêtrement entre les grains interviennent aussi largement, mais dans les sols fins en rencontre, en plus de frottement intergranulaire des forces d'attraction entre particules qui résultent à la fois de la structure de ces particules et de leur très faible dimension. [2]

4. Comportement drainé et non drainé d'un sol :

4.1. Introduction :

La résistance au cisaillement d'un sol dépend de nombreux facteurs, tels que la nature et l'état du sol, mais aussi l'intensité des efforts exercés et la manière dont ces efforts sont appliqués. Dans les sols saturés, cette résistance est liée uniquement au squelette solide du sol, puisque l'eau interstitielle n'offre aucune résistance aux efforts de cisaillement ou de distorsion. Elle ne dépend, de ce fait, que des contraintes effectives qui s'exercent aux points de contact des particules solides. Elle est donc directement influencée par les conditions d'application de ces efforts, conditions qui commandent la répartition des contraintes totales appliquées entre les phases liquide (pression interstitielle) et solide (contrainte effective) du sol, selon les relations connues :

$$\sigma = \sigma' + u$$
$$\tau' = \tau$$

On distingue, de ce point de vue, deux grands types de comportement du sol :

- le comportement drainé ;
- le comportement non drainé. [1]

4.2. Comportement drainé :

On parle de comportement drainé d'un sol lorsque l'application de l'effort vérifie l'une des conditions suivantes :

- elle est suffisamment lente, compte tenu de la perméabilité du sol (en fait, de la valeur du coefficient de consolidation c_v du sol) et de la longueur du chemin de drainage, pour n'induire à aucun moment de surpression interstitielle importante dans l'éprouvette ou dans le massif de sol.
- elle a duré assez longtemps pour que les surpressions interstitielles éventuelles se soient dissipées au moment où l'on veut mesurer ou calculer le comportement du sol , En l'absence d'eau, le sol a toujours un comportement de type drainé.

Les surpressions interstitielles étant nulles (ou négligeables), les efforts appliqués sont transmis intégralement au squelette du sol et les contraintes induites sont des contraintes effectives. L'application de l'effort s'accompagne d'une variation de volume, plus ou moins importante selon les contraintes appliquées. Cette diminution de volume traduit un rapprochement des grains et un volume égal d'eau interstitielle est expulsé du sol au fur et à mesure du chargement.

Les caractéristiques de résistance au cisaillement du sol dans un comportement drainé sont appelées caractéristiques drainées. Elles sont représentatives du comportement du squelette solide. [1]

4.3. Comportement non drainé :

À l'opposé, dans le comportement non drainé, le chargement est assez rapide, compte tenu de la perméabilité du sol (ou de son coefficient de consolidation) et de la longueur du chemin de drainage, pour provoquer l'apparition de surpressions interstitielles qui ne peuvent se dissiper pendant la période considérée.

Dans les essais de laboratoire, on reproduit cette situation en interdisant l'écoulement de

l'eau interstitielle hors de l'éprouvette, ce qui impose la constance du volume du sol, quand il est saturé.

Les caractéristiques de cisaillement du sol dans un comportement non drainé sont dites caractéristiques non drainées. Elles traduisent le comportement global des deux phases solide et liquide et n'ont de signification que tant que la proportion de ces deux phases n'est pas modifiée, c'est-à-dire tant qu'il n'y a pas de drainage. [1]

5. Relation avec la nature du sol :

Il existe une certaine correspondance entre le comportement des sols et leur nature. En particulier, en se référant aux deux grands types de sols, pulvérulents ou grenus, d'une part, cohésifs ou fins, d'autre part, on peut indiquer ce qui suit:

- Pour les sols pulvérulents ou grenus à forte perméabilité (galets, graviers, sables grossiers, etc.), quelles que soient les conditions d'application de l'effort, on observe toujours un comportement drainé.
- Pour les sols pulvérulents ou grenus de faible perméabilité (sables fins, notamment lorsque leur épaisseur est importante) et pour les sols cohésifs ou fins (sols limoneux, argileux, organiques), on peut observer l'un ou l'autre des deux comportements, suivant les conditions d'application de l'effort. Le comportement de ces sols en cas de sollicitation rapide est, en principe, non drainé, tandis que le comportement drainé ne peut être observé que dans des essais lents. [1]

6. Facteurs influant sur la résistance au cisaillement :

Outre la vitesse d'application de l'effort et les conditions de drainage, la résistance du sol observée dans les essais et dans les massifs de sols en place dépend de nombreux facteurs.

Dans le cas des sols fins, argileux ou organiques, la résistance au cisaillement augmente avec la vitesse de déformation, que ce soit en comportement drainé ou en comportement non drainé.

Pour tous les sols, la résistance à l'état remanié, après modification de la structure naturelle du sol, par exemple lors du prélèvement des éprouvettes soumises aux essais, diffère de la résistance du sol dans son état naturel.

La plupart des sols naturels sont anisotropes. Pour cette raison, les différents types d'essais qui permettent de mesurer la résistance au cisaillement ne donnent pas tous les

mêmes résultats.

Enfin, on peut définir plusieurs résistances au cisaillement, correspondant à des états de déformation différents :

- la résistance de pic, qui correspond à la structure initiale du sol et est atteinte pour de petites déformations (de l'ordre du pour-cent).
- La résistance stabilisée après le pic, ou résistance à l'état critique, en général égale à la résistance que l'on obtient quand le sol est remanié et que la courbe « effort-déformation » a une forme asymptotique.
- La résistance après de grands déplacements sur une surface de rupture, appelée résistance résiduelle. [1]

7. Calculs à court terme et à long terme :

Les caractéristiques de cisaillement des sols sont exploitées dans deux types principaux de calculs de stabilité :

- Les calculs dits à court terme, qui correspondent à une situation faisant immédiatement suite à l'application rapide d'un effort et à laquelle sont associées les caractéristiques non drainées. Ces calculs sont habituellement effectués en contraintes totales dans les sols fins (pour les sols perméables inclus dans le calcul, on utilise simultanément les caractéristiques drainées et les contraintes effectives).

Les termes « rapide » ou « lent » caractérisant l'application de l'effort sont appréciés par référence à la vitesse de consolidation.

- Les calculs dits à long terme, qui correspondent à l'une des situations suivantes, auxquelles sont associées les caractéristiques drainées :
 - application lente de l'effort (par rapport à la vitesse de dissipation des surpressions interstitielles).
 - délai suffisant pour la dissipation des surpressions interstitielles après une application rapide de l'effort. [1]

Cette distinction, essentielle en mécanique des sols, est résumée dans **le tableau I.1** :

Tableau I.1 : calcul de stabilité en mécanique des sols.

Type de sol	Perméabilité	Type de calcul	Caractéristiques	Contraintes induites	Pression interstitielle induite	Drainage
Sol pulvérulent ou grenu	Forte à moyenne	Long terme	Drainées	Effectives	$u = 0$	Autorisé
	Faible	Long terme et court terme	Drainées	Effectives	$u = 0$	Autorisé
Sol fin	Faible à très faible		Non drainées	Totales	$u \neq 0$	Autorisé ou empêché

8. Les appareils de laboratoire pour l'étude de la résistance de cisaillement des sols :

Les caractéristiques de cisaillement des sols sont déterminées en laboratoire sur des éprouvettes prélevées dans des carottes de sol.

Pour déterminer la résistance au cisaillement, deux types d'appareils sont couramment utilisés :

- L'appareil de cisaillement direct ou appareil de Casagrande.
- L'appareil triaxial.[2]

8.1. La boîte de cisaillement directe :

La boîte de cisaillement (**Figure I.2**) est constituée de deux demi-boîtes dont l'une est fixe (demi-boîte intérieure) et l'autre mobile le long du plan de contact dans une direction donnée.

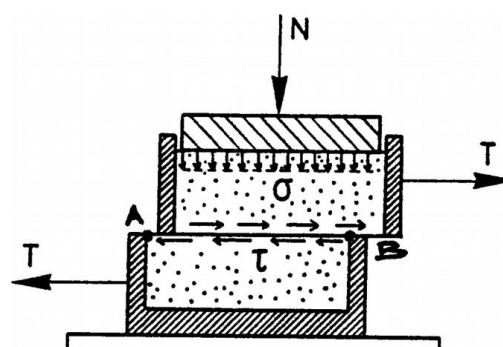


Figure I.2 : la boîte de cisaillement directe (Casagrande)

La boîte de cisaillement est le plus ancien appareil pour déterminer la résistance au cisaillement d'un sol. Elle n'est maintenant utilisée que lorsqu'il n'existe pas d'ambiguïté sur les conditions de drainage de l'échantillon. [2]

8.2. L'appareil triaxial :

L'appareil triaxial permet d'appliquer sur un échantillon cylindrique de sol contenu latéralement dans une fine membrane d'une part une pression latérale par l'intermédiaire d'un fluide comprime, d'autre part une force axiale à l'aide d'un piston.

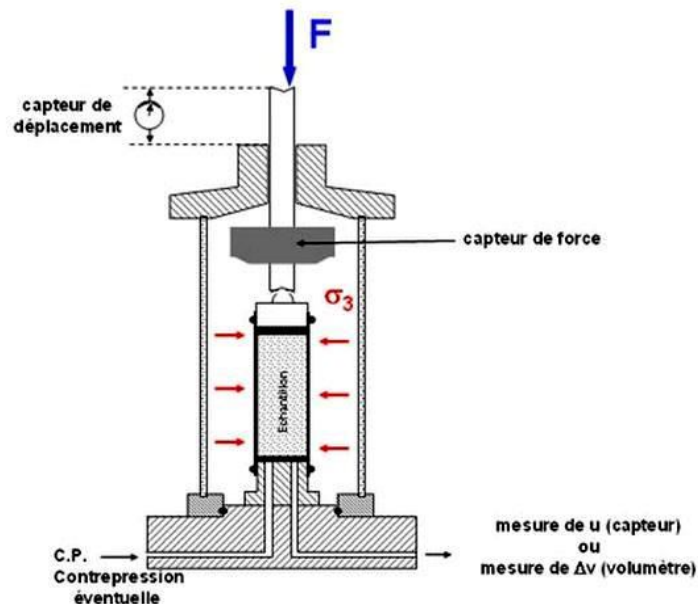


Figure I.3 : l'appareil triaxial.

Aux extrémités de l'échantillon sont placées des pierres poreuses rigides qui sont reliées à un système permettant de mesurer la pression interstitielle de l'eau dans le cas d'un sol saturé et d'effectuer ou non un drainage de l'échantillon.

L'essai classique consiste à augmenter la force jusqu'à rupture complétée de l'échantillon, tout en laissant la pression constante et on note la déformation axiale. Aussi cet essai est considéré comme l'un des meilleurs moyens de déterminer et d'étudier la résistance au cisaillement, car elle offre plus de possibilités de expérimentations que l'appareil de cisaillement direct. [2]

9. Résistance au cisaillement des sols pulvérulents :

Dans le cas des sols pulvérulents, on s'intéresse essentiellement aux caractéristiques drainées. Les essais de cisaillement correspondants sont donc réalisés à drainage ouvert et à une vitesse appropriée, en relation avec la perméabilité du sol. Dans ces conditions, la surpression interstitielle reste toujours négligeable et les contraintes totales et effectives sont confondues. On utilise $(\sigma, \tau, c, \varphi)$ pour décrire le comportement des sols pulvérulents. [1]

9.1. Courbe intrinsèque d'un sol pulvérulent :

Des essais effectués sur un sol pulvérulent à la boîte de cisaillement ou à l'appareil triaxial indique que la courbe intrinsèque d'un sable est une droite passant par l'origine, l'angle de cette droite avec l'axe des contraintes normales est appelée angle de frottement interne.

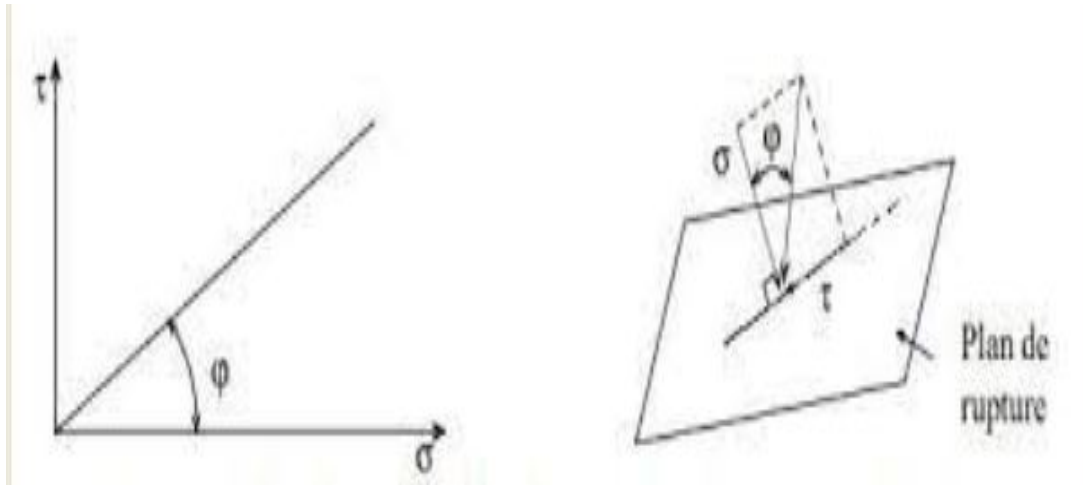


Figure I.4 : courbe intrinsèque d'un sol pulvérulent.

Que le sable soit sec ou saturé, cet angle de frottement interne à la même valeur.

9.2. Les paramètres influencent l'angle de frottement interne d'un sol pulvérulent :

La résistance au cisaillement d'un sol pulvérulent est déterminée par la valeur de l'angle de frottement interne, qui dépend principalement de deux paramètres le coefficient de frottement entre les grains et la compacité. [6]

- La compacité du sol influe directement sur l'angle de frottement interne ϕ .
- Un ordre de grandeur des valeurs de l'angle de frottement interne pour différents types de sols pulvérulents et pour divers états de compacité est donné dans **le tableau I.2**. [1]

Tableau I.2 : valeurs approchées de l'angle de frottement interne dans les sols pulvérulentes.

Dimension des grains	Compacité	ϕ (degrés)	
		Grains arrondis Granulométrie uniforme	Grains anguleux bien gradués
Sable moyen	Très lâche	28 à 30	32 à 34
	Moyennement dense	32 à 34	36 à 40
	Très dense	35 à 38	44 à 46
Sable et gravier (1) : 65 % gravier 35 % sable 65 % gravier 35 % sable 80 % gravier 20 % sable 80 % gravier 20 % sable	Lâche		39
	Moyennement dense	37	41
	Dense		45
	Lâche	34	
Roches fragmentées à l'explosif.....	40 à 55	

(1) Valeurs déterminées par interpolation, à partir de travaux de Holtz et Gibbs.

10. Résistance au cisaillement des sols cohérents :

Alors que l'on ne s'intéresse généralement qu'aux caractéristiques drainées des sols pulvérulents, on doit, dans le cas des sols cohésifs, examiner l'ensemble des caractéristiques drainées et non drainées. Ces caractéristiques sont déterminées dans des essais de cisaillement.[1]

10.1. Caractéristiques drainées :

Les caractéristiques drainées des sols fins cohésifs sont déterminées dans les types d'essais suivants:

- Les essais triaxiaux de types consolidé-drainé(CD) et consolidé-non drainé(CU) avec mesure de la pression interstitielle u ;
- Les essais de cisaillement direct à la boîte de type consolidé-drainé (essais lents). [1]

10.1.1. L'essai triaxial (CD) :

La réalisation de l'essai comporte les opérations suivantes (**Figure I.5**) :

- On ouvre le circuit de drainage ;
- On laisse l'éprouvette se consolider sous la contrainte hydrostatique σ_3 appliquée ;
- On applique le déviateur ($\sigma_1 - \sigma_3$) à vitesse faible, en général par déformation de

l'éprouvette à vitesse de déformation axiale constante, la contrainte latérale σ_3 restant constante.

L'ordre de grandeur des vitesses de déformation est, pour les argiles, de 0,5 $\mu\text{m}/\text{min}$ à 2 $\mu\text{m}/\text{min}$. La durée totale d'un essai CD peut, pour cette raison, être de l'ordre de plusieurs semaines. À titre de comparaison, les vitesses de déformation dans les essais sur les sables sont de l'ordre de 0,5 mm/min, soit plusieurs centaines de fois plus élevées. [1]

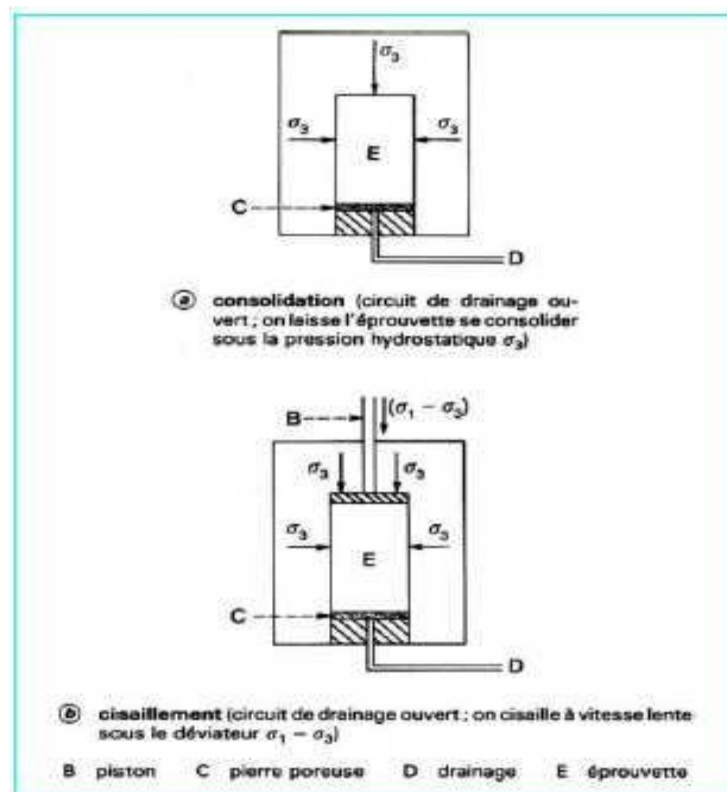


Figure I.5 Essai consolidé drainé à l'appareil triaxial.

a) La courbe effort-déformation :

Les courbes « effort-déformation » $[(\sigma_1 - \sigma_3), \varepsilon]$ ont de façon générale l'allure de l'une des courbes de la **Figure I.6**.

