

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Mémoire de Mastère

Présenté à l'Université 8 Mai 1945 Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil et d'Hydraulique

Domaine «Sciences et Technologie»

Spécialité «Génie Civil », Option «Géotechnique »

Présenté par

ZEMMOURA TAREK

Thème

**Etude expérimentale et simulation numérique de la
résistance au cisaillement des sables avec le Code PFC**

Sous la direction de Professeur NOUAOURIA Mohamed Salah

Juin 2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

*Avant d'entamer le cœur de ce mémoire, je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à l'aboutissement de ce travail. Je remercie tout d'abord mon encadrant(e) **Pr. NOUAOURIA Mohamed Salah**, pour sa disponibilité, ses conseils avisés, son accompagnement rigoureux et sa bienveillance tout au long de ce projet. Ses orientations précieuses ont largement contribué à enrichir ce travail.*

*Je souhaite également adresser mes sincères remerciements à l'ensemble des enseignants du département de **Génie Civil et d'Hydraulique**, pour la qualité de leur enseignement, leur encadrement et leur soutien tout au long de mon parcours universitaire.*

Mes remerciements vont aussi à mes camarades de promotion et amis, pour leur soutien moral, leur aide et les échanges enrichissants que nous avons partagés durant ces années.

Enfin, j'exprime toute ma reconnaissance à ma famille, en particulier à mes parents, pour leur amour, leur patience, leurs encouragements constants et leur confiance indéfectible. Ce mémoire leur est dédié.

Dédicace

*À mes chers parents,
pour leur amour inconditionnel, leur patience, leurs sacrifices
et leur soutien toute au long de mon parcours.
Ce travail est le fruit de vos prières et de votre confiance.*

*À ma famille,
pour leur présence, leurs encouragements et leur réconfort
dans les moments de doute.*

*À mes amis et collègues,
avec qui j'ai partagé des expériences inoubliables, des efforts,
des rires et des réussites.*

Je vous dédie ce mémoire avec toute ma gratitude.

Résumé

Cette étude porte sur la résistance au cisaillement des sables, purs et mélangés avec de l'argile kaolinite à des taux de 5 %, 10 % et 15 %, respectivement à travers une approche expérimentale et une simulation numérique utilisant le code PFC (Particle Flow Code). Deux types d'essais ont été réalisés : l'essai de cisaillement direct et l'essai cyclique, appliqués sur le sable de Tébessa et le sable normalisé.

La simulation numérique repose sur la méthode des éléments discrets, en intégrant un modèle linéaire de résistance au roulement afin de représenter l'effet d'enchevêtrement entre les grains. L'étude met en évidence l'influence de la teneur en kaolinite sur le comportement mécanique des matériaux granulaires. Les courbes de cisaillement montrent une croissance suivie d'une stabilisation autour de 2 mm de déplacement.

Pour des contraintes normales de 100 et 200 kPa, les résultats numériques sont en bon accord avec les essais expérimentaux. À 300 kPa, les courbes coïncident jusqu'à 2 mm, après quoi la courbe expérimentale continue à augmenter tandis que la courbe simulée diminue légèrement puis se stabilise. Ces résultats confirment la capacité de la modélisation numérique à représenter fidèlement le comportement des sols mixtes sable-kaolinite, tout en soulignant certaines limites à haute contrainte.

Abstract

This study investigates the shear strength of coarse sands, both pure and mixed with kaolinite clay at proportions of 5%, 10%, and 15% respectively, using an experimental and numerical approach based on the Particle Flow Code (PFC). Direct shear and cyclic shear tests were performed on Tébessa sand and standardized sand.

The numerical simulation employed the Discrete Element Method (DEM), with a linear rolling resistance model to simulate grain interlocking. The addition of kaolinite significantly influenced the mechanical behavior of the granular soils. The shear strength curves exhibited an initial increase followed by stabilization around 2 mm of displacement.

Under normal stresses of 100 and 200 kPa, numerical and experimental results matched well. At 300 kPa, both curves aligned up to 2 mm; beyond that, the experimental curve kept rising, while the numerical one slightly dropped before stabilizing. This study demonstrates the effectiveness of discrete element modeling in representing the shear behavior of sand-kaolinite mixtures, with noticeable limitations at higher stresses.

ملخص

ترتكز هذه الدراسة على مقاومة القص للتربة الرملية ، سواء كانت نقية أو ممزوجة بطين الكاولينيت بنسب 5% ، 10% و 15% على التوالي من خلال مقارنة تجريبية وعددية باستخدام برنامج PFC (كود الجريان الجزيئي)

تم إجراء تجربتي القص المباشر والقص الدوري على رمل تبسة ورمل معياري .

اعتمدت المحاكاة العددية على طريقة العناصر المنفصلة باستخدام نموذج مقاومة دورانية خطي لمحاكاة تشابك الحبيبات. أظهرت النتائج تأثيرًا واضحًا لإضافة الكاولينيت على السلوك الميكانيكي للتربة. المنحنيات بيّنت زيادة في مقاومة القص ثم استقرارها حول إزاحة 2 مم.

Sommaire

Remerciement.....	I
Dédicace.....	II
Résumé.....	III
Abstract.....	IV
ملخص.....	V
Introduction Générale	1
Chapitre 1 : Recherche bibliographique.....	2
1.1 Introduction.....	3
1.2 Fondements théoriques de la résistance au cisaillement	3
1.3 Méthodes expérimentales d'étude de la résistance au cisaillement	4
1.3.1 Essai de cisaillement direct (Direct shear test).....	4
1.3.2 Essai triaxial	5
1.3.3 Essai de cisaillement annulaire (Ring Shear Test).....	6
1.3.4 Autres méthodes	7
1.4 Comportement des différents types de sols au cisaillement	8
1.4.1 Sols granulaires (sables et graviers)	8
1.4.2 Sols fins (argiles et limons)	9
1.4.3 Sols structurés, partiellement saturés et remaniés	10
1.5 Approches numériques dans l'étude du cisaillement des sols	10
1.5.1 Méthode des éléments finis (FEM).....	10
1.5.2 Méthode des éléments discrets (DEM)	11
1.5.3 Méthode hybride FEM–DEM	12
1.5.4 Limites et perspectives.....	13
1.6 Synthèse des travaux antérieurs sur la résistance au cisaillement des sols	13
1.6.1 Travaux fondamentaux classiques	13
1.6.2 Études expérimentales modernes.....	14
1.6.3 Travaux numériques récents.....	14
1.6.4 Synthèse critique.....	15
1.7 Conclusion	15
Chapitre 2 : Identification des sols.....	16
2.1. Introduction.....	17

2.2. Classification des sols	17
2.2.1. Classification par la taille des grains solides d'un sol	17
2.2.2. Classification par le comportement des sols	18
2.3. Classification géotechnique des sols	20
2.3.1. But de la classification	20
2.3.2. La classification GTR	21
2.4. Propriétés et caractéristiques des sols	26
2.4.1. Caractéristiques physiques	26
2.4.2. Analyse granulométrique et sédimentométrie	30
2.4.3. Identifications propres aux sols fins	40
2.4.4. Identifications propres aux sols grenus	47
2.5. conclusion	51
Chapitre 3 : résistance au cisaillement des sols	52
3.1. Introduction.....	53
3.2. Contraintes sur un plan de cisaillement	53
3.3. Critère de rupture de Mohr – Coulomb :	55
3.4. Appareils utilisés	59
3.4.1. La boîte de cisaillement carrée.....	59
3.4.2. A la boîte de cisaillement circulaire.....	64
3.4.3. Boîte de cisaillement annulaire	67
3.5. Essai triaxial	71
3.5.1. Exemple	73
3.6. conclusion.....	76
Chapitre 4 : Description de l'appareillage (WF21A60 AUTOSHEAR).....	78
4.1. Introduction :	79
4.2. Caractéristiques principales :	80
4.3. Description :	81
4.4 Utilisation de l'équipement :	83
4.4.1 Mise sous tension de l'équipement :	83
4.4.2 Description du menu principal	84
4.4.3 Description du test.....	85
4.5 Effectuer un test :	92
4.5.1 Préparation de la boîte de cisaillement	93
4.5.2 Exécuter le test de cisaillement direct.....	95
Chapitre 5 : Essais Expérimentaux.....	109

5.1 Introduction.....	110
5.2 Matériaux étudiés.....	110
5.3 Acquisition de données.....	113
5.4 Analyse des résultats	113
5.4.1 Cisaillement direct.....	114
5.4.2 Cisaillement cyclique.....	126
5.5 Conclusion	161
Chapitre 6 : Modélisation numérique de l'essai de cisaillement direct par	
la méthode des éléments discrets.....	162
6.1 Introduction :	163
6.2 Méthode des éléments discrets :	163
6.3 Itasca PFC6.0 (particle flow code).....	164
6.4 Le modèle de contact de résistance au roulement (Rolling résistance cocntactmodel RSCM)	167
6.5 Le processus de la modélisation :	168
6.5.1 Création de la boîte de cisaillement :	168
6.5.2 Création du matériau granulaire :	169
6.5.3 Application de la contrainte de consolidation :	169
6.5.4 Initiation de cisaillement :	170
6.5.5 Analyse des résultats :	171
Conclusion général	174
Références Bibliographiques.....	177

Liste des Figures

Chapitre 1

Figure 1.1 Cercle de mohr	4
Figure 1.2 Principe de l'essai de cisaillement direct : (a) essai in situ avec plateau de chargement libre et boîte 0,6 x 0,6 m (section) x 0,4 (hauteur), (b) essai au laboratoire avec piston bloqué (disposition symétrique)	5
Figure 1.3 Appareil triaxial	6

Figure 1.4 Appareil de cisaillement annulaire	7
Figure 1.5 la machine œdométrique	7
Figure 1.6 état dense et lâche	8
Figure 1.7 Effet de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction (Tatsuoka et al.,1986)	9
Figure 1.8 Organigramme d'un logiciel éléments finis	11
Figure 1.9 Cycle de calcul de la Méthode des Eléments Discrets.....	12
Figure 1.10 General DEM calculation cycle	13

Chapitre 2

Figure 2.1. Courbes de cisaillement pour deux types de sable (dense ; lâche).....	18
Figure 2.2. Courbe de cisaillement typique des argiles.....	19
Figure 2.3. Différentes structures d'argiles d'après Terzaghi (d'après Fondations et ouvrages en terre).....	19
Figure 2.4. Tableau synoptique de classification des matériaux selon leur nature.....	23
Figure 2.5. Schéma d'un volume élémentaire de sol : Poids et volumes des différentes phases.....	26
Figure 2.6. Série de tamis de Laboratoire.....	31
Figure 2.7. Appareil de dessiccation de Laboratoire.....	31
Figure 2.8. Les différentes hauteurs de densimètre.....	36
Figure 2.9. Courbe d'analyse granulométrique (Argile noire).....	38
Figure 2.10. Courbe d'analyse granulométrique (Argile rouge).....	40
Figure 2.11. Détermination de la Limite de Liquidité.....	42

Chapitre 3

Figure 3.1. Contraintes appliquées sur élément de sol en deux dimensions... ..	54
Figure 3.2 Cercle de Mohr.....	55
Figure 3.3 Enveloppe de rupture ; a) Sols cohérents. b) Sols pulvérulents.....	57
Figure 3.4 Cercle de Mohr et enveloppe de rupture.....	58

Figure 3.5. Schéma de la boîte de cisaillement—Exemple avec la demi-boîte inférieure mobile.....	62
Figure 3.6. Courbes de l'essai de cisaillement a la boîte (carrée).....	63
Figure 3.7. Détermination des paramètres de cisaillement.....	64
Figure 3.8. La boîte de cisaillement circulaire.....	65
Figure 3.9. Courbes de cisaillement (boîte circulaire).....	66
Figure 3.10. Enveloppe de rupture de Coulomb.....	67
Figure 3.11. Anneau inférieur (a) et Anneau supérieur de chargement (b)	68
Figure 3.12. Vue d'ensemble d'équipement de cisaillement.....	69
Figure 3.13. Courbes de cisaillement (boîte annulaire).....	70
Figure 3.14. Enveloppe de rupture de Coulomb (annulaire).....	71
Figure 3.15. Appareil triaxial.....	72
Figure 3.16. Résultats d'un essai triaxial dans le plan de Mohr.....	73
Figure 3.17. Courbes de l'essai triaxial.....	75
Figure 3.18. Détermination des paramètres de cisaillement.....	76

Chapitre 4

Figure 4.1. Identification des principaux composants	80
Figure 4.2. Identification des principaux composants (suite).....	81
Figure 4.3 l'écran suivant apparaît à l'écran.....	82
Figure 4.4 MESSAGE SYSTÈME pour rappeler que la clé USB.....	83
Figure 4.5 Le MENU PRINCIPAL.....	84
Figure 4.6 SÉLECTIONNEZ LE TYPE DE TEST.....	85
Figure 4.7 le ESSAI DE CISAILLEMENT DIRECT,	86
Figure 4.8 PARAMETRES DE CISAILLEMENT DIRECT.....	86
Figure 4.9 Tableau de consolidation	87
Figure 4.10 l'acquisition des données de consolidation.....	88
Figure 4.11 TABLEAU DES INTERVALLES.....	89
Figure 4.12 PARAMÈTRES DE CISAILLEMENT DIRECT.....	90

Figure 4.13 l'écran suivant de démarrer le test.....	91
Figure 4.14 boîte de cisaillement	93
Figure 4.15 différentes parties de la boîte.....	94
Figure 4.16 Insérer le support carré noir dans le chariot.....	96
Figure 4.17 Insérez le boîtier de cisaillement, préalablement préparé, dans le chariot. Serrez ensuite les deux vis.....	96
Figure 4.18 le joug de chargement.....	97
Figure 4.19 la position du bras de levier.....	97
Figure 4.20 Vissez le bouton noir situé sous le blocage du bras de levier.....	98
Figure 4.21 Sélectionner ESSAI pour démarrer le test.....	99
Figure 4.22 Sélectionnez le TYPE DE TEST.....	99
Figure 4.23 PARAMÈTRES DE CISAILLEMENT DIRECT.....	100
Figure 4.24 l'écran suivant de démarrer le test.....	100
Figure 4.25 le bouton noir à droite pour amener la cellule de charge vers le chariot.....	101
Figure 4.26 charge le poids mort.....	102
Figure 4.27 dévissez le bouton noir de blocage du bras de levier.....	103
Figure 4.28 les charges directes et indirect.....	104
Figure 4.29 remplissez le chariot d'eau pour maintenir la Teneur en humidité de l'échantillon.....	106
Figure 4.30 affichage graphique.....	106

Chapitre 5

Figure 5.1 Vue générale de l'appareil de cisaillement carré.....	109
Figure 5.2 Sable normalisé	110
Figure 5.3 La kaolinite.....	110
Figure 5.4 Courbe de l'analyse granulométrique de Sable de Tebessa.....	111

Figure 5.5 Courbe de l'analyse granulométrique de Sable normalise.....	111
Figure 5.6 boîte carrée (60*60).....	111
Figure 5.7 l'écran tactile de l'appareil.....	112
Figure 5.8 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement	115
Figure 5.9 Courbe de consolidation (méthode de racine (t)).....	116
Figure 5.10 Enveloppes de rupture au pic.....	116
Figure 5.11 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement	117
Figure 5.12 Courbe de consolidation (méthode de racine (t)).....	118
Figure 5.13 Enveloppes de rupture au pic.....	119
Figure 5.14 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement	120
Figure 5.15 Courbe de consolidation (méthode de racine (t)).....	120
Figure 5.16 Enveloppes de rupture au pic.....	121
Figure 5.17 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement	122
Figure 5.18 Courbe de consolidation (méthode de racine (t)).....	122
Figure 5.19 Enveloppes de rupture au pic.....	123
Figure 5.20 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement	124
Figure 5.21 Courbe de consolidation (méthode de racine (t)).....	124
Figure 5.22 Enveloppes de rupture au pic.....	125
Figure 5.23 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement	128
Figure 5.24 Courbes déplacement horizontale-deplacement verticale.....	128
Figure 5.25 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement	131
Figure 5.26 Courbes déplacement horizontale-deplacement verticale.....	132
Figure 5.27 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement	135
Figure 5.28 Courbes déplacement horizontale-deplacement verticale.....	135
Figure 5.29 Courbe de consolidation (méthode de racine (t)).....	136
Figure 5.30 Enveloppes de rupture au pic.....	137
Figure 5.31 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement	138
Figure 5.32 Courbes déplacement horizontale-deplacement verticale.....	138
Figure 5.33 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement	139

Figure 5.34 Courbe déplacement horizontale-déplacement verticale.....	139
Figure 5.35 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement	140
Figure 5.36 Courbes déplacement horizontale-déplacement verticale.....	140
Figure 5.37 Courbe de consolidation (méthode de racine (t)).....	141
Figure 5.38 Enveloppes de rupture au pic.....	142
Figure 5.39 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement	143
Figure 5.40 Courbes déplacement horizontale-déplacement verticale.....	143
Figure 5.41 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement	144
Figure 5.42 Courbes déplacement horizontale-déplacement verticale.....	144
Figure 5.43 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement	145
Figure 5.44 Courbes déplacement horizontale-déplacement verticale.....	145
Figure 5.45 Courbe de consolidation (méthode de racine (t)).....	146
Figure 5.46 de rupture au pic.....	147
Figure 5.47 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement	148
Figure 5.48 Courbes déplacement horizontale-déplacement verticale.....	148
Figure 5.49 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement	149
Figure 5.50 Courbes déplacement horizontale-déplacement verticale.....	149
Figure 5.51 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement	150
Figure 5.52 Courbes déplacement horizontale-déplacement verticale.....	150
Figure 5.53 Courbe de consolidation (méthode de racine (t)).....	151
Figure 5.54 Enveloppes de rupture au pic.....	152
Figure 5.55 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement	153
Figure 5.56 Courbes déplacement horizontale-déplacement verticale.....	153
Figure 5.57 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement	154
Figure 5.58 Courbes déplacement horizontale-déplacement verticale.....	154
Figure 5.59 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement	155
Figure 5.60 Courbes déplacement horizontale-déplacement verticale.....	155
Figure 5.61 Courbe de consolidation (méthode de racine (t)).....	156
Figure 5.62 Enveloppes de rupture au pic.....	157

Chapitre 6

Figure 6.1 Rolling resistance contact model RSCM.....	164
Figure 6.2 état initial (vue des parois générées).....	165
Figure 6.3 état de chargement (load) (vue des matériaux granulaire généré).....	166
Figure 6.4 vue de la boîte durant la phase de consolidation opérée par le mur supérieur de demi-botte supérieur.....	167
Figure 6.5 vue de la boîte durant la phase de cisaillement.....	167
Figure 6.6 comparaison des courbes (Sable de Tébessa).....	168
Figure 6.7 comparaison des courbes(Sable normalisé).....	169

Liste des Tableaux

Chapitre 1

Chapitre 2

Tableau 2.1. Les formules chimiques des principaux minéraux argileux.....	20
Tableau 2.2. Classification GTR.....	22
Tableau 2.3. Classification des sols fins.....	24
Tableau 2.4. Classification des sols sableux ou graveleux, avec fines	24
Tableau 2.5. Classification des sols sableux ou graveleux, avec fines (suite).....	25
Tableau 2.6. Classification des sols insensibles à l'eau.....	26
Tableau 2.7. Les relations entre les différentes caractéristiques physique des sols.....	29
Tableau 2.8. Les résultats de l'analyse granulométrique (Argile noire).....	36
Tableau 2.9. Les résultats de la sédimentation (Argile noire).....	37
Tableau 2.10. Les résultats d'analyse granulométrique (Argile rouge).....	38
Tableau 2.11. Les résultats de la sédimentation (Argile rouge).....	39
Tableau 2.12. Classification du L.P.C des sols.....	40

Tableau 2.13. Résultats de la limite de liquidité	42
Tableau 2.14. Calculs des teneurs en eau pour la limite de liquidité	42
Tableau 2.15. Calcule des teneurs en eau pour la limite de plasticité.....	43
Tableau 2.16. Classification de l'agilité d'un sol selon l'indice de plasticité IP.....	43
Tableau 2.17. Etat du sol en fonction de l'indice de consistance.....	44
Tableau 2.18. Limites d'Atterberg et indice de plasticité de certains minéraux argileux (d'après Cornell, 1951).....	44
Tableau 2.19. Classification GTR selon la valeur de VBS	47
Tableau 2.20. Résultats d'essai d'équivalent (E.S.V).....	49
Tableau 2.21. Résultats d'essai d'équivalent (E.S.P).....	50
Tableau 2.22. Etat de compacité des sols grenus.....	51

Chapitre 3

Tableau 3.1. Résultats de cisaillement a la boite (carrée).....	62
Tableau 3.2. Paramètres de résistance au cisaillement.....	64
Tableau 3.3. Résultats d'essai de cisaillement.....	64
Tableau 3.4. Données des courbes de cisaillement a la boite (circulaire).....	65
Tableau 3.5. Données de l'enveloppe de rupture.....	67
Tableau 3.6. Données des courbes de cisaillement (boite annulaire).....	69
Tableau 3.7. Données de l'enveloppe de rupture.....	71
Tableau 3.8. Quatre essais triaxiaux ont été réalisés sur un sable de Fontainebleu propre et sec.....	73
Tableau 3.9. La contrainte appliquée sur le plan de rupture et la contrainte Principale.....	75

Chapitre 4

Tableau4.1. Légende.....	80
Tableau4.2. Légende(suite).....	81

Tableau 4.3 la vitesse de test	95
Tableau 4.4 tableau des charges.....	105

Chapitre 5

Tableau 5.1 Résultats de l'essai 01 de cisaillement.....	113
Tableau 5.2 Résultats de l'essai 02 de cisaillement.....	114
Tableau 5.3 Résultats de l'essai 03 de cisaillement.....	115
Tableau 5.4 Contraintes de cisaillement du témoin.....	116
Tableau 5.5 Résultats de l'essai de cisaillement (C, φ).....	117
Tableau 5.6 Contraintes de cisaillement du témoin.....	118
Tableau 5.7 Résultats de l'essai de cisaillement (C, φ	119
Tableau 5.8 Contraintes de cisaillement du témoin	120
Tableau 5.9 Résultats de l'essai de cisaillement (C, φ)	121
Tableau 5.10 Contraintes de cisaillement du témoin.....	122
Tableau 5.11 Résultats de l'essai de cisaillement (C, φ)	124
Tableau 5.12 Contraintes de cisaillement du témoin	125
Tableau 5.13 Résultats de l'essai de cisaillement (C, φ)	126
Tableau 5.14 Résultats de l'essai 01 de cisaillement cyclique(cycle 01).....	126
Tableau 5.15 Résultats de l'essai 01 de cisaillement cyclique(cycle 02).....	127
Tableau 5.16 Résultats de l'essai 01 de cisaillement cyclique(cycle 03).....	129
Tableau 5.17 Résultats de l'essai 02 de cisaillement cyclique(cycle 01).....	129
Tableau 5.18 Résultats de l'essai 02 de cisaillement cyclique(cycle 02).....	130
Tableau 5.19 Résultats de l'essai 02 de cisaillement cyclique(cycle 03).....	132
Tableau 5.20 Résultats de l'essai 03 de cisaillement cyclique(cycle 01).....	133
Tableau 5.21 Résultats de l'essai 03 de cisaillement cyclique(cycle 02).....	133
Tableau 5.22 Résultats de l'essai 03 de cisaillement cyclique(cycle 03).....	136

Tableau 5.23 résultats de consolidation de 3 essais	137
Tableau 5.24 Contraintes de cisaillement	137
Tableau 5.25 Résultats de l'essai de cisaillement.....	141
Tableau 5.26 résultats de consolidation de 3 essais.....	142
Tableau 5.27 Contraintes de cisaillement.....	142
Tableau 5.28 Résultats de l'essai de cisaillement.....	146
Tableau 5.29 résultats de consolidation de 3 essais	147
Tableau 5.30 Contraintes de cisaillement	147
Tableau 5.31 Résultats de l'essai de cisaillement.....	151
Tableau 5.32 résultats de consolidation de 3 essais	152
Tableau 5.33 Contraintes de cisaillement	152
Tableau 5.34 Résultats de l'essai de cisaillement	156
Tableau 5.35 résultats de consolidation de 3 essais	157
Tableau 5.36 Contraintes de cisaillement	157

Chapitre 6

Tableau 6.1 Les modèles adoptés dans le logiciel PFC3D.....	162
Tableau 6.2 Les paramètres calibrés du modèle	168

Introduction Générale

La compréhension du comportement mécanique des sols constitue une pierre angulaire dans les domaines de la géotechnique, du génie civil et de la mécanique des milieux granulaires. Parmi les propriétés fondamentales qui gouvernent la stabilité des ouvrages géotechniques, la résistance au cisaillement joue un rôle prépondérant. Elle conditionne non seulement la capacité portante des fondations, mais aussi la stabilité des talus, des remblais, des tunnels et des structures enterrées. La prédiction fiable de cette résistance est donc essentielle pour la conception sécurisée des projets d'ingénierie.

Dans cette optique, les sols granulaires, tels que les sables grossiers, présentent un intérêt particulier en raison de leur structure ouverte, leur comportement hautement dépendant de la densité et de leur sensibilité à la consolidation. Toutefois, dans de nombreux contextes géotechniques réels, ces sables sont rarement purs : ils sont souvent mélangés avec des particules fines argileuses, notamment la kaolinite, ce qui modifie significativement leur comportement au cisaillement. L'ajout de fines peut entraîner un renforcement apparent ou au contraire une réduction de la résistance, selon leur proportion, leur nature minéralogique et leur mode de distribution dans la matrice granulaire.

Sur le plan expérimental, les essais de cisaillement direct et cyclique constituent des outils classiques et efficaces pour caractériser la réponse mécanique des sols sous différentes contraintes normales et conditions de drainage. Cependant, ces essais, bien que fondamentaux, peuvent être coûteux, longs et parfois limités en termes de représentation tridimensionnelle des interactions intergranulaires.

C'est dans ce cadre que s'inscrit l'intérêt croissant pour les méthodes de simulation numérique, en particulier la méthode des éléments discrets (DEM) implémentée dans le code PFC (Particle Flow Code). Cette approche permet de modéliser explicitement les grains et leurs interactions, en tenant compte des effets de friction, de rotation, de contact et de l'enchevêtrement, difficilement observables en laboratoire. Le modèle de résistance au roulement intégré dans PFC permet notamment de reproduire les effets de verrouillage typiques des matériaux denses.

Le présent travail s'inscrit dans cette double approche : expérimentale et numérique. Il vise à évaluer l'effet de l'ajout de kaolinite à des sables grossiers sur leur comportement au cisaillement, en variant les taux d'argile (5 %, 10 %, 15 %). Les essais en laboratoire ont été réalisés à l'aide d'une boîte de cisaillement direct et d'une boîte cyclique, tandis que la modélisation a été effectuée avec PFC en conditions drainées. L'étude se propose de comparer les résultats expérimentaux et numériques, d'identifier les écarts potentiels et de discuter la capacité du modèle à reproduire le comportement réel du sol.