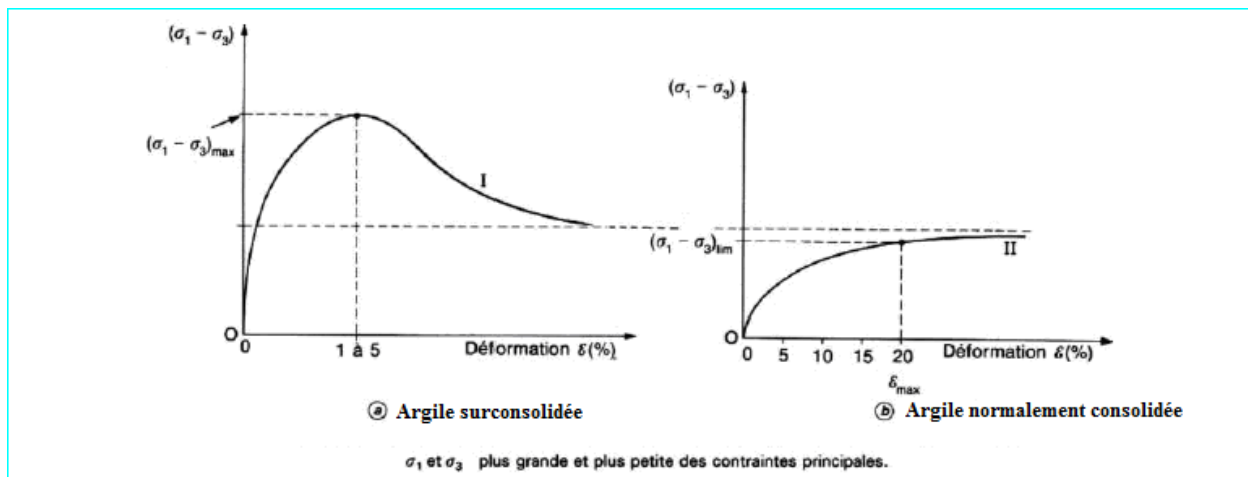


Figure I.6 Courbe «effort-déformation »d'une argile dans un essai de cisaillement

b) Courbe intrinsèque :

La courbe intrinsèque obtenue (**Figure I.7**) à partir des résultats de plusieurs essais est toujours approximativement une droite dont les caractéristiques sont les suivantes :

φ : appelé angle de frottement effectif est l'angle que fait la droite intrinsèque avec l'axe de contrainte normale.

c' : appelé cohésion draine est la valeur de l'ordonnée à l'origine de la droite intrinsèque.

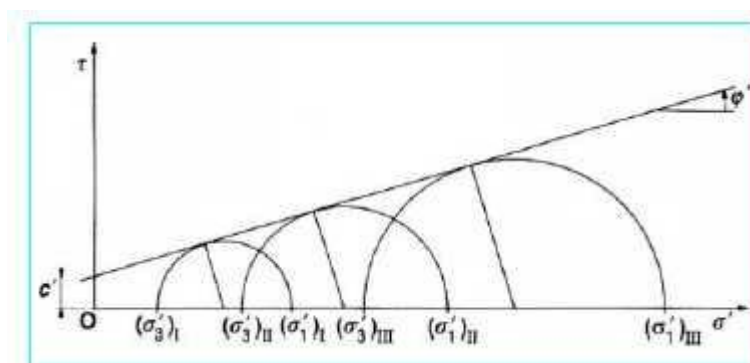


Figure I.7. Courbe intrinsèque d'un sol cohésif (essai CD)

10.1.2. L'essai triaxial (CU+u) :

L'essai est conduit comme suit(**Figure I.8**) :

Le circuit de drainage est ouvert pendant l'application de la contrainte (en général

isotrope ou hydrostatique) σ_3 sous laquelle on va consolider l'éprouvette. On attend que l'éprouvette soit consolidée sous cette contrainte ; le circuit de drainage est fermé pendant l'application du déviateur ($\sigma_1 - \sigma_3$) et l'on mesure à volume constant la pression interstitielle dans l'éprouvette. L'ordre de grandeur de la vitesse de déformation est, pour une argile, de $2\mu\text{m}/\text{min}$ à $20\mu\text{m}/\text{min}$. La durée totale de l'essai est de l'ordre de deux semaines. [1]

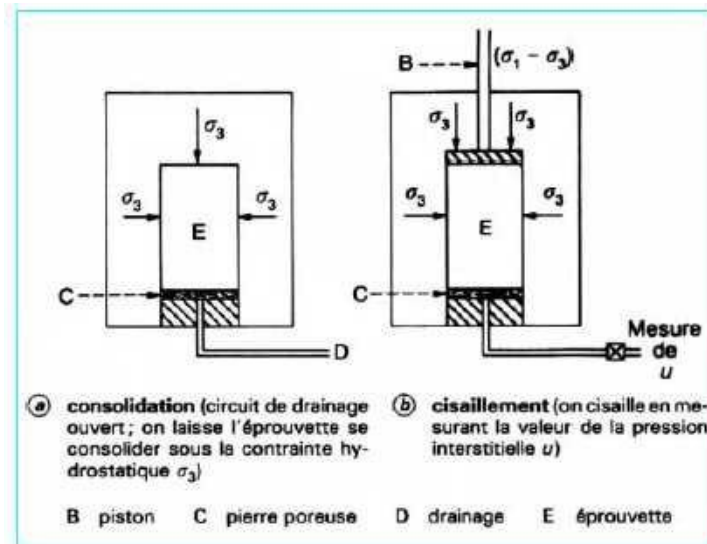


Figure I.8. Essai consolidé non drainé (CU) avec mesure de u à l'appareil triaxial

a) Courbe effort-déformation :

Les courbes $[(\sigma_1 - \sigma_3), \varepsilon]$ ont une allure analogue, et la rupture ou l'état limite sont définis de la même façon présentée sur La **Figure I.6**.

b) Courbe intrinsèque :

La courbe intrinsèque est l'enveloppe des cercles de Mohr en contraintes effectives. Dans le cas général, c'est une courbe comportant une partie linéaire pour les états initiaux normalement consolidés (fortes valeurs de σ'). On la linéarise souvent dans le domaine des contraintes qui existeront réellement dans le sol, ce qui permet de retrouver une droite d'équation :

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

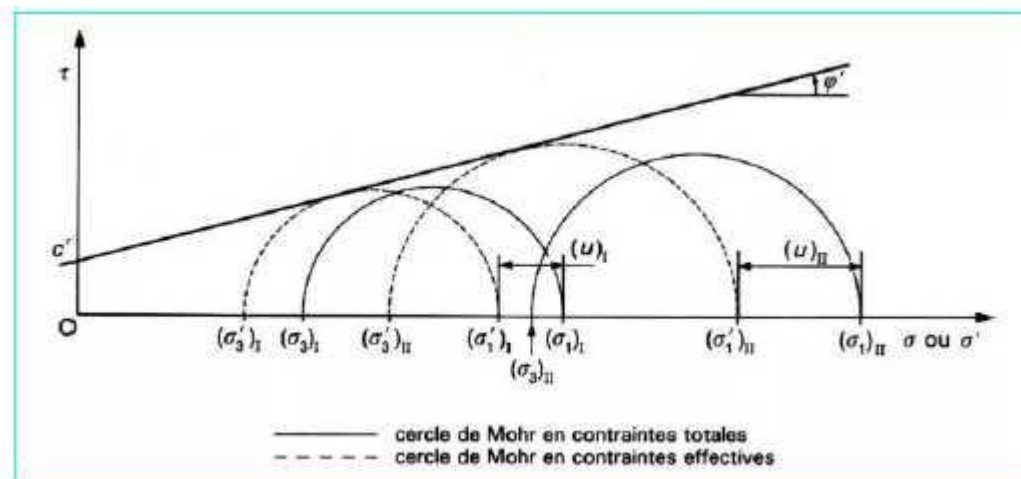


Figure I.9. Courbe intrinsèque d'un sol cohésif (essai consolidé non drainé avec mesure de u)

Aux imprécisions expérimentales près, les valeurs de c' et φ' déduites des essais consolidés non drainés avec mesure de u sont égales à celles déduites des essais consolidés drainés. Il n'est donc pas étonnant que les essais CU avec mesure de u , qui sont plus rapides, soient beaucoup plus fréquents que les essais CD. [1]

10.1.3. Essai de cisaillement direct CD à la boîte :

L'essai comporte les phases suivantes :

- On laisse d'abord l'éprouvette se consolider sous la contrainte normale σ appliquée.
- On lance ensuite le cisaillement à faible vitesse. [1]

a) Courbe effort-déformation :

Les courbes $[(\sigma_1 - \sigma_3), \varepsilon]$ ont une allure analogue aux précédentes **Figure I.6** et la rupture ou l'état limite sont définis de la même façon.

b) Courbe intrinsèque :

En répétant l'essai pour différentes valeurs de la contrainte normale, on peut déterminer la courbe intrinsèque du sol, qui passe par les points représentant les états de contraintes

$(\sigma' = \sigma, \tau)$ au moment de la rupture. La courbe intrinsèque est en général une droite d'équation :

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$$

Dans certains cas, il est indispensable de distinguer plusieurs parties dans la courbe

intrinsèque, comme déjà indiqué pour les autres essais.

Les valeurs de la cohésion effective c' et de l'angle de frottement interne φ déterminées à la boîte de cisaillement ne sont pas sensiblement différentes de celles déduites des essais triaxiaux.

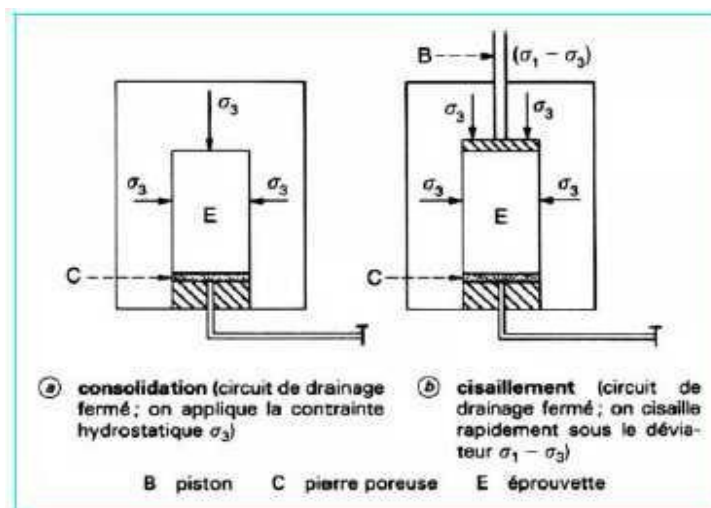
10.2. Caractéristiques non drainées :

Les caractéristiques non drainées sont liées à l'état du sol au début du cisaillement. On les détermine dans les types d'essais suivants :

- les essais triaxiaux consolidés non drainés, sans mesure de pression interstitielle, donnent la possibilité d'imposer l'état initial du cisaillement et donc de déterminer complètement le comportement non drainé du sol ;
- les autres types d'essais en laboratoire (essais triaxiaux non consolidés non drainés, essais de compression simple), donnent seulement la résistance du sol dans son état initial.[1]

10.2.1. Essai UU à l'appareil triaxial :

Pendant toute la durée de l'essai (**FigureI.10**), le circuit de drainage est fermé. La contrainte hydrostatique σ_3 et le déviateur $(\sigma_1 - \sigma_3)$ sont appliqués rapidement. L'ordre de grandeur de la vitesse de déformation est, pour une argile, de 0,25 à 0,5 mm/min. La durée totale de l'essai est voisine d'une heure.[1]



FigureI.10. Essai non consolidé non drainé (UU) à l'appareil triaxial.

a) Enveloppe des cercles de Mohr :

Dans le cas des sols saturés, l'enveloppe des cercles de Mohr en contraintes totales correspondant à différentes valeurs de σ_3 est une droite parallèle à l'axe $\overrightarrow{O\sigma}$ d'ordonnée $\tau = c_u$ (Figure I.11).

Son équation peut s'écrire :

$$\tau = Cte = c_u \quad \text{Ou} \quad \sigma_1 - \sigma_3 = 2c_u$$

Avec c_u : cohésion non drainée du sol.

Cette équation traduit le fait que la valeur de la résistance au cisaillement, définie comme pour les autres essais au pic ou pour une valeur déterminée de la déformation, ne dépend pas de la pression σ_3 appliquée à l'éprouvette dans la cellule triaxiale.

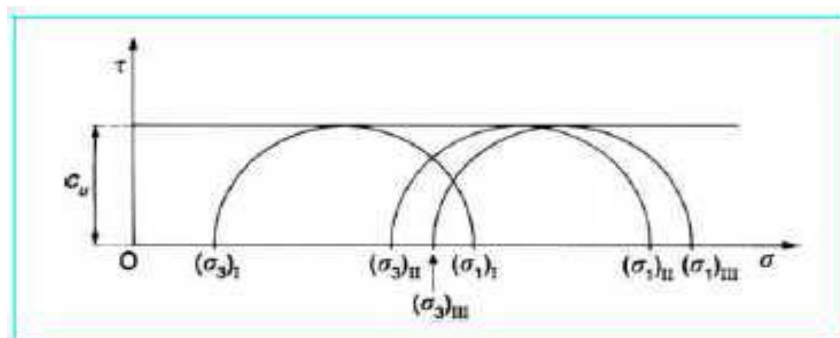


Figure I.11 : Enveloppe des cercles de Mohr dans un essai(UU) à l'appareil triaxial (sol cohérent)

10.2.2. Essai CU à l'appareil triaxial :

L'essai CU diffère de l'essai UU par la possibilité offerte à l'éprouvette de se consolider, avant le début du cisaillement, sous la contrainte σ_3 appliquée dans la cellule triaxiale en maintenant le drainage ouvert (Figure I.12).

Il permet d'obtenir la variation de la cohésion non drainée du sol c_u avec la pression de consolidation σ_3 de l'éprouvette.[1]

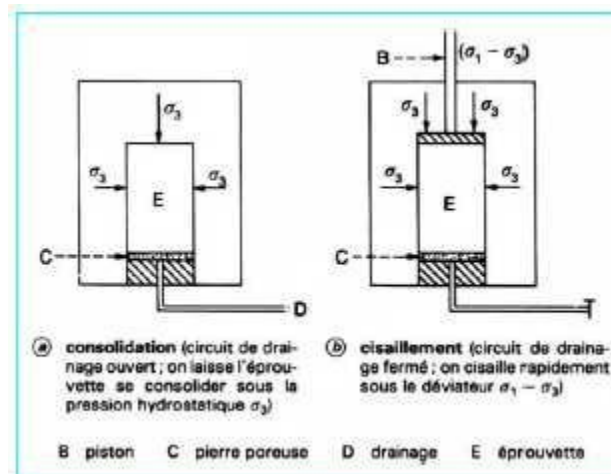


Figure I.12 : Essai consolidé non drainé (CU) à l'appareil triaxial.

a) Enveloppe des cercles de Mohr :

Pour chaque valeur de la contrainte de consolidation σ_3 , on obtient une courbe « effort-déformation » de même forme que dans les autres essais. Pour l'état de contraintes à la rupture, on construit un cercle de Mohr en contraintes totales, dont la dimension varie avec σ_3 (Figure I.13).

Dans les sols cohésifs saturés, la résistance au cisaillement non drainé dépend de l'état des contraintes au début de la phase de cisaillement, soit $\sigma_3' = \sigma_3$ dans le cas d'une consolidation sous contrainte isotrope. Une fois cet état de contraintes effectives établi et le drainage fermé, la résistance au cisaillement ne dépend plus d'éventuelles variations de la pression σ_3 dans la cellule triaxiale (comme dans le cas de l'essai UU).

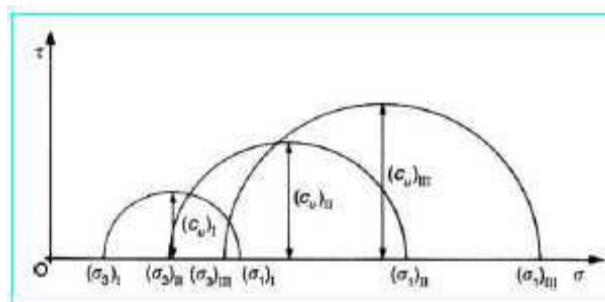


Figure I.13 : Cercles de Mohr à la rupture dans un essai (CU) à l'appareil triaxial

10.2.3. Essai de compression simple :

L'essai de compression simple est une forme très simplifiée d'essai triaxial dans laquelle l'éprouvette n'est pas soumise à une pression latérale σ_3 lors de la compression. Cet

essai est exécuté sur des éprouvettes cylindriques posées simplement sur le plateau d'une presse capable de les déformer à vitesse constante. L'essai n'est exécuté que sur des éprouvettes de sols fins cohésifs.

L'essai de compression simple est donc un essai de type UU dans lequel la pression appliquée initialement à l'éprouvette (σ_3) est nulle.

Dans le cas des sols saturés, on détermine la résistance à la compression simple R_C , égale au déviateur des contraintes, c'est-à-dire au double de la cohésion non drainée [1] :

$$R_C = 2 c_u$$

11.L'effet de chargement monotonique sur la résistance au cisaillement :

Il existe dans la littérature plusieurs types d'essais monotoniques. L'essai ayant été le plus réalisé dans les différents laboratoires de Mécanique des sols est l'essai de compression mais on peut également rencontrer des travaux sur des essais de traction. Ces derniers étant difficilement réalisables, peu de laboratoires s'y sont intéressés. [3]

11.1. Effet de la vitesse de chargement :

Outre la vitesse d'application de l'effort et les conditions de drainage, la résistance du sol observée dans les essais et dans les massifs de sols en place dépend de nombreux facteurs.