Ainsi, ce mémoire contribue à une meilleure compréhension des sols mixtes sable-argile et propose des pistes pour une modélisation plus représentative dans les études géotechniques futures.

***Chapitre 1 : Recherche
bibliographique***

1.1 Introduction

La résistance au cisaillement des sols constitue un paramètre fondamental en géotechnique, conditionnant la stabilité des ouvrages (fondations, talus, soutènements, etc.) [1].

Historiquement, les travaux de **Coulomb (1776)** [2] et **Mohr (1900)** [3] ont initié les bases du critère de rupture linéaire encore largement utilisé : le critère de Mohr-Coulomb.

Des études comme celles de **Bishop & Henkel (1962)** [4] ont mis en évidence l'influence du drainage sur les contraintes interstitielles, tandis que **Lade (1977)** [5] a exploré des critères non linéaires adaptés aux sols granulaires.

Avec l'évolution de la modélisation, la méthode des éléments discrets s'est imposée pour représenter les interactions intergranulaires. **Cundall & Strack (1979)** [6] ont été les pionniers de cette approche. Plus récemment, **Zhao et al. (2013)** [7] et **Wang et al. (2019)** [8] ont utilisé le logiciel PFC pour simuler des essais de cisaillement sur des sables compacts, intégrant la forme des particules et les effets de la compacité.

1.2 Fondements théoriques de la résistance au cisaillement

Le critère de Coulomb [2] exprime la résistance au cisaillement comme :

$$\tau = c + \sigma' \tan(\varphi) \dots\dots\dots(1)$$

Où σ' est la contrainte normale effective (selon **Terzaghi, 1925** [9]) :

$$\sigma' = \sigma - u \dots\dots\dots(2)$$

Le critère de Mohr-Coulomb [3] combine cette loi à une représentation graphique des contraintes. Pour des analyses plus complexes, le critère de **Drucker-Prager** [10] ou encore le **modèle Cam-Clay** [11] permettent d'intégrer le comportement plastique des argiles. La résistance est influencée par la densité, la granulométrie, la teneur en eau et la forme des particules [12][13].

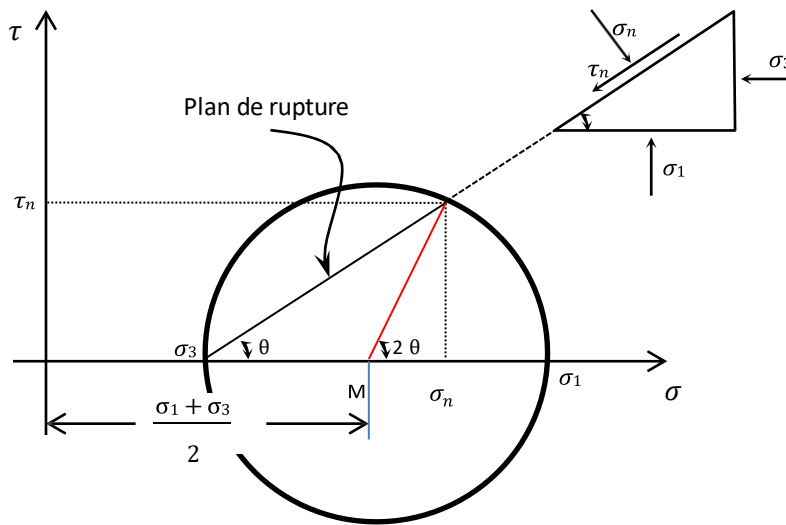


Figure 1.1 Cercle de mohr [37]

1.3 Méthodes expérimentales d'étude de la résistance au cisaillement

L'évaluation de la résistance au cisaillement des sols repose sur plusieurs essais de laboratoire, conçus pour simuler les conditions de sollicitation mécanique que subit un sol dans la réalité. Ces essais permettent d'obtenir les paramètres c (cohésion) et φ (angle de frottement interne), nécessaires pour la modélisation du comportement mécanique des sols.

1.3.1 Essai de cisaillement direct (Direct shear test)

L'essai de cisaillement direct est l'un des plus anciens et les plus utilisés en ingénierie géotechnique. Il consiste à soumettre un échantillon de sol placé dans une boîte scindée horizontalement à une contrainte normale constante, tout en déplaçant la partie inférieure de manière horizontale jusqu'à la rupture [14].

Cet essai est particulièrement adapté aux sols granulaires et permet de tracer la courbe $\tau - \delta$, où δ est le déplacement horizontal cumulé. Toutefois, il présente des limitations, notamment en ce qui concerne le contrôle de la surface de rupture, qui est imposée artificiellement [15].

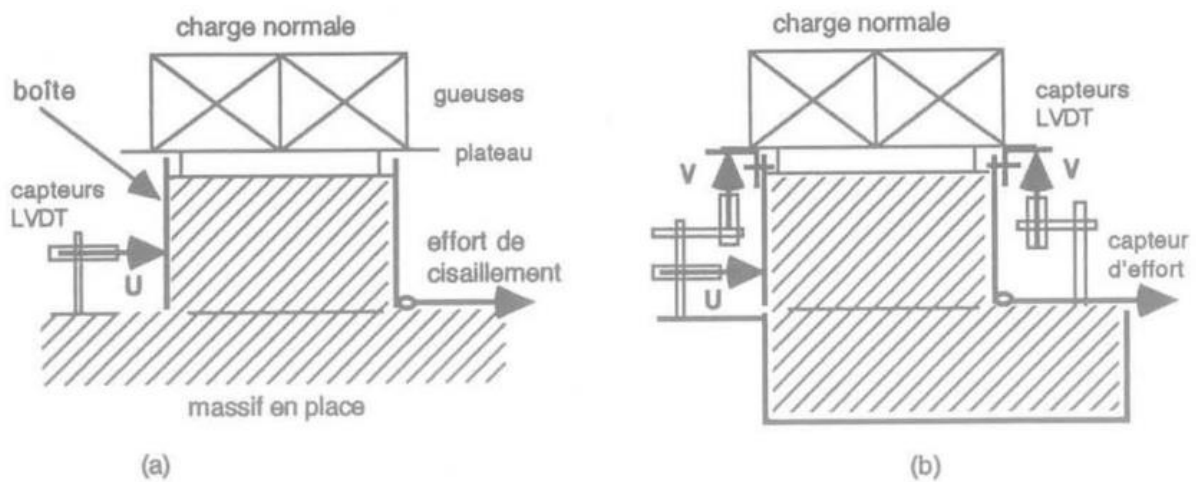


Figure 1.2 Principe de l'essai de cisaillement direct : (a) essai in situ avec plateau de chargement libre et boîte 0,6 x 0,6 m (section) x 0,4 (hauteur), (b) essai au laboratoire avec piston bloqué (disposition symétrique) [38]

1.3.2 Essai triaxial

L'essai triaxial est considéré comme plus représentatif des conditions in situ. Il consiste à placer un échantillon cylindrique de sol dans une chambre triaxiale, soumis à une pression de confinement σ_3 et à une contrainte axiale croissante σ_1 , jusqu'à la rupture. Cet essai permet de déterminer les paramètres c et ϕ dans différentes conditions (consolidé-drainé CD, consolidé-non drainé CU, ou non consolidé-non drainé UU) [16].

Il a été largement développé par **Bishop & Henkel (1962)** [17], et reste la méthode de référence pour les sols cohérents comme les argiles.

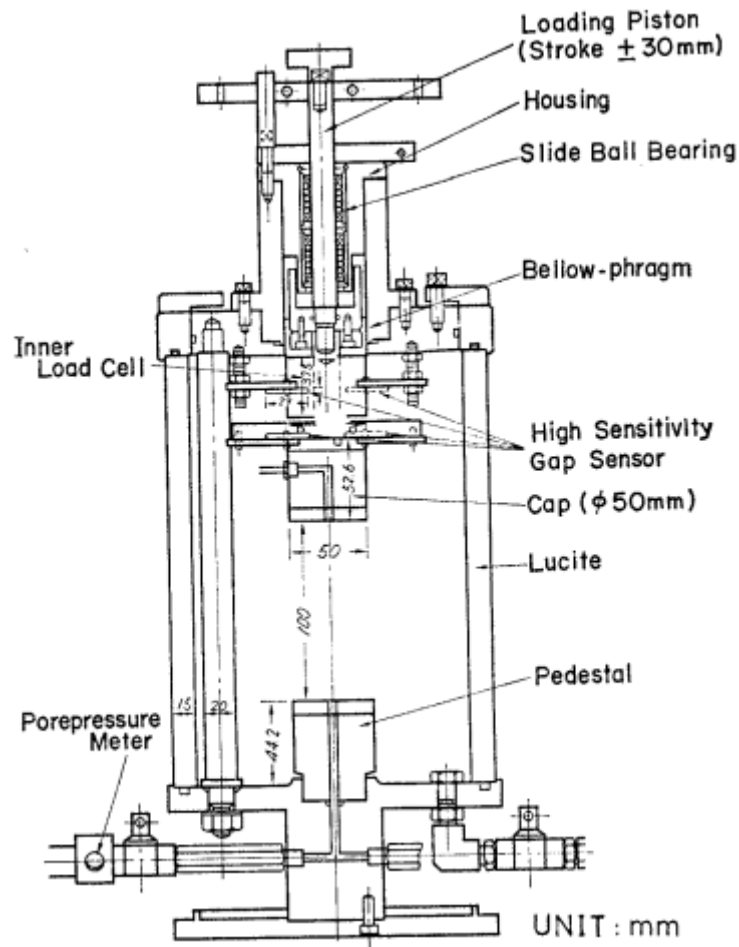


Figure 1.3 Appareil triaxial [39]

1.3.3 Essai de cisaillement annulaire (Ring Shear Test)

L'essai de cisaillement annulaire permet de mesurer la résistance au cisaillement résiduelle, particulièrement utile pour les sols remaniés ou dans les études de stabilité des talus après glissement. Contrairement à l'essai direct, il permet des déplacements très importants sans limitation de course [18].

Bromhead (1979) a développé une version simplifiée de cet essai, toujours largement utilisée aujourd'hui [19].

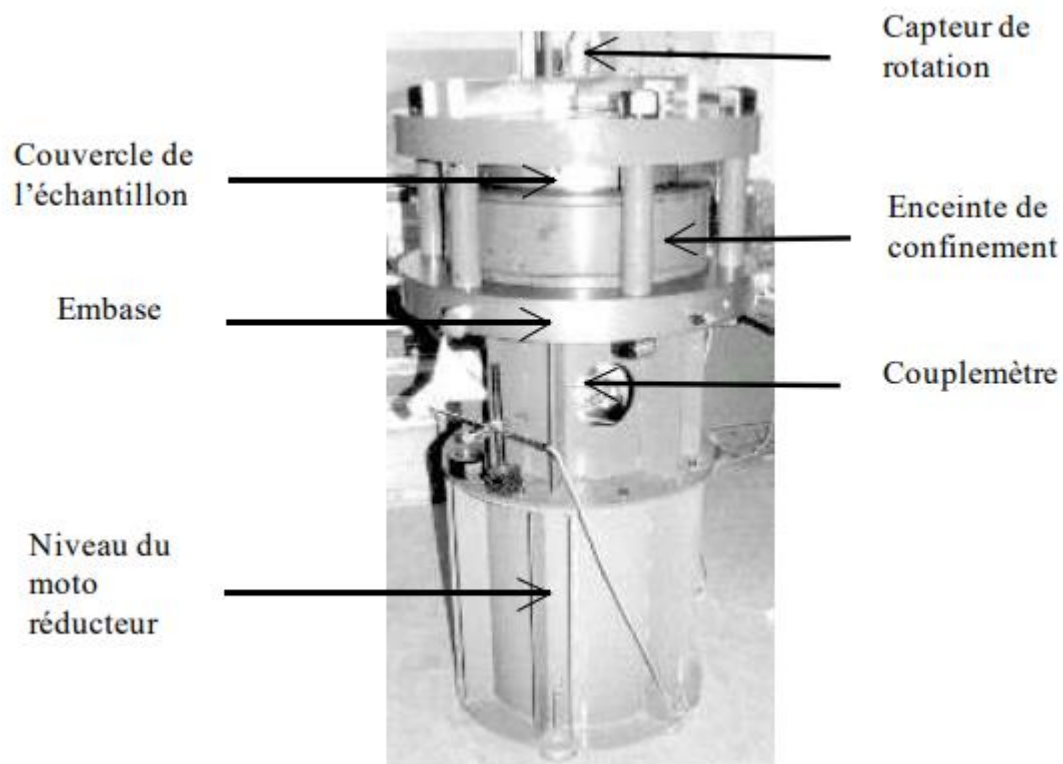


Figure 1.4 Appareil de cisaillement annulaire [40]

1.3.4 Autres méthodes

D'autres méthodes plus spécifiques sont également utilisées :

- Les essais à la boîte œdométrique modifiée, avec cisaillement latéral après consolidation.



Figure 1.5 la machine œdométrique [41]

- Les essais de type **Vane Test**, pour les argiles molles in situ [20].
- Les essais de laboratoire sur **grands échantillons remaniés ou non perturbés**, notamment pour les recherches en mécanique expérimentale.

Ces essais permettent d'étudier l'évolution des contraintes, des déformations, et des pressions interstitielles, en fonction du type de sol, du drainage, de la densité et de la teneur en eau.

1.4 Comportement des différents types de sols au cisaillement

Les sols réagissent différemment aux sollicitations de cisaillement selon leur nature, leur structure, leur teneur en eau et leur degré de compacité. Cette section présente une synthèse des comportements typiques observés pour les **sols grossiers**, les **sols fins**, et les **sols structurés ou particuliers**.

1.4.1 Sols granulaires (sables et graviers)

Les sols granulaires montrent une résistance au cisaillement principalement due au **frottement intergranulaire**. Le comportement de ces sols dépend fortement de la **densité relative** :

- En **état dense**, ils présentent un **comportement dilatant**, c'est-à-dire que le volume augmente pendant le cisaillement, avec une forte résistance au pic suivie d'un adoucissement [21].
- En **état lâche**, le comportement est contractant avec une résistance au cisaillement plus faible et souvent sans pic marquer.

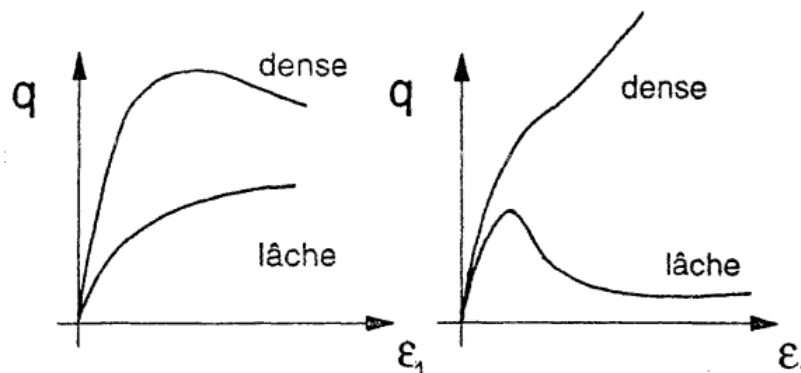


Figure 1.6 état dense et lâche [42]

Les recherches de **Bolton (1986)** ont mis en évidence la corrélation entre la densité relative, la pression de confinement, et la résistance au pic [22]. Des études numériques récentes comme celle de **Li & Dafalias (2012)** ont aussi modélisé ce comportement en introduisant des modèles constitutifs anisotropes [23].

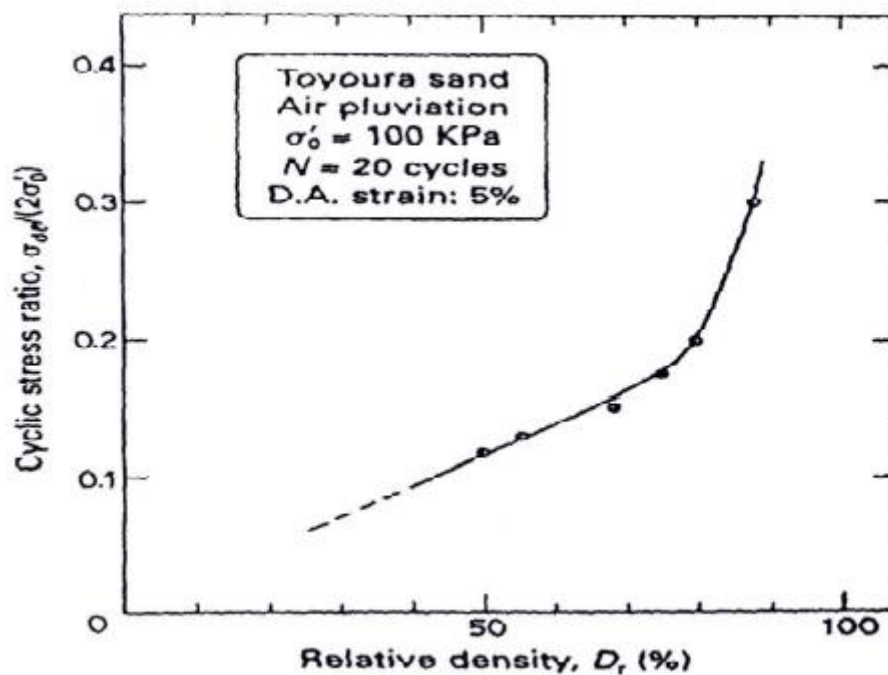


Figure 1.7 Effet de la densité relative sur la résistance à la liquéfaction (Tatsuoka et al.,1986) [43]

1.4.2 Sols fins (argiles et limons)

Les sols fins présentent une réponse complexe au cisaillement, influencée par la **structure**, la **teneur en eau** et la **vitesse de chargement** :

- Les **argiles surconsolidées** ont souvent un comportement dilatant avec un pic de résistance marqué [24].
- Les **argiles normalement consolidées** montrent un comportement contractant avec un pic faible ou absent, et une résistance résiduelle plus faible.

La **résistance non drainée** (τ_{cu}) est souvent utilisée pour caractériser les argiles molles, notamment via des essais triaxiaux en mode UU ou CU [25]. Selon **Bjerrum (1973)**, certaines argiles marines ont une résistance résiduelle très faible, ce qui peut favoriser des glissements rapides [26].

1.4.3 Sols structurés, partiellement saturés et remaniés

Les sols présentant une structure naturelle (comme les lœss ou les marnes cimentées) peuvent avoir une résistance élevée initialement, mais une perte brutale de résistance après rupture structurelle [27]. La **désaturation** partielle influence aussi la cohésion apparente, comme démontré dans les travaux de **Fredlund & Rahardjo (1993)** sur les sols non saturés [28].

Les sols **remaniés** ou **reconsolidés** ont souvent une résistance plus faible, notamment si la structure originelle a été détruite par des perturbations mécaniques ou hydrauliques.

1.5 Approches numériques dans l'étude du cisaillement des sols

Les méthodes numériques ont pris une place essentielle dans la compréhension et la prédiction du comportement au cisaillement des sols, en complément des essais expérimentaux. Ces approches permettent de modéliser des comportements complexes difficilement observables en laboratoire, notamment à l'échelle microscopique.

1.5.1 Méthode des éléments finis (FEM)

La méthode des éléments finis est largement utilisée pour simuler les essais triaxiaux, cisaillements directs ou conditions in situ. Elle repose sur une discrétisation du milieu en mailles, et l'utilisation de modèles constitutifs adaptés (Mohr-Coulomb, Cam-Clay, Hardening Soil, etc.).

Des logiciels tels que **PLAXIS**, **MIDAS SoilWorks**, ou **ABAQUS** sont fréquemment employés. **Brinkgreve et al. (2002)** ont montré l'efficacité de PLAXIS pour simuler des problèmes de stabilité de pentes et de tunnels dans différents types de sols [29].

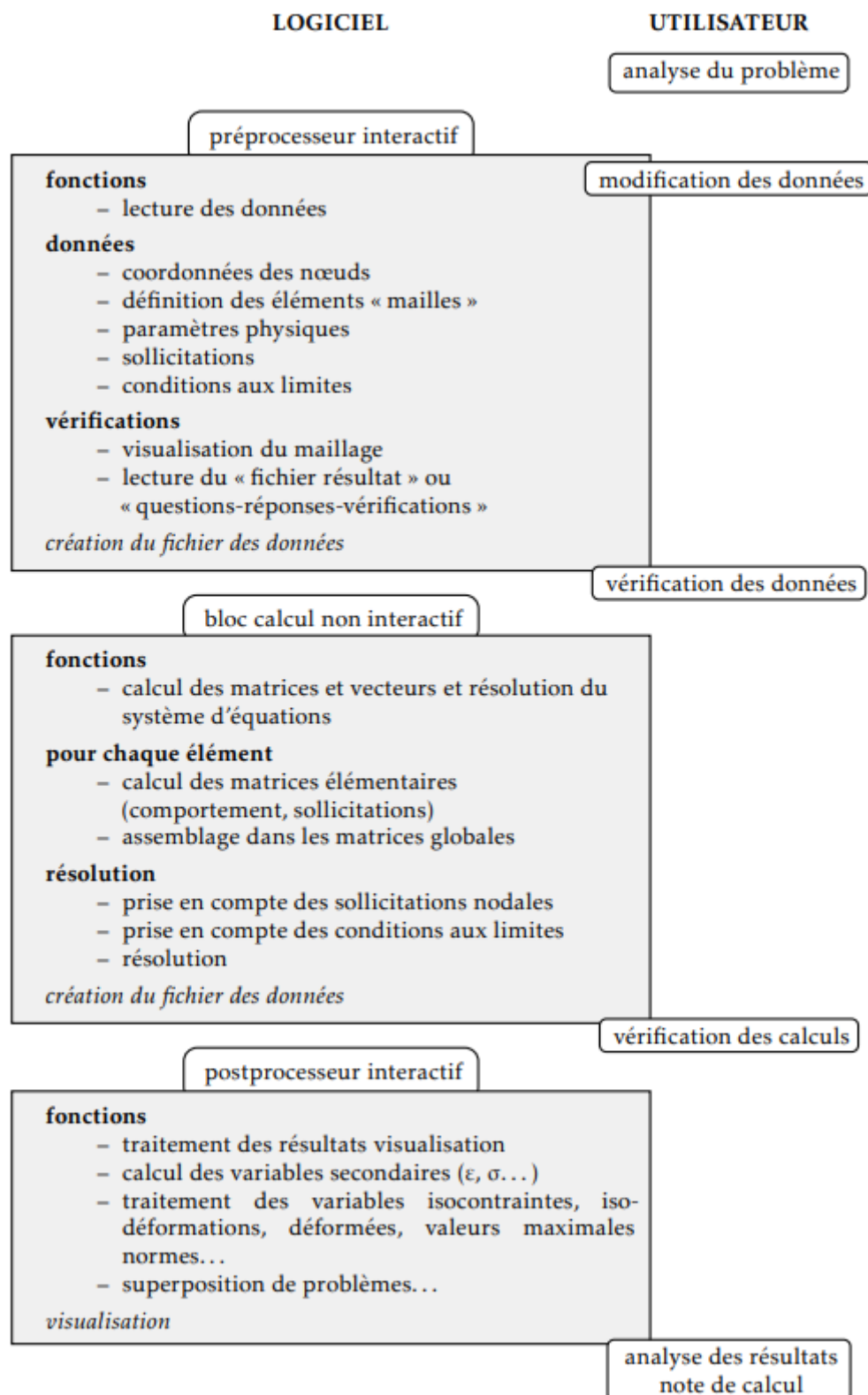


Figure 1.8 Organigramme d'un logiciel éléments finis [44]

1.5.2 Méthode des éléments discrets (DEM)

La méthode des éléments discrets, introduite par **Cundall & Strack (1979)** [6], modélise les grains de sol comme des particules individuelles qui interagissent par contact. Cette approche est très adaptée pour les sols granulaires, car elle permet de représenter les phénomènes de frottement, rotation, et réarrangement des grains.

Le logiciel **PFC (Particle Flow Code)** est l'un des outils les plus utilisés. Des travaux comme ceux de **Zhao et al. (2013)** [7] ou **Wang et al. (2019)** [8] ont permis de simuler des essais de cisaillement direct en prenant en compte la forme des particules, l'effet de la compacité et la taille de boîte.

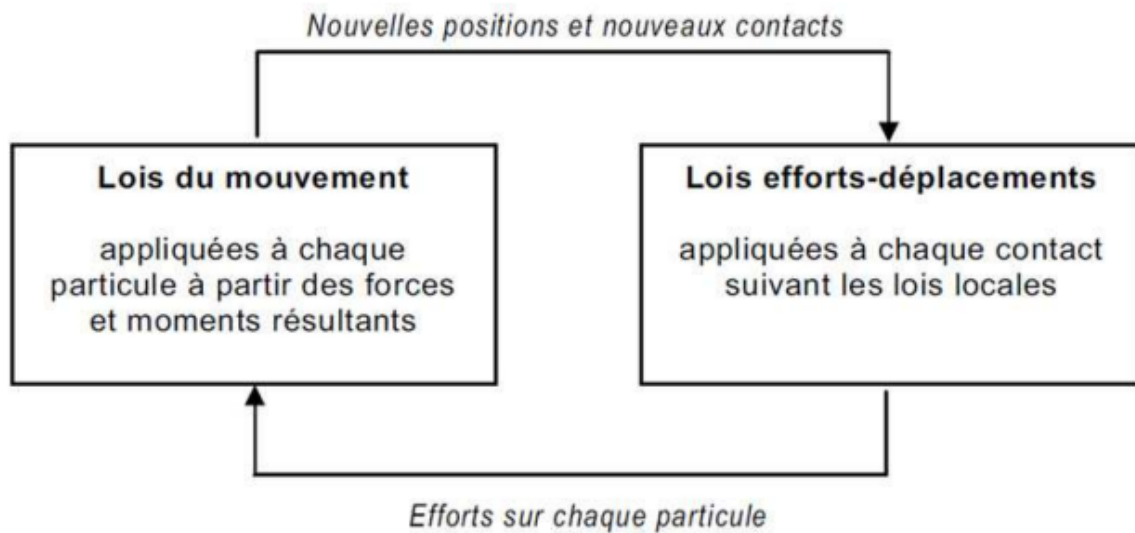


Figure 1.9 Cycle de calcul de la Méthode des Éléments Discrets.[45]

1.5.3 Méthode hybride FEM–DEM

Des approches hybrides ont récemment vu le jour, combinant la robustesse du FEM pour les conditions aux limites et la granularité du DEM pour les interactions internes. Ces méthodes permettent de mieux représenter l'évolution des surfaces de rupture et les hétérogénéités locales. **Andrade & Tu (2009)** ont proposé un cadre FEM–DEM pour modéliser l'instabilité progressive dans les sols [30].

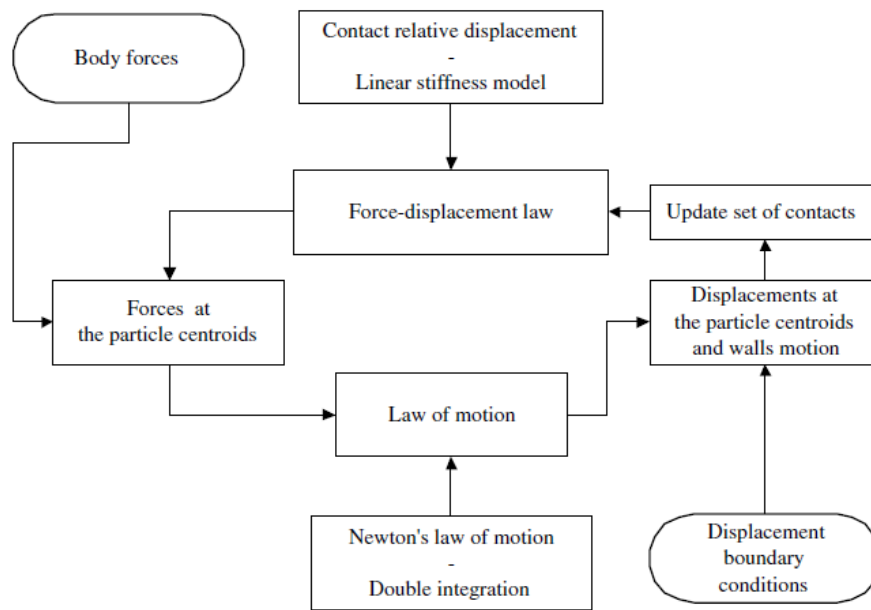


Figure 1.10 General DEM calculation cycle [46]

1.5.4 Limites et perspectives

Malgré leur puissance, ces approches présentent certaines limites :

- Temps de calcul élevés pour les modèles 3D en DEM.
- Difficulté de calibrage des paramètres micromécaniques.
- Représentation simplifiée des argiles (dans DEM notamment).

Cependant, l'évolution du calcul parallèle, de l'intelligence artificielle et des techniques d'apprentissage automatique ouvre la voie à des modélisations plus rapides et plus précises à l'avenir [31].

1.6 Synthèse des travaux antérieurs sur la résistance au cisaillement des sols

La littérature scientifique concernant la résistance au cisaillement des sols est particulièrement abondante. Plusieurs études expérimentales, analytiques et numériques ont contribué à enrichir notre compréhension des mécanismes de cisaillement. Cette section dresse une synthèse chronologique et thématique des travaux majeurs menés dans ce domaine.

1.6.1 Travaux fondamentaux classiques

Les premières contributions majeures remontent à **Coulomb (1776)**, qui a posé les bases de la rupture par cisaillement dans les matériaux pulvérulents à travers le célèbre critère $\tau=c+\sigma\tan\varphi$. aujourd'hui la base de la mécanique des sols modernes [32].

Les travaux de **Casagrande (1948)** sur les argiles et la classification des états de consistance ont aussi permis d'associer propriétés physiques et comportements au cisaillement [33].

1.6.2 Études expérimentales modernes

Dans les années 1970–1980, plusieurs chercheurs ont approfondi l'étude expérimentale :

- **Bjerrum (1973)** a souligné l'importance de la résistance résiduelle dans les sols argileux mous, en lien avec les glissements lents [26].
- **Bolton (1986)** a étudié le rôle de la dilatance dans les sables denses et proposé des formules empiriques pour la résistance au pic [22].
- **Leroueil & Vaughan (1990)** ont mis en lumière les effets de la structure naturelle des sols sur leur résistance [27].

Plus récemment, **Tatsuoka et al. (1997)** ont développé des techniques avancées de cisaillement plan pour mieux capturer le comportement non linéaire [34].

1.6.3 Travaux numériques récents

Avec l'avènement de la simulation numérique, plusieurs travaux ont exploré les modèles constitutifs :

- **Nova & Wood (1979)** ont proposé des modèles élasto-plastiques adaptés à différents types de sol [35].
- **Pastor et al. (1990)** ont développé des modèles de plasticité multi-mécanismes pour simuler la rupture progressive [36].
- **Zhao et al. (2013)**, via DEM, ont analysé l'impact de la rugosité des grains sur la résistance au cisaillement [7].

Ces travaux ont ouvert la voie à une représentation plus réaliste des mécanismes de rupture dans des milieux hétérogènes.

1.6.4 Synthèse critique

Globalement, la recherche a montré que :

- La résistance au cisaillement dépend fortement de la nature du sol, de sa structure, de son état hydrique et des conditions de chargement.
- Les modèles classiques de type Mohr-Coulomb restent utiles mais limités dans la description des comportements non linéaires, dilatants ou structuraux.
- Les approches numériques comme FEM et DEM apportent une meilleure compréhension à l'échelle locale, mais nécessitent un bon calibrage expérimental.

1.7 Conclusion

Cette synthèse pose les bases nécessaires à la suite de ce mémoire, qui portera sur l'étude expérimentale et la simulation numérique de la résistance au cisaillement des sols à granulométrie grossière, en s'appuyant sur des essais en boîte de cisaillement et des modélisations par PFC.

Chapitre 2 : Identification des sols

2.1. Introduction

L'identification des sols constitue une étape fondamentale en ingénierie géotechnique, car elle permet de déterminer les caractéristiques physiques, chimiques et mécaniques des matériaux naturels sur lesquels reposent les ouvrages. En effet, la connaissance du type de sol, de sa composition et de son comportement permet non seulement d'assurer la stabilité et la sécurité des structures, mais aussi d'optimiser le choix des techniques de fondation, de soutènement et de traitement [47].

Les ingénieurs et les chercheurs ont développé au fil des décennies différentes méthodes pour classifier et caractériser les sols, en combinant des observations visuelles, des essais de laboratoire et des essais in situ. Ces méthodes permettent notamment de distinguer les sols pulvérulents (sables, graviers) des sols cohérents (argiles, limons), et d'identifier leurs propriétés telles que la plasticité, la granulométrie, ou encore la teneur en eau [48].

Ce chapitre présente de manière structurée les méthodes de classification des sols, leurs propriétés fondamentales ainsi que les essais de laboratoire les plus couramment utilisés pour leur identification. Il met également en évidence le cas particulier des sols argileux, qui posent souvent des défis spécifiques en raison de leur comportement complexe, notamment le gonflement et le retrait [49].

2.2. Classification des sols

La classification des sols repose sur des critères physiques et comportementaux permettant de regrouper les matériaux naturels selon leur nature, leur comportement mécanique, et leur origine. Cette classification est essentielle pour guider les choix en ingénierie géotechnique, notamment dans les études de fondation et de stabilité.

2.2.1. Classification par la taille des grains solides d'un sol

La taille des grains constitue un critère fondamental pour distinguer les types de sols. Elle est déterminée par des méthodes de tamisage et de sédimentation, selon les standards définis (comme la norme NF P 11-300 ou ASTM D422). La classification texturale divise les sols en graviers, sables, limons et argiles en fonction de leurs dimensions granulométriques :

- **Graviers** : diamètre > 2 mm

- **Sables** : $0.08 \text{ mm} < \text{diamètre} < 2 \text{ mm}$
- **Limons** : $0.002 \text{ mm} < \text{diamètre} < 0.08 \text{ mm}$
- **Argiles** : $\text{diamètre} < 0.002 \text{ mm}$ [50]

Ce classement permet de définir les sols grossiers (graviers et sables) et les sols fins (limons et argiles), chacun ayant un comportement mécanique distinct.

2.2.2. Classification par le comportement des sols

2.2.2.1. Comportement des sols pulvérulents (ou encore grenu : $D > 20\mu$)

Les sols pulvérulents, principalement les sables et les graviers, ne possèdent pas de cohésion naturelle. Leur comportement est dominé par la friction entre les grains. En état sec, ils se comportent comme des matériaux sans cohésion, tandis qu'en présence d'eau, leur stabilité dépend fortement de la compacité et du drainage [51].

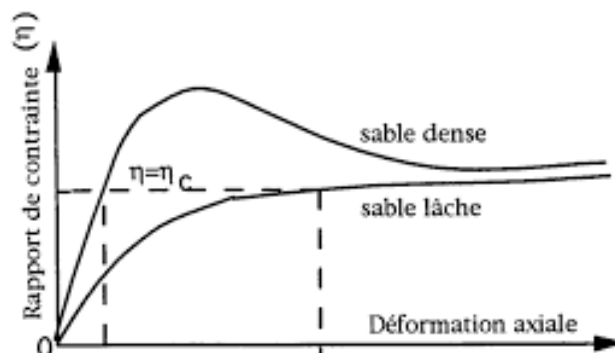


Figure 2.1. Courbes de cisaillement pour deux types de sable (dense ; lâche)[72]

2.2.2.2. Comportement des sols cohérents (ou encore sol fin : $D < 20\mu \Leftrightarrow 0,02 \text{ mm}$)

Les sols cohérents, tels que les argiles et les limons, présentent une cohésion intergranulaire due à la présence de liaisons électrochimiques entre les particules fines. Ils montrent un comportement plastique, compressible et souvent sujet au gonflement ou au retrait selon leur teneur en eau [52].

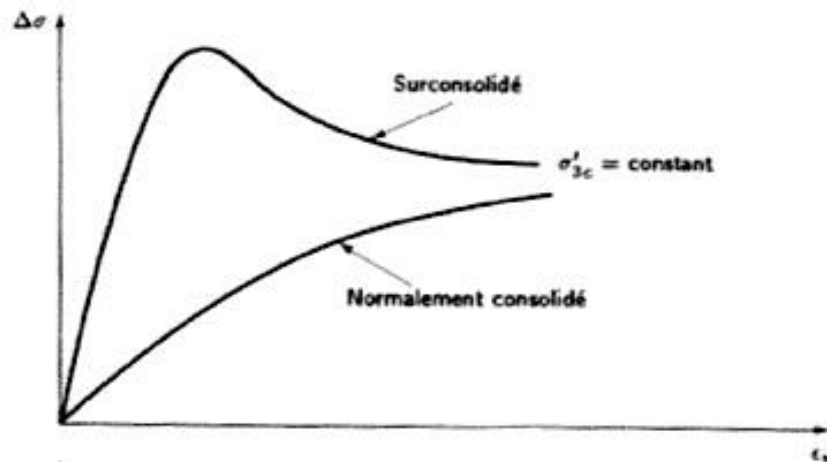


Figure 2.2. Courbe de cisaillement typique des argiles[73]

2.2.2.3. Cas particulier des argiles

On définit les argiles comme des sols de diamètre moyen inférieures 2mm. Il s'agit donc d'un sous-groupe des sols fin.

Les argiles proviennent de l'altération chimique des roches et plus exactement des minéraux silicates (Feldspaths, mica...).

Le comportement mécanique d'une argile est fortement influencé par sa structure cristalline de base. Ces structures cristallines peuvent être tel qu'en présence d'eau elle augmente de volume (3 à 4 fois). On parle alors d'argile active.

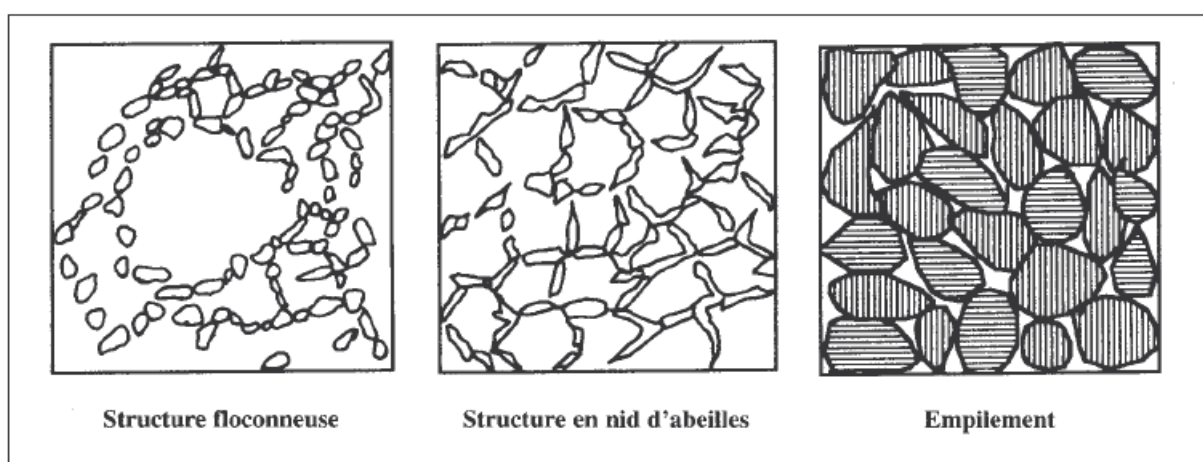


Figure 2.3. Différentes structures d'argiles d'après Terzaghi (d'après Fondations et ouvrages en terre)

2.2.2.3.1. Composition

Les argiles sont composées principalement de minéraux phyllosilicates tels que la kaolinite, la montmorillonite et l'illite. Ces minéraux sont constitués de feuillets de silice et d'alumine qui confèrent aux argiles des propriétés particulières d'adsorption et de gonflement [53].

2.2.2.3.2. Couleur

La couleur des argiles varie en fonction de leur composition chimique et de l'environnement géochimique. Par exemple, une couleur rougeâtre indique la présence d'oxydes de fer, tandis qu'une couleur grise ou noire suggère une matière organique ou un environnement réducteur [54].

2.2.2.3.3. Formules chimiques des principaux minéraux argileux

Tableau 2.1. Les formules chimiques des principaux minéraux argileux [54]

Minéral	Formule chimique
Kaolinite	$\text{Si}_2\text{Al}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$
Illite	$\text{KAl}_2(\text{Si}_3\text{Al})\text{O}_{10}(\text{OH})_2$
Montmorillonite	$(\text{Na}, \text{Ca}) (\text{Al}, \text{Mg})_2\text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$
Chlorite	$(\text{Mg}, \text{Fe})_3 (\text{Si}, \text{Al})_4\text{O}_{10}(\text{OH})_2 \cdot (\text{Mg}, \text{Fe})_3(\text{OH})_6$

2.2.2.3.4. Indice de gonflement

L'indice de gonflement des argiles (souvent mesuré en %) reflète leur capacité à absorber l'eau. Il dépend de la nature minéralogique, de la structure du sol et de la teneur initiale en eau. La montmorillonite présente les indices de gonflement les plus élevés, pouvant dépasser 100 % [56].

- **Kaolinite** → Faible gonflement (< 3 %)
- **Illite** → Gonflement modéré (3 - 15 %)
- **Montmorillonite** → Très fort gonflement (> 50 %)

La montmorillonite est le minéral argileux le plus sujet au gonflement, ce qui pose des problèmes en génie civil (fondations, routes, tunnels).

2.3. Classification géotechnique des sols

2.3.1. But de la classification

L'objectif principal de la classification géotechnique est de faciliter l'interprétation des résultats d'essais et de prévoir le comportement des sols dans différentes situations : stabilité des talus, fondations, soutènements, etc. Elle permet également de comparer les propriétés des sols entre différents sites, de guider la sélection des méthodes d'amélioration, et d'orienter les choix constructifs [57].

Une bonne classification permet de :

- Identifier les risques liés aux propriétés du sol (gonflement, tassement, liquéfaction).
- Anticiper la portance et la compressibilité.
- Déterminer les traitements nécessaires en cas de sol médiocre.
- Optimiser les coûts des projets géotechniques.

2.3.2. La classification GTR

La classification GTR (Guide des Terrassements Routiers) est une méthode française normalisée utilisée pour les projets de terrassements routiers. Elle repose sur une série d'essais de laboratoire permettant de classer les sols selon des groupes d'usage (A à G) et des classes de comportement [58].

Le système GTR prend en compte :

- La nature du sol (sol fin, grossier, organique, rocheux...).
- La plasticité (essais de limites d'Atterberg).
- La sensibilité à l'eau.
- L'aptitude au compactage.
- La portance (CBR).

Les groupes GTR sont définis comme suit :

- **Groupe A** : matériaux très fins, peu utilisables sans traitement.
- **Groupe B à D** : sols de plus en plus favorables au compactage.
- **Groupe E à G** : matériaux grossiers, très performants mécaniquement.

Le tableau suivant montre un extrait de cette classification :

Tableau 2.2. Classification GTR[74]

CLASSE	Définition	Caractéristique	Sous-classe
A	Sols fins	Dmax < 50 mm Et passant à 80 mm > 35%	A1 à A4 selon VBS Ou Ip
B	Sols sableux et graveleux avec fines	Dmax < 50 mm Et passant à 80 mm ≤ 35%	B1 à B6 selon VBS Ou Ip et tamisât
C	Sols comportant des fines et des gros éléments	Dmax > 50 mm Et passant à 80 mm > 12% Ou passant à 80 mm < 12% + VBS > 0,1	30 sous-classes selon VBS, Ip et tamisât à 50 mm
D	Sols insensibles à l'eau avec fines	VBS < 0,1 Et passant à 80 mm ≤ 12%	D1 à D3
R	Matériaux rocheux	Voir la norme NF P 11-300	
F	Sols organiques et sous-produits industriels	Voir la norme NF P 11-300	
Dmax = diamètre pour lequel 95% des grains du sol ont une dimension inférieure (soit <D95 si la courbe granulométrique est disponible, sinon appréciation visuelle de la dimension des plus gros éléments)			

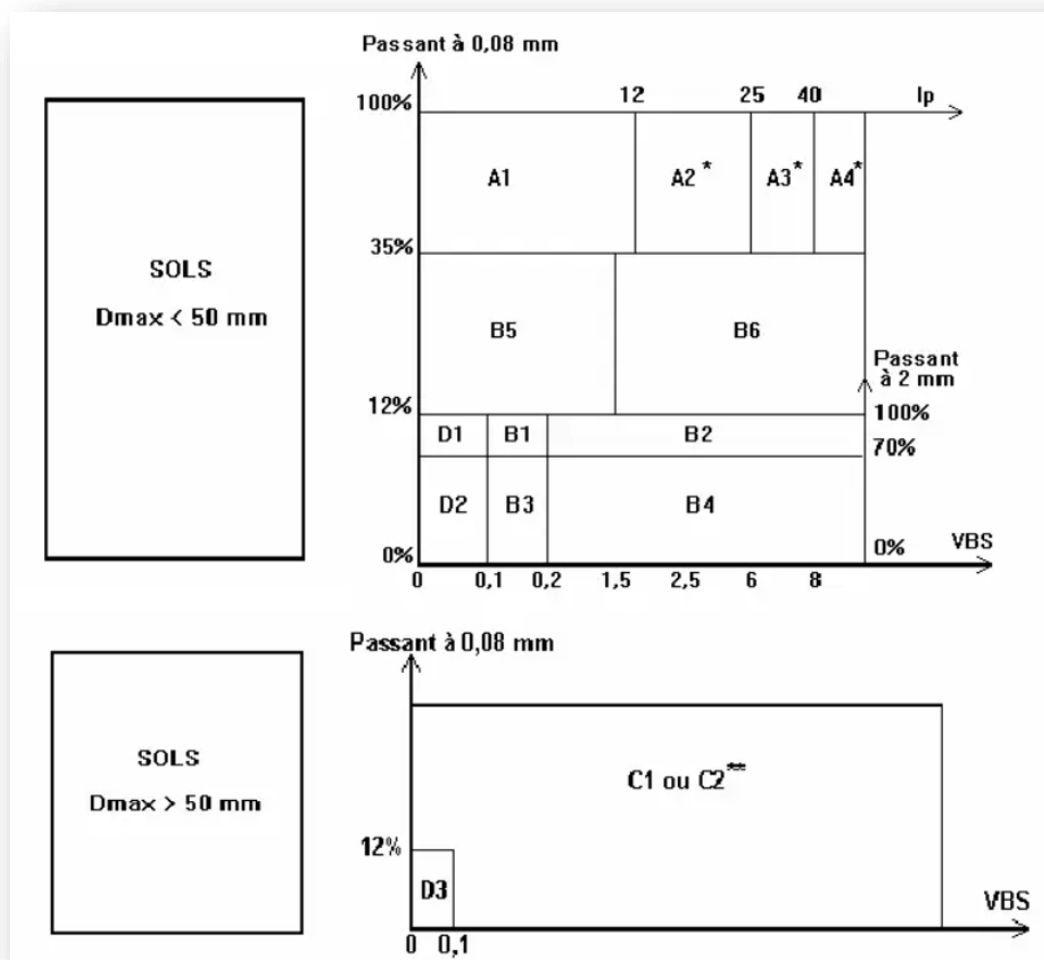


Figure 2.4. Tableau synoptique de classification des matériaux selon leur nature[75]

Tableau 2.3. Classification des sols fins[76]

Classe A				Tableau 1 - Classification des sols fins	
Classement selon la nature				Classement selon l'état hydrique	
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	Paramètres d'état	Sous classe fonction de l'état
D _{max} ≤ 50 mm et Tamisat à 80 µm > 35%	A	VBS ≤ 2,5^(*) OU I_p ≤ 12	A₁ Limons peu plastiques, loess, silt alluvionnaires, sables fins peu pollués, arènes peu plastiques...	IPI^(*) ≤ 3 ou w_n ≥ 1,25 w_{OPN}	A₁ th
				3 < IPI^(*) ≤ 8 ou 1,10 ≤ w_n < 1,25 w_{OPN}	A₁ h
				8 < IPI ≤ 25 ou 0,9 w_{OPN} ≤ w_n < 1,1 w_{OPN}	A₁ m
				0,7 w_{OPN} ≤ w_n < 0,9 w_{OPN}	A₁ s
				w_n < 0,7 w_{OPN}	A₁ ts
		12 < I_p ≤ 25^(*) OU 2,5 < VBS ≤ 6	A₂ Sables fins argileux, limons, argiles et marnes peu plastiques arènes...	IPI^(*) ≤ 2 ou I_c^(*) ≤ 0,9 ou w_n ≥ 1,3 w_{OPN}	A₂ th
				2 < IPI^(*) ≤ 5 ou 0,9 ≤ I_c^(*) < 1,05 ou 1,1 w_{OPN} ≤ w_n < 1,3 w_{OPN}	A₂ h
				5 < IPI ≤ 15 ou 1,05 < I_c ≤ 1,2 ou 0,9 w_{OPN} ≤ w_n < 1,1 w_{OPN}	A₂ m
				1,2 < I_c ≤ 1,4 ou 0,7 w_{OPN} ≤ w_n < 0,9 w_{OPN}	A₂ s
				I_c > 1,3 ou w_n < 0,7 w_{OPN}	A₂ ts
		25 < I_p ≤ 40^(*) OU 6 < VBS ≤ 8	A₃ Argiles et argiles marneuses, limons très plastiques...	IPI^(*) ≤ 1 ou I_c^(*) ≤ 0,8 ou w_n ≥ 1,4 w_{OPN}	A₃ th
				1 < IPI^(*) ≤ 3 ou 0,8 ≤ I_c^(*) < 1 ou 1,2 w_{OPN} ≤ w_n < 1,4 w_{OPN}	A₃ h
				3 < IPI ≤ 10 ou 1 < I_c ≤ 1,15 ou 0,9 w_{OPN} ≤ w_n < 1,2 w_{OPN}	A₃ m
				1,15 < I_c ≤ 1,3 ou 0,7 w_{OPN} ≤ w_n < 0,9 w_{OPN}	A₃ s
				I_c > 1,3 ou w_n < 0,7 w_{OPN}	A₃ ts
		I_p > 40^(*) OU VBS > 8	A₄ Argiles et argiles marneuses, très plastiques...	Valeurs seuils des paramètres d'état, à définir à l'appui d'une étude spécifique	

Tableau 2.4. Classification des sols sableux ou graveleux, avec fines[76]

Classe B							
Tableau 2 - Classification des sols sableux ou graveleux, avec fines							
← CLASSIFICATION A UTILISER POUR LES REMBLAIS →							
← CLASSIFICATION A UTILISER POUR LES COUCHES DE FORME →							
Classement selon la nature				Classement selon l'état hydrique		Classement selon le comportement	
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	Paramètres d'état	Sous classe fonction de l'état	Paramètres de comportement	sous classe fonction du comportement
Dmax ≤ 50 mm et Tamisat à 80 μm ≤ 35%	B Sols sableux et graveleux avec fines	tamisé à 80 μm ≤ 12% tamisé à 2 mm > 70% 0,1 ≤ VBS ≤ 0,2	B₁ Sables silteux...	Matériaux généralement insensibles à l'eau		FS ≤ 60	B ₁₁
						FS > 60	B ₁₂
		tamisé à 80 μm ≤ 12% tamisé à 2 mm > 70% VBS > 0,2	B₂ Sables argileux (peu argileux)...	IPI ^(*) ≤ 4 ou w _n ≥ 1,25 w _{OPN}	B ₂ th	FS ≤ 60	B ₂₁ th
						FS > 60	B ₂₂ th
				4 < IPI ^(*) ≤ 8 ou 1,10 w _{OPN} ≤ w _n < 1,25 w _{OPN}	B ₂ h	FS ≤ 60	B ₂₁ h
						FS > 60	B ₂₂ h
				0,9 w _{OPN} ≤ w _n < 1,10 w _{OPN}	B ₂ m	FS ≤ 60	B ₂₁ m
						FS > 60	B ₂₂ m
				0,5 w _{OPN} ≤ w _n < 0,9 w _{OPN}	B ₂ s	FS ≤ 60	B ₂₁ s
						FS > 60	B ₂₂ s
				w _n < 0,5 w _{OPN}	B ₂ ts	FS ≤ 60	B ₂₁ ts
						FS > 60	B ₂₂ ts
		tamisé à 80 μm ≤ 12% tamisé à 2 mm > 70% 0,1 ≤ VBS ≤ 0,2	B₃ Graves sileuses...	Matériaux généralement insensibles à l'eau		LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₃₁
						LA > 45 et MDE > 45	B ₃₂

Tableau 2.5. Classification des sols sableux ou graveleux, avec fines (suite)[76]