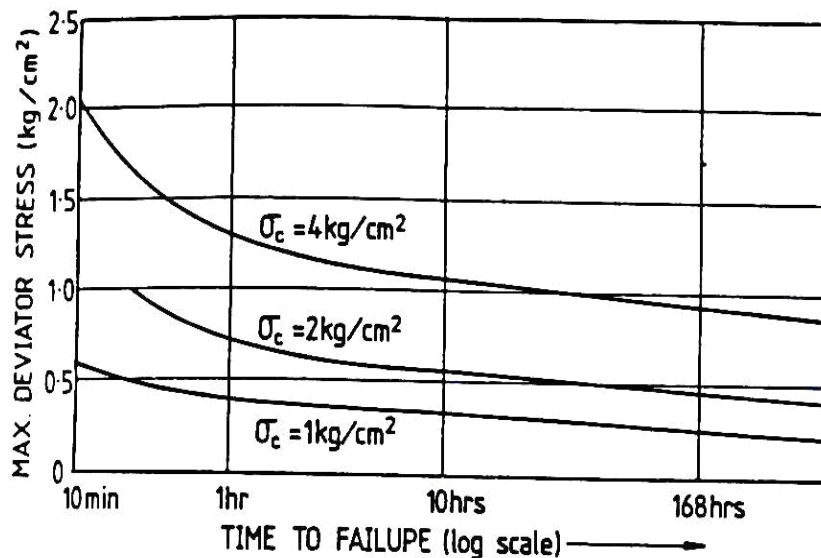
Dans le cas des sols fins, argileux ou organiques, la résistance au cisaillement augmente avec la vitesse de déformation, que ce soit en comportement drainé ou en comportement non drainé.

Pour tous les sols, la résistance à l'état remanié, après modification de la structure naturelle du sol, par exemple lors du prélèvement des éprouvettes soumises aux essais, diffère de la résistance du sol dans son état naturel.

La plupart des sols naturels sont anisotropes. Pour cette raison, les différents types d'essais qui permettent de mesurer la résistance au cisaillement ne donnent pas tous les mêmes résultats.

Les travaux menés de 1943 à 1964 à M.I.T et à l'université de Harvard [4] [5], et d'autres sont montrés que dans tous les cas les sols cohérents présentent une augmentation de la résistance au cisaillement sous l'effet de l'augmentation de la vitesse de chargement

Plusieurs séries d'essais triaxiaux sur des échantillons d'argile consolidés non drainés à des vitesses de chargement variant de 1.66 à 0.00006 % ont été réalisés [6], (**FigureI.14**).



FigureI.14 : Déviateurs de contrainte maximum à la rupture en fonction du temps sous condition non drainé (Bjerrum et al1958).

Ils observèrent que la valeur maximale du déviateur de contrainte diminue avec l'augmentation du temps nécessaire pour induire la rupture.

Une série d'essais monotoniques triaxiaux de type à déformation contrôlée (0.05%/min) a été réalisée sur une argile plastique non remaniée non drainé [7]. Ils observèrent que la résistance au cisaillement de l'argile de Drammen en traction était seulement égale de 50 % à 60 % de la résistance à la compression, l'effet de la variation de la vitesse de chargement était constant (**FigureI.15**).

Une série d'essais triaxiaux de compression [8], sur des échantillons d'argile saturés remaniés non drainés a été réalisée en utilisant une variation de la vitesse de chargement constante.

En représentant ses résultats en termes de temps nécessaire à la rupture, et en prenant 100 minutes comme base, il observa une relation linéaire entre la force et le logarithme du temps à la rupture. (**FigureI.15**). [1]

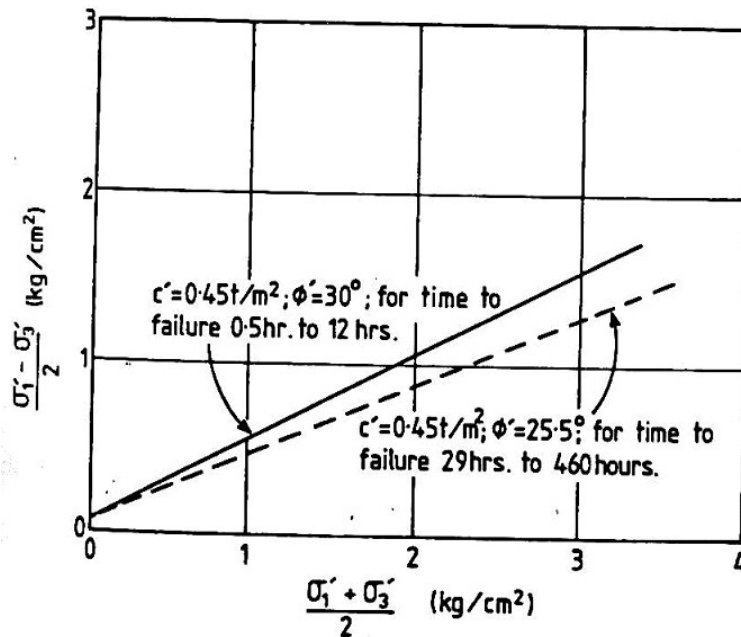


Figure 1.15 : Effet de la vitesse de chargement (Bjerrum et al 1958)

11.2. Effet de la surconsolidation :

Le comportement de différents types d'argiles possédant différents coefficients de surconsolidation (OCR variant de 1 et de 7.5) a été étudié [9]. Il a été conclu de cette étude que, sous l'effet d'un chargement donné l'argile -surconsolidé peut résister à un nombre beaucoup plus important de cycles avant de développer une déformation axiale donnée comparé à une argile normalement-consolidé.

Quand on utilise les modèles de comportement de Plaxis [10], une contrainte initiale de pré consolidation peut être prise en compte. La surconsolidation peut être prise en compte de deux façons. La première est d'introduire le coefficient de surconsolidation(OCR) c'est-à-dire le rapport de la plus grande contrainte passée atteinte, ' σ'_p ' (Figure 1.16), et la contrainte effective verticale actuelle in-situ, ' σ'_{v0} '

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}$$

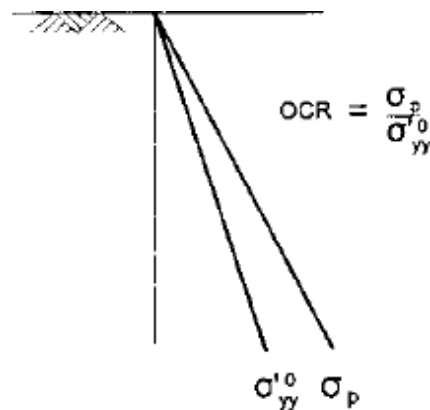


Figure I.16 : Illustration de la contrainte verticale de pré consolidation en relation avec la contrainte vertical.

11.3. Dilatance :

Une série de constatations remarquables a permis de conclure qu'un milieu granulaire ne pouvait se déformer notablement qu'en se dilatants préalablement [11] : en effet, il faut que certains grains puissent se glisser dans les vides laissés entre les autres pour que les grains puissent bouger les uns par rapport aux autres ; ceci nécessite que les pores soient de grande taille et donc que le milieu soit suffisamment dilaté lors de la déformation. Ainsi le milieu devra en général se dilater avant que la déformation n'ait pu avoir lieu.

Reynolds appela ce phénomène l'effet de dilatance. Il expliqua ainsi l'assèchement que l'on observe sur le pourtour du pied lorsqu'on pose le pied sur une plage humide ; cette sensation d'assèchement est créée par l'augmentation du volume des pores, sans augmentation du volume de l'eau contenue dans les pores.

Bien entendu, un matériau granulaire peut être fabriqué à différentes densités suivant la méthode de tassement utilisé ; ceci veut dire que l'effet de dilatance observé sera d'autant plus fort que la densité initiale du tas sera grande ; de même, nous verrons que la déformation peut engendrer une diminution du volume total du tas, c'est-à-dire une contractance, lors que le tas est trop lâche.

Dans la littérature, l'angle de dilatance ψ est exprimé en degré. Il est également rapporté dans la littérature que mis à part les sols très surconsolidés, les sols argileux ont tendance à montrer peu de dilatance ($\psi=0$) [8].

11.4. Coefficient de Skempton :

Il est souvent nécessaire d'évaluer la variation ou l'excès de la pression interstitielle Δu ($\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2, \Delta\sigma_3$) engendrée lors d'une variation du chargement $\Delta\sigma$ non drainé. Dans la pratique, on exprime cette relation à l'aide des paramètres de pression interstitielle [12].

Où $\Delta\sigma_3$ est la variation de la pression cellulaire σ_c , n est la porosité, C_v est la compressibilité des pores, C_{sq} représente la compressibilité du squelette solide. Le paramètre B exprime la variation de la pression interstitielle résultant d'une variation de la pression cellulaire en absence de drainage.

a) Cas de sols saturés

Nous avons $C_v = C_w$ et $C_s/C_{sq} = 0$, car la compressibilité de l'eau est très faible par rapport à la compressibilité du squelette, d'où :

$$\frac{\Delta u}{\Delta\sigma_3} = 1$$

b) Cas de sols secs

Il vient $C_v/C_{sq} \rightarrow \infty$, car la compressibilité de l'air est beaucoup plus élevée que celle du squelette de sol, d'où :

$$\frac{\Delta u}{\Delta\sigma_3} = 0$$

Les sols partiellement saturés ont des valeurs de B comprises entre 0 et 1 selon le degré de saturation. La relation ci-dessus de B est très utile. En effet, dans un essai triaxial, elle permet de vérifier si l'échantillon est complètement saturé ou pas. Lorsque nous appliquons une contrainte de cisaillement ou un déviateur de contrainte $\Delta\sigma = \Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$, la relation liant Δu à $\Delta\sigma$ pour les sols élastiques est (Skempton):

$$\Delta u = (B/3)(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$$

Mais les sols sont généralement inélastiques et le coefficient de 1/3 n'est pas applicable. On le remplace par un paramètre noté A dit deuxième paramètre de Skempton. Lorsqu'il y a à la fois, une variation de la contrainte moyenne et une variation de la contrainte de cisaillement, on combine les expressions pour obtenir une relation générale :

$$\Delta u = B \left[\Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \right]$$

Dite équation de Skempton. Dans les conditions non drainées, elle régit la variation de la pression interstitielle en fonction de la variation des contraintes totales. Le paramètre A dépend à divers degrés : du niveau de la déformation axiale, de l'intensité de σ_2 , du rapport de surconsolidation, de l'anisotropie et du remaniement de l'échantillon. L'équation de Skempton et ses paramètres sont très utiles dans la pratique. Au-delà d'un seuil critique, l'excès de pression interstitielle peut être à l'origine d'une rupture. Le cas échéant, on peut prévoir une construction en plusieurs phases pour permettre de dissiper lentement la pression interstitielle en excès. Pour les essais triaxiaux les plus courants, le paramètre A est défini en fonction de l'augmentation des contraintes principales par :

$$A_{ac} = \Delta u / \Delta \sigma_v \quad A_{lc} = \Delta u / \Delta \sigma_h$$

$$A_{ae} = 1 - \Delta u / \Delta \sigma_v \quad A_{le} = 1 - \Delta u / \Delta \sigma_v$$

Où l'on désigne A_{ac} : compression axiale, A_{ae} : extension axiale, A_{lc} : compression latérale et A_{le} : extension latérale. D'autres parts, on peut montrer [1] que :

$$A_{ac} = A_{le} \quad \text{Et} \quad A_{ae} = A_{lc}$$

12. Résistance au cisaillement dans les ouvrages géotechniques

12.1. Introduction :

Les instabilités observées en géotechnique se traduisent en général par une rupture localisée du sol en cisaillement. Elles peuvent affecter des talus (digues, remblais, berges...) ou bien des fondations ou des ouvrages de soutènement, sous l'effet d'une surcharge. Dans le but de pouvoir dimensionner correctement les ouvrages, l'étude du comportement mécanique d'un sol vise donc en particulier à connaître sa résistance au cisaillement.

12.2. Résistance au cisaillement dans les murs de soutènements :

La résistance au cisaillement du sol est l'un des paramètres les plus importants dans l'étude de la stabilité d'un ouvrage de soutènement. En dehors des sols pulvérulents où seul intervient l'angle de frottement interne φ , les sols comportant une partie notable de fines ont une résistance au cisaillement dépendant à la fois de leur état de saturation et de la rapidité de la sollicitation de cisaillement. Pour un sol fin saturé, la résistance à court terme est caractérisée par la seule cohésion non drainée c_u , l'angle de frottement étant alors nul ($\varphi_u =$

0). Par contre, la résistance effective ou à long terme est caractérisée par deux paramètres : c' la cohésion effective et φ' l'angle de frottement interne effectif.

Pour le calcul des efforts de poussée ou de butée d'un sol non saturé on prendra généralement la résistance effective (c' , φ') mesurée sur le sol saturé.

L'un à court terme correspondant aux conditions juste après la construction, l'autre à long terme. Dans le cas d'un sol fin saturé (limon, argile), il sera parfois nécessaire de faire deux calculs, correspondant aux conditions dans lesquelles les surpressions interstitielles se sont dissipées, soit quelques semaines à quelques mois après la construction. C'est le cas des parois exécutées dans le sol en place avec excavation. Cependant l'expérience montre que c'est le calcul à long terme et en contraintes effectives (c' , φ') qui est le plus défavorable, aussi se contente-t-on souvent de ce seul calcul. Il convient d'être prudent sur la prise en compte de la cohésion effective c' dans le cas des sols saturés. On la néglige souvent dans le calcul de la poussée considérant qu'elle peut être facilement détruite sous l'effet, notamment, des déplacements de l'ouvrage. [13]

12.3. La résistance au cisaillement dans les talus :

Les mécanismes de rupture par cisaillement des talus de remblais et d'excavations ou de pentes naturelles dépendent de la forme de la surface de rupture observée ou supposée (plan, droite, calotte sphérique, arc de cercle, arc de spirale logarithmique, etc.). D'autres mécanismes de rupture par plastification et écoulement d'une partie de la masse de sol peuvent également exister (poinçonnement dans le cas des remblais sur sols compressibles, phénomènes décollées boueuses et de fluage dans la masse des versants, etc.). Dans la pratique courante, les calculs se font en considérant un mode de rupture plane pour les glissements plans ou cylindrique pour les glissements rotationnels. Les glissements plans se produisent par cisaillement et par translation sur un plan incliné plus ou moins régulier, où la masse de sol selon mouvement se comporte comme un monolithe dont les déformations sont très petites et très localisées au niveau de la surface de rupture. Les glissements rotationnels simples se traduisent par un basculement de la masse le long d'une surface (glissements superficiels) ou en profondeur (glissements profonds) dans un milieu homogène et isotrope et les glissements rotationnels complexes résultent d'un emboîtement les uns dans les autres de glissements rotationnels simples dont la surface de rupture globale n'est pas circulaire (glissements en escaliers – glissements épicycloïdaux -glissements régressifs) évoluant généralement dans les milieux hétérogènes et anisotropes.

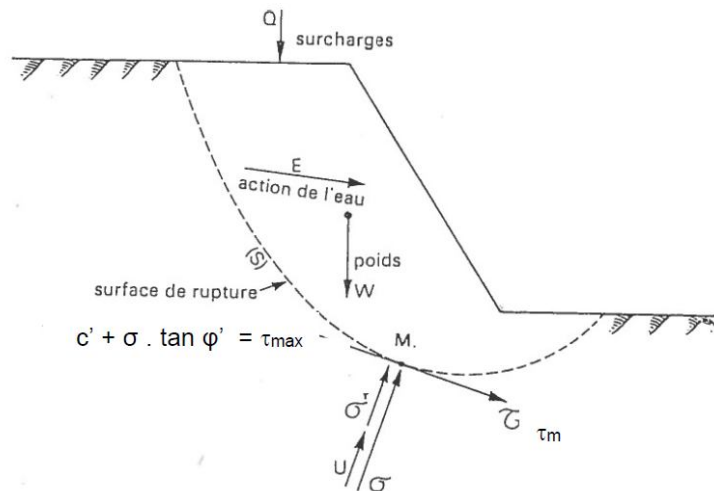


Figure I.17 : mécanismes de cisaillement dans un talus.

Les causes d'instabilités sont multiples. Elles peuvent être dues soit à une augmentation des sollicitations (surcharges, suppression de la butée de pied, déboisement, séisme et autres sources de vibration), soit à une modification des caractéristiques mécaniques (perte de résistance par remaniement) ou hydrauliques (apparition d'un écoulement : eaux pluviales, fonte de neige, eaux de ruissellement, etc. ; vidange rapide d'une digue en terre) du terrain.

La résistance au cisaillement des sols dépend non seulement de l'état de consolidation dans lequel ils se trouvent, mais aussi des cheminements des sollicitations exercées au cours du cisaillement. Il n'existe donc pas une résistance au cisaillement propre à un sol donné, mais une infinité de résistances au cisaillement qui dépendent du chemin de contraintes effectives suivi. En pratique, la rupture d'une éprouvette de sol est appréciée sur la courbe de cisaillement, représentant l'évolution de la sollicitation appliquée (déviateur des contraintes dans le cas des essais triaxiaux, contrainte de cisaillement dans le cas des essais à la boîte de Casagrande) en fonction de la déformation correspondante (déformation axiale de l'éprouvette triaxiale, déplacement de la boîte de cisaillement). [14]

12.4. Résistance au cisaillement dans les fondations :

La figure montre une semelle superficielle de largeur B ancrée à une profondeur D_f par rapport à la surface du sol (un sable dense ou une argile raide). Si on applique une charge, d'une façon progressive sur cette fondation, alors la semelle subit un tassement qui croît avec l'intensité de la charge. Quand la charge devient égale à q_u pour un tassement $S = Su$, le sol soutenant la fondation subit soudainement une rupture par cisaillement. La surface de rupture

dans le sol est indiquée dans la **Figure I.19a**, et la courbe (chargement -tassement) est montrée dans la **Figure I.19b**. Ce type de rupture s'appelle rupture par cisaillement général, et q_u est la capacité portante. Notons que, dans ce type de rupture, la valeur maximale $q = q_u$ est clairement définie sur la courbe chargement-tassement.

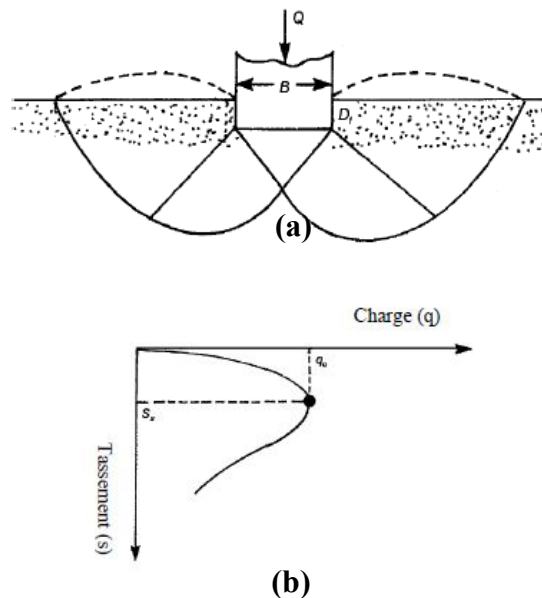


Figure I.18 : mécanisme de rupture par cisaillement générale dans une fondation.

Si la fondation montrée dans la figure est soutenue par un sable moyennement dense ou une argile d'une consistance moyenne (**Figure I.19a**), la courbe chargement tassement prend la forme indiquée sur la **Figure I.19b**. Notons que la valeur de q croît avec le tassement jusqu'à $q = q'_u$, qui est appelée habituellement la première charge de rupture. A ce moment, la surface de rupture développée dans le sol serait comme celle montrée (par des lignes continues) dans la **Figure I.19a**. Si on augmente la charge appliquée sur la fondation, la courbe chargement-tassement devient irrégulière avec des sautilllements, et la surface de rupture se prolonge suivant la courbe représentée en trait discontinu dans la **Figure I.19b**. Quand q devient égal à q_u (capacité portante), la surface de rupture atteint la surface du sol. Au-delà, la courbe chargement-tassement prend presque une forme linéaire, mais aucun pic n'est observé. Ce type de rupture appelé rupture par cisaillement locale.

Figure I.19 (a) montre la même fondation repose sur un sable lâche ou une argile molle. Pour ce cas, la courbe chargement-tassement aura l'allure de la courbe de la **Figure I.19b**. Le pic n'est pas bien observé. La capacité portante, q_u , est définie au point où $\Delta s / \Delta q$

devient grand, puis il reste presque constant. Ce type de rupture dans le sol appelé rupture par poinçonnement. Dans ce cas, la surface de rupture n'atteint jamais la surface du sol.[15]

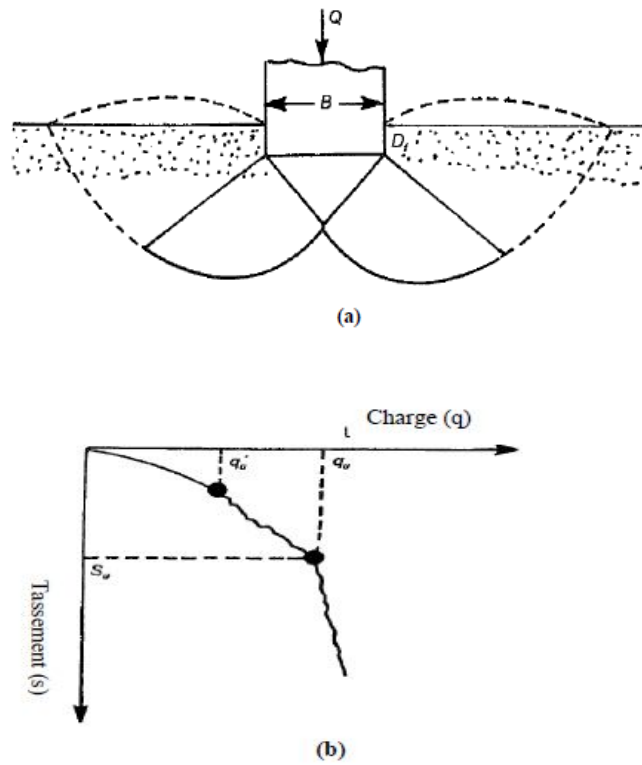


Figure I.19 : mécanisme de rupture par un cisaillement local dans une fondation.

13. Conclusion :

Ce chapitre introductif nous a permis de définir la résistance au cisaillement dans les sols et aussi la rupture lors des essais de reconnaissance des sols et les mécanismes de rupture par cisaillement dans les différents ouvrages géotechniques dans une étude théorique et détaillées selon la littérature.



Chapitre II :
Les essais de laboratoires.

1. Introduction :

Les essais de laboratoire sont partie intégrante des reconnaissances géotechniques des sites pendant les projets de construction et tous les ouvrages constituent en sols. Ces essais sont pour fournir des propriétés physiques et des propriétés mécaniques des sols et plusieurs paramètres et facteurs liées aux sols.

Dans ce chapitre on va parler d'une façon profonde des essais mécaniques (essai triaxial et l'essai la boîte de cisaillement), leurs principe, description, et la procédure expérimentale d'être appliqué eux.

2. Essais expérimentaux de cisaillement :

On peut retrouver deux essais :

- Essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande
- Essai triaxial

2.1. Essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande :

2.1.1. Définition :

L'essai de cisaillement direct a pour objet de mesurer les caractéristiques de rupture d'un échantillon de sol fin saturé soumis à un cisaillement direct selon un plan imposé, à une vitesse constante.

En vitesse lente et conditions drainées peuvent être déduites les valeurs de l'angle de frottement effective c' , qui sont utilisés pour les calculs de vérification des coefficients de sécurité à la rupture de talus, le dimensionnement de fondations et pour la détermination des actions de poussée et de butée sur les ouvrages de soutènement. [16]

2.1.2. Critère de Mohr-Coulomb

Le plan de Mohr est une représentation plane de l'état de contrainte dans des axes liés à la facette. L'axe des abscisses (O_x) est confondu avec la normale à la facette, l'axe des ordonnées est (O_y). Chacun des états de rupture dans un sol peut être caractérisé par un couple O_r et O_r représenté par un point sur le plan de Mohr.

L'ensemble des points représentant différents états de rupture forme une courbe à peu

près rectiligne qui sépare le plan de Mohr en deux domaines :

- Le domaine sous cette courbe représente l'ensemble des états de contrainte que peut «Supporter »les sols.
- Le domaine au-dessus de la courbe représente l'ensemble des états de contrainte non accessibles par le sol (le sol entre en rupture avant).

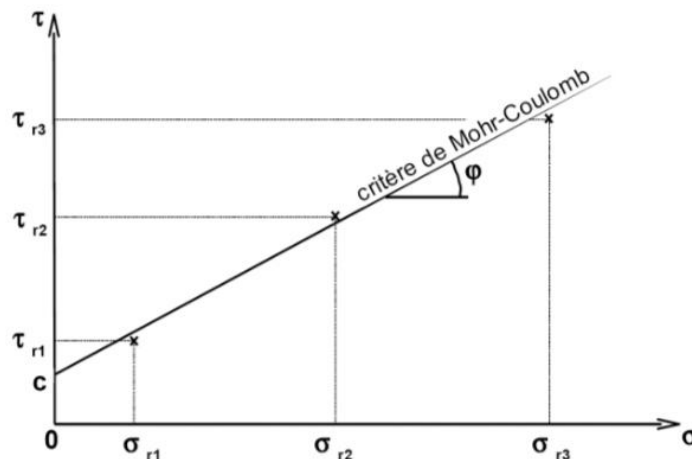


Figure II.1. La courbe intrinsèque d'un sol présente le critère de Mohr-Coulomb.

Cette courbe est correctement approximée par une droite appelée critère de rupture de Mohr-Coulomb et définie par l'équation :

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

- φ : est appelé l'angle de frottement, il représente la pente de la droite et s'exprime en degré.
 - C : est appelée la cohésion. La cohésion traduit l'effet de colle que l'on observe dans des argiles ou des sables partiellement saturés, elle est nulle pour un sable sec.
- [16]

2.1.3. Principe de l'essai :

Les caractéristiques de résistance au cisaillement d'un sol peuvent être déterminées à partir d'un essai de cisaillement à la "Boîte de Casagrande".

Un échantillon de sol, contenu dans une boîte, elle-même composée de deux demi-boîtes (pour fixer le plan de cisaillement), est soumis à une contrainte verticale avant d'être cisailé à vitesse constante. Par conséquent la contrainte de cisaillement τ s'accroît jusqu'à une valeur maximum que l'on mesure. On en déduit l'état de contrainte σ , τ de l'échantillon de sol à la rupture.

En réalisant plusieurs essais, sur un même matériau, avec différentes valeurs de contraintes verticales, on peut déterminer le critère de rupture de Mohr-Coulomb et définir ses valeurs de cohésion c' et d'angle de frottement interne ϕ . [16]

2.1.4. Description de la boîte de Casagrande :

La grande boîte de Casagrande est constituée de deux demi-boîtes dont l'une, la boîte supérieure, peut glisser sur l'inférieure le long d'un plan de cisaillement horizontal.

L'échantillon de sol est placé à l'intérieur de demi-boîte qui peut se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre. Un piston permet d'exercer sur le sol un effort normal N constant pendant toute la durée de l'essai.

Une demi-boîte est entraînée horizontalement à vitesse constante. A tout instant, on mesure la force de cisaillement T . Un second comparateur vertical permet de mesurer la variation de hauteur de l'échantillon.

On exerce sur le plan de séparation AB des deux demi-boîtes une contrainte dont les composantes normale et tangentielle ont pour valeur moyenne :

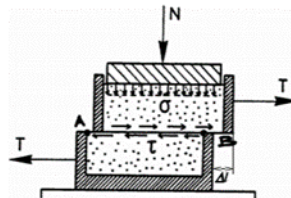


Figure II.2. La boîte de Casagrande

$$\sigma = \frac{N}{Ac} \quad \tau = \frac{T}{Ac}$$

Où AC est la section corrigée de l'éprouvette (cette section variant en fonction du déplacement relatif Dl). [16]

La figure II.3 présente un schéma de la boîte de cisaillement directe ;

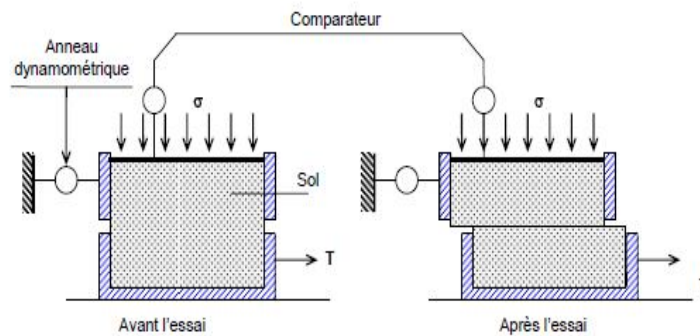


Figure II.3. : Schéma de la boîte de cisaillement.

2.1.5. la réalisation d'essai de cisaillement direct :

La réalisation de l'essai de cisaillement direct nécessite tout d'abord une remise sous l'état de contraintes en places (saturation et application de contraintes jusqu'à $u=0$) suivi de cisaillement proprement dit. Cet essai est de moins en moins utilisé pour les sols fins, car peu précis, au bénéfice de l'essai triaxial.

L'essai à la boîte de Casagrande est un essai simple, économique et rapide. L'échantillon de sol, placé dans deux demi-boîtes séparées par un plan horizontal qui peuvent glisser l'une par rapport à l'autre, est soumis sur l'élément supérieur à une contrainte normale ($\sigma=N/S$), ensuite à un effort de cisaillement T jusqu'à la rupture.

Au cours de l'essai, on mesure la force de cisaillement T de même que le déplacement horizontal σ et vertical ΔH .

Au moins trois échantillons identiques doivent être testés, pour trois contraintes normales différentes. Les valeurs des contraintes de cisaillement à la rupture sont représentées en fonction des contraintes normales $\tau=f(\sigma)$. D'où s'obtient la courbe intrinsèque (en reportant les couples (σ, τ)). Cette représentation n'est autre que la traduction graphique de l'équation de Coulomb :

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

Cet essai permet la détermination des caractéristiques de résistance des sols: l'angle de frottement interne φ et la cohésion c .

Selon le cheminement des contraintes et des conditions de drainage, il existe trois modes opératoires [16] :

- le consolidé drainé.
- Le consolidé non drainé.
- Le non consolidé non drainé.

2.1.5.1. Essai consolidé drainé(C.D) :

Dans l'essai consolidé, drainé, les pressions interstitielles se dissipent au fur et à mesure (essai lent qui correspond au comportement à long terme du sol). Donc à tout instant $u=0$.

Cet essai s'interprète classiquement en considérant le critère de Coulomb : la courbe intrinsèque est une droite d'équation $\tau=c'+\sigma'.\tan\varphi'$ Les paramètres résistance au cisaillement (ou caractéristiques inter-granulaires du sol) sont φ' , angle de frottement effectif, et c' , cohésion drainée. [16]

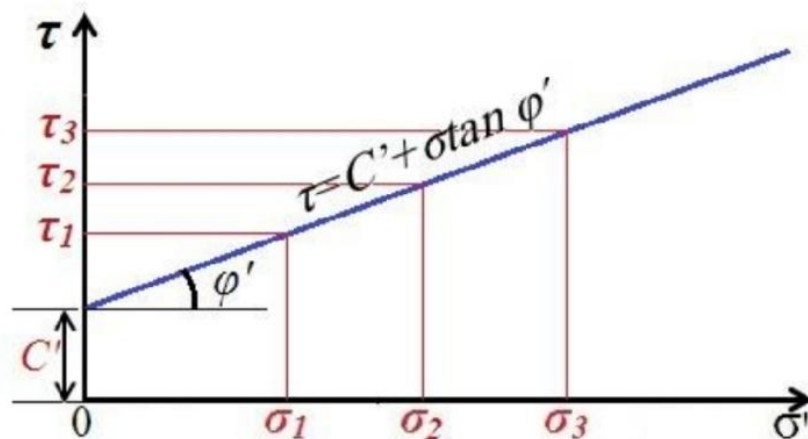


Figure II.4 : Interprétation graphique de l'essai consolidé drainé.

2.1.5.2. Essai non consolidé non drainé(U.U)

Dans l'essai non consolidé non drainé, les pressions interstitielles ne se dissipent pas.

Cet essai rapide correspond au comportement à court terme. Pendant l'essai, le volume est constant. Cet essai est interprété en contraintes totales et permet d'estimer « C_u » cohésion non drainée. L'angle de frottement interne U_u est généralement supposé nul. Cet essai est plutôt réalisable pour les sols fins. [17]

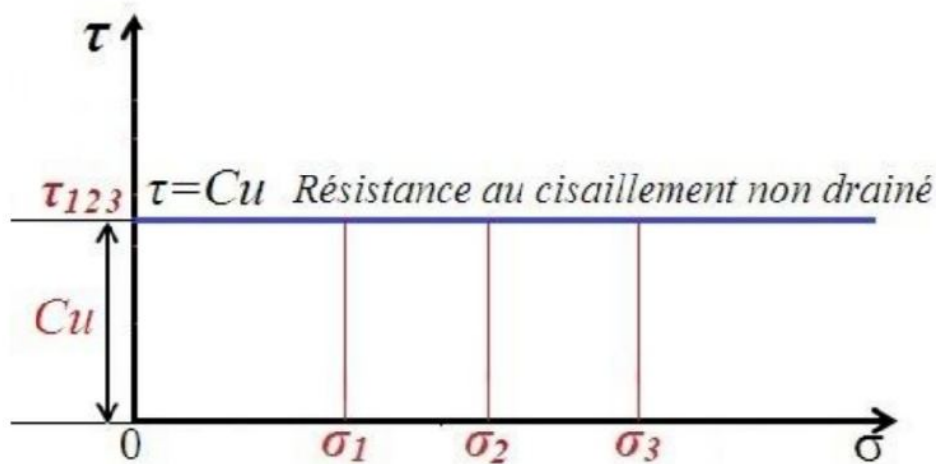


Figure II.5. Interprétation graphique de l'essai non consolidé non drainé.

2.1.5.3. Essai consolidé non drainé (C.U)

Dans l'essai consolidé, non drainé avec mesure de « u », l'échantillon est tout d'abord consolidé sous une contrainte isotrope jusqu'à dissipation des pressions interstitielles ; puis le drainage est fermé et la contrainte est augmentée jusqu'à la rupture tout en mesurant les variations de la pression interstitielle. Cet essai, permet d'accéder aux caractéristiques intergranulaires du sol c' et ϕ' , à condition de l'interpréter en contraintes effectives. [17]

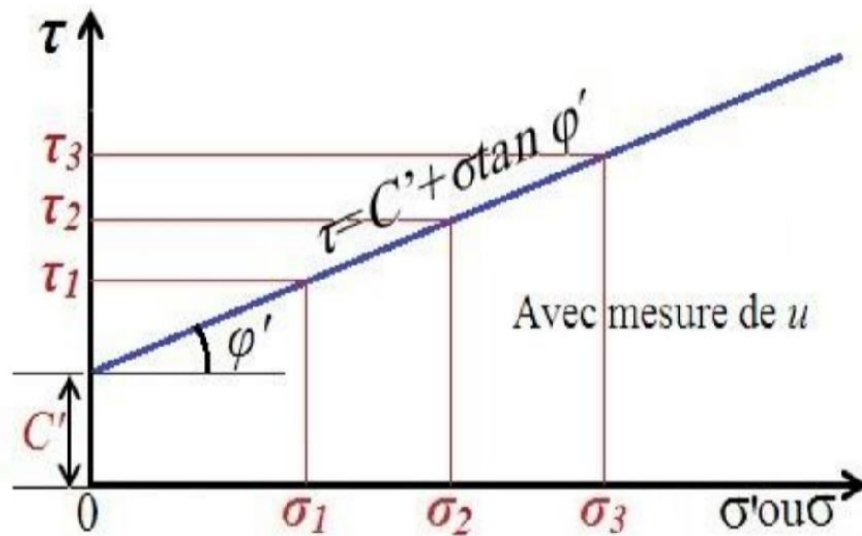


Figure II.6. Interprétation graphique de l'essai consolidé non drainé.