Classe B (suite)		Tableau 2 - Classification des sols sableux ou graveleux, avec fines						
CLASSIFICATION A UTILISER POUR LES REMBLAIS								
CLASSIFICATION A UTILISER POUR LES COUCHES DE FORME								
Classement selon la nature				Classement selon l'état hydrique		Classement selon le comportement		
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	Paramètres d'état	Sous classe fonction de l'état	Paramètres de comportement	sous classe fonction du comportement	
D _{max} ≤ 50 mm et Tamisat à 80 μm ≤ 35%	B Sols sableux et graveleux avec fines	tamisat à 80 μm ≤ 12% tamisat à 2 mm ≤ 70% VBS > 0,2	B₄ Graves argileuses (peu argileuses)...	IPI ^(*) ≤ 7 ou w _n ≥ 1,25 w _{OPN}	B ₄ th	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₄₁ th	
				LA > 45 et MDE > 45	B ₄₂ th			
				7 < IPI ^(*) ≤ 15 ou 1,10 w _{OPN} ≤ w _n < 1,25 w _{OPN}	B ₄ h	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₄₁ h	
				LA > 45 et MDE > 45	B ₄₂ h			
				0,9 w _{OPN} ≤ w _n < 1,10 w _{OPN}	B ₄ m	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₄₁ m	
		LA > 45 et MDE > 45	B ₄₂ m					
		0,6 w _{OPN} ≤ w _n < 0,9 w _{OPN}	B ₄ s	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₄₁ s			
		LA > 45 et MDE > 45	B ₄₂ s					
		w _n < 0,6 w _{OPN}	B ₄ ts	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₄₁ ts			
		LA > 45 et MDE > 45	B ₄₂ ts					
		tamisat à 80 μm compris entre 12 et 35% tamisat à 2 mm ≤ 70% VBS < 1,5 ^(*) ou I _p ≤ 12	B₅ Sables et graves très silteux...	IPI ^(*) ≤ 5 ou w _n ≥ 1,25 w _{OPN}	B ₅ th	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₅₁ th	
				LA > 45 et MDE > 45	B ₅₂ th			
				5 < IPI ^(*) ≤ 12 ou 1,1 w _{OPN} ≤ w _n < 1,25 w _{OPN}	B ₅ h	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₅₁ h	
				LA > 45 et MDE > 45	B ₅₂ h			
				12 < IPI ^(*) ≤ 30 ou 0,9 w _{OPN} ≤ w _n < 1,10 w _{OPN}	B ₅ m	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₅₁ m	
		LA > 45 et MDE > 45	B ₅₂ m					
		0,6 w _{OPN} ≤ w _n < 0,9 w _{OPN}	B ₅ s	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₅₁ s			
		LA > 45 et MDE > 45	B ₅₂ s					
		w _n < 0,6 w _{OPN}	B ₅ ts	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B ₅₁ ts			
		LA > 45 et MDE > 45	B ₅₂ ts					
		tamisat à 80 μm compris entre 12 et 35% VBS > 1,5 ^(*) ou I _p > 12	B₆ Sables et graves argileux à très argileux	IPI ^(*) ≤ 4 ou w _n ≥ 1,3 w _{OPN} ou I _c ≤ 0,8	B ₆ th	B ₆ m	B ₆ s	B ₆ ts
				4 < IPI ^(*) ≤ 10 ou 0,8 < I _c ≤ 1 ou 1,1 w _{OPN} ≤ w _n < 1,3 w _{OPN}	B ₆ h			
				10 < IPI ≤ 25 ou 1 < I _c ≤ 1,2 ou 0,9 w _{OPN} ≤ w _n < 1,1 w _{OPN}				
				0,7 w _{OPN} ≤ w _n < 0,9 w _{OPN} ou 1,2 < I _c ≤ 1,3				
w _n < 0,7 w _{OPN} ou I _c > 1,3								

Tableau 2.6. Classification des sols insensibles à l'eau[76]

Classe D		Tableau 4 - Classification des sols insensibles à l'eau				
CLASSIFICATION A UTILISER POUR LES REMBLAIS						
CLASSIFICATION A UTILISER POUR LES COUCHES DE FORME						
Classement selon la nature				Classement selon l'état hydrique		
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	Valeurs seuils retenues		Sous classe
VBS ≤ 0,1 et tamisat à 80 µm ≤ 12%	D Sols insensibles à l'eau	Dmax ≤ 50 mm et tamisat à 2 mm > 70%	D₁ Sables alluvionnaires propres, sables de dune...	Matériaux insensibles à l'eau; mais leur emploi en couche de forme nécessite la mesure de leur résistance mécanique (Los Angelès - LA - et/ou Micro Deval en présence d'eau - MDE -) ou Friabilité des sables (FS).	FS ≤ 60	D ₁₁
					FS > 60	D ₁₂
		Dmax ≤ 50 mm et tamisat à 2 mm ≤ 70%	D₂ Graves alluvionnaires propres, sables...		LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	D ₂₁
					LA > 45 et MDE > 45	D ₂₂
		Dmax > 50 mm	D₃ Graves alluvionnaires grossières propres, dépôts glaciaires,...		LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	D ₃₁
					LA > 45 et MDE > 45	D ₃₂

2.4. Propriétés et caractéristiques des sols

2.4.1. Caractéristiques physiques

2.4.1.1. Poids volumiques - Unité SI N/m³

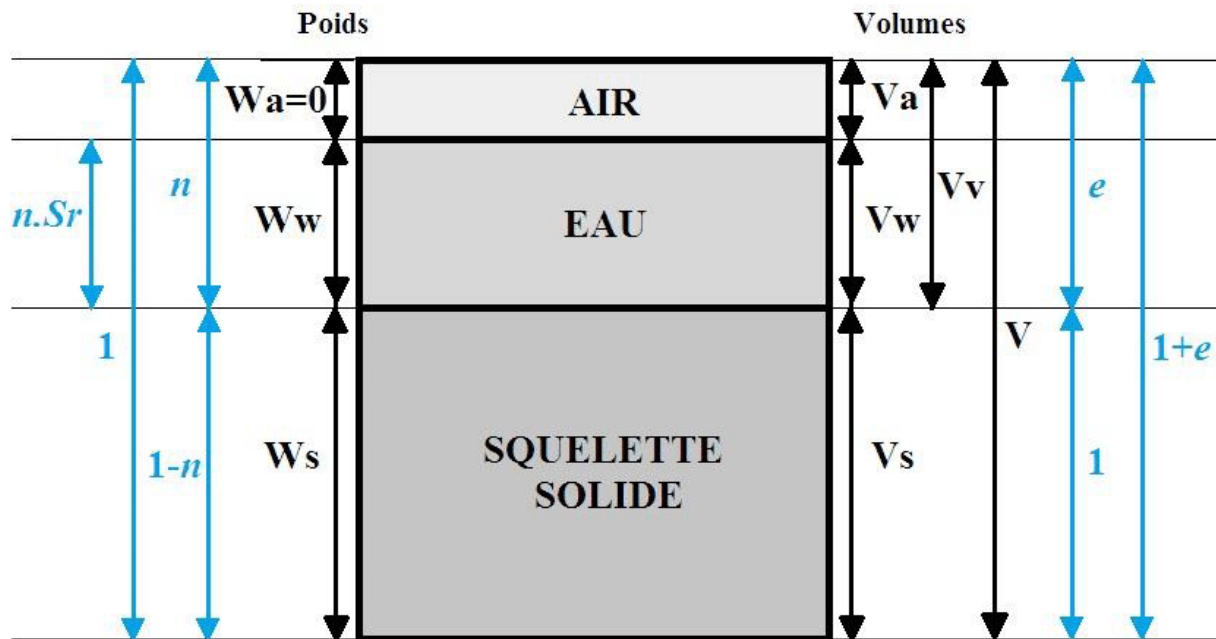


Figure 2.5. Schéma d'un volume élémentaire de sol : Poids et volumes des différentes phases[77]

Le poids volumique (γ) est le rapport entre le poids du sol et son volume total. On distingue :

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w + W_a}{V_s + V_w + V_a} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_w + V_a} \dots \dots \dots (3)$$

Poids volumique sec (γ_d) : poids du sol sec par unité de volume.

$$\gamma_d = \frac{W_s + W_a}{V_s + V_w + V_a} = \frac{W_s}{V} \dots \dots \dots (4)$$

- **Poids volumique humide (γ)** : incluant l'eau présente dans les vides.
- **Poids volumique des grains solides (notation γ_s)**

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \dots \dots \dots (5)$$

- **Poids spécifique de l'eau contenu dans le sol (notation γ_w)**

$$\gamma_w = \frac{W_w}{V_w} \dots\dots\dots(6)$$

A noter : En pratique $\gamma_w = 10^3 \text{ g} = 9.81 \text{ KN} / \text{m}^3 = 10 \text{ KN/m}^3$

- **Poids volumique saturé (γ_{sat}) :** lorsque les vides sont entièrement remplis d'eau [60].

2.4.1.2 Densités

- Densité humide $\frac{\gamma}{\gamma_w} \dots\dots\dots(7)$

- Densité sèche $\frac{\gamma_d}{\gamma_w} \dots\dots\dots(8)$

- Densité des grains solides (notation G) : $G = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \dots\dots\dots(9)$

2.4.1.3. Porosité (n) - Indice des vides (e)

- **Porosité (n) :** fraction du volume occupée par les vides par rapport au volume total.

$$n = \frac{V_a + V_w}{V} = \frac{V - V_s}{V} = 1 - \frac{V_s}{V} \dots\dots\dots(10)$$

NB : $n \in [0 ; 1]$

On définit également la compacité $= \frac{V_s}{V} = 1 - n \dots\dots\dots(11)$

- **Indice des vides (e) :** rapport du volume des vides au volume des grains solides.

$$e = \frac{V_a + V_w}{V_s} = \frac{V - V_s}{V_s} \dots\dots\dots(12)$$

NB : $e \in [0,10 ; 5]$

2.4.1.4. Teneur en eau (ω) - Degré de saturation (S_r)

- **Teneur en eau (ω) :** rapport entre la masse d'eau et la masse sèche du sol.

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \dots\dots\dots(13)$$

- **Degré de saturation (S_r) :** proportion de vides remplis d'eau (%).

$$S_r = \frac{V_w}{V_w + V_a} \dots\dots\dots(14) \quad 0 < S_r < 1$$

Sol sec $S_r = 0$; saturé $S_r = 1$; un sol est dit saturé lorsque le vide est entièrement occupé par l'eau

- Teneur en eau de saturation (notation ω_{sat})

C'est la teneur en eau de tel sorte que :

$$\omega = \omega_{sat} = e \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_s} = \frac{e}{G} = \gamma_w \cdot \left[\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (15)$$

NB : $\omega \in [0 ; \omega_{sat}]$ (Voir définition de ω_{sat} ci-après)

2.4.1.5. Relations entre ces grandeurs

Tableau 2.7. Les relations entre les différentes caractéristiques physique des sols[78]

Paramètres	Définitions	n	e	γ	γ_d
Teneur en eau ω (%)	$\omega = \frac{W_w}{W_s}$	$\omega = \frac{n \cdot S_r \cdot \gamma_w}{(1-n) \cdot \gamma_s}$	$\omega = \frac{e \cdot S_r \cdot \gamma_w}{\gamma_s}$	$\omega = \frac{\gamma}{\gamma_d} - 1$	$\omega = \frac{\gamma}{\gamma_d} - 1$
Porosité n	$n = \frac{V_a + V_w}{V}$	-	$n = \frac{e}{1+e}$	$n = 1 - \frac{\gamma}{(1+\omega) \cdot \gamma_s}$	$n = 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}$
Indice des vides e	$e = \frac{V_a + V_w}{V_s} = \frac{V - V_s}{V_s}$	$e = \frac{n}{1-n}$	-	$e = \gamma_s \cdot \frac{(1+\omega)}{\gamma} - 1$	$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$
Poids volumique apparent γ (KN/m ³)	$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{V_s + V_w + V_a}$	$\gamma = (1-n) \cdot (1+\omega) \cdot \gamma_s$	$\gamma = \frac{(1+\omega)}{1+e} \cdot \gamma_s$	-	$\gamma = (1+\omega) \cdot \gamma_d$
Poids volumique apparent sec : γ_d (KN/m ³)	$\gamma_d = \frac{W_s}{V_s} = \frac{W_s + W_a}{V_s + V_w + V_a} = \frac{W_s}{V}$	$\gamma_d = \gamma_s (1-n)$	$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1+e}$	$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+\omega}$	-
Poids volumique des grains : γ_s (KN/m ³)	$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$	$\gamma_s = \frac{\gamma}{(1-n) \cdot (1+\omega)}$	$\gamma_s = (1+e) \cdot \gamma_d$	$\gamma_s = \frac{\gamma}{(1-n) \cdot (1+\omega)}$	$\gamma_s = \frac{\gamma_d}{(1-n)}$

2.4.1.6. Poids volumique déjaugé (notation γ')

Utilisé pour les sols immergés, il est calculé comme suit :

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = (\gamma_s - \gamma_w) \cdot (1 - n) \dots \dots \dots (16)$$

On a également la relation :

$$\gamma' = \gamma_d \left[1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (17)$$

2.4.2. Analyse granulométrique et sédimentométrie

L'analyse granulométrique est une méthode fondamentale pour déterminer la distribution des tailles de grains dans un sol. Elle permet de caractériser la texture du sol et d'en déduire son comportement mécanique, sa perméabilité et son aptitude au compactage.

2.4.2.1. Méthode de tamisage

Cette méthode est utilisée principalement pour les sols grossiers (graviers et sables).

2.4.2.1.1. But de l'essai

L'objectif de l'essai est de déterminer la répartition des particules solides selon leur diamètre en les faisant passer à travers une série de tamis à mailles décroissantes [61].

2.4.2.1.2. Appareillage

- Jeu de tamis normalisés (de 80 mm à 0,08 mm).
- Balance de précision.
- Vibreur mécanique (facultatif).
- Brosse douce et plateau de réception.



Figure 2.6. Série de tamis de Laboratoire



Figure 2.7. Appareil de dessiccation de Laboratoire

2.4.2.1.3. Mode opératoire

1. Séchage de l'échantillon à 105°C.
2. Pesée de la masse totale sèche.
3. Passage de l'échantillon à travers les tamis, du plus grand au plus petit.

4. Pesée de la masse retenue sur chaque tamis.
5. Calcul du pourcentage cumulé passant.
6. Traçage de la courbe granulométrique sur papier semi-logarithmique.

La courbe obtenue permet de calculer les coefficients de courbure (**C_c**) et d'uniformité (**C_u**) :

✓ **Coefficient d'uniformité**

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \dots \dots \dots (18)$$

✓ **Coefficient de courbure**

$$C_c = \frac{D_{30}}{D_{10} \cdot D_{60}} \dots \dots \dots (19)$$

Ces coefficients servent à classer le sol selon l'**USCS** ou le système **GTR** [62].

2.4.2.2. Méthode de sédimentation

2.4.2.2.1 Objectif

Déterminer la distribution granulométrique des particules inférieures à 80 microns (0,08 mm) [63].

2.4.2.2.2. Domain d'application

Sols limoneux et argileux, pour lesquels le tamisage est inefficace.

2.4.2.2.3 Appareillage

- Cylindre de sédimentation.
- Agitateur mécanique.
- Pipette graduée.
- Chronomètre.
- Thermomètre.

2.4.2.2.4. Mode opératoire

1. Préparation d'une suspension de sol fin dans de l'eau distillée.
2. Agitation homogène de la suspension.
3. Prélèvements à différentes profondeurs et instants à l'aide de la pipette.
4. Séchage des échantillons prélevés puis pesée.
5. Calcul de la proportion de particules en suspension à chaque instant.
6. Traçage de la courbe de distribution granulométrique.

Cette méthode donne une idée précise de la proportion des argiles, limons, et éléments fins [64].

2.4.2.2.5. Réalisation des mesures

Faire les lectures depuis le début de l'essai aux temps suivants en minutes :

0,5 – 1 – 2 – 5 – 10 – 20 – 40 – 80 – 240 – 1440. Noter à chaque lecture la densité de la solution à 0,0001 près et température de l'eau se trouvant dans l'éprouvette témoin à 0,1°C près. Faire les lectures du densimètre au sommet du ménisque, procéder aux trois première lectures 0,5 – 1 – 2 min, sans retirer le densimètre de la solution.

À partir de la troisième lecture, retirer le densimètre de la solution après chaque mesure et le nettoyer puis le plonger dans l'éprouvette d'eau distillée ou déminéralisée.

À partir de la quatrième lecture au temps $t = 5\text{min}$ plonger le densimètre avec précaution dans la solution au minimum 30 seconde avant la mesure.

2.4.2.2.6. Exécution de l'essai

Verser la suspension dispersée dans une éprouvette d'essai immédiatement après la fin de l'agitation mécanique. Rincer le récipient ainsi que l'arbre et les palettes de l'agitateur avec de l'eau distillée ou déminéralisée.

Le liquide de rinçage est recueilli dans l'éprouvette afin d'éviter de perdre une partie de l'échantillon de sol lors du transfert.

Compléter par de l'eau distillée ou déminéralisée à la température ambiante jusqu'à 2000 cm³. Verser 2000 cm³ de la même eau distillée ou déminéralisée dans le second éprouvette témoin et y plonger le thermomètre et le densimètre parfaitement propres.

Agiter vigoureusement verticalement la suspension au moyen de l'agitateur manuel pour obtenir une concentration uniforme sur toute la hauteur de l'éprouvette.

Retirer l'agitateur manuel et déclencher au même moment le chronomètre.

Plonger le densimètre avec précaution dans la suspension immédiatement après le déclenchement du chronomètre.

2.4.2.2.6.1. Pourcentages d'éléments inférieurs ou égaux à D

Le pourcentage d'éléments inférieurs ou égaux à D contenus dans la suspension au temps t est calculé :

$$\rho = \frac{V_s}{m} \cdot \frac{\rho_s}{\rho_s - \rho_w} \cdot \rho_w \left[\frac{\rho_t}{\rho_w} - 1 \right] \dots\dots\dots (20)$$

Avec :

ρ : set le pourcentage des particules de diamètre inférieur ou égale à D

v_s : est la volume de la suspension ;

m : est la masse de sol sec prélevée sur le tamisât à 80 μm

ρ_s : est la masse volumique des particules solides

ρ_w : est la masse volumique de l'eau distillée ou déminéralisée à température d'essai

ρ_t : est la masse de la suspension au temps t .

2.4.2.2.6.2. Masse volumique de la suspension

La masse volumique ρ_t de la suspension à l'instant t est obtenue à partir de la formule suivante :

$$\rho_t = R_c \times \rho_w = (R + C_t + C_m + C_d) \rho_w \dots\dots\dots(21)$$

Où :

R_c est la lecture corrigée du densimètre à l'instant t

R est la lecture du densimètre de sommet du ménisque à l'instant t

C_t est la correction due aux variations de température en cours d'essai

C_m est la correction due au ménisque C_d est la correction due au défoila

2.4.2.2.6.3. Diamètre équivalent D

Le diamètre équivalent D des plus grosses particules non sédimentées a l'instant t est calculé comme suit :

$$D = \left[\frac{1}{g} \times \frac{18 \times \eta}{\rho_s - \rho_w} \times \frac{H_t}{t} \right]^{0.5} \dots\dots\dots(22)$$

Où :

D est le diamètre équivalent des particules

η est la viscosité dynamique de la solution à l'instant t

ρ_s est la masse volumique des particules solides

ρ_w est la masse volumique de l'eau distillée à la température d'essai θ

$\rho_w = 999 \text{ Kg/m}^3$ lorsque : $12^\circ\text{C} \leq \theta \leq 18^\circ\text{C}$

g est l'accélération de la pesanteur

H_t est la profondeur effective du centre de poussée du densimètre à l'instant t

T est le temps écoulé depuis le début de l'essai.

2.4.2.2.6.4. Viscosité dynamique de la solution

La viscosité dynamique de la solution à un instant t est déterminée par la formule ci-dessous

$$\eta = \frac{0.00179}{1 + \alpha\theta + \beta\theta^2} \dots\dots\dots(23)$$

Où :

η est la viscosité dynamique en poiseuille

θ est la température exprimée en degrés Celsius de l'éprouvette témoin à l'instant t

α est égale à 0,03368

β est égale à 0,00022

2.4.2.2.6.5. Profondeur effective du centre de poussée

La profondeur effective du centre de poussée du densimètre est issue de la relation suivante

$$H_t = H - 100 \times H_1 \times (R + C_m - 1) - H_c \dots\dots\dots(24)$$

Avec :

H_t : est la profondeur effective du centre de poussée du densimètre à l'instant t

H : est la distance séparant le milieu du bulbe du densimètre de la graduation 1,000 0

Avec $H = H_0 + 0,5 \times H_1$

H_1 : est la distance séparant la graduation 1,000 0 de la graduation 1,010 0

R : est la lecture du densimètre sommet du ménisque à l'instant t

C_m : est la correction due au ménisque

H_c : est le déplacement du niveau de la solution lié à l'introduction du densimètre dans l'éprouvette d'essai

H_0 , H_1 , h_1 étant des caractéristiques géométriques du densimètre obtenu lors d'étalonnage de l'appareillage.

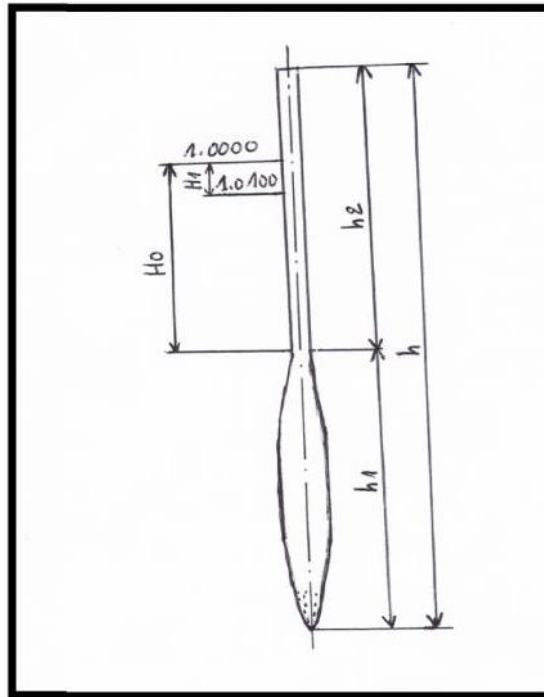


Figure 2.8. Les différentes hauteurs de densimètre

Tableau 2.8. Les résultats de l'analyse granulométrique (Argile noire)

Ouverture des tamis en (mm)	Masse des refus partiels Ri (g)	Masse des refus cumulés Rn (g)	Pourcentage des refus cumulés (Rn/M) *100	Tamisâtes cumulés En (%) 100 - (Rn/M) *100
0,71	51	51	10,332	89,668
0,5	47	98	19,854	80,146
0,355	52	150	30,389	69,611
0,25	35	185	37,479	62,520
0,125	63	248	50,243	49,757
0,09	72	320	64,829	35,170
0,063	17	337	68,274	31,726
0,044				29,121
0,031				29,121
0,020				25,238
0,014				25,238
0,01				25,238
0,007				17,472
0,0012				1,941

Tableau 2.9. Les résultats de la sédimentation (Argile noire)

Température (°C)	Temps (s)	Lecture	Ct	HT	Pt	Hc	H	D	Cm	Cd	P (%)
16	30	1,022	-0,012	10,4881	1,0065	0,6369	0,0011	0,0632	0,0005	-0,003	29,1213
16	60	1,022	-0,012	10,4881	1,0065	0,6369	0,0011	0,0447	0,0005	-0,003	29,1213
16	120	1,022	-0,012	10,4881	1,0065	0,6369	0,0011	0,0316	0,0005	-0,003	29,1213
16	300	1,021	-0,012	10,7381	1,0055	0,6369	0,0011	0,0202	0,0005	-0,003	25,2385
16	600	1,021	-0,012	10,7381	1,0055	0,6369	0,0011	0,0143	0,0005	-0,003	25,2385
16	1200	1,021	-0,012	10,7381	1,0055	0,6369	0,0011	0,0101	0,0005	-0,003	25,2385
16	2400	1,019	-0,012	11,2381	1,0035	0,6369	0,0011	0,0073	0,0005	-0,003	17,4728
16	4800	1,018	-0,012	11,4881	1,0025	0,6369	0,0011	0,0052	0,0005	-0,003	13,59
16	14400	1,016	-0,012	11,9881	1,0005	0,6369	0,0011	0,0031	0,0005	-0,003	5,82426
16	86400	1,015	-0,012	12,2381	0,9995	0,6369	0,0011	0,0013	0,0005	-0,003	1,94142

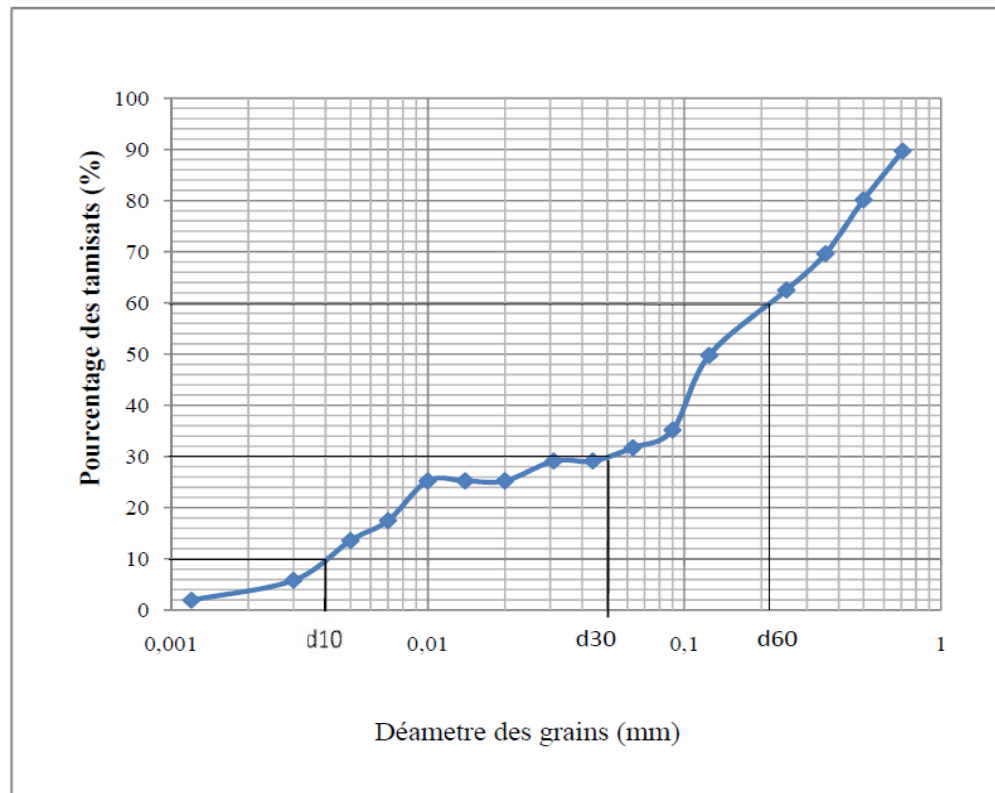


Figure 2.9. Courbe d'analyse granulométrique (Argile noire)

Tableau 2.10. Les résultats d'analyse granulométrique (Argile rouge)

Ouverture des tamis en (mm)	Masse des refus partiels R_i (g)	Masse des refus cumulés R_n (g)	Pourcentage des refus cumulés $(R_n/M) * 100$	Tamiséats cumulés en (%) $100 - (R_n/M1)$
0,710	45	39	7,93489	92,065
0,500	15	54	10,9868	89,013
0,355	45	99	20,1424	79,857
0,250	51	150	30,5188	69,481
0,125	43	193	39,2675	60,732
0,090	56	249	50,6612	49,338
0,063	90	339	68,9725	31,027
0,045				29,121
0,032				29,121
0,020				29,121
0,014				25,238
0,010				21,355
0,007				17,472
0,005				13,589

Tableau 2.11. Les résultats de la sédimentation (Argile rouge)

Temp (c°)	Temps (s)	Lecture	Ct	Ht	Pt	Hc	η Vis	D	Cm	Cd	P %
16	30	1,022	-0,012	10,4881	1,006493	0,6369	0,00112	0,06322	0,0005	-0,003	29,1213
16	60	1,022	-0,012	10,4881	1,006493	0,6369	0,00112	0,0447	0,0005	-0,003	29,1213
16	120	1,022	-0,012	10,4881	1,006493	0,6369	0,00112	0,03161	0,0005	-0,003	29,1213
16	300	1,022	-0,012	10,4881	1,006493	0,6369	0,00112	0,01999	0,0005	0,003	29,1213
16	600	1,021	-0,012	10,7381	1,005494	0,6369	0,00112	0,0143	0,0005	-0,003	25,2385
16	1200	1,020	-0,012	10,9881	1,004495	0,6369	0,00112	0,01023	0,0005	-0,003	21,3556
16	2400	1,019	-0,012	11,2381	1,003496	0,6369	0,00112	0,00732	0,0005	-0,003	17,4728
16	4800	1,018	-0,012	11,4881	1,002497	0,6369	0,00112	0,00523	0,0005	-0,003	13,59
16	14400	1,016	-0,012	11,9881	1,000499	0,6369	0,00112	0,00308	0,0005	-0,003	5,82426
16	86400	1,015	-0,012	12,2381	0,9995	0,6369	0,00112	0,00127	0,0005	-0,003	1,94142

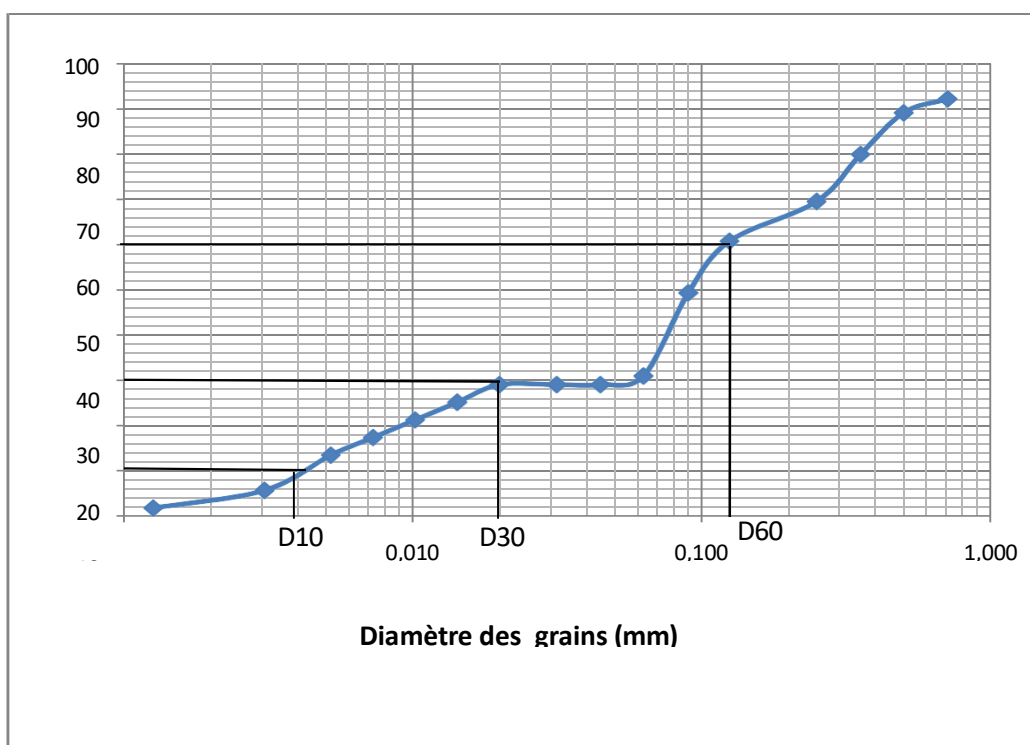


Figure 2.10. Courbe d'analyse granulométrique (Argile rouge)

D'après la classification du L.P.C des sols

CU > 6 Condition vérifiée

CC < 1 Condition non vérifiée

Tableau 2.12. Classification du L.P.C des sols

SOL	Coefficient d'uniformité	Coefficient de courbure	Classification de L.P.C
Argile noire	29,268	0,813	Sol mal gradué
Argile rouge	52,5	2,976	Sol bien gradué

2.4.3. Identifications propres aux sols fins

2.4.3.1. Limites d'Atterberg (NF P 94-051)

2.4.3.1.1. Introduction

Les limites d'Atterberg permettent de caractériser la consistance des sols fins selon leur teneur en eau.