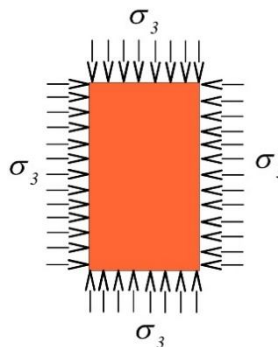
2.2. Essai triaxial :

2.2.1. Définition :

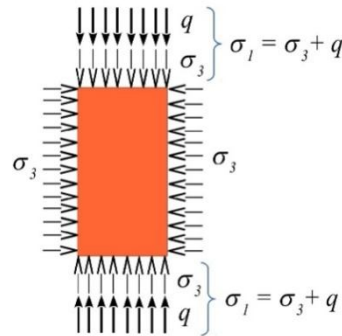
L'essai triaxial permet de mieux accéder aux propriétés mécaniques des matériaux, car il affecte l'état de contraintes in situ. Ce type d'essai permet de contrôler et de mesurer la pression interstitielle d'appliquer une gamme de pression de confinement (isotrope ou anisotrope) pour consolider initialement l'échantillon à un état prédéfini. [16]

2.2.2. Principe de l'essai :

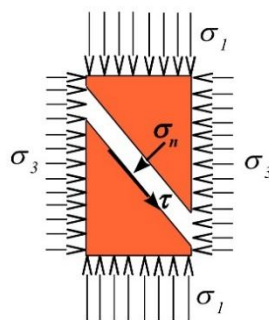
L'échantillon cylindrique, est placé dans une cellule où il est soumis à un champ de contrainte uniforme de confinement σ_3 par accroissement de la pression d'eau dans la cellule (l'eau de la cellule ne pénètre pas dans l'échantillon celui-ci étant placé dans une membrane étanche).



Une fois cette contrainte de confinement appliquée, un piston permet de comprimer l'échantillon dans la direction axiale (c'est-à-dire verticale). Le piston crée alors un accroissement σ de contrainte dans la direction axiale appelé déviateur de contrainte q . La contrainte axiale totale est alors $\sigma_1 = \sigma_3 + q$.



Du fait de la différence de contrainte entre la direction radiale et axiale, égale au déviateur de contrainte q , il se crée au sein de l'échantillon sur des plans d'inclinaison quel que soit des contraintes de cisaillement σ . En augmentant la force sur le piston et donc la valeur de q , les contraintes de cisaillement σ sur les plans inclinés augmentent jusqu'à un maximum provoquant la rupture de l'échantillon.



L'essai consiste à faire croître le déviateur de contrainte q (et donc les contraintes de cisaillement) à vitesse de déformation constante jusqu'à la rupture de l'échantillon tout en maintenant la contrainte de confinement σ_3 constante. On obtient la courbe :

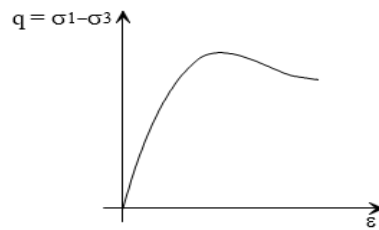


Figure II.7. la courbe du déviateur a fonction de déformation.

Les cercles de Mohr à la rupture (c'est-à-dire pour les valeurs de σ_1 et σ_3 obtenues pour le maximum de q) tracés dans le plan Mohr sont tangents au critère de rupture de Mohr-Coulomb. Il est donc possible d'en déduire les valeurs de cohésion et d'angle de frottement du matériau testé. [16]

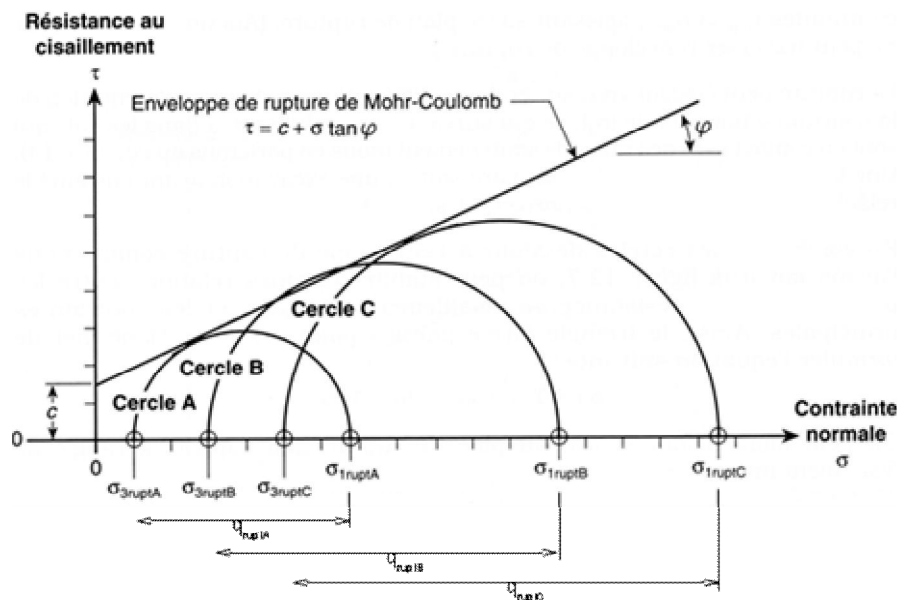


Figure II.8. La courbe intrinsèque obtenue par un essai triaxial.

2.2.3. Description d'essai triaxial:

L'essai est réalisé sur des éprouvettes cylindriques de sol saturé. L'éprouvette est placée dans une cellule cylindrique remplie d'eau (**Figure II.9**). La surface latérale de l'éprouvette est protégée par une gaine élastique étanche. Des pierres poreuses saturées placées aux extrémités de l'éprouvette peuvent être mises en communication avec l'extérieur de la cellule afin d'assurer le drainage en cours d'essai. Elles peuvent également être reliées à un appareil de mesure de la pression interstitielle.

- La cellule est remplie d'eau. Le dispositif d'essai permet de mettre cette eau en

pression et ainsi d'appliquer à l'éprouvette une contrainte isotrope σ_3 ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$).

- Par ailleurs, l'éprouvette peut être comprimée verticalement à l'aide d'un piston. Soit F la force ainsi appliquée. La déformation verticale correspondante σ est mesurée à l'aide d'un capteur de déplacement.
- Un robinet R permet, s'il est ouvert, le drainage de l'éprouvette par l'intermédiaire des disques drainants : l'essai est dit drainé. S'il est fermé, les ol ne peuvent pas se drainer : l'essai est non drainé.

Si R est fermé et le sol saturé, il est possible de mesurer la pression interstitielle régnant à l'intérieur de l'éprouvette à l'aide d'un capteur.

Si R est ouvert, un dispositif représenté sur la figure par une burette permet de mesurer la quantité d'eau expulsée ou absorbée par l'échantillon.

La mesure de la pression interstitielle impose une saturation parfaite. La saturation du dispositif est réalisée par la méthode de la contre-pression : application simultanée d'une pression interstitielle et d'une contrainte totale isotrope qui restent constantes pendant tout l'essai.

L'essai proprement dit consiste à faire croître F en enfonçant le piston à vitesse constante tout en maintenant la pression σ_3 constante. Par symétrie, les contraintes principales σ_1 et σ_3 sont respectivement verticale et horizontale. [1]

Comme σ_3 s'applique également sur la face supérieure de l'éprouvette, il s'ensuit que :

$$\frac{F}{S} = q = \sigma_1 - \sigma_3$$

S étant la section droite de l'éprouvette à l'instant considéré.

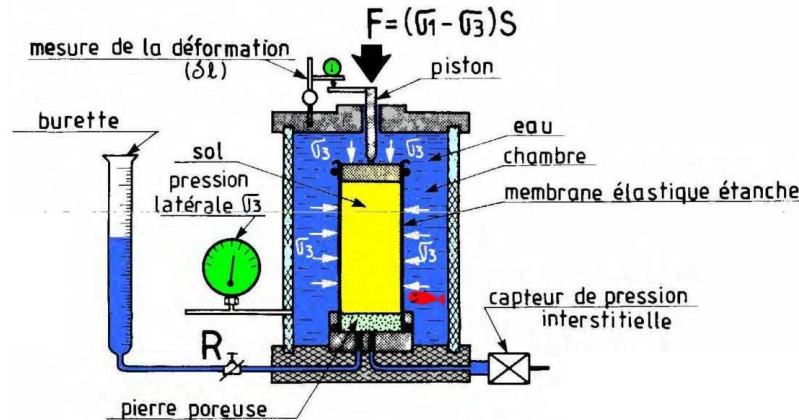


Figure II.9. Appareil de compression triaxial.

2.2.4. Représentation de Mohr. Courbe intrinsèque :

Au moment de la rupture, le déviateur maximal des contraintes $q = \sigma_1 - \sigma_3$ correspondant au cercle de Mohr tangent à la courbe intrinsèque est connu.

En répétant l'essai pour différentes valeurs de σ_3 , plusieurs cercles de Mohr peuvent être déterminés.

Il est alors possible de tracer la courbe intrinsèque (Figure II.10).

On définit alors le critère d'écoulement (ou de plasticité du sol), habituellement appelé courbe intrinsèque, comme l'enveloppe de ces cercles (Figure II.10). Les cercles de Mohr correspondant aux états de contraintes précédant la rupture sont situés entre l'axe des contraintes normales et la courbe intrinsèque. À la rupture, le cercle de Mohr devient tangent à la courbe intrinsèque en un point C qui correspond à l'orientation du plan de rupture dans l'éprouvette et dont les coordonnées (σ, τ) sont égales aux contraintes normale et tangentielle qui s'exercent sur ce plan.

Cette propriété de la courbe intrinsèque de pouvoir être décrite soit comme enveloppe des cercles de Mohr, soit comme ensemble des valeurs de σ et τ à la rupture, explique pourquoi l'on peut utiliser les essais triaxiaux pour analyser le frottement sur des surfaces de rupture. [1]

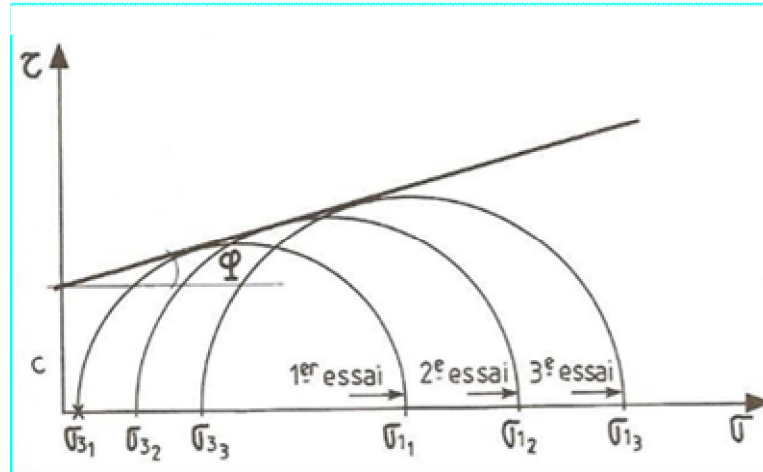


Figure II.10. Détermination de la droite intrinsèque d'un sol.

2.2.5. Types d'essais triaxiaux:

Les essais de cisaillement à l'appareil triaxial comportent deux étapes :

- Une première étape de consolidation, au cours de laquelle on amène l'éprouvette dans l'état à partir du que l'on veut exécuter le cisaillement ;
- Une seconde étape, de cisaillement proprement dit, au cours de laquelle on augmente le déviateur des contraintes jusqu'à ce que la rupture de l'éprouvette se produise.

Différentes modalités d'essais peuvent être définies, selon que les phases successives de l'essai sont exécutées avec ou sans drainage.

On distingue les principaux types d'essais suivants :

- L'essai consolidé drainé,
- l'essai consolidé non drainé,
- l'essai non consolidé non drainé.

2.2.5.1. L'essai non consolidés non drainés (UU) :

La première étape de l'essai est effectuée à drainage fermé, de même que le cisaillement ;

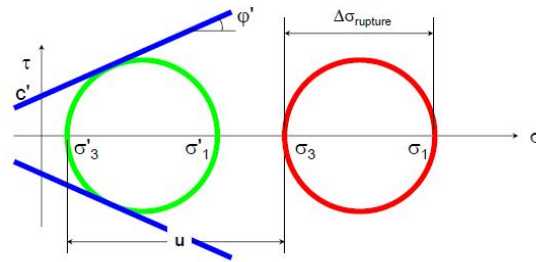


Figure II.11. Courbe intrinsèque d'un essai UU.

2.2.5.2. L'essai consolidé-non drainés (CU) :

Au cours de l'étape de consolidation, le drainage est ouvert et l'on attend que les contraintes effectives deviennent égales aux contraintes totales appliquées (surpressions interstitielles nulles). Au cours de l'étape de cisaillement, le drainage est fermé et l'on peut, si nécessaire, mesurer la pression interstitielle pendant le chargement jusqu'à la rupture (on parle alors d'essais CU avec mesure de u).

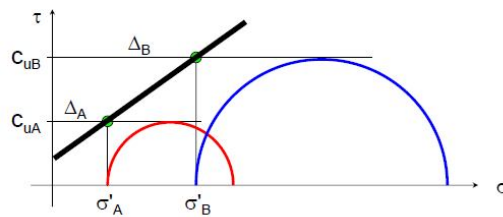


Figure II.12. Courbe intrinsèque d'un essai CU.

2.2.5.3. L'essai consolidés-drainés(CD) :

La première étape est identique à celle des essais CU. Le cisaillement est exécuté en condition de drainage ouvert, en augmentant la charge suffisamment lentement pour que la surpression interstitielle reste négligeable tout au long de l'essai.

Suivant la perméabilité du sol, les phases de consolidation et de cisaillement peuvent être rapides (de l'ordre de quelques minutes à une heure pour les essais sur les sols pulvérulents et pour les essais non consolidés-non drainés sur sols fins) ou beaucoup plus lentes (de l'ordre du mois pour les essais drainés sur les argiles peu perméables).

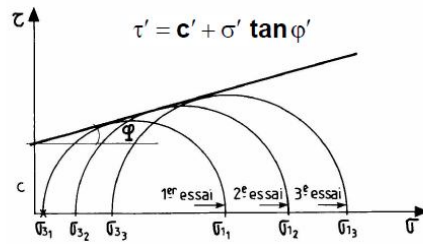
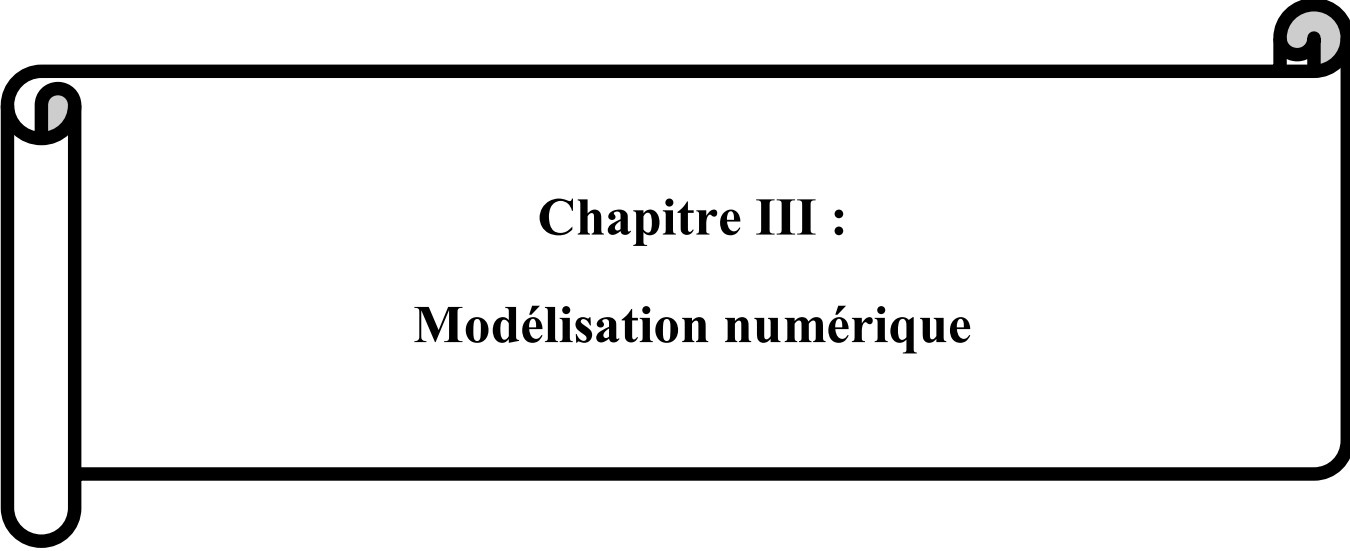


Figure II.13. Courbe intrinsèque d'un essai CD.

3. Conclusion :

Dans ce chapitre, dont on a simplifié le contenu pour les essais de laboratoires concernée par cette recherche, les définitions. Les types. Les principes, et les différentes descriptions qui articulent ce travail a une base expérimentale bien défini.



Chapitre III :
Modélisation numérique

1. Introduction :

L'art de l'ingénieur réside essentiellement dans son aptitude à choisir judicieusement des modèles simples que possibles pour effectuer une bonne simulation numérique des différentes disciplines géotechniques.

Dans ce chapitre, nous présenterons d'abord un aperçu sur le code PLAXIS utilisé dans la modélisation de l'essai triaxial monotone suivant la méthode des éléments finis, aussi nous donnerons quelques définitions des modèles de comportements employés dans notre étude, ainsi que le type de modèle et les éléments de maillages utilisés et les résultats obtenues avec des discussions et commentaires.