Les limites définissent les états de consistance : solide, plastique, liquide, selon la variation de l'eau contenue dans le sol [65].

2.4.3.1.2. Objectif

Déterminer la limite de liquidité (LL), la limite de plasticité (LP), et l'indice de plasticité ($IP = LL - LP$).

2.4.3.1.3. Matériel et Équipement

- Coupe de Cassagnarde

- Spatule
- Bilan de laboratoire
- Four de séchage
- Pinceau
- Moule de limite de plasticité

2.4.3.1.4. Mode Opérateur et Calculs

a. Limite de liquidité (LL)

- Mélanger le sol à l'eau jusqu'à obtention d'une pâte.
- Placer la pâte dans la coupelle de Casagrande.
- Tracer une rainure et actionner l'appareil jusqu'à la fermeture de la rainure sur 10 mm.
- Relever le nombre de coups (25 en général).
- Répéter avec plusieurs teneurs en eau pour tracer la courbe de liquidité.

$$\text{Teneur en eau (W)} = [(Masse humide - Masse sèche) / Masse sèche] \times 100$$

Tableau 2.13. Résultats de la limite de liquidité

Essai	Masse humide (g)	Masse sèche (g)	Teneur en eau (%)
1	15.00	10.00	50.00
2	14.60	10.00	46.00
3	14.20	10.00	42.00
4	13.90	10.00	39.00

Tableau 2.14. Calculs des teneurs en eau pour la limite de liquidité

Essai	Teneur en eau (%)	Nombre de coups
1	50	15
2	46	22
3	42	28
4	39	35

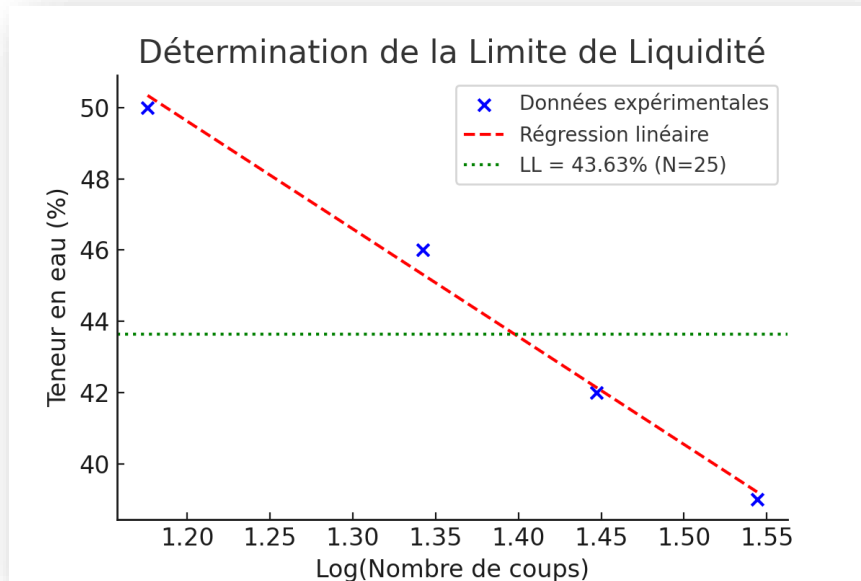


Figure 2.11. Détermination de la Limite de Liquidité

On obtient : $LL = 43.63\%$ pour $N = 25$ coups.

b. Limite de plasticité (LP)

- Rouler un boudin de sol jusqu'à ce qu'il se fissure à 3 mm de diamètre.
- Mesurer la teneur en eau à ce moment.

Tableau 2.15. Calcule des teneurs en eau pour la limite de plasticité

Essai	Masse humide (g)	Masse sèche (g)	Teneur en eau (%)
1	20	18	11.11
2	19	17	11.76

Limite de plasticité obtenue : $LP = 11.44\%$

2.4.3.1.4.1. Calcul de l'Indice de Plasticité

L'indice de plasticité classe le sol selon son degré de cohésion et de plasticité [66].

$$\text{Indice de plasticité (IP)} = LL - LP = 43.63 - 11.44 = 32.19\%$$

1.4.3.1.4.2 Indices de plasticité et de Consistance

- **l'indice de plasticité I_p** : C'est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité. L'indice de plasticité mesure l'étendue du domaine de plasticité du sol. Il s'exprime donc par la relation :

$$I_p = \omega_L - \omega_P \dots \dots \dots (25)$$

L'indice de plasticité caractérise la largeur de la zone où le sol étudié a un comportement plastique.

Tableau 2.16. Classification de l'agilité d'un sol selon l'indice de plasticité IP

Indice de plasticité I_p	Etat- du sol
0 - 5	Non plastique
5 - 15	Peu plastique
15 – 40	Plastique
> 40	Très plastique

Un sol, dont l'indice I_p est grand, est très sensible aux conditions atmosphériques, car plus I_p est grand plus le gonflement par humidification de la terre et son retrait par dessiccation seront importants. I_p précise donc aussi les risques de déformation du matériau.

- Indice de consistance I_c

La comparaison de la teneur en eau naturelle ω d'un sol et des limites D'ATTERBERG permet de se faire une idée de l'état d'une argile qu'on peut caractérisé par son indice de consistance :

$$I_c = \frac{\omega_L - \omega}{\omega_L - \omega_P} = \frac{\omega_L - \omega}{I_p} \dots \dots \dots (26)$$

Tableau 2.17. Etat du sol en fonction de l'indice de consistance

Indice de consistance I_C	Etat- du sol
$I_C > 1$	Solide
$0 < I_C < 1$	Plastique
$I_C < 0$	Liquide

L'indice de consistance croît en même temps que la consistance du sol. A partir de 1, le sol peut être éventuellement réutilisé en remblai (on peut travailler).

Tableau 2.18. Limites d'Atterberg et indice de plasticité de certains minéraux argileux (d'après Cornell, 1951)

Minéraux argileux	Ions métalliques	ω_p Limite de plasticité (%)	ω_L Limite de liquidité (%)	Indice de plasticité I_p
Kaolinite	Na	32	53	21
	K	29	49	20
	Ca	27	38	11
	Mg	31	54	23
	Fe	37	59	22
Montmorillonite	Na	54	710	656
	K	98	660	562
	Ca	81	510	429
	Mg	60	410	350
	Fe	75	290	215
Illite	Na	53	120	67
	K	60	120	60
	Ca	45	100	55
	Mg	46	95	49
	Fe	49	110	61
Argile d'Orly (France)	-	32	18	14
Argile de Londres	-	80	30	50

2.4.3.2. Bleu de méthylène (NF P 94-068)

2.4.3.2.1. Introduction

Le bleu de méthylène est un colorant qui se fixe sur les surfaces argileuses, en particulier celles des minéraux gonflants comme la montmorillonite [67].

2.4.3.2.2. Objectif de l'essai

Déterminer la **valeur du bleu de méthylène (VBS)** exprimée en grammes de colorant absorbés par 100 g de sol sec.

2.4.3.2.3. Matériels et matériaux utilisés

- Solution de bleu de méthylène.
- Plaque filtrante.
- Bécher et spatule.
- Papier filtre.
- Pipette graduée.
- Sol fin séché et tamisé à 2 mm.

2.4.3.2.4. Mode opératoire

1. Préparer une suspension du sol dans de l'eau.
2. Ajouter goutte à goutte la solution de bleu de méthylène tout en agitant.
3. Déposer une goutte de la suspension sur un papier filtre.
4. Le test est terminé lorsque la tâche formée présente un halo bleu autour du noyau noir (saturation).
5. Noter le volume utilisé et calculer la VBS.

Les sols à forte VBS sont très argileux et souvent expansifs [68].

2.4.3.2.5. Résultats et calculs :

En effectuant la procédure ci-dessus, on obtient les résultats suivants :

Taches 1,2, 3,4, 5,6, 7,8, 9 : Taches de couleur foncée sans auréole apparente

Tache 10 : Tache de couleur foncée et l'auréole d'un bleu clair est bien définie de la tache foncée.

La 10 -ème tache correspond à un volume de bleu de méthylène injecté d'environ 110 ml. Masse de bleu :

$$B = \text{Volume de bleu introduit} \times 0.01 = V \times 0.01 = 110 \times 0.01 = 1.1 \text{ g}$$

La quantité de bleu de méthylène VBS est la quantité exprimée en grammes de bleu de méthylène adsorbée pour 100g de fines.

$$V.B.S (1) = 3.66 \text{ g AVEC :}$$

$$B : \text{Masse de bleu introduite (solution à } 10\text{g/L)} = V \times 0.01$$

m₀ : masse sèche de la prise d'essai

$$\text{Volume Totale de la solution Bleu : } V = 110 \text{ cm}^3$$

D'après le guide des terrassements Routiers GTR, six catégories de sols sont définies selon la valeur de VBS :

Le GTR retient 6 seuils :

0,1 : seuil d'insensibilité à l'eau.

0,2 : seuil au-dessus duquel apparaît à coup sûr la sensibilité à l'eau. 1,5

: seuil entre les sols sablo-limoneux et sablo-argileux.

2,5 : seuil entre les sols limoneux peu plastiques et ceux de plasticité moyenne. 6,0

: seuil entre les sols limoneux et argileux.

8,0 : seuil entre les sols argileux et très argileux.

Tableau 2.19. Classification GTR selon la valeur de VBS

Valeur de Bleu de Méthylène (VBS)	Catégorie de sol
$VBS < 0.1$	Sol sensible à l'eau
$0.2 < VBS < 1.5$	Sol sableux limoneux, sensible à l'eau
$1.5 < VBS < 2.5$	Sol sableux argileux, peu plastique
$2.5 < VBS < 6$	Sol limoneux de plasticité moyenne
$6 < VBS < 8$	Sol argileux
$VBS > 8$	Sol très argileux

2.4.3.2.6. Conclusion :

D'après les informations fournies par le GTR dans le tableau ci-dessus, on déduit que le sol étudié est un sol limoneux de plasticité moyenne.

2.4.4. Identifications propres aux sols grenus

2.4.4.1. Essai d'équivalent de sable (NF P 18-598)

2.4.4.1.1. Introduction

L'équivalent de sable (ES) est un indice permettant d'évaluer la **propreté d'un sable** en quantifiant sa teneur relative en fines argileuses [69].

2.4.4.1.2. But de la manipulation

L'essai vise à déterminer la proportion de fines susceptibles d'affecter la qualité du matériau pour des usages en terrassement, en béton ou en couche de chaussée [70].

2.4.4.1.3. Principe de l'essai

Le principe repose sur la sédimentation différenciée :

- Les particules grossières (sable) décantent rapidement.
- Les particules argileuses restent en suspension plus longtemps.

En comparant les hauteurs respectives des deux couches (sable et argiles en suspension), on obtient un **indice ES**.

2.4.4.1.4. Matériels utilisés

Ce matériel est précisé par la norme NF P 08 501 :

- Cylindre gradué en plastique transparent.
- Solution d'ESSAI (chlorure de calcium + formol + glycérine).
- Pipette ou pompe doseuse.
- Agitateur mécanique ou manuel.
- Chronomètre.
- Éprouvette de 1 litre.

2.4.4.1.5. Mode opératoire

- Préparer une suspension du sol dans la solution d'essai.
- Agiter vigoureusement pendant un temps défini.
- Laisser reposer 20 minutes.
- Relever la hauteur de sable décanté (H_s) et celle des matières en suspension (H_a).

2.4.4.1.5.1. Equivalent de sable visuel (E.S.V) :

Après 20 min de dépôt, lire la hauteur h_1 , de niveau supérieur de flocculat jusqu'au fond de l'éprouvette à l'aide d'une règle.

- Mesurer également avec la règle la hauteur h_2 compris entre le niveau supérieur de la partie sédimentaire du fond de l'éprouvette

$$ESV = (h_2/h_1) 100\% \dots\dots\dots(27)$$

Avec :

h1 : hauteur du sable plus flocculat.

h2 : hauteur du sable.

2.4.4.1.5.2. Equivalent de sable piston (E.S.P) :

Introduire le piston dans l'éprouvette et la laisser descendre doucement jusqu'à ce qu'il repose sur le sédiment, à cet instant bloquer le manchon du piston et sortir celui-ci de l'éprouvette.

$$ESP = (h'2 / h1) 100\%.....(28)$$

Avec :

h1 : hauteur du sable plus flocculat.

h'2 : hauteur du sable

2.4.4.1.6. Etude expérimentale

Tableau 2.20. Résultats d'essai d'équivalent (E.S.V)

N° d'essais	h1 (cm)	h2 (cm)	E.S.V (%)
1	14,1	9,3	65,95
2	13,4	9,7	72,38
3	13,2	10,1	76,51

Tableau 2.21. Résultats d'essai d'équivalent (E.S.P)

N° d'essais	h1 (cm)	h'2 (cm)	E.S.P (%)
1	14,1	6,5	46,09
2	13,4	5,8	43,28
3	13,2	4,9	37,12

2.4.4.1.7. Conclusion

D'après les valeurs préconisées pour l'équivalent de sable et les résultats obtenus au cours de l'essai :

Pour sable fine :

75 $ESV \leq 85$ donc en dire que le sable est propre

60 $ESP \leq 70$ donc en dire que le sable est argileux

Pour sable grossier :

ESV ≥ 85 donc en dire que le sable est très propre

ESP ≥ 80 donc en dire que le sable est très propre

2.4.4.1.8. Indice de densité ou densité relative

Pour compléter la caractérisation, on détermine la densité relative (D_r) :

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100$$

$e_{\min}$: indice des vides dans l'état le plus compact ;
 $e_{\max}$: indice des vides dans l'état le moins compact ;
 e : indice des vides in situ.

Cette densité permet de classer les sables comme lâches, moyens ou denses [71].

Le tableau suivant précise l'état de compacité des sols pulvérulents en fonction de leur indice de densité.

Tableau 2.22. Etat de compacité des sols grenus

I_D	Etat de compacité Du sol grenu
0 - 15	Très peu compact
15 - 35	Peu compact
35 - 65	Compacité moyenne
65 - 85	Compact
85 - 100	Très compact

2.5. conclusion

Ce chapitre a mis en évidence l'importance cruciale de l'identification des sols en géotechnique. En classant les sols selon leur granulométrie, comportement mécanique, et leurs propriétés physiques, on obtient une meilleure compréhension de leur nature. Ces connaissances sont essentielles pour adapter les choix techniques dans les projets de construction et de fondation.

***Chapitre 3 : résistance au
cisaillement des sols***

3.1. Introduction

La résistance au cisaillement des sols est un paramètre clé en mécanique des sols qui détermine la capacité d'un sol à résister aux forces de cisaillement sans rupture. Elle est essentielle pour la conception et la stabilité des infrastructures géotechniques telles que les fondations, les talus, les tunnels et les barrages. Sa compréhension repose sur des principes théoriques et des mécanismes physiques qui influencent son comportement sous diverses conditions de charge et d'environnement.

3.2. Contraintes sur un plan de cisaillement

En supposant un terrain en pente sur le quel est appliqué un ensemble de forces externes. Les contraintes verticales et horizontales qui agissent sur le sol induisent un plan de cisaillement ayant un angle d'inclinaison α par rapport à l'horizontale (figure 2.1).

Pour maintenir l'équilibre, une contrainte tangentielle τ qu'on appelle la résistance au cisaillement, et une contrainte normale σ se développent sur le plan ED (figure 2.1). Les expressions de σ et τ peuvent être obtenues en appliquant les principes de la statique pour l'état d'équilibre du corps. Pour cela, la somme de toutes les forces dans les directions x et y doivent être égale à zéro, on obtient :

$$\sigma = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \cos 2\alpha + \tau_{xy} \sin 2\alpha \dots \dots \dots (29)$$

$$\tau = \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \sin 2\alpha - \tau_{xy} \cos 2\alpha \dots \dots \dots (30)$$

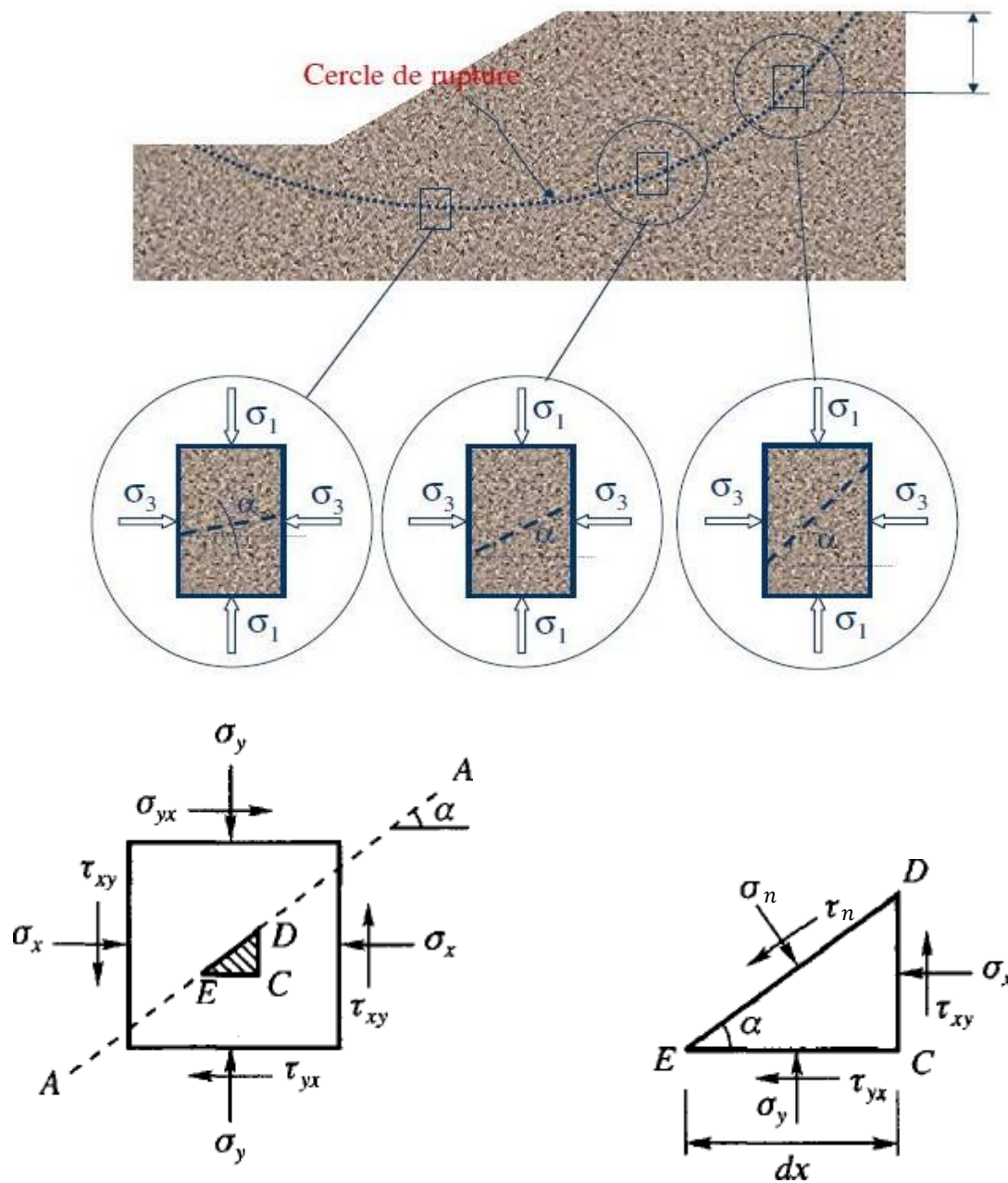


Figure 3.1. Contraintes appliquées sur élément de sol en deux dimensions.

Un "plan principal" est défini comme un plan sur lequel la contrainte est tout à fait normale, ou qui ne comporte pas de contrainte de cisaillement $\tau = 0$. Les contraintes normales agissantes sur ces plans principaux sont connues sous le nom de "contraintes principales". Les trois plans principaux doivent être mutuellement perpendiculaires. Dans l'ordre de grande

Décroissant, les contraintes principales sont désignées par "contrainte principale majeure σ_1 ", "contrainte principale intermédiaire σ_2 " et "contrainte principale mineure σ_3 ". En mécanique des sols, on considère que σ_2 est égale à σ_3 , ce qui permet de simplifier les problèmes en les ramenant à deux dimensions.

On peut maintenant formuler les équations 1 et 2 en fonction des contraintes principales de la manière suivante :

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta \dots \dots \dots (32)$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta \dots \dots \dots (33)$$

Lorsque l'angle α varie tandis que les contraintes σ_1 et σ_3 demeurent constantes, les contraintes τ et σ issues des deux équations précédentes peuvent tracer un cercle sur un graphique $\tau - \sigma$ dont le rayon est $\sigma_1 - \sigma_3/2$ et un centre situé à $\sigma_1 + \sigma_3/2$. Ce cercle porte le nom de **cercle de Mohr**, il représente l'état des contraintes en un point à l'équilibre.

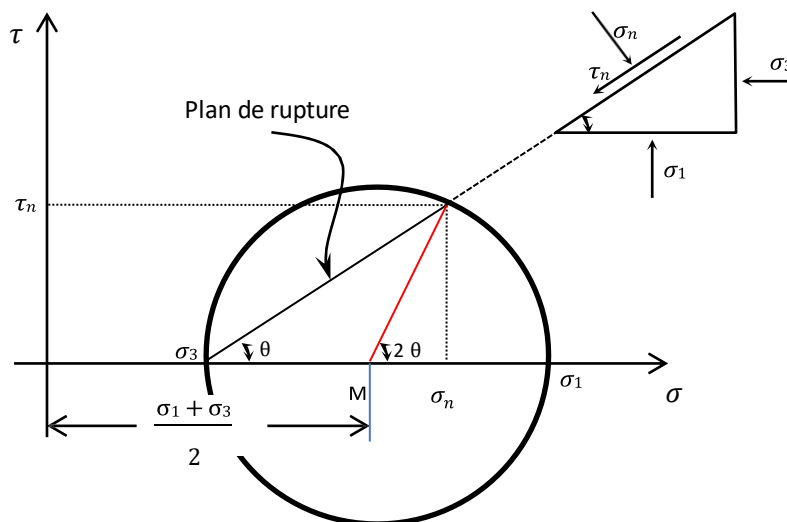


Figure 3.2 Cercle de Mohr

3.3. Critère de rupture de Mohr – Coulomb :

La théorie de Mohr-Coulomb sur la résistance au cisaillement d'un sol est proposée pour la première fois par Coulomb (1776) et généralisée ensuite par Mohr, c'est le concept le plus couramment utilisé. La relation fonctionnelle entre la contrainte normale et la résistance au cisaillement disponible sur un plan quelconque a été supposée linéaire par Coulomb ; c'est-à-dire que la résistance au cisaillement à la rupture est directement proportionnelle à la contrainte normale ; plus cette dernière augmente plus la résistance devient grande. Il formula la relation suivante connue sous le nom d'équation de Coulomb :

$$\tau = c + \sigma \tan \varnothing \dots\dots\dots(34)$$

Où :

τ : la résistance au cisaillement par

unité de surface c : la cohésion de

sol ;

σ : la contrainte normale sur le plan de cisaillement ;

$\varnothing$: l'angle de frottement de sol.

Les paramètres servant à calculer la résistance au cisaillement d'un sol à la rupture sont donc la cohésion et l'angle de frottement.