2. Présentation du logiciel PLAXIS :

PLAXIS est un programme d'éléments finis spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Il simule le comportement des structures en sols, en roches ou autres matériaux qui se plastifient quand leur surface de charge est atteinte. PLAXIS version 8.2 a été conçu pour opérer un espace bidimensionnel. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Inventer par des géotechniciens numériques, le code éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudostatique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard, avec prise en compte des pressions interstitielles, 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. Du point de vue pratique le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. L'ensemble des options par défaut (conditions aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent de prévoir le comportement d'un ouvrage. [18]

2.1. Le type de modèle :

PLAXIS Version 8.2 peut être utilisé pour réaliser des analyses par éléments finis en deux dimensions. Les modèles d'éléments finis peuvent être soit plans (Plane strain), soit axisymétriques (Axisymmetric). Les modèles en déformations planes (Plane strain) sont utilisés pour des structures ayant une section (plus ou moins) uniforme, et avec un état de contraintes et un schéma de chargement uniformes sur une longueur suffisante perpendiculairement à la section (direction z). Les déplacements perpendiculaires à la section sont considérés comme nuls. Cependant, les contraintes normales dans la direction z sont intégralement prises en compte. Les modèles axisymétriques (Axisymmetric) sont utilisés pour des structures circulaires ayant une section radiale (plus ou moins) uniforme, avec un schéma de chargement réparti autour de l'axe central et des états de contrainte et de déformation identiques selon les directions radiales. A noter que pour les problèmes axisymétriques, la coordonnée x représente le rayon et la coordonnée y correspond à l'axe de symétrie. Pour un modèle d'éléments finis à deux dimensions, le choix de Plane strain ou de Axisymmetry a pour conséquence de ne laisser que deux degrés de liberté en translation par nœud dans les directions x et y . [18]

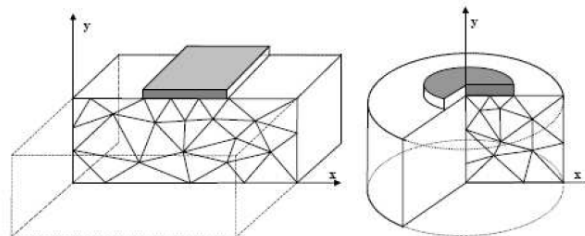


Figure III.1. Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique

2.2. Les éléments :

L'utilisateur doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds (**Figure III.2**) pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément de triangle à 15 nœuds fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et l'intégration numérique se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte). Pour le triangle à 6 nœuds, l'interpolation est d'ordre deux et l'intégration numérique se fait sur trois points de Gauss. Le type d'éléments pour les éléments de structure est automatiquement compatible avec le type d'éléments de sol choisi. [18]

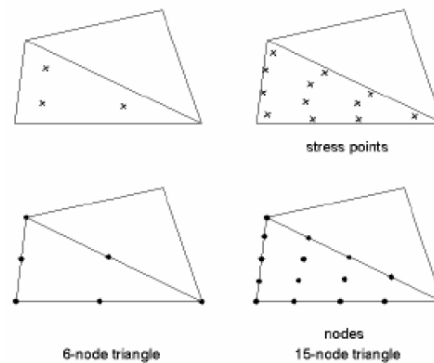


Figure III.2. Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol

2.3. Les modèles de comportement utilisés dans la modélisation numérique :

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 permettent de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol.

Ainsi, on le définir les modèles utilisés pour cette modélisation :

2.3.1. Modèle de Mohr-Coulomb :

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

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

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

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement, et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (**Figure III.3**).

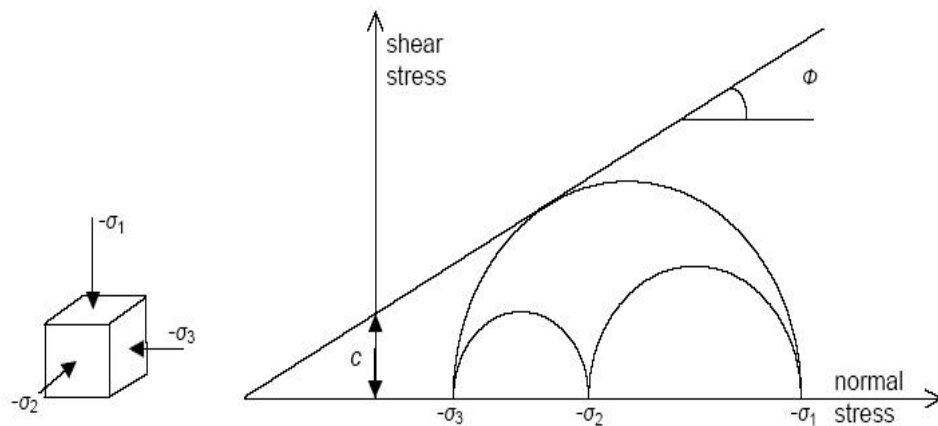


Figure III.3. Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (**Figure III.4**) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

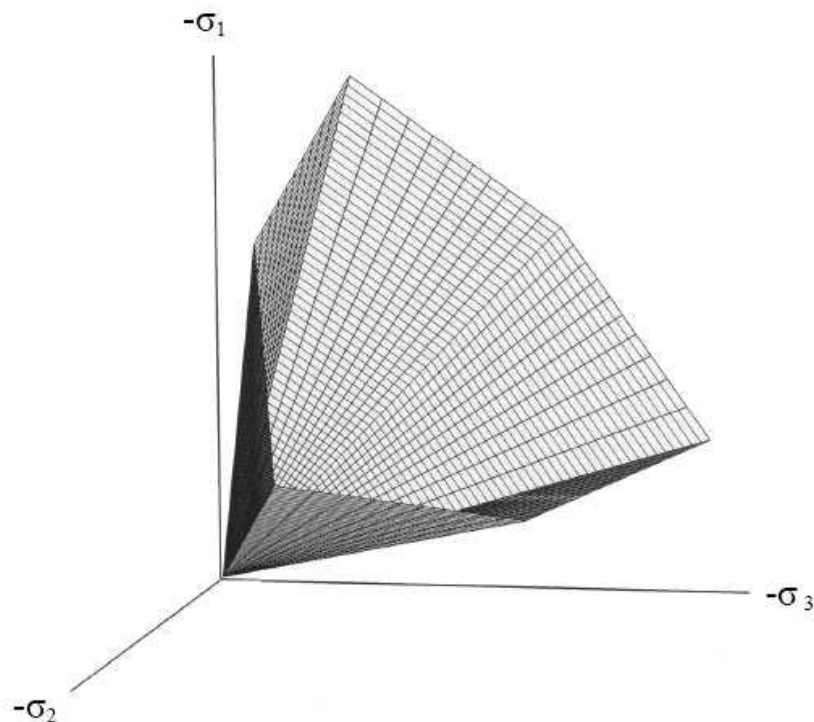


Figure III.4. Surface de rupture dans l'espace des contraintes principales pour un sol sans cohésion.

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres : le module d'Young, E , le coefficient de

poisson, ν , la cohésion, c , l'angle de frottement, φ , et l'angle de dilatance, Ψ .

2.3.2. Modèle de sol avec écouissage (Hardening soil model) :

C'est un modèle hyperbolique de type élasto-plastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écouissage en cisaillement. Le modèle de sol avec écouissage (H.S.M) a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points. Ce modèle du deuxième ordre permet de simuler le comportement des sables, des graves, mais aussi de sols plus mous comme les argiles et les limons.

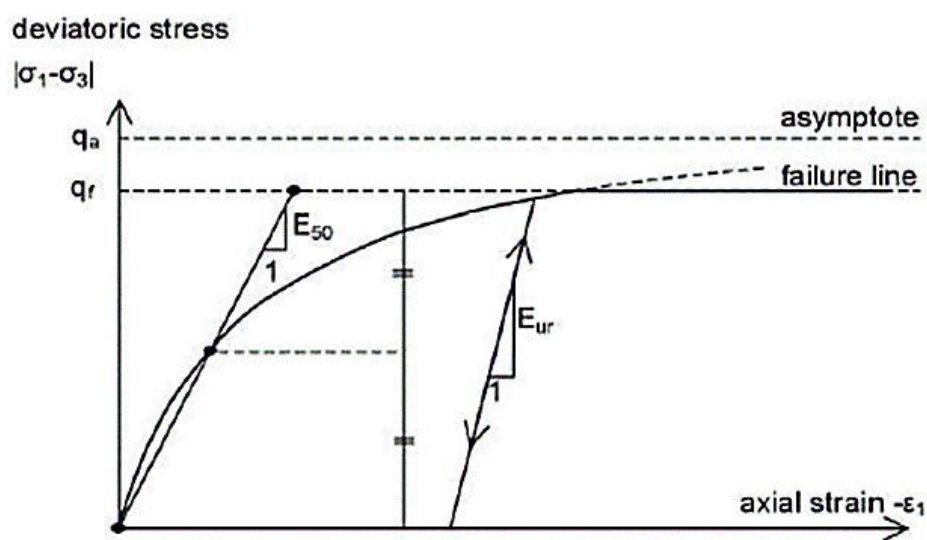


Figure III.5. Représentation du Hardening Soil Model dans le repère contrainte-déformation.

En fonction du paramètre d'écouissage, on obtient alors dans le plan (q-p) la forme des surfaces de charge (figure III.6).

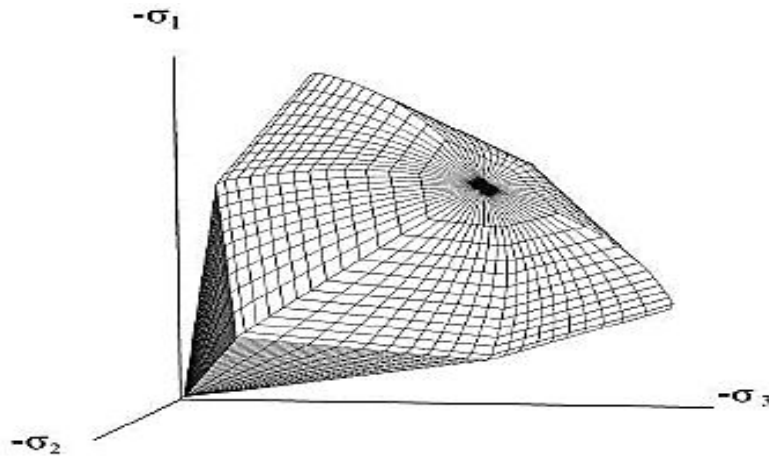


Figure III.6. Forme de surface de charge H.S.M

Ce modèle comporte plusieurs paramètres : C : Cohésion (effective), φ : Angle de frottement effectif, ψ : Angle de dilatation, E_{ref}^{50} : Module sécant dans un essai triaxial, E_{oed}^{50} : Module sécant dans un essai œdométrique, E_{ur}^{ref} : module en décharge (par défaut $E_{ur}^{ref} = 4 E_{ref}^{50}$, m : puissance (environ 0.58 pour les sables), ν_{ur} : Coefficient de poisson en décharge recharge (Par défaut $\nu_{ur} = 0.2$).

3. Procédure de la modélisation numérique :

3.1. Introduction:

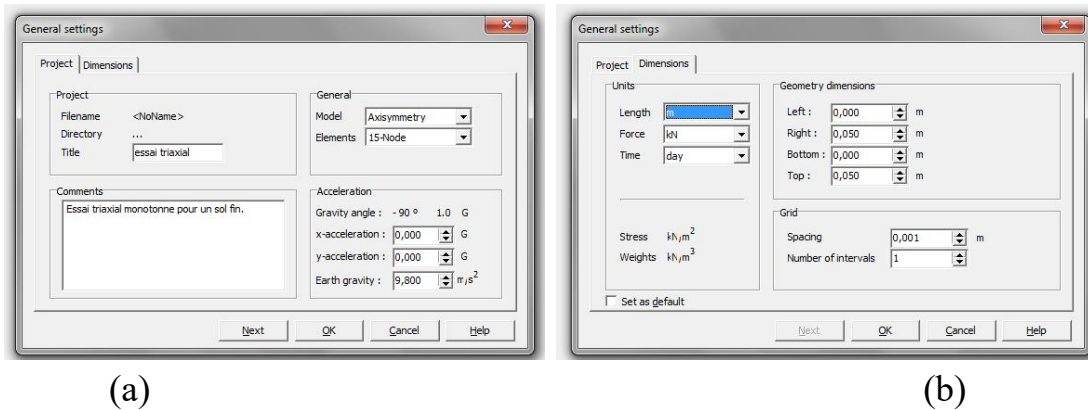
Pour cette étude numérique, nous avons utilisé deux modèles de comportements du sol (Mohr-Coulomb et Hardening Soil Model) pour simuler l'essai triaxial monotonique, en utilisant le code élément finis PLAXIS V8.2, avec une présentation complète et des explications nécessaires à la modélisation numérique.

L'essai triaxial monotonique consolidé non drainé, réalisé sur un échantillon d'argile de 100 mm x 100mm, servira pour la simulation numérique, le projet est symétrique et sera modélisé par un modèle axisymétrique en 2D. Ainsi on va présenter la procédure de la simulation.

3.2. Configuration du modèle :

3.3. Définition des données :

Un essai triaxial peut simplement être modélisé au moyen d'une géométrie axisymétrique des dimensions d'unité (0.05m*0.025m), celui représente un quart d'échantillon de sol (**Figure III.7**).



(a)

(b)

Figure III.7 (a), (b) – Fenêtres des données générales de l'essai triaxial sous chargement monotonique.

3.4. La géométrie du modèle :

La géométrie du model numérique est représentée sur la **figure III.8**,

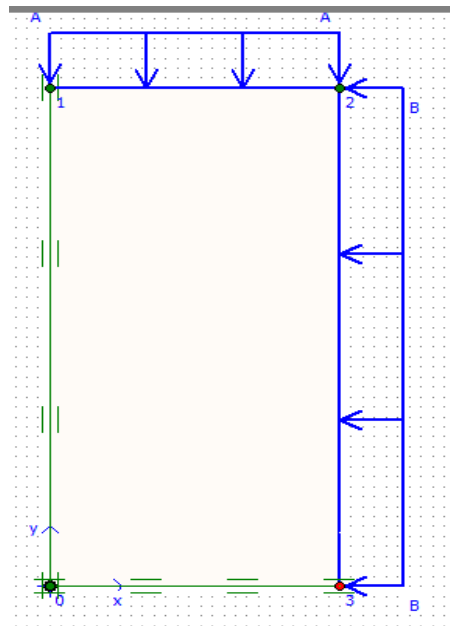


Figure III.8. Modèle géométrique de l'essai triaxial sous chargement monotonique.

3.5. Caractéristiques mécaniques de l'argile testée :

Notre exemple d'étude est le sol de la région EDOUKANE (TEBESSA) qui est classé comme une argile et ses caractéristiques géotechniques sont obtenues expérimentalement au niveau du laboratoire des travaux publics de l'EST (LTPE).

Dans la présente analyse numérique le sol est modélisé en utilisant le modèle de comportement de Mohr-Coulomb, incorporé dans le code PLAXIS. Les paramètres du sol intrinsèques du chaque modèle sont présentés dans les suivantes ;

Tableau III.1 : Paramètres de sol pour les modèles MC.

Le paramètre	La valeur	L'unité
La cohésion	87	KPa
L'angle de frottement interne	19	Degré
Le module de Young	2500	KPa
Le coefficient de poisson	0.3	-

Tableau III.2. Les paramètres demandés par PLAXIS pour le model HSM de l'essai triaxial monotonique. [19]

Le paramètre	La valeur	L'unité
Poids volumique non saturé	16.6	KN/m ²
Poids volumique saturé	18.5	KN/m ²
Coefficient de perméabilité K _x	5*10 ⁻⁵	m/jour
Coefficient de perméabilité K _y	5*10 ⁻⁵	m/jour
Module sécant	2344	KN/m ²
Module œdométrique	3739	KN/m ²
Module de déchargement	7176	KN/m ²
Puissance	0.5	-
Cohésion	87	KPa
L'angle de frottement interne	19	Degré
Module de Young	2500	KN/m
Le coefficient de poisson	0.3	-

4. La modélisation en utilisant Mohr-Coulomb :

4.1. Condition aux limites et chargement :

4.1.1. Condition aux limites :

Le côté gauche et la partie inférieure sont des axes de symétrie (**figure III.8**). Les déplacements normaux aux extrémités ne sont pas tolérés, alors que les déplacements tangentiels sont libres pour permettre un déplacement facile et libre des extrémités restantes.

4.1.2. Chargement:

Pour simuler cet essai, nous avons appliqué un chargement isotrope (σ_3) noté A et B de 140 kPa. Pour la deuxième phase, on applique seulement un chargement verticale (σ_1), alors que le chargement horizontal reste constant (A) avec des pressions interstitielles initiales de 150 kPa.

4.1.3. Présentation des paramètres du MC :

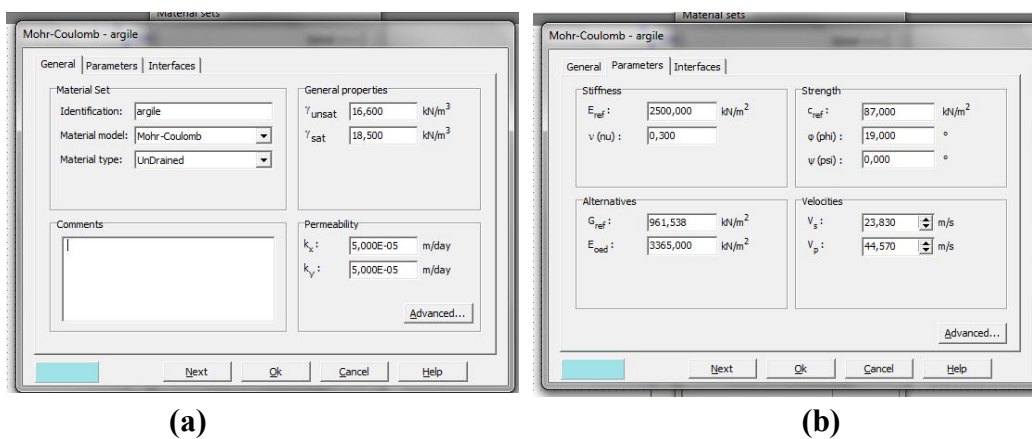


Figure III.9. (a), (b) –Fenêtre des paramètres du modèle MC sous chargement monotonique.

4.1.4. Génération du maillage :

Le modèle de référence se fait par des éléments à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de 112 et celui des nœuds est de 957. Les dimensions du maillage sont données par la **Figure III.10**.

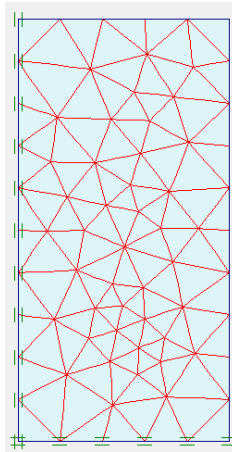


Figure III.10. Maillage de la géométrie du modèle MC.

4.1.5. Conditions initiales :

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales, ainsi que des contraintes initiales.

4.1.6. Conditions hydrauliques :

La nappe phréatique est placée à la surface de l'échantillon (**Figure III.11**)

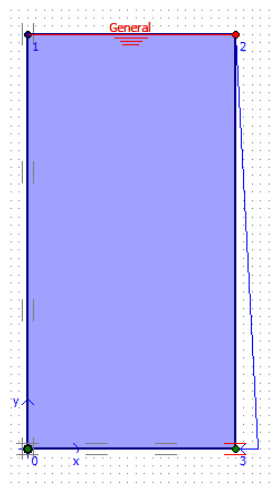


Figure III. 11. Conditions hydrauliques initiales.