La cohésion représente une force de liaison qui fixe les molécules d'eau aux particules de sol. La valeur de c pour le sable et le limon inorganique est de zéro. Pour les argiles normalement consolidées, la cohésion peut être proche de zéro. Les argiles sur consolidées ont des valeurs de c supérieures à 0.

L'angle de frottement interne correspond à l'angle formé naturellement par un matériau mis en tas, par rapport à l'horizontale. Il dépend du type de sol et plus particulièrement la forme de ses grains : plus ces derniers sont anguleux, plus l'angle de frottement interne sera élevé

Un tracé de l'équation 5 sur le plan $\tau - \sigma$ donne l'enveloppe de rupture de Mohr illustré à la figure 2.3. Cette enveloppe n'est pas nécessairement une ligne

droite. Nous avons vu que pour chaque point dans la masse du sol, l'état de contrainte est représenté par un cercle de Mohr unique. Si ce cercle touche l'enveloppe de rupture où $\tau = \tau_{rup}$; la rupture par cisaillement se produit, par contre le sol est considéré comme stable si le cercle est bien à l'intérieur de l'enveloppe de rupture ($\tau < \tau_{rup}$). Au-delà de cette droite l'équilibre est rompu.

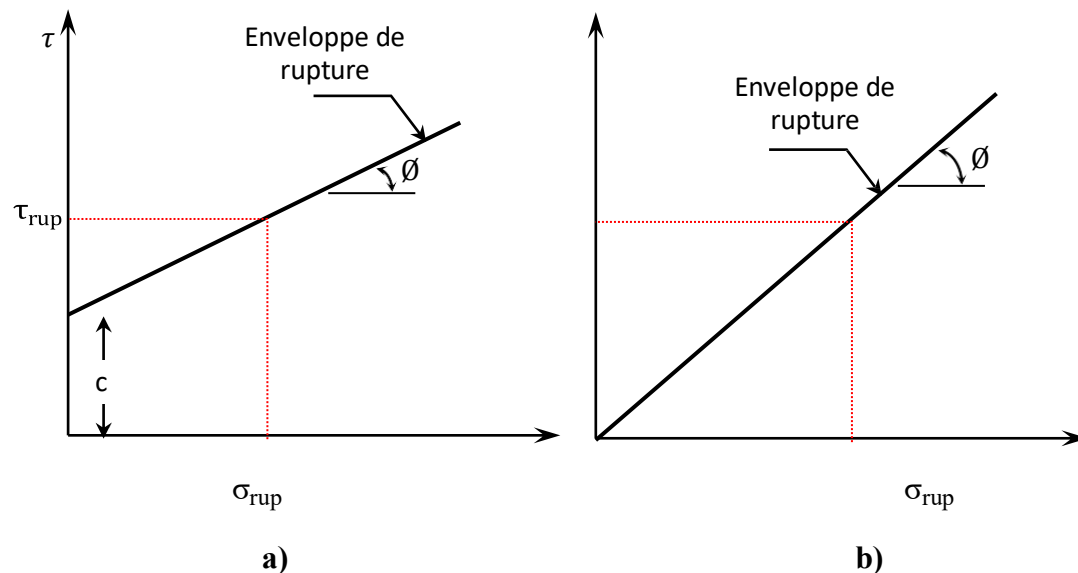


Figure 3.3 Enveloppe de rupture ; a) Sols cohérents. b) Sols pulvérulents

Comme l'indique le critère de rupture de Mohr-Coulomb, la rupture due au cisaillement se produira lorsque la contrainte de cisaillement sur un plan atteint la contrainte de rupture donnée par l'équation. Pour déterminer l'inclinaison du plan de rupture avec le plan principal majeur, on se réfère à la figure 2.4, où σ'_1 et σ'_3 sont respectivement les contraintes principales effectives majeurs et mineurs. Le plan de rupture EF fait un angle a avec le plan principal. Pour déterminer l'angle a et la relation entre σ'_1 et σ'_3 , on suit les étapes suivantes :

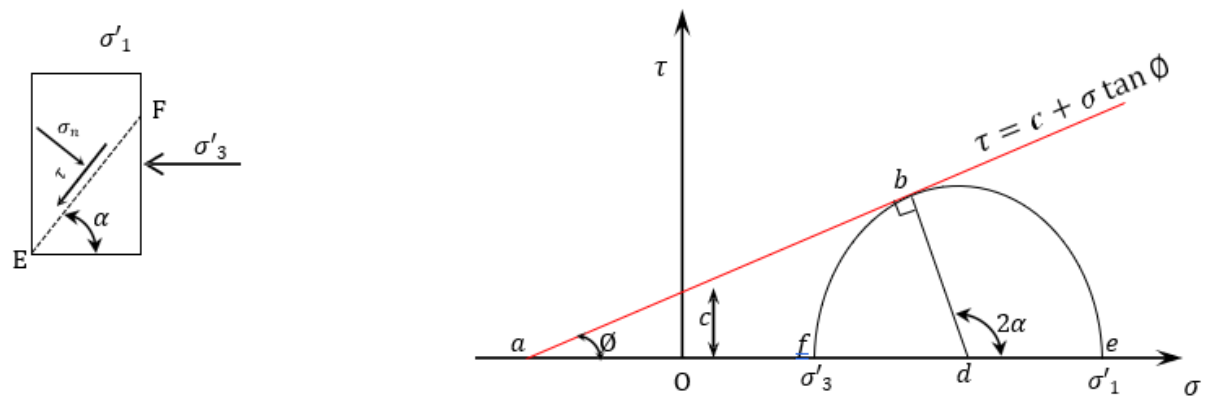


Figure 3.4 Cercle de Mohr et enveloppe de rupture

Pour calculer l'angle α , le triangle abd permet de formuler l'équation suivante :

$$\varphi + 90^\circ + 180^\circ - 2\theta = 180^\circ \dots\dots\dots(35)$$

L'angle du plan de rupture par rapport à l'angle de frottement est :

$$\theta = \frac{45}{2} + \varphi \dots\dots\dots(36)$$

Et pour calculer σ'_1 en fonction de σ'_3 , on a :

$$ad = aO + Od \dots\dots\dots(37)$$

Avec :

- $ad \sin \varphi = \text{Rayon} \dots\dots\dots(38)$

- $aO = c \cot \varphi \dots\dots\dots(39)$

- $Od = \sigma'_1 + \sigma'_3 / 2 \dots\dots\dots(40)$

On obtient :

$$\sin \varphi = \frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}}{\frac{c}{\tan \varphi} + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}} \dots\dots\dots(41)$$

Où :

$$\sigma_1 = \sigma_3 \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right) + 2c \left(\frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \right) \dots\dots\dots(42)$$

On peut remplacer :

$$\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2 \left(45 + \varphi / 2 \right) \dots\dots\dots(43)$$

$$\frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan(45 + \varphi/2) \dots \dots \dots (44)$$

On obtient :

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2 (45 + \varphi/2) + 2c \tan (45 + \varphi/2) \dots \dots \dots (45)$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan^2 (45 - \varphi/2) - 2c \tan (45 - \varphi/2) \dots \dots \dots (46)$$

3.4. Appareils utilisés

L'essai de cisaillement direct à la boîte est l'un des tests les plus couramment utilisés en géotechnique pour évaluer la résistance au cisaillement des sols. Il permet de déterminer les paramètres fondamentaux de résistance du sol, notamment l'angle de frottement interne (φ) et la cohésion (c), qui sont essentiels pour la conception des ouvrages géotechniques.

L'appareil de cisaillement direct est conçu pour appliquer une contrainte normale constante sur un échantillon de sol tout en induisant un déplacement horizontal progressif pour provoquer la rupture. Ce test est privilégié pour sa simplicité et son application directe dans l'évaluation du comportement des sols sous des conditions de charge connues.

Les principaux types de boîtes de cisaillement utilisées sont :

- **La boîte de cisaillement carrée**, la plus courante en laboratoire.
- **La boîte de cisaillement circulaire**, qui réduit les effets d'angle.
- **La boîte de cisaillement annulaire**, utilisée pour assurer un cisaillement plus uniforme.

3.4.1. La boîte de cisaillement carrée

3.4.1.1. Matériels utilisés

L'appareillage spécifique à l'essai comprend :

- **Le bâti**

Le bâti indéformable sous l'effet des efforts appliqués supporte la boîte de cisaillement et son châssis et les maintient horizontalement avec une tolérance $\pm 1^\circ$.

- **La boîte de cisaillement**

Forme de la boîte : Carré

Dimensions de l'éprouvette (mm) :

Longueur : 60 mm

Largeur : 60 mm

Hauteur : 20 mm

Il existe différents modèles de boîtes de cisaillement, dans laquelle est mise l'éprouvette d'essai.

Une boîte de cisaillement comporte les éléments suivants :

a) Deux demi boîte (l'un inférieure, l'autre supérieure), cylindrique intérieurement, de même section droite, carrée ou circulaire ($L = 60 \text{ mm} \pm 0,1 \text{ mm}$ ou $100 \text{ mm} \pm 0,1 \text{ mm}$) et la hauteur des éprouvettes, une fois confectionnées, est telle que :

$$6d_{\max} \leq h \leq L/2$$

Dans ces conditions, le matériau essayé a des éléments dont la dimension maximale est :

- $d_{\max} \leq 5 \text{ mm}$ dans le cas de la boîte de 60 mm de côté, et

- $d_{\max} \leq 8 \text{ mm}$ dans le cas de la boîte de 100 mm de côté.

b) La demi boîte supérieure est équipée de vis permettant un léger soulèvement ;

c) Un blocage ou une solidarisation des deux demi-boîtes de telle façon qu'elles aient le même axe de symétrie intérieur ;

d) Un châssis étanche support de la demi-boîte inférieure ;

e) Une plaque drainante à la base de la demi-boîte inférieure ;

f) Un piston rigide muni à sa base d'une plaque drainante, l'ensemble glissant librement dans la demi-boîte supérieure. Ce piston possède en son centre, à sa partie supérieure, un logement pour la rotule transmettant l'effort vertical.

Légende

0 Bâti

1 Demi-boîte supérieure

- 2 Demi-boîte inférieure
 - 3 Piston rigide
 - 4 Dispositif d'application de l'effort vertical N centré sur le piston
 - 5 Solidarisation des demi-boîtes
 - 6 Plaque drainante supérieure
 - 7 Plaque drainante inférieure amovible
 - 8 Dispositif de mesure de l'effort horizontal T
 - 9 Dispositif de mesure du déplacement relatif horizontal δl
 - 10 Dispositif de mesure du déplacement vertical δl
 - 11 Châssis étanche
 - 12 Glissière sans frottement
 - 13 Système de déplacement à vitesse constante
 - 14 Vis de soulèvement de la demi-boîte
- e Eau déminéralisée
E Eprouvette de sol

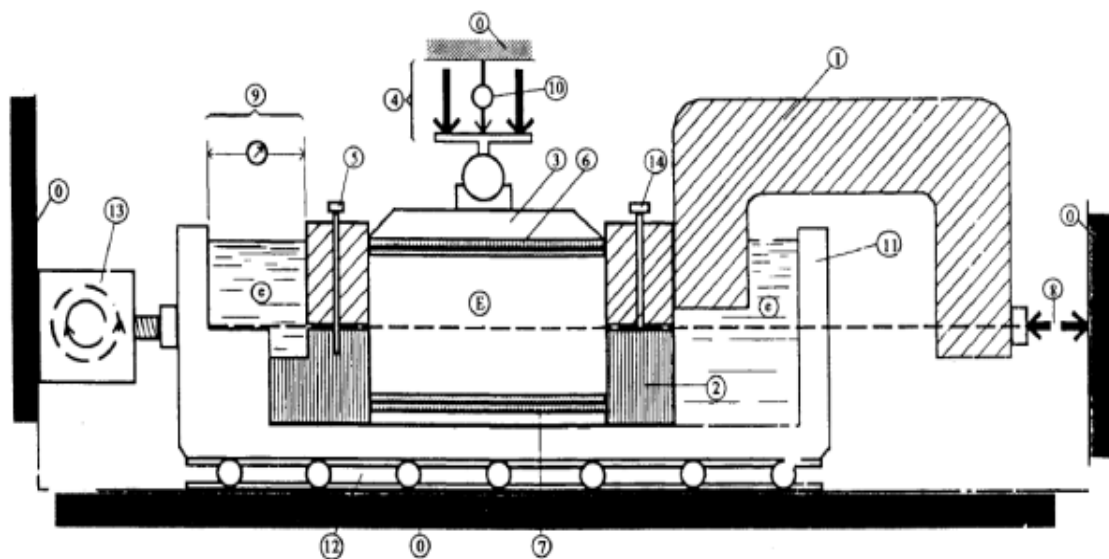


Figure 3.5. Schéma de la boîte de cisaillement—Exemple avec la demi-boîte inférieure mobile

3.4.1.2. Exemple

Dans notre cas d'étude, nous avons réalisé trois différents essais de cisaillement sur trois spécimens appartenant au même échantillon.

Maintenant, il nous à présenter les résultats de cisaillement pour les trois spécimens du même échantillon.

Tableau 3.1. Résultats de cisaillement a la boîte (carrée)

	Essai 1	Essai 2	Essai 3
	$\sigma = 100 \text{ (kPa)}$	$\sigma = 200 \text{ (kPa)}$	$\sigma = 300 \text{ (kPa)}$
dh (mm)	$\tau \text{ (kPa)}$	$\tau \text{ (kPa)}$	$\tau \text{ (kPa)}$
0	0	0	0
0,40	23,20	30,87	42,09
0,55	31,50	48,56	66,98
0,75	42,12	60,68	82,01
0,90	48,40	67,05	93,09
1,25	59,83	75,83	109,25
1,50	63,52	82,05	115,12
1,75	65,99	86,10	120,57
2,00	66,64	90,99	123,89
2,25	67,62	93,50	125,99
2,50	68,30	94,01	127,94
2,75	67,97	96,59	128,55
3,00	66,84	97,13	129,50
3,25	66,53	98,50	130,00
3,50	65,27	97,95	130,05
3,75	64,03	95,45	130,10
4,02	63,75	93,10	128,39
4,25	62,62	90,85	125,07
4,50	60,43	89,63	122,69
4,75	58,27	87,45	120,16
5,00	57,40	86,70	119,60

Chapitre 3 sols

résistance au cisaillement des

5,25	57,40	86,70	119,60
5,50	57,40	86,70	119,60
5,75	57,40	86,70	119,60

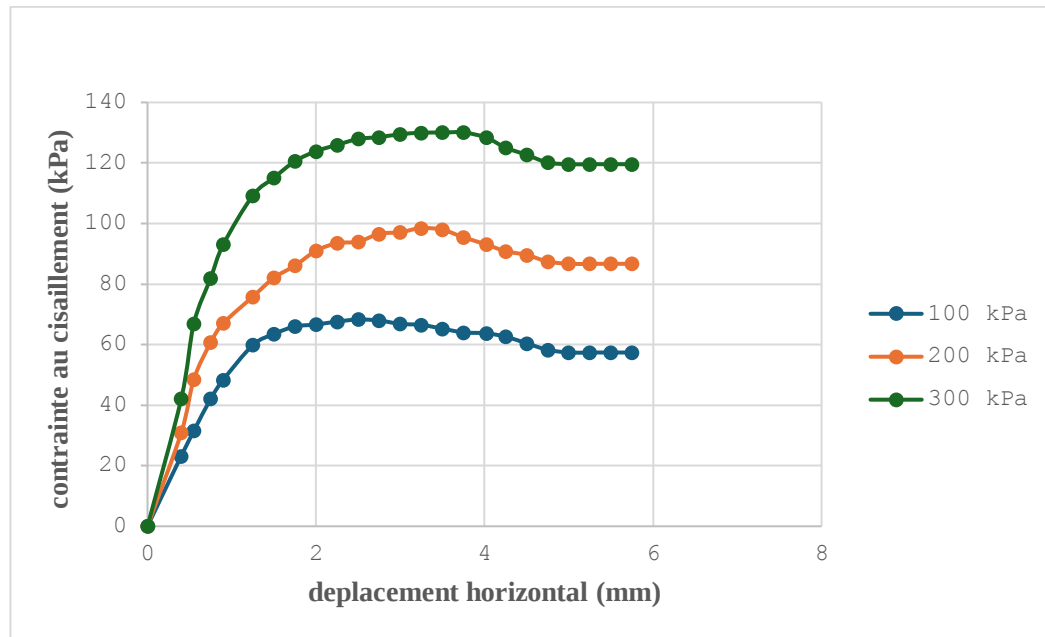


Figure 3.6. Courbes de l'essai de cisaillement à la boîte (carrée)

Tableau 3.2. Paramètres de résistance au cisaillement

σ' (kPa)	Paramètres de résistance au cisaillement			
	τ_p (kPa)	δ_p (mm)	τ_f (kPa)	δ_f (mm)
100,0	68.3	2,5	57,4	5,0
200,0	98.5	3,25	86.7	5,0
300,0	130.1	3,75	119.6	5,0

Le tableau suivant montre les valeurs finales de l'angle de frottement et la

cohésion qui sont déterminées.

Tableau 3.3. Résultats d'essai de cisaillement

Valeurs de pic	Valeurs finales à 5 mm
$C' = 35 \text{ kPa}$	$C' = 23 \text{ kPa}$
$\Phi' = 17^\circ$	$\Phi' = 18^\circ$

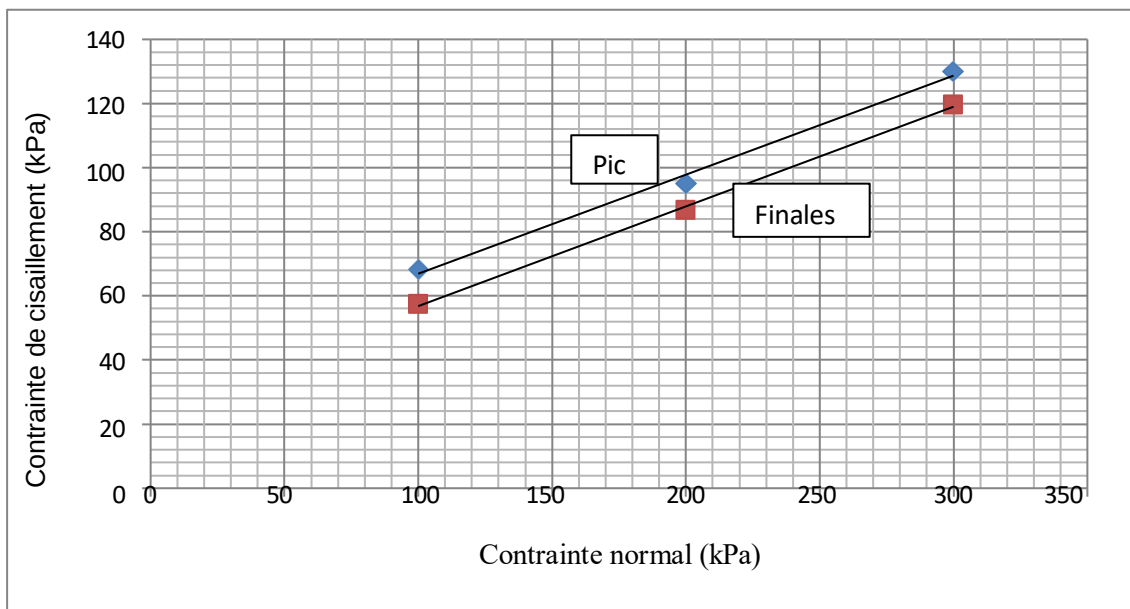


Figure 3.7. Détermination des paramètres de cisaillement

3.4.2. A la boîte de cisaillement circulaire

Forme de la boîte : Ronde

Dimensions de l'éprouvette (mm) :

Diamètre : 60 mm

Hauteur : 20 mm



Figure 3.8. La boîte de cisaillement circulaire

On a utilisé le même matériel de la boîte carrée sauf la boîte est sous forme circulaire.

3.4.2.1. Exemple

Tableau 3.4. Données des courbes de cisaillement a la boîte (circulaire)

Déplacement (mm)	τ ($\sigma_n=50$ kPa)	τ ($\sigma_n=100$ kPa)	τ ($\sigma_n=150$ kPa)
0.0	0	0	0
0.5263157894736842	5	8	12
1.0526315789473684	10	15	18
1.5789473684210527	15	22	26
2.1052631578947367	18	26	30
2.631578947368421	20	30	35
3.1578947368421053	22	33	38
3.6842105263157894	23	35	40
4.2105263157894735	24	36	42
4.7368421052631575	25	37	43
5.263157894736842	25	37	43
5.789473684210526	24	36	42
6.315789473684211	23	34	40
6.842105263157895	22	32	38

Chapitre 3 sols

résistance au cisaillement des

7.368421052631579	21	30	36
7.894736842105263	20	28	34
8.421052631578947	19	26	32
8.947368421052632	18	24	30
9.473684210526315	17	22	28
10.0	16	20	26

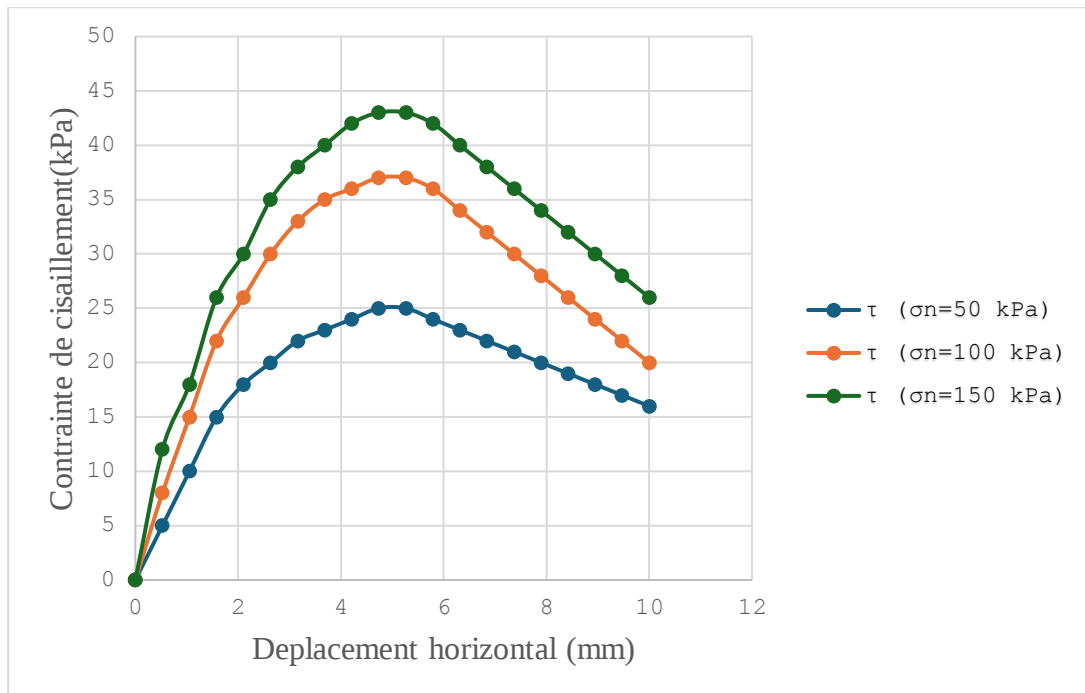


Figure 3.9. Courbes de cisaillement (boîte circulaire)

Tableau 3.5. Données de l'enveloppe de rupture

σ_n (kPa)	$\tau_{\max}$ (kPa)
50	25
100	37
150	43

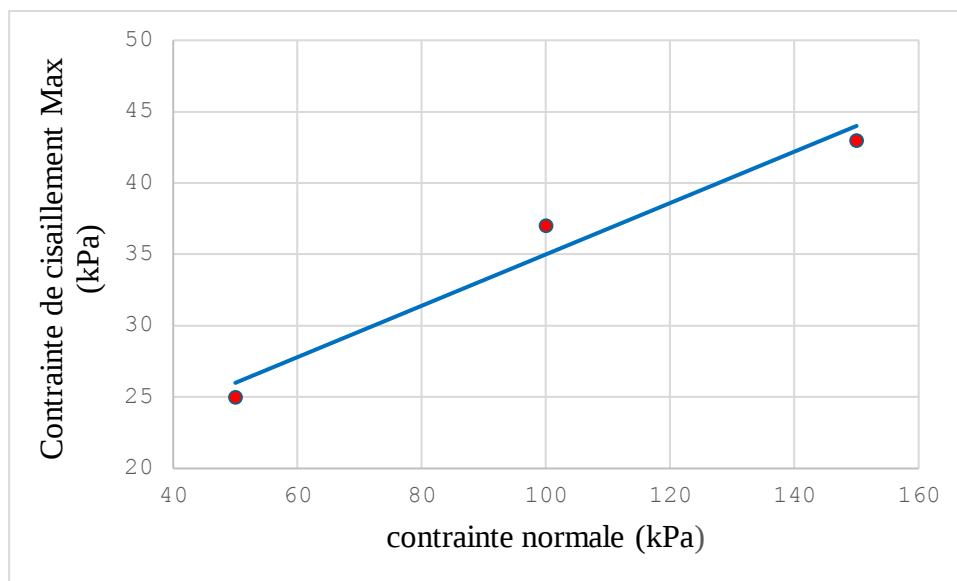


Figure 3.10. Enveloppe de rupture de Coulomb

- **Résultats finals :** $\Phi' = 32.1^\circ$; $C = 10.5 \text{ kPa}$

3.4.3. Boite de cisaillement annulaire

3.4.3.1. Description de l'appareil

L'étude de la résistance au cisaillement des sols requiert l'utilisation de dispositifs expérimentaux permettant d'imposer d'importantes déformations de cisaillement. C'est le cas de l'appareil de cisaillement annulaire. Cette machine, à cause de la simplicité de sa conception et de son mode de construction a permis de fournir un moyen économique et relativement rapide pour la détermination de la résistance au cisaillement résiduelle des sols cohérents. Le principe de base de l'appareil consiste à appliquer une force normale centrée, se traduisant par une contrainte normale sur un anneau. Cet anneau agit sur l'échantillon de sol qui est ensuite soumis à une contrainte de cisaillement. L'essai est réalisé à contrainte normale constante.

Dans ces conditions, la charge normale appliquée à l'échantillon demeure constante durant le processus de cisaillement.

Un mince échantillon de 5 mm d'épaisseur, de 69,45 mm de diamètre intérieur et 98,76 mm de diamètre extérieur est confiné radialement entre deux anneaux de confinement. L'échantillon est drainé à travers deux plateaux de bronze entre

lesquels il est comprimé verticalement. La charge verticale est appliquée à l'échantillon par l'intermédiaire d'un bras de levier porteur de poids avec un rapport de 1 à 10. La contrainte verticale maximale pouvant être appliquée est de 1000kN/m².

Le conteneur de l'échantillon, par l'intermédiaire de l'embase mécanisée, subit une rotation par rapport au plateau supérieur. Ce mouvement circulaire est produit par un moteur électrique accouplé à une boîte de vitesse à rapports interchangeables qui est solidaire d'un engrenage à vis sans fin. Le plateau supérieur reste stationnaire par la réaction d'un bras de torsion sur une paire de cellules de charge, munies de capteurs ainsi qu'un capteur de déplacements vertical. La vitesse utilisée dans notre projet est de 10 degrés/min. Le sol en contact avec le plateau poreux inférieur est forcé de subir une rotation avec le conteneur d'échantillon, la partie supérieure de l'échantillon s'oppose à tout mouvement de rotation jusqu'à ce que, éventuellement, les contraintes à l'intérieur de la masse de sol provoquent une rupture par cisaillement durant les premiers stades de l'essai. De ce fait, une surface de cisaillement pouvant se produire à l'intérieur de la masse du sol. Le couple de torsion subi par l'échantillon à la rotation est mesuré par les deux capteurs de force. Les anneaux en acier inoxydable ont été utilisés pour éviter le changement de la rugosité due à l'effet de la corrosion durant les essais.

Durant la consolidation et le cisaillement, la déformation verticale (tassement) est enregistrée par un capteur de déplacement placé sur le haut du bras de mise en charge.



(a)



(b)

Figure 3.11. Anneau inférieur (a) et Anneau supérieur de chargement (b)

La vue d'ensemble d'équipement de cisaillement est illustrée à la figure 2.8

Les principaux éléments constituant cet équipement sont : la machine de cisaillement, l'unité d'acquisition et le micro-ordinateur de pilotage.



Figure 3.12. Vue d'ensemble d'équipement de cisaillement

3.4.3.2. Exemple

- Résultats de l'essai de boîte de cisaillement annulaire

Tableau 3.6. Données des courbes de cisaillement (boîte annulaire)

Déplacement (mm)	τ ($\sigma_n=60$ kPa)	τ ($\sigma_n=120$ kPa)	τ ($\sigma_n=180$ kPa)
0.0	0	0	0
0.5263157894736842	6	10	14
1.0526315789473684	12	18	22
1.5789473684210527	18	24	30
2.1052631578947367	22	30	36
2.631578947368421	26	34	40
3.1578947368421053	28	38	44
3.6842105263157894	30	40	46
4.2105263157894735	31	42	48
4.7368421052631575	32	43	49
5.263157894736842	32	43	49
5.789473684210526	31	42	48
6.315789473684211	30	40	46

Chapitre 3

sols

résistance au cisaillement des

6.842105263157895	28	38	44
7.368421052631579	26	36	42
7.894736842105263	24	34	40
8.421052631578947	22	32	38

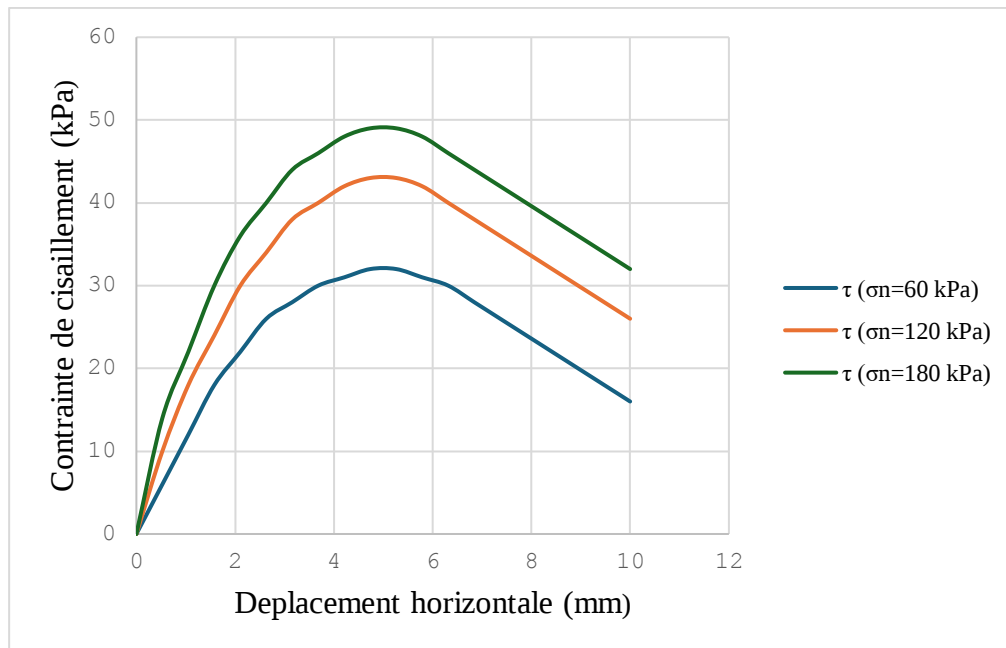


Figure 3.13. Courbes de cisaillement (boîte annulaire)

Tableau 3.7. Données de l'enveloppe de rupture

σ_n (kPa)	$\tau_{\max}$ (kPa)
60	32
120	43
180	49

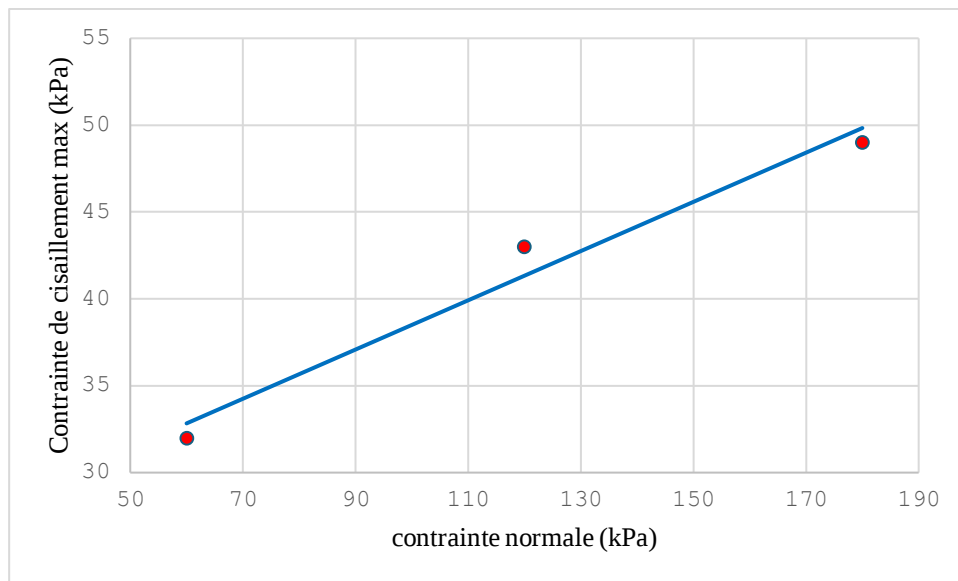


Figure 3.14. Enveloppe de rupture de Coulomb (annulaire)

- **Résultats finals :** $\Phi' = 29.8^\circ$; $C = 12.3 \text{ kPa}$

3.5. Essai triaxial

L'essai triaxial a été développé pour remédier aux faiblesses que présentait l'essai de cisaillement direct. L'essai consiste à appliquer à la fois une contrainte axiale et radiale sur l'éprouvette de sol et de maîtriser les conditions de drainages. Cet appareil peut être utilisé pour tout type de sols naturels ou artificiels.

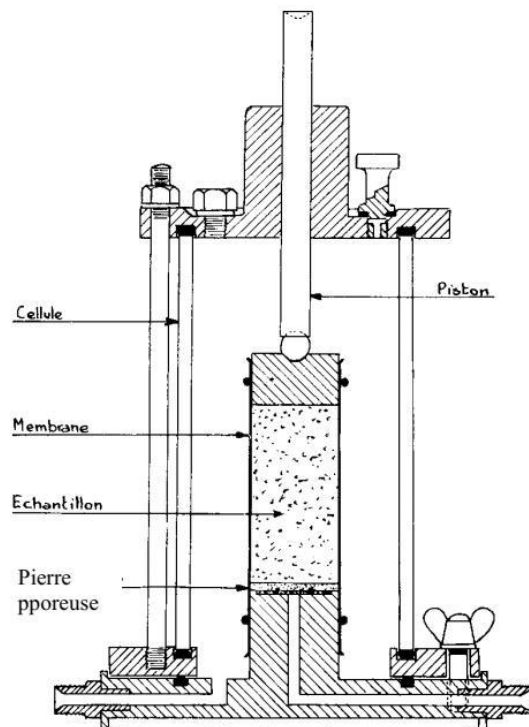


Figure 3.15. Appareil triaxial

• Types d'essais

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 :

—essais non consolidés-non drainés (**UU**) : la première étape de l'essai est effectuée à drainage fermé, de même que le cisaillement ;

—essais consolidés-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) ;

— essais 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.

• Représentation de Mohr

Les essais de cisaillement à l'appareil triaxial sont traditionnellement exploités en utilisant la représentation de Mohr pour les états de contraintes totales ou effectives. On en déduit le cercle de Mohr correspondant à l'état limite considéré (σ_1 , σ_3). Les cercles de Mohr correspondant aux états de contraintes précédant la rupture sont situés entre l'axe des contraintes normales et la courbe intrinsèque. A partir de cette représentation on peut définir les paramètres de cisaillement C et ϕ .

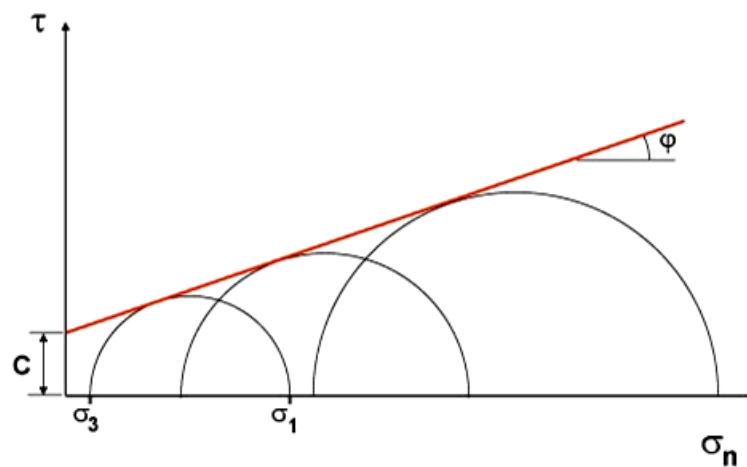


Figure 3.16. Résultats d'un essai triaxial dans le plan de Mohr

3.5.1. Exemple

Tableau 3.8. Quatre essais triaxiaux ont été réalisés sur un sable de Fontainebleu propre et sec

ϵ_1	Q_{25}	Q_{50}	Q_{75}	Q_{100}
1	22	35	50	56
2	34	52	74	84
3	42	68	90	111
4	47	76	102	130
5	53	88	114	146
6	56	97	124	161
7	60	104	131	171
8	62	110	139	180
9	65	115	145	189
10	67	119	150	197
15	76	137	171	224
20	82	148	184	243
25	86	156	195	257
30	88	161	203	267
35	90	166	210	274
40	92	168	213	280
45	92	170	216	285
50	93	171	218	288
60	93	172	220	292
70	92	170	221	292
80	90	168	219	292
90	89	164	217	293
100	87	162	215	293

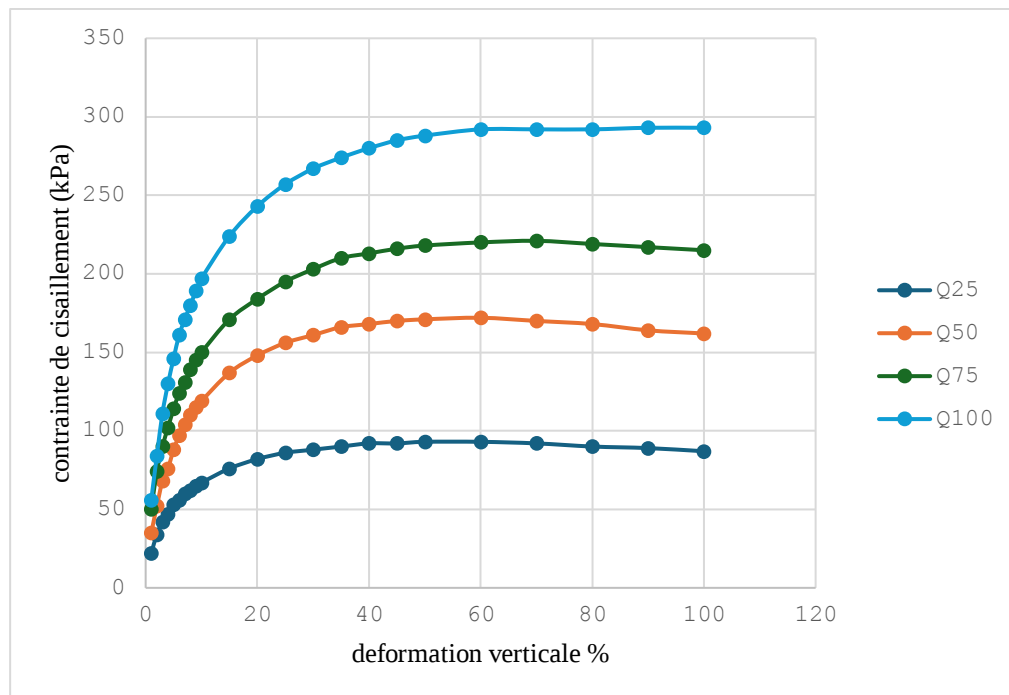


Figure 3.17. Courbes de l'essai triaxial

Tableau 3.9. La contrainte appliquée sur le plan de rupture et la contrainte principale

$\sigma_1 + \sigma_3 / 2$	$\sigma_1 - \sigma_3 / 2$
72	46,5
136	86
186	110,5
247	146,5

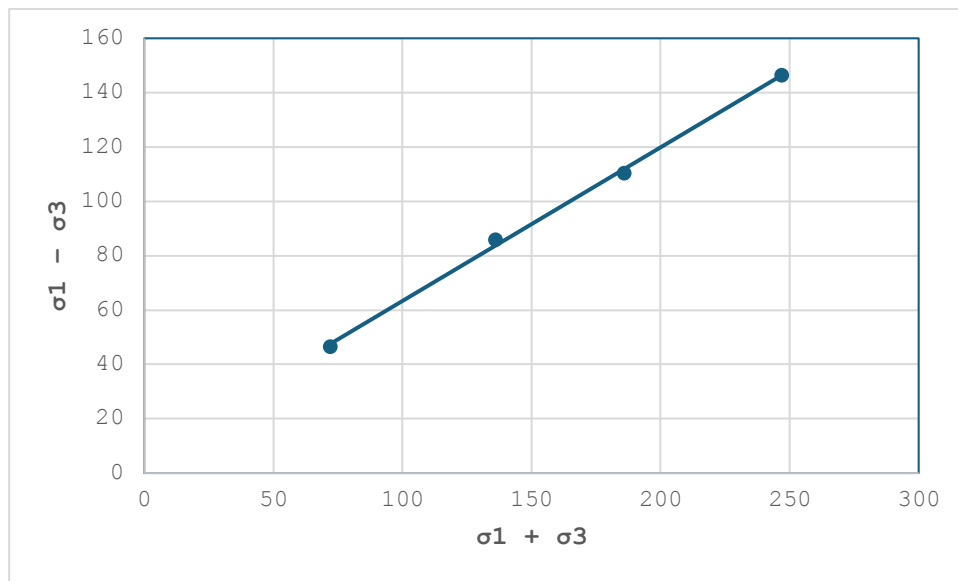


Figure 3.18. Détermination des paramètres de cisaillement

- **Résultats finaUX :** $\Phi' = 34.41$; $C' = 0$.

3.6. conclusion

La résistance au cisaillement est essentielle pour évaluer la stabilité des sols. Le critère de Mohr-Coulomb permet de modéliser cette résistance à partir de la cohésion et de l'angle de frottement. Plusieurs appareils comme la boîte carrée, circulaire et annulaire sont utilisés pour mesurer ce paramètre de manière expérimentale.

***Chapitre 4 : Description de
l'appareillage (WF21A60
AUTOSHEAR)***

4.1. Introduction :

Le AUTOSHEAR Il s'agit d'une machine automatique pour les essais de cisaillement direct/résiduel. Elle intègre un moteur pas à pas haute résolution équipé d'un mécanisme de transfert de charge de haute précision.

Grâce au grand écran tactile couleur de 6 pouces, l'utilisateur peut démarrer, mettre en pause et arrêter le test, sélectionner le mode d'enregistrement des données, visualiser les lectures et les diagrammes pendant l'exécution du test et effectuer l'étalonnage des transducteurs (cellule de charge et deux transducteurs de déplacement).

La transmission axiale de la force horizontale s'effectue par liaison directe via le boîtier de cisaillement, l'arbre et le capteur de force. Cette conception évite les imprécisions de mesure de charge inhérentes à la conception en « col de cygne » largement répandue.

Le chariot de la boîte de cisaillement est fabriqué en techno polymère de haute qualité, offrant une excellente résistance à la corrosion, à l'usure et aux produits chimiques souvent mélangés aux échantillons de sol. De plus, ce chariot en polymère est léger et facile à nettoyer.

La charge verticale est appliquée directement sur l'échantillon via un joug de chargement et un bras de maintien de poids qui amplifie 10 fois la valeur appliquée.

La cellule de charge et les capteurs de déplacement, le poids et l'ensemble boîte de cisaillement doivent être commandés séparément (voir accessoires).

La bague de charge et le comparateur à cadran conviennent également à l'enregistrement manuel.

De plus, un logiciel dédié permet de contrôler à distance depuis un seul PC plusieurs AUTOSHEAR système. En mode télécommande, le logiciel PC sert d'interface utilisateur et gère les fonctions principales ainsi que l'étalonnage des voies par courbes linéaires, polynomiales et multi-coefficients.

La machine est conforme aux normes suivantes : ASTM D3080 | AASHTO T236 | BS

1377:7 | CEN-ISO/TS 17892-10 | NF P94-071.

4.2. Caractéristiques principales :

- Interface utilisateur Écran tactile couleur de 6 pouces pour le traçage numérique et graphique des lectures et le contrôle PC optionnel via le port LAN et un logiciel dédié ;
- Force horizontale maximale :5 kN ;
- Charge verticale maximale :0,5 kN/5 par le dispositif de chargement en porte-à-faux 10 :1 fourni avec la machine ;
- Trois chaînes analogiques : un pour cellule de charge et deux pour capteurs de déplacement ;
- Résolution efficace des canaux :131 000 points ;
- Vitesse infiniment variable à partir de0,00001 à 15,00000 mm/min ;
- Chaîne de charge à haute rigidité boîte de cisaillement - tête d'entraînement - cellule de charge ;
- Compatible avec les boîtes de cisaillement jusqu'à100 mm de diamètre ou carré ;
- clé USB pour un stockage illimité capacité et sortie de données au format TXT ;
- Facultatif Contrôle du PC via le port LAN et logiciel dédié ;
- Chariot robuste en techno polymère à boîte de cisaillement insensible à la corrosion ;
- Vitesse et déplacement d'essai réglables (avant et arrière) pour l'essai de cisaillement résiduel ;
- Nombre de cycles réglable à partir de1à99 ;
- Affichage numérique et graphique des lectures ;
- Spécifique et indépendant enregistrement des données pour les étapes de consolidation et d'échec ;
- Dispositif de sécurité pour éviter les surcharges et les dépassements de course.

4.3. Description :

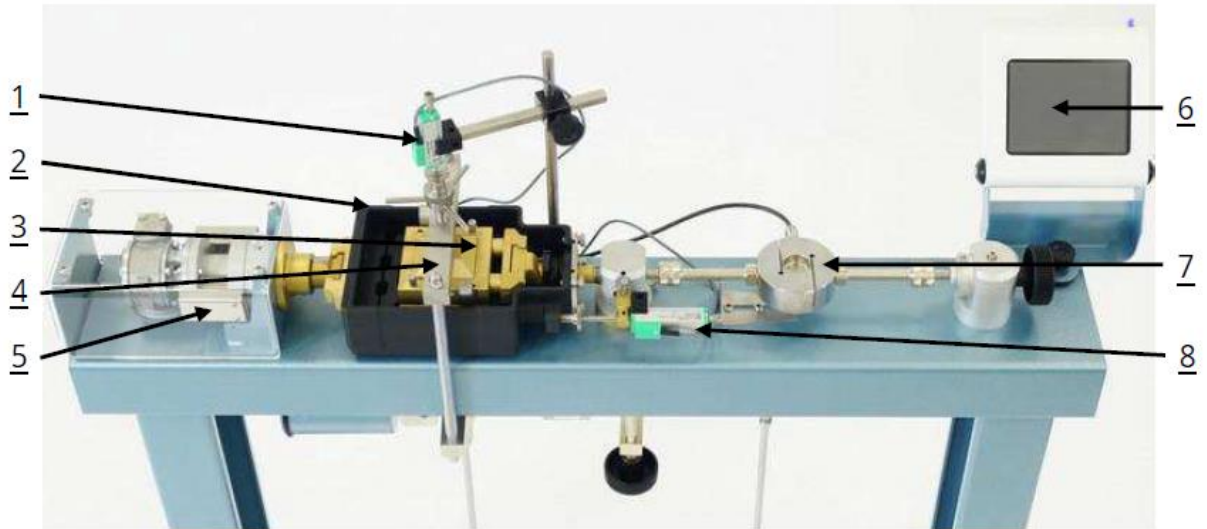


Figure 4.1. Identification des principaux composants

Tableau4.1. Légende

Réf	Description
1	Capteur de déplacement vertical de 10 mm
2	Transport
3	Boîte de cisaillement (non incluse, à commander séparément)
4	Joug de chargement
5	Moteur pas à pas
6	Écran tactile
7	Cellule de charge horizontale de 5 kN
8	Capteur de déplacement horizontal de 25 mm

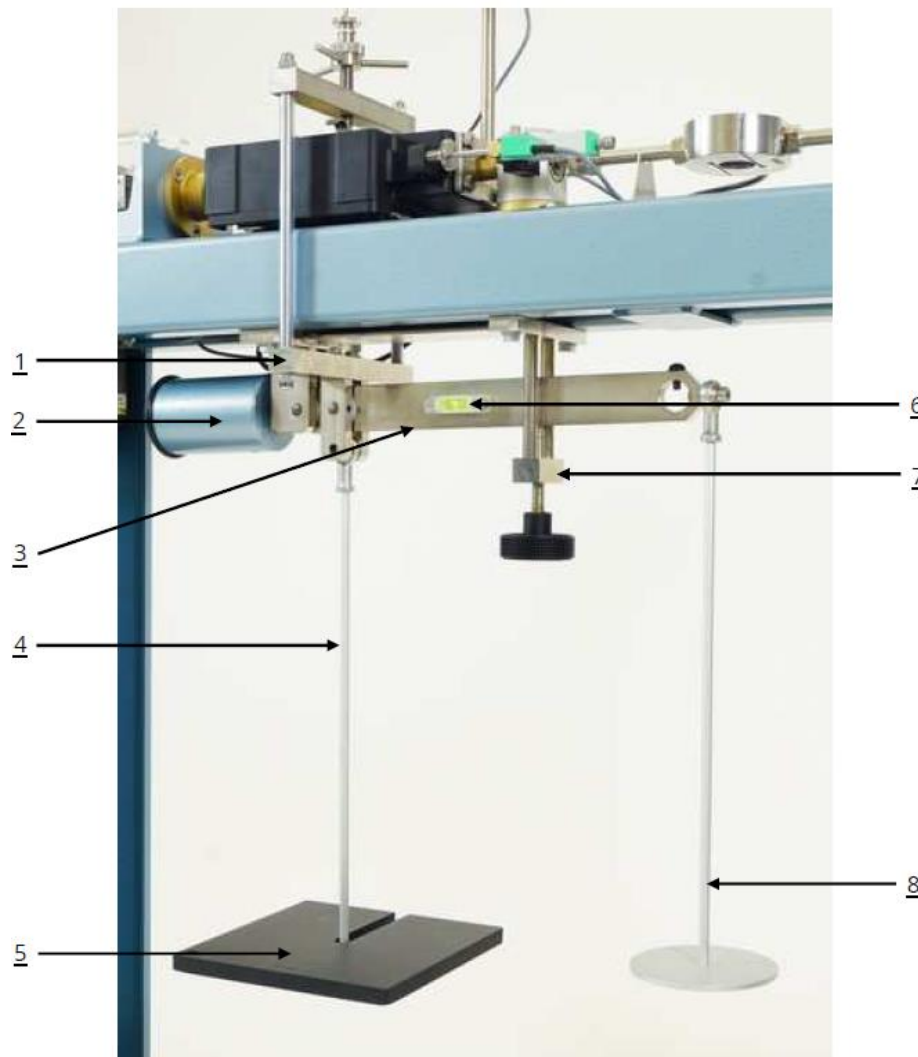


Figure4.2. Identification des principaux composants (suite)

Tableau4.2. Légende(suite)

Réf	Description
1	Joug de chargement
2	Contrepoids
3	Bras de levier
4	Support de poids pour joug de chargement
5	Poids mort
6	Niveau à bulle
7	Blocage du bras de levier
8	Support de poids à bras de levier

4.4 Utilisation de l'équipement :

4.4.1 Mise sous tension de l'équipement :

Tout d'abord, allumez la machine en appuyant sur l'interrupteur secteur situé à l'arrière, près de la prise du cordon d'alimentation : l'écran suivant apparaît à l'écran.



Figure 4.3

L'écran suivant apparaît après AUTOSHEAR Logo. C'est un MESSAGE SYSTÈME pour rappeler que la clé USB, pour le stockage des données de résultats, n'est pas insérée ou détectée.

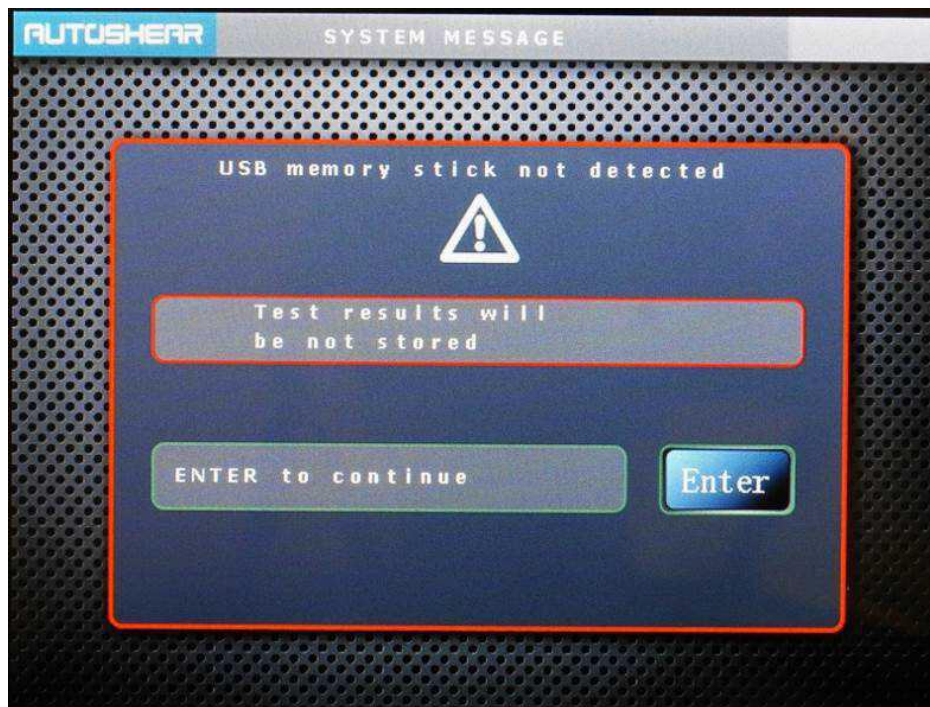


Figure 4.4

Appuyez sur le bouton ENTRER pour accéder au menu principal.