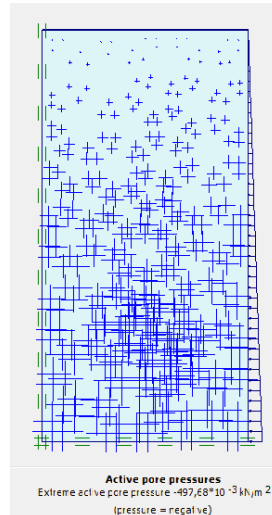


Figure III.12. Génération des pressions interstitielles initiales.

4.1.7. Les contraintes effectives :

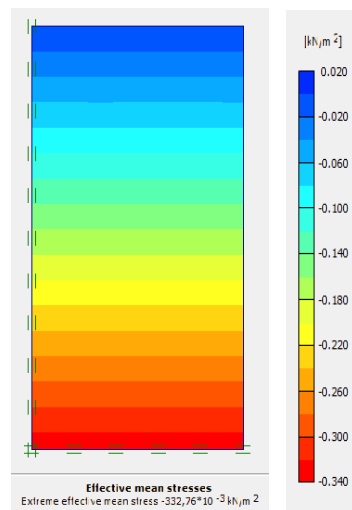


Figure III.13. Génération des contraintes effectives.

4.2. Procédure de calcul :

Le calcul est exécuté en utilisant le type de calcul 'multiphases' du logiciel PLAXIS, avec trois étapes distinctes.

La première est programmée avec le type de calcul 'consolidation', la deuxième étape est programmée avec le type de calcul 'plastique' par une procédure 'staged construction' afin de pouvoir activer les frontières imperméables à l'écoulement ou 'closed flow' pour simuler les conditions hydrauliques non-drainé. La troisième étape est programmée en calcul 'plastique' mais en utilisant la Modélisation numérique.

procédure des coefficients totaux ‘total multipliers’ afin de pouvoir augmenter le chargement axial directement depuis la fenêtre du programme de calcul est imposer le chemin de contrainte choisi.

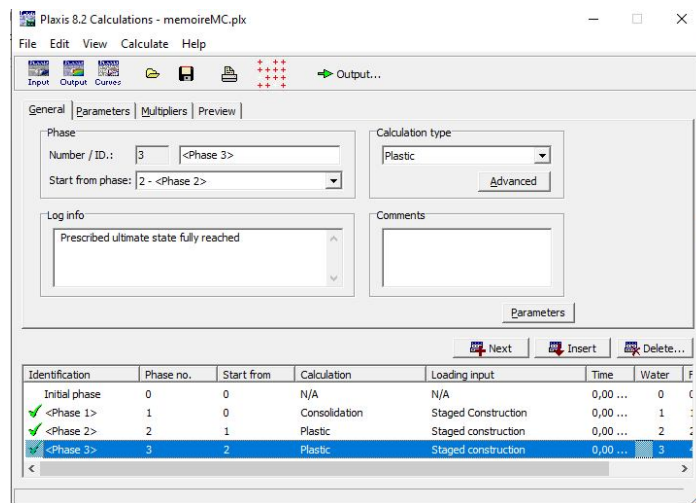


Figure III.14. Les différentes étapes de calcul de l’essai triaxial sous chargement monotonique.

4.3. Présentation et discussions de résultats :

4.3.1. Les déformations :

La maille déformée typique à ce modèle numérique est présenté dans la **Figure III.15**. Sur cette figure les déplacements sont représentés à une échelle réelle.

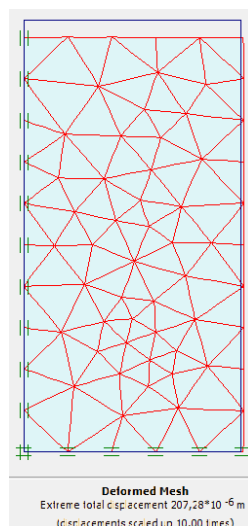


Figure III.15. Mailles déformées du modèle Mohr-Coulomb.

4.3.2. Déplacements du sol :

La figure III.16 montre la distribution des déplacements totaux (U_{tot}) dans la masse du sol, calculée par le modèle MC constitué et présenté dans un modèle à géométrie non déformé.

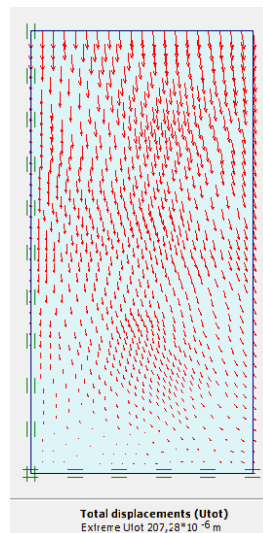


Figure III.16. Déplacements totaux sous chargement monotoniques.

4.3.3. Les contraintes :

La figure III.17 présente les zones de contraintes totales observées sur l'échantillon sous un chargement monotonique.

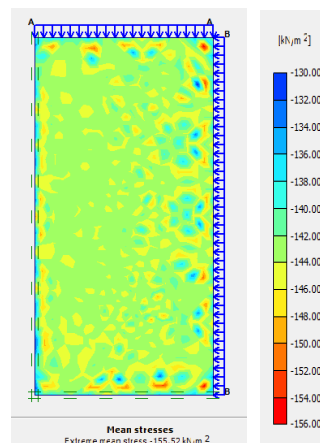


Figure III.17. Les contraintes totales sous chargement monotonique.

Cette figure présente la distribution des contraintes effectives dans l'échantillon d'argile.

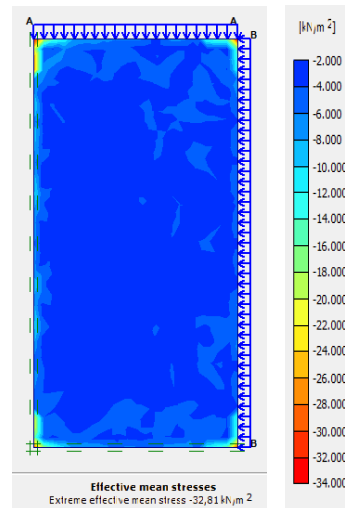


Figure III.18. Les contraintes effectives sous chargement monotoniques.

5. La modélisation en utilisant HSM (Hardening soli model) :

5.1. Condition aux limites et chargement :

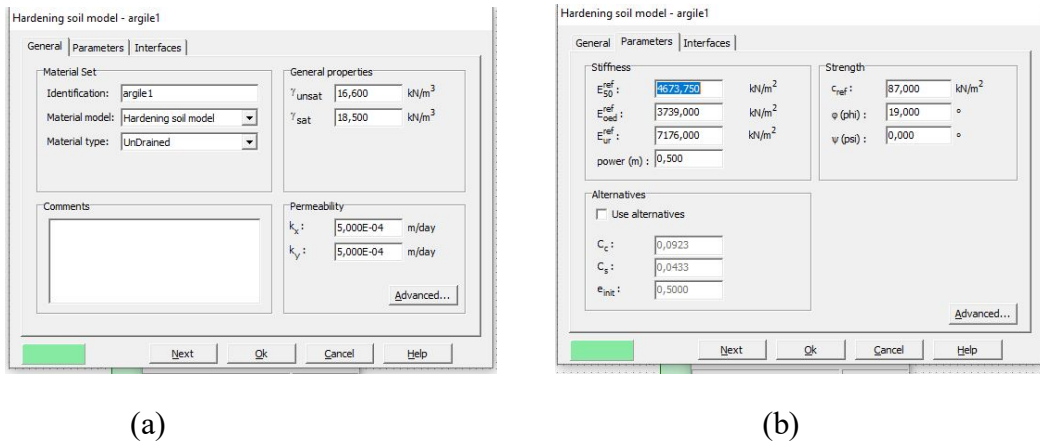
5.1.1. Condition aux limites :

Les conditions au limite soit garde le même comme nous le changer pas la géométrie du model utilisée dans cette modélisation.

5.1.2. Chargement:

Quand même le chargement ce ne change pas, nous avons appliqué un chargement isotrope (σ_3) noté A et B de 140 kPa. Pour la deuxième phase, on applique seulement un chargement verticale (σ_1), alors que le chargement horizontal reste constant (A) avec des pressions interstitielles initiales de 150 kPa.

5.1.3. présentation des paramètres de HSM :



(a)

(b)

Figure III.19. a b Fenêtre des paramètres du modèle HSM sous chargement monotonique.

5.1.4. Génération du maillage :

Le modèle de référence se fait par des éléments à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de 112 et celui des nœuds est de 957. Les dimensions du maillage sont données par la Figure III.20.

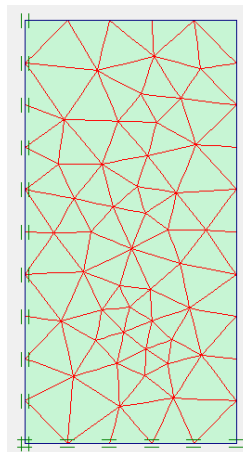


Figure III.20. Maillage de la géométrie du modèle HSM.

5.1.5. Conditions initiales :

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales, ainsi que des contraintes initiales.

5.1.6. Conditions hydrauliques :

La nappe phréatique est placée sur la surface de l'échantillon (**Figure III.21**)

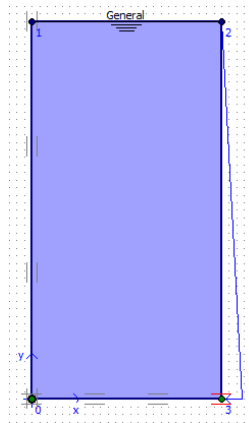


Figure III.21. Conditions hydrauliques initiales.

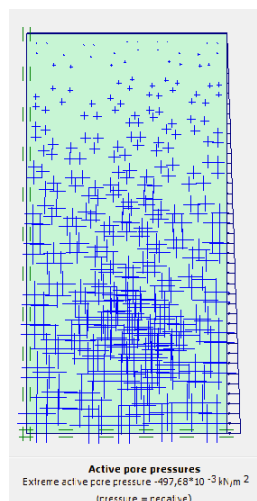


Figure III.22. Génération des pressions interstitielles initiales.

5.1.7. Les contraintes effectives :

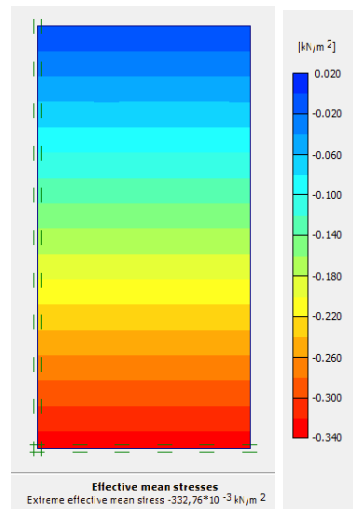


Figure III.23. Génération des contraintes effectives.

5.2. Procédure de calcul:

Le calcul est exécuté en utilisant le type de calcul 'multi hases' du logiciel Plaxis, avec trois étapes distinctes. La première est programmée avec le type de calcul 'consolidation', la deuxième étape est programmée avec le type de calcul 'plastique' par une procédure 'staged construction' afin de pouvoir activer les frontières imperméables à l'écoulement ou 'closed flow' pour simuler les conditions hydrauliques non-drainé. La troisième étape est programmée en calcul 'plastique' mais en utilisant la procédure des coefficients totaux 'total multipliers' afin de pouvoir augmenter le chargement axial directement depuis la fenêtre du programme de calcul est imposer le chemin de contrainte choisi.

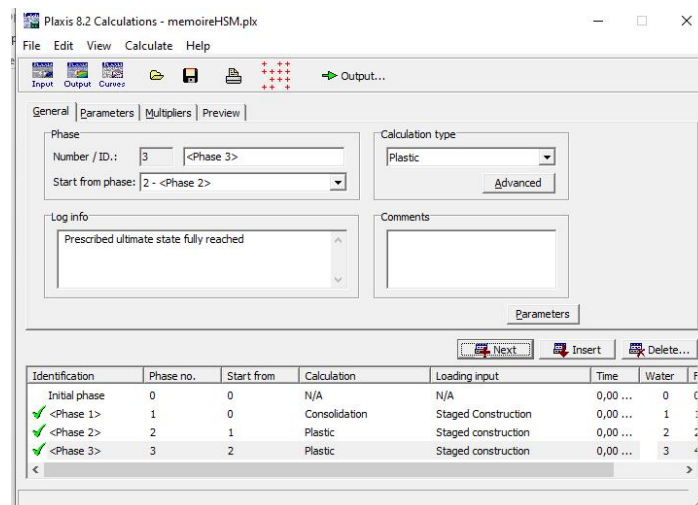


Figure III.24. Les différentes étapes de calcul de l'essai triaxial sous chargement monotonique.

5.3. Présentation et discussions de résultats :

5.3.1. Les déformations :

La **figure III.25** montre la déformée de l'essai. La figure montre les zones de déformation localisées dans les parties supérieures de l'échantillon, le graphe de la maille déformée montre aussi l'état du modèle quand le chargement axial (contrainte normale principale σ_1), atteint la valeur de 140.

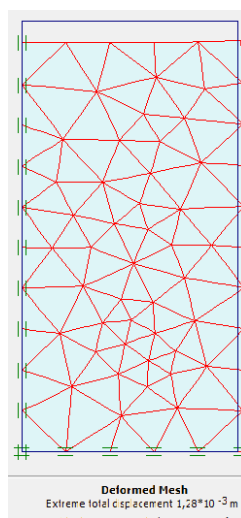


Figure III.25. Mailles déformées du modèle numérique HSM.

5.3.2. Déplacements du sol :

La **figure III.26** montre la distribution des déplacements totaux (U_{tot}) dans la masse du sol, calculée par le modèle HSM constitué et présenté dans un modèle à géométrie non déformé.

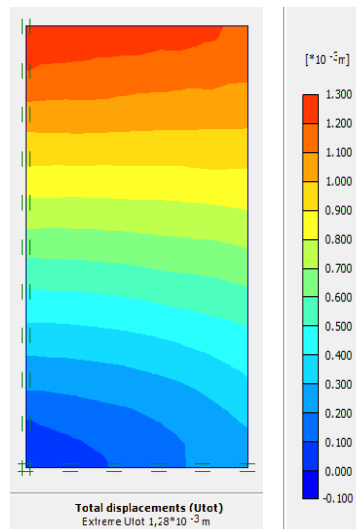


Figure III.26. Déformations totales sous chargement monotonique.

5.3.3. Les contraintes :

La **figure III.28** présente les zones de contraintes effectives. Les petites zones de concentration de contraintes effectives élevées, correspondent très précisément aux zones de développement d'importantes déformations, telles observées à la figure (III.27).

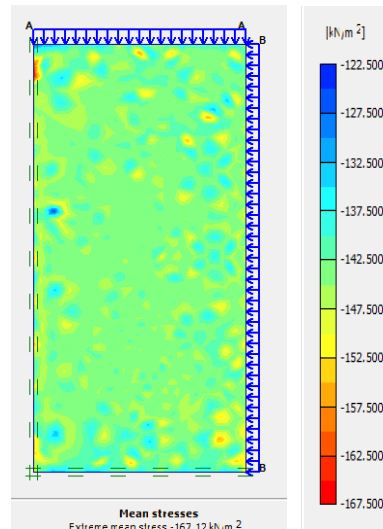


Figure III.27. Contraintes sous chargement monotonique.

Les zones de surpressions interstitielles élevées observées à la figure III.28, correspondent également aux zones de concentration de contraintes effectives observées à la figure III.27.

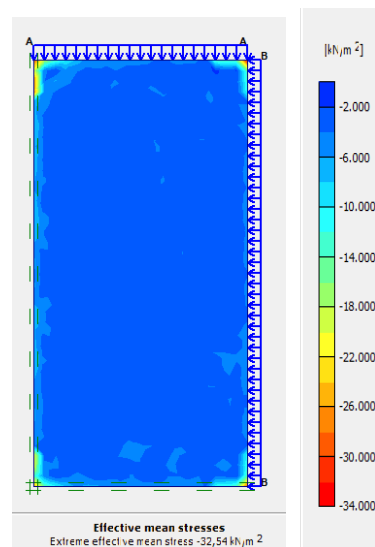


Figure III.28. Contraintes effectives sous chargement monotonique.

6. Conclusion :

Ce chapitre présente la procédure et les résultats de la simulation numérique d'un essai triaxial sous chargement monotone, conduits sur un sol argileux de la région de Tébessa (à l'Est de l'Algérie). Un modèle numérique simple a été développé en utilisant le code en éléments finis le PLAXIS (Version 8.2), prenant en considération la géométrie et les dimensions de l'éprouvette, les conditions aux limites, les conditions de drainage et le mode de chargement imposé pendant l'essai triaxial aux échantillon d'argile examinés, relativement au modèle elasto plastique de Mohr-Coulomb et le modèle HSM (Hardening soil model).

En examinant les résultats de modélisation, nous constatons que les résultats obtenues par le modèle HSM sont supérieur et à celles obtenues par le model MC.



Chapitre IV:
Etude Comparative

1. Introduction :

Après la modélisation numérique, on se propose une étude comparative entre les deux modèles de comportement MC et HSM pour étudier l'influence de certains paramètres sur le comportement du sol à partir de l'essai triaxial sous un chargement monotone, pour choisir le modèle adéquat qui donne des résultats convergents vers les solutions réelles et pour avoir connaissance des différences entre eux qui permettent d'évaluer tous les coûts de recherche et en utilisant les mêmes paramètres du projet, avec les mêmes données.

Le modèle géométrique a été établi et calculé avec le code PLAXIS 2D v8.2. Il sera utilisé comme base de référence et de comparaison lors de l'étude comparative suivante.

2. Les paramètres de comparaison :

Parmi les étapes de la modélisation, on propose d'étudier les variations dans les résultats obtenues pour chaque modèle tels que :

- Les déformations.
- Les déplacements.
- Les contraintes.

3. Comparaison de résultats de l'analyse numérique :

3.1. les déformations:

La maille déformée de chaque modèle de comportement est présentée dans la **Figure IV.1**. On constate que le maillage déformé pour le modèle HSM est très marqué par rapport à celui du modèle du MC. On observe que les valeurs des déplacements dans le modèle HSM sont plus fortes que celles obtenues par l'utilisation du modèle MC.

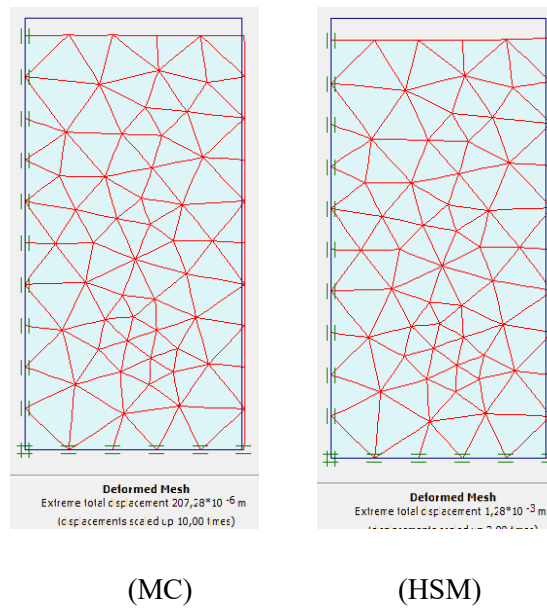


Figure IV.1 : Mailles déformées des deux modèles de comportement utilisés

3.2. Les déplacements de sols :

La **Figure IV.2** montre la distribution des déplacements totaux (U_{tot}) dans la masse du sol, calculée par les deux modèles constitutifs et présentés dans un modèle à géométrie non déformé, On observe que les valeurs des déplacements dans le model HSM sont plus fort que celles obtenues par l'utilisation du model MC.

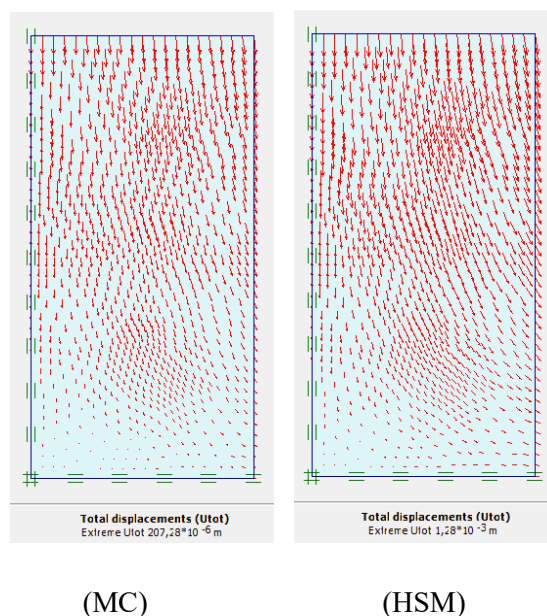


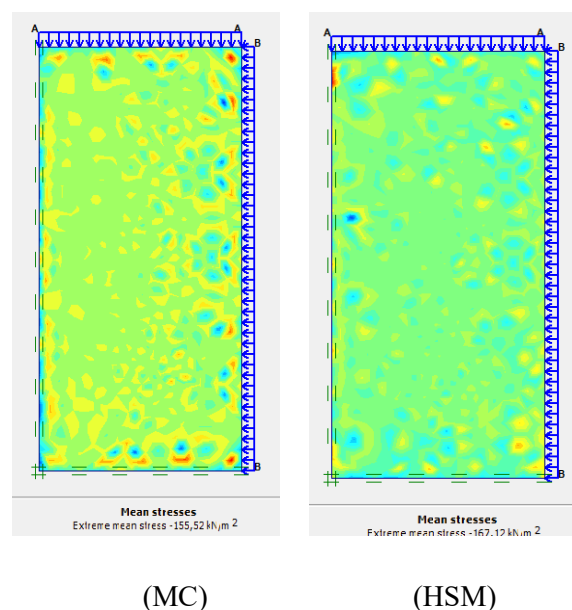
Figure IV.2. Distribution des déplacements totaux dans l'échantillon de sol.

Tableau IV.2. Comparaison des valeurs de déplacement des sols.

Le modèle	Mohr-Coulomb	Hardening Soil Model
Les valeurs de déplacements (m)	$207.28 \cdot 10^{-6}$	$1.28 \cdot 10^{-3}$

3.3. Les contraintes :

La figure présente les variations des valeurs des contraintes moyennes pour les deux modèles de comportements HSM et MC.

**Figure IV.3.** Contraintes totales sous chargement monotonique.**Tableau IV.3** comparaison des valeurs de contraintes.

Le modèle	Mohr-Coulomb	Hardening Soil Model
La valeur (KN/m ²)	155.52	167.12

Les résultats obtenus par l'utilisation des deux modèles de comportements sont très rapprochées, on peut dire que l'effet du choix de modèle n'influe pas sur les résultats des contraintes.

3.4. Les courbes des comparaison:

La **Figure IV.4**, montre les chemins de contrainte dans les axes de Lambe pour les deux modélisations par les modèles de comportements (MC et HSM).

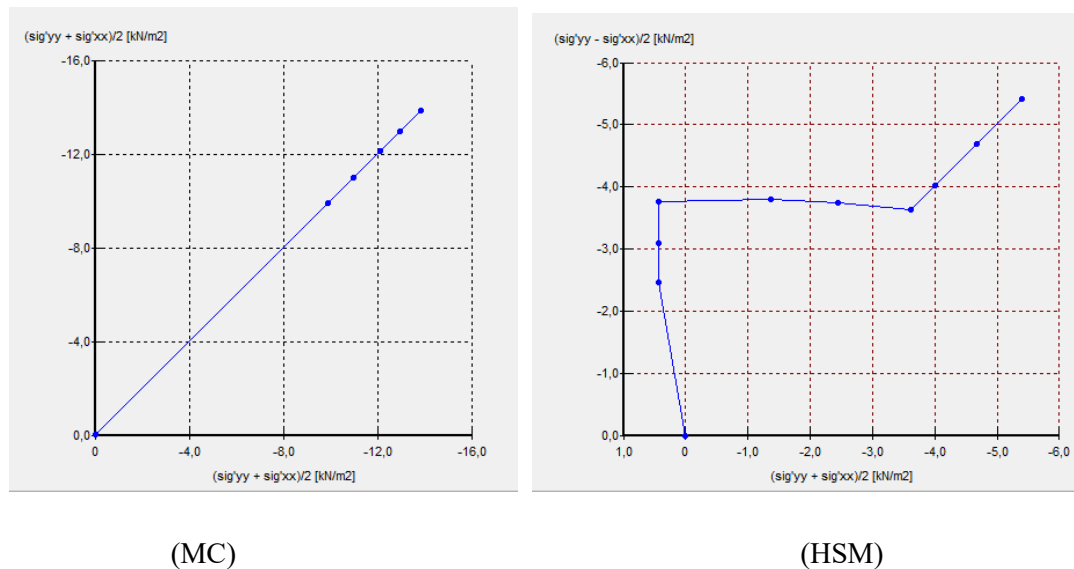


Figure IV.4. Chemin de contrainte dans les axes de Lambe (s, t) sous chargement monotone obtenu par simulation numérique (MC et HSM).

4. Conclusion:

Après l'observation des résultats obtenus par la modélisation numérique et des différentes comparaisons (déformations, déplacements, contraintes).

L'étude comparative nous a permis d'étudier l'effet de simulation par des différents modèles de comportement sur le sol étudiés, On constate que la variation des modèles de comportements utilisés a une influence considérable sur les résultats d'étude.



Conclusion générale

Conclusion :

L'étude numérique du comportement du sol nous permet d'avoir des connaissances sur les variations de certains paramètres mécaniques du sol pendant des essais expérimentales.

La modélisation numérique en géotechnique devient un outil très important pour l'évaluation des déformations, des contraintes et des pressions interstitielles dans le sol

Après l'examen des résultats obtenus par notre modélisation numérique en deux dimensions, l'exploitation de ces résultats et leurs représentations graphiques pour montrer les différentes valeurs des déplacements et des contraintes dans le sol à travers un essai triaxial monotone.

On constate une forte concordance de nos résultats numériques avec les résultats obtenus par d'autres auteurs dans leurs travaux antérieurs, ce qui justifie la validité de notre modèle numérique utilisé pour la modélisation de cet essai.

Les conclusions que nous pouvons tirer de notre recherche sont les suivantes :

- Le modèle HSM c'est le modèle le plus proche d'expliquer le comportement réel du sol.
- Les valeurs des déplacements obtenus par l'utilisation du modèle HSM sont supérieures à celles obtenues par le modèle MC.
- Les contraintes développées dans l'échantillon par application du modèle HSM sont aussi supérieures aux résultats obtenus par le modèle MC.
- Les résultats obtenus montrent que la simulation numérique en utilisant le code éléments finis (PLAXIS) donne des résultats concordant de manière satisfaisante avec les résultats de la littérature.

Recommandations:

- Il serait intéressant de faire le même travail en utilisant le code de calcul PLAXIS 3D.
- Il est recommandé de faire une étude expérimentale dans le même sujet pour comparer les résultats numériques avec les résultats expérimentaux.
- Il faut déterminer précisément le type d'essai avec la bonne estimation de condition de drainage et de chargement.



Références bibliographique

- [1]AKREM DJAWED, Résistance au cisaillement des sols, article, Academia.edu.
- [2]FRANCOIS SCHLOSSER (1997), Eléments de mécanique des sols, presse d'ENPC, ISBN 2-85978-104-8.
- [3]IHCENE LAMRI (2008), Etude du comportement d'un sol cohérent sous chargement monotonique et cyclique, Mémoire de magister, Université 20 aout 1955 –Skikda.
- [4]CASAGRANDE, A. and SHANNON, W. (1948).Research on stress deformation and strength characteristics of soils and soft rocks under transient loading. Pub, Harvard University Grad, Sch., Eng., Soil Mech.
- [5]TAYLOR, D. W. (1953), A comparaison of the results of Direct Shear and Cylindrical Compression Tests. Proceedings, ASTM Symposium on Shear Testing of Soils, Vol. 39.
- [6]BJERRUM, L., SIMON, N. and TORBOLAA, I (1958), The effect of time on the shear strength of a soft marine clay.Proc. Brussels Conf. on Earth Pressure Problems, Vol 1.
- [7] ANDERSEN, K.H., POOL, J.S, BROWN, S.F., ROSENBRAND, W.F.(1980)Cyclic and static laboratory tests on Dramen clay, Proc. A.S.C.E, Vol 106.
- [8] CRAIG, W.H. (1982), Strain rate and viscous effects in physical models. Proc. Conf .Soil Dynamics and Earthquake Eng., Southampton.
- [9] KHAFFAF, J.H. (1978) Weakening of undrained saturated clay under cyclic triaxialstress.Ph.D. Thesis, University of Manchester.
- [10] BRINGREVE R.B.J. ET VERMEER PA, (2003).Plaxis v8, material model manual, DELFT University of Technology & Plaxis BV, Pays-Bas.
- [11] REYNOLDS O, (1885). Phil. Mag.fifth series, 20.
- [12] SKEMPTON, A.W, (1954).The pore-pressure coefficients A and B. Geotechnique, 4.
- [13]BOUCHOUCHA ABDALLAH, Cour amélioration des sols.
- [14]BOUDLAL OMAR, (2011), Etude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations, thèse de doctorat, Université mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.
- [15]DEMAGH Laid, (2012), analyse numérique du comportement d'une semelle filante reposant sur un sable en pente renforcé par des pieux, Université de Batna
- [16] LUC SIBILLE, (2011), Essai de cisaillement direct à la boîte de casagrande/essai triaxial. Licence. France.cel-01795697.
- [17] HADJI RIHEB, (2019), Mécanique des sols et des travaux de fondations, Géologie de l'ingénieur et Géotechnique, Université Ferhat Abbas Sétif 1
- [18] MANUEL PLAXIS V8.2.
- [19] ROULI Ahmed, (2014), Simulation numérique du comportement d'une argile, observe lors d'essais triaxiaux, Article, Université de Tébessa.



Annexes

Annexe 1 : les caractéristiques physiques et chimiques du sol de Tébessa.

SONDAGE N°		01		02			
Profondeur m		0.30-1.50	1.50-10.00	0.50-3.00	3.00-3.50	3.50-5.00	5.00-7.00
DENSITE SECHE γ_d t/m ³		/	1.78	/	/	/	/
TENEUR EN EAU w%		/	17.55	/	/	/	/
DENSITÉ HUMIDE γ_h t/m ³		/	2.09	/	/	/	/
DEGRÉ DE SATURATION SR %		/	92	/	/	/	/
ANALYSE GRANULOMETRIQUE	2mm	8.42	84.4	71.0	22.87	51.87	86
	0.080mm	5.71	66	63.2	10.93	42.25	76.6
Équivalent de sable	Es%	59	/		16	5	
LIMITES D'ATTERBERG	WL%	/	61			63	86
	IP%	/	44			43	76.6
Valeur au bleu de méthylène	VB	/	5.75			5.44	
ESSAI DE CISAILLEMENT	C bars	/	1.65	Sol remanié et feuilleté			
	θ degré	/	31				
ESSAI ŒDOMÉTRIQUE	Pc Kg/Cm ³	/	0.965				
	Ct	/	0.196				
	Cg	/	0.087				
	Pg Kg/Cm ²	/	4.80				
ANALYSES CHIMIQUES	Insolubles	/	35.86	/	/	60.19	/
	Carbonates	/	34.75	/	/	37.29	/
	Gypse	/	26.78	/	/	Traces	/
	SULFATE	/	149346.70	/	/	Traces	/
	Degré d'agressivité	/	Très forte	/	/	Nulle	/

SONDAGE N°		03			04		
Profondeur m		1.00-2.60	3.20-6.00	6.20-8.00	0.50-2.00	2.00-5.00	5.00-8.00
DENSITE SECHE γ_d t/m ³		/	1.13	/	/	/	/
TENEUR EN EAU w%		/	45.2	/	/	/	/
DENSITÉ HUMIDE γ_h t/m ³		/	1.66	/	/	/	/
DEGRÉ DE SATURATION SR %		/	88	/	/	/	/
ANALYSE GRANULOMETRIQUE	2mm	80	85	/	58.33	59.70	98
	0.080mm	68.0	70.4	/	46.7	51.02	88.5
Équivalent de sable	Es%						
LIMITES D'ATTERBERG	WL%	41	90	/		45	/
	IP%	23	53	/		28	/
Valeur au bleu de méthylène	VB		6.25	/		2.86	/
ESSAI DE CISAILLEMENT	C en bars	/	0.661	/	Sol remanie		
	Ø degré	/	04	/			
ESSAI ŒDOMÉTRIQUE	Pc Kg/Cm ³	/	0.605	/			
	Ct	/	0.335	/			
	Cg	/	0.126	/			
	Pg Kg/Cm ²	/	2.50	/			
ANALYSES CHIMIQUES	Insolubles	/	61.14	/		39.44	/
	Carbonates	/	27.97	/		59.32	/
	Gypse	/	7.19	/		Traces	/
	SULFATE	/	40097.19	/		Traces	/
	Degré d'agressivité	/	Très forte	/		Nulle	/

SONDAGE N°		05			06		
Profondeur m		0.50-4.00	4.00-7.00	7.00-10.00	0.00-3.80	3.80-7.00	7.00-9.00
DENSITE SECHE γ_d t/m ³		/	1.57	/	/	1.68	/
TENEUR EN EAU w%		/	25.3	/	/	20.9	/
DENSITÉ HUMIDE γ_h t/m ³		/	1.97	/	/	2.01	/
DEGRÉ DE SATURATION SR %		/	95	/	/	93	/
ANALYSE GRANULOMETRIQUE	2mm	52.10	92.6	34.16	32.5	98.4	90
	0.080mm	47.36	75	23.5	13.6	85.2	69.2
Équivalent de sable	Es%	3				/	
LIMITES D'ATTERBERG	WL%	/	54	/	/	64	/
	IP%	/	38	/	/	34	/
Valeur au bleu de méthylène	VB	/	4.05	/	/	3.89	/
ESSAI DE CISAILEMENT	C bars	/	1.05	/	/	0.92	/
	θ degré	/	22	/	/	30	/
ESSAI ŒDOMÉTRIQUE	Pc Kg/Cm ³	/	1.325	/	/	1.795	/
	Ct	/	0.239	/	/	0.343	/
	Cg	/	0.057	/	/	0.118	/
	Pg Kg/Cm ²	/	1.10	/	/	4.80	/
ANALYSES CHIMIQUES	Insolubles	/	30.23	/	/	55.59	/
	Carbonates	/	40.68	/	/	25.42	/
	Gypse	/	27.50	/	/	18.18	/
	SULFATE	/	153362.00	/	/	101386.22	/
	Degré d'agressivité	/	Très forte	/	/	Tres forte	/

SONDAGE N°		07			08		
Profondeur m		0.50-1.60	1.60-4.00	4.00-8.00	1.00-3.00	3.00-5.00	5.00-10.00
DENSITE SECHE γ_d t/m ³		/	/	/	/	/	/
TENEUR EN EAU w%		/	/	/	/	/	/
DENSITÉ HUMIDE γ_h t/m ³		/	/	/	/	/	/
DEGRÉ DE SATURATION SR %		/	/	/	/	/	/
ANALYSE GRANULOMETRIQUE	2mm	36.66	/	44.5	86.8	12.93	88.8
	0.080mm	32.33	/	41.2	71	1.8	75.5
Équivalent de sable	Es%	7	/	/	/		
LIMITES D'ATTERBERG	WL%	/	43	55	50		
	IP%	/	30	36	23		
Valeur au bleu de méthylène	VB		3.55	4.10	4.41		/
ESSAI DE CISAILLEMENT	C bars	Sols remaniés			Sol feuilletée		
	θ degré						
ESSAI CÉDOMÉTRIQUE	Pc Kg/Cm ³						
	Ct						
	Cg						
	Pg Kg/Cm ²						
ANALYSES CHIMIQUES	Insolubles	/	45.03	/	/	11.18	/
	Carbonates	/	43.22	/	/	84.79	/
	Gypse	/	9.17	/	/	Traces	/
	SULFATE	/	5113.26	/	/	Traces	/
	Degré d'agressivité	/	Très forte	/	/	Nulle	/