4.4.2 Description du menu principal

Cette section décrit les différentes fonctions de l'interface à écran tactile utilisée pour contrôler le cisaillement automatique en mode autonome.

Le menu principal s'affiche lorsque l'appareil est allumé et peut être rétabli en fermant d'autres panneaux.

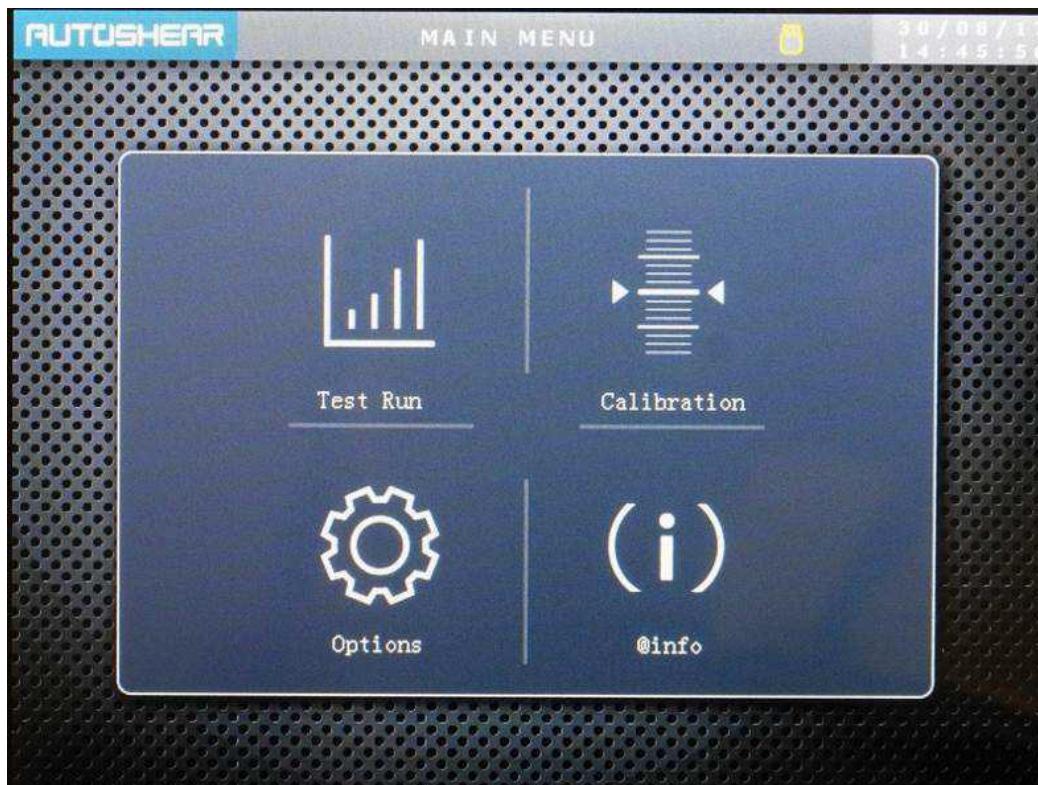


Figure 4.5

Du menu principal, quatre options peuvent être sélectionnées :

- ESSAI-pour sélectionner les intervalles d'enregistrement et les conditions de démarrage/arrêt des tests, mettre à zéro les lectures et exécuter un test ;
- OPTIONS-pour régler la date, l'heure et l'adresse IP de l'appareil, pour changer la langue d'affichage et pour gérer la clé USB ;
- ÉTALONNAGE-pour effectuer les étalonnages ;
- @INFO-pour afficher les informations de la société CONTROLS, la version du firmware, le numéro de série de l'unité, l'adresse IP et le masque de sous-réseau pour la connexion PC.

Les chapitres suivants fournissent des détails sur chacune des options mentionnées ci-dessus.

4.4.3 Description du test

Sélectionnez l'ESSAI icône de la MENU PRINCIPAL ouvrir SÉLECTIONNEZ LE TYPE DE TEST où est-il possible de choisir parmi :

- ESSAI DE CISAILLEMENT DIRECT ;
- ESSAI DE CISAILLEMENT RÉSIDUEL ;

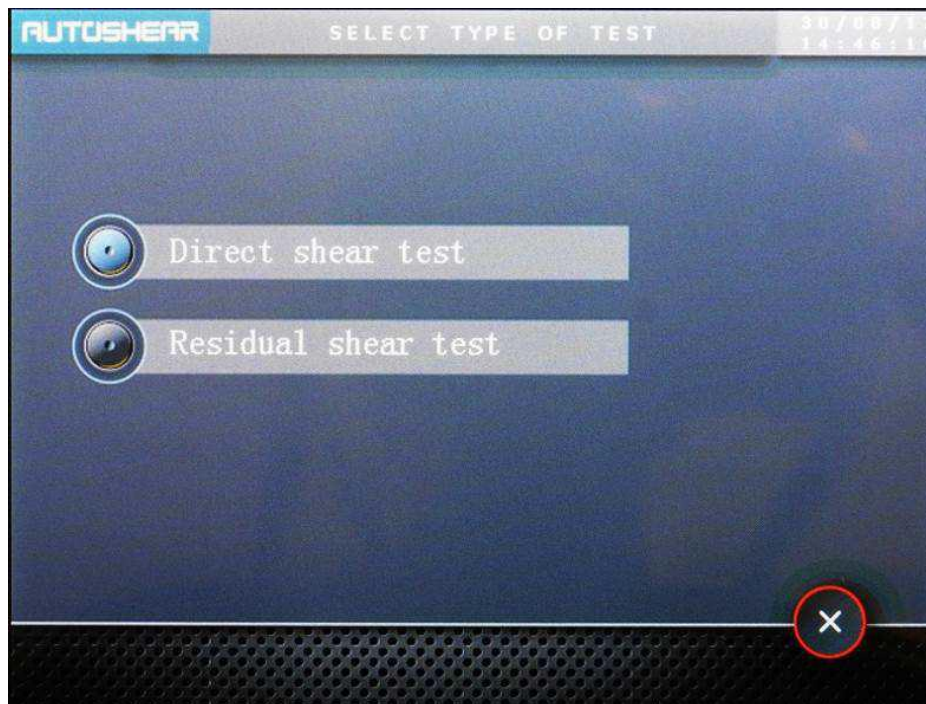


Figure 4.6

4.4.3.1 ESSAI DE CISAILLEMENT DIRECT

Dans l'essai de cisaillement direct, Un échantillon de sol, maintenu latéralement, est consolidé et cisailé le long d'un plan horizontal induit mécaniquement, tout en étant soumis à une pression appliquée perpendiculairement à ce plan. La rupture survient lorsque l'action de cisaillement induite par la machine atteint la résistance maximale du sol.

Une fois que l'essai de cisaillement direct l'option a été accédée, le système affiche l'écran suivant :

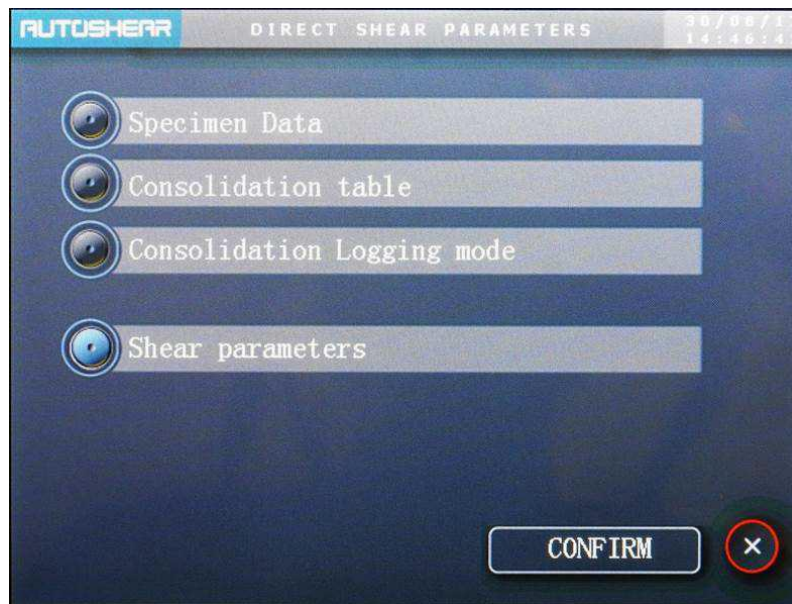


Figure 4.7

X Ce bouton permet de fermer la page et de revenir à l'écran précédent (toutes les modifications sont enregistrées automatiquement).

4.4.3.2 Données d'échantillon :

L'écran suivant fait référence à la 1ère option de paramètres de cisaillement direct

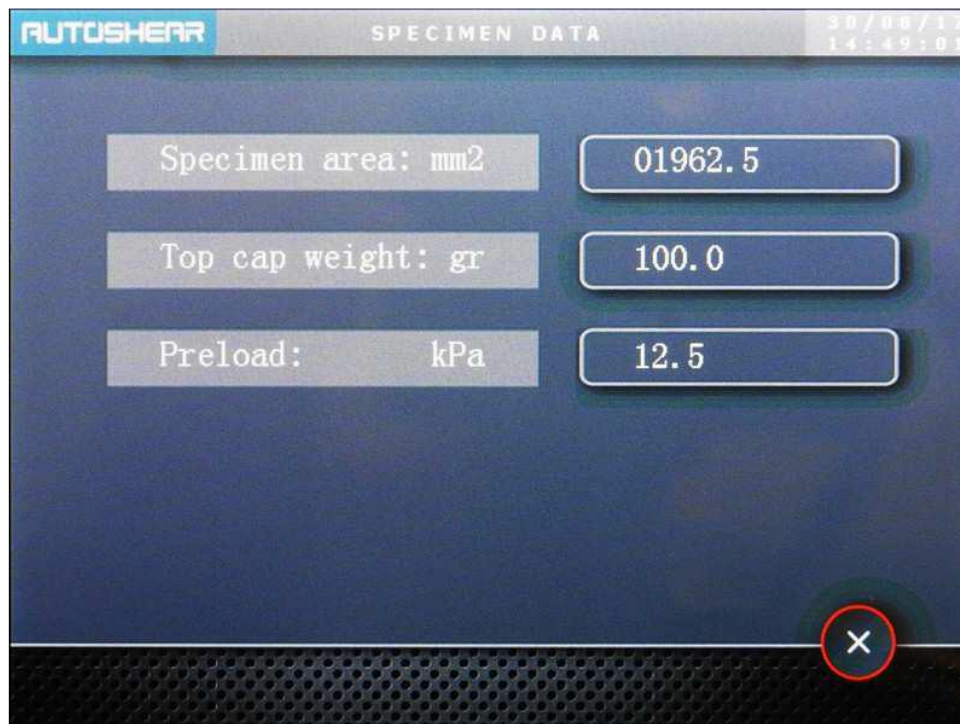


Figure 4.8

Dans cet écran, vous pouvez insérer/modifier :

- surface de l'échantillon (mm²) : insérez la valeur de la zone que vous pouvez choisir pour le test ;
- poids du bouchon supérieur (g) : insérez la valeur de poids du plafond de chargement de la boîte de cisaillement ;
- précharge (kPa) : insérez la valeur de la pression de précharge.

4.4.3.3. Tableau de consolidation :

L'écran suivant fait référence aux 2ndoption de paramètres de cisaillement direct.

	Target	Rit. Acq
01/10	00050	00010
	00100	00005
	00100	00010
	00400	00010
	00050	00005
	00050	00005
	00050	00005
	00050	00005
	00050	00005
	00050	00005

Figure 4.9

Dans cet écran, appuyez sur le côté gauche de chaque étape de consolidation (voyant bleu allumé) et insérez/modifiez :

- la cible pression (kPa ou psi) qui sera appliquée à l'échantillon ;
- le retard temps (sec) : le système attendra avant de commencer à enregistrer les données du transducteur pour permettre les opérations manuelles.

Les valeurs du tableau ci-dessus concernant un échantillon de 50 mm de diamètre. Elles ne sont données qu'à titre d'exemple.

4.4.3.4 Mode de journalisation de consolidation :

L'écran suivant fait référence aux 3rd option de paramètres de cisaillement direct.

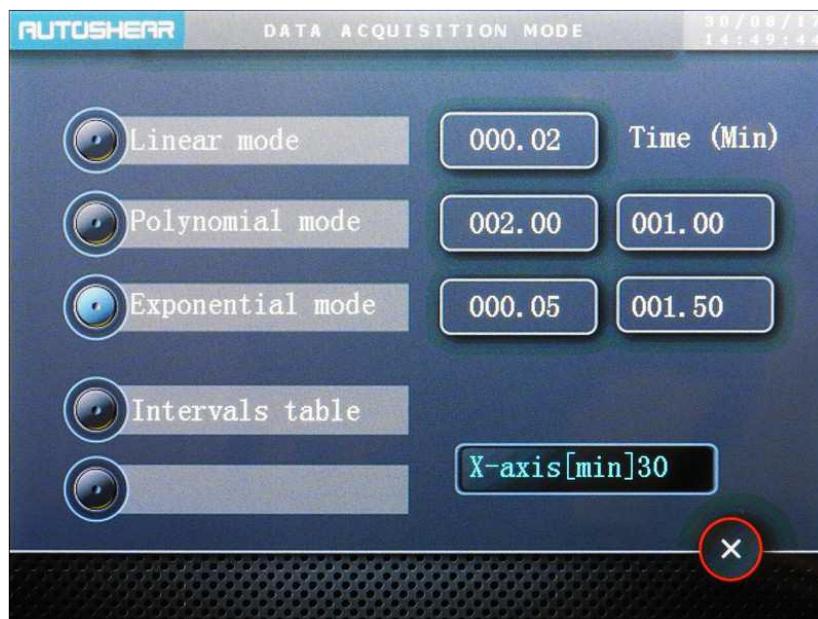


Figure 4.10

Cet écran permet de définir les intervalles d'enregistrement pour l'acquisition des données de consolidation. Le mode d'enregistrement est sélectionné en appuyant sur le bouton à gauche de l'option souhaitée ; le bouton devient bleu une fois sélectionné. Une seule option est disponible parmi les suivantes :

- mode linéaire-Pour enregistrer les mesures (en minutes) à intervalles constants. Saisissez l'intervalle (en minutes) dans la cellule de droite. Par exemple : saisissez 2,00 min pour obtenir des mesures à 2,0, 4,0, 6,0, 8,0... minutes.
- mode polynomial-pour enregistrer les lectures (en min.) avec la formule $UNx(rn)B$, où UN est la valeur saisie dans la 1^{ère} cellule adjacente (à gauche), B est la valeur dans la 2nd deuxième cellule (à droite) et rn est le numéro de lecture, à partir de 1.

Par exemple : avec $UN=0,25$ & $B=2$ les lectures seront à 0,25, 1, 2,25, 4, 6,25, 9, 12,25, 16,

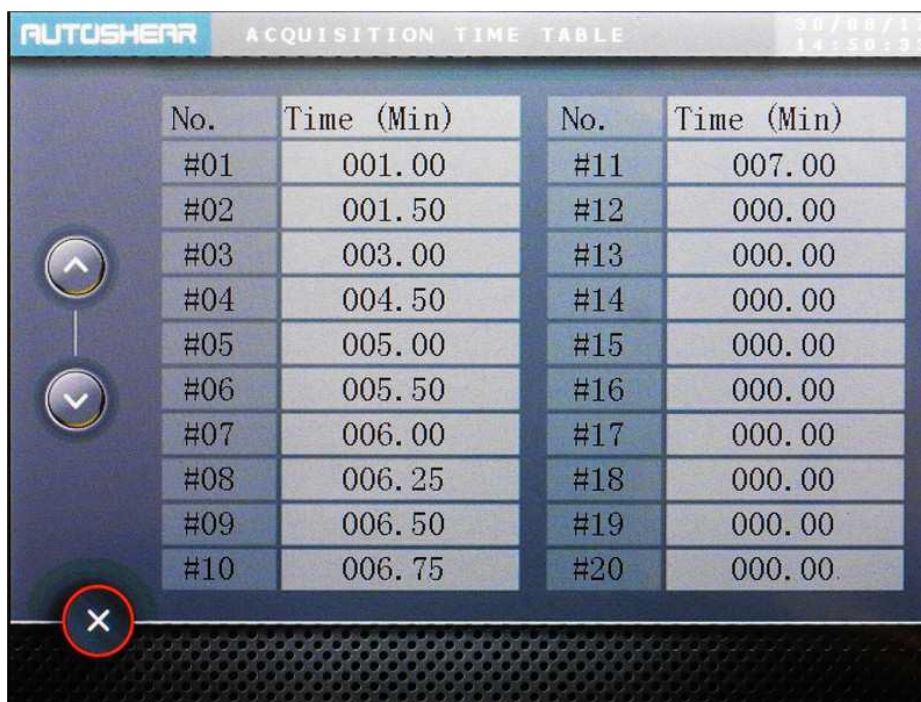
..... minutes, adaptées à une étape de consolidation BS1377 ;

- mode exponentiel—pour enregistrer les lectures (en min.) avec la formule $UN \times B^{(rn)}$, où UN est la valeur entrée dans le 1st (à gauche) cellule adjacente, Best la valeur dans le 2nd (à droite) cellule et rn est le numéro de lecture, à partir de 1.

Par exemple : avec UN=0,05 & B=1.5 les lectures seront à 0,08, 0,11, 0,17, 0,25, 0,38,

0,57, 0,85, 1,28, 1,92, Minutes ;

- tableau des intervalles—pour enregistrer les mesures (en minutes) à des intervalles programmés par l'opérateur. Ces intervalles sont saisis dans un tableau présenté dans l'écran suivant ;



No.	Time (Min)	No.	Time (Min)
#01	001.00	#11	007.00
#02	001.50	#12	000.00
#03	003.00	#13	000.00
#04	004.50	#14	000.00
#05	005.00	#15	000.00
#06	005.50	#16	000.00
#07	006.00	#17	000.00
#08	006.25	#18	000.00
#09	006.50	#19	000.00
#10	006.75	#20	000.00

Figure 4.11

L'échelle de l'axe des X Le bouton permet de définir l'échelle maximale de l'axe des abscisses du graphique. Pour modifier l'échelle, appuyez sur le texte jusqu'à ce que la valeur souhaitée s'affiche. Les options sont : 1 min, 5 min, 15 min, 30 min, 1 heure, 6 heures et 24 heures.

X-axis[min]30

Si vous sélectionnez « Axe X [min] 30 », vous pouvez modifier l'échelle de temps.

4.4.3.5 Paramètres de cisaillement :

L'écran suivant fait référence à la quatrième option de paramètres de cisaillement direct



Figure 4.12

- vitesse d'avancement : pour insérer la vitesse d'avancement (mm/minutes) de l'étape de cisaillement ;
- Déplacement : pour insérer le déplacement (mm), après lequel l'étape de cisaillement s'arrête ;
- Enregistrement : pour ouvrir un écran permettant de définir le mode d'acquisition du test de cisaillement direct

Enfin, appuyez sur le bouton CONFIRMER bouton dans paramètres de cisaillement direct écran, pour ouvrir l'écran suivant et démarrer le test.



Figure 4.13

Les boutons suivants sont disponibles en bas de l'écran avant le démarrage de la journalisation

- Commencer-pour démarrer le test et l'enregistrement des données ;
- Paramètres-pour ouvrir le PARAMÈTRES DE CISAILLEMENT où les modes d'enregistrement des données peuvent être gérés ;
- Nom de fichier-pour saisir un nom de fichier pour les données enregistrées ;
- Sauter-pour sauter une étape de consolidation ;

Les boutons suivants sont disponibles en haut à droite de l'écran pour contrôler le moteur pas à pas avant le démarrage du test :

- Flèches doubles / SIMPLES-pour entraîner manuellement les moteurs
- Maison-pour ramener le moteur horizontal à sa position initiale
- Arrêt-pour arrêter le mouvement de retour
- Informations sur le test-pour afficher l'état du système (type, étage, vitesse, etc.)

4.5 Effectuer un test :

4.5.1 Préparation de la boîte de cisaillement

Tous les assemblages de boîtes de cisaillement sont fabriqués en laiton nickelé. Les différents modèles de boîtes de cisaillement disponibles doivent être commandés séparément.

Pour préparer l'échantillon de la boîte de cisaillement (se référer au dessin suivant) :

1. Placez la boîte carrée (ou ronde) sur une table ;
2. Insérer dans le boîtier carré la plaque de pression inférieure munie de rainures pour faciliter l'évacuation de l'eau pendant l'essai. Le moletage de la plaque doit être orienté vers le haut.
3. Serrez les vis pour verrouiller la boîte carrée ;
4. Insérez la plaque poreuse inférieure ;
5. Insérer la grille perforée inférieure, munie de nervures permettant une transmission uniforme des efforts de cisaillement sur la surface de l'éprouvette. Le moletage de la grille doit être transversal à la direction du cisaillement et orienté vers le haut.
6. Placez le papier filtre inférieur (carré ou rond) ;
7. Insérer l'échantillon de sol (carré ou rond) dans la boîte de cisaillement ;

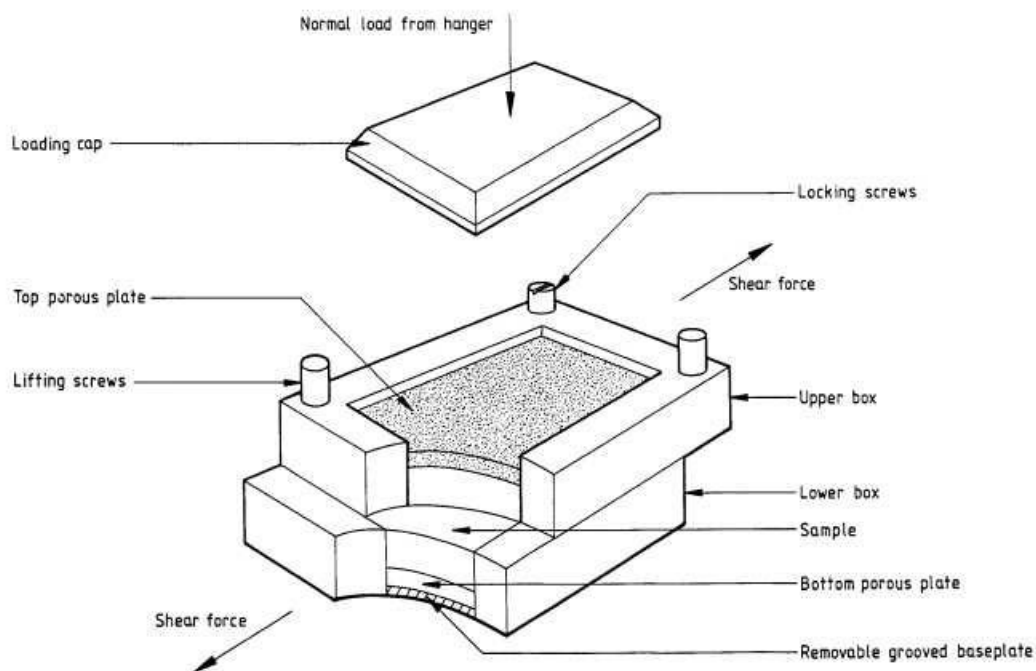


Figure 4.14 boîte de cisaillement

8. Placez le papier filtre supérieur (carré ou rond) ;
9. Insérer la plaque supérieure perforée, munie de nervures permettant une transmission uniforme des efforts de cisaillement sur la surface de l'éprouvette. Le moletage de la grille doit être transversal à la direction du cisaillement et orienté vers le bas.
10. Insérez la plaque poreuse supérieure ;
11. Placez la plaque de pression supérieure (tampon de charge) avec un siège sphérique, sur lequel la cellule de charge verticale sera positionnée.

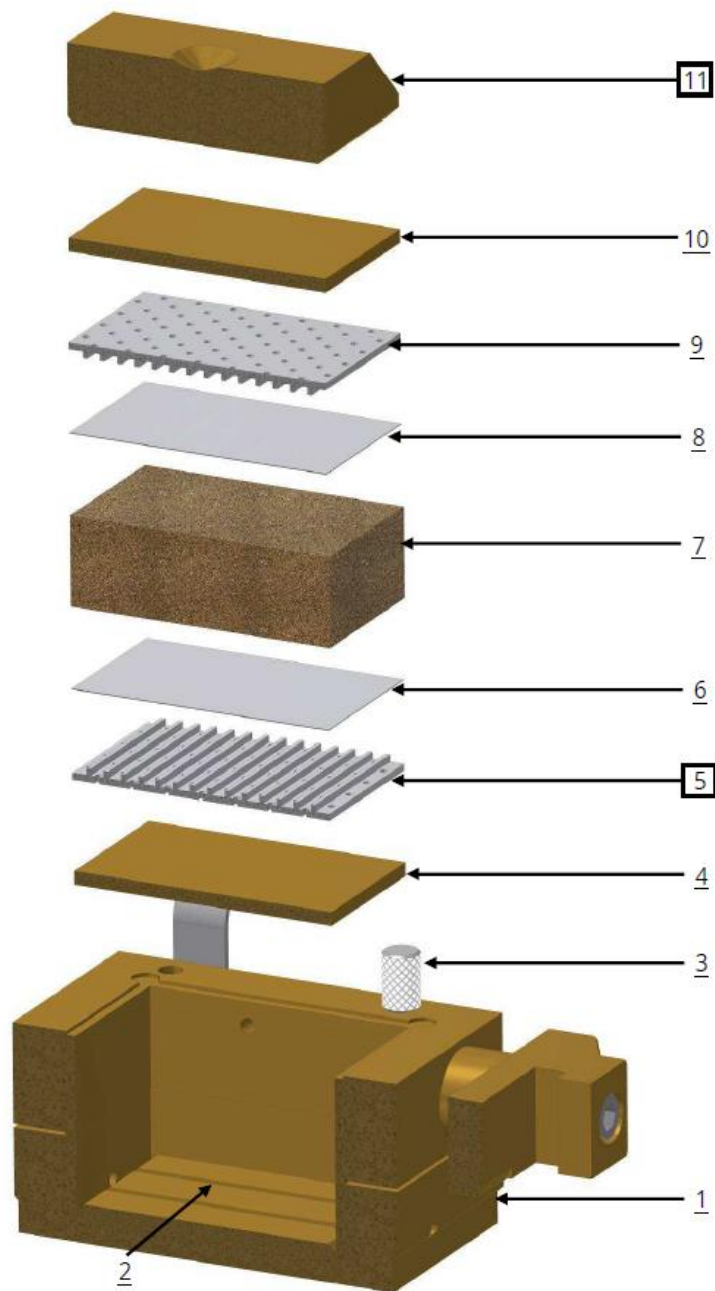


Figure 4.15 différentes parties de la boîte

4.5.2 Exécuter le test de cisaillement direct

Cet essai utilise la détermination de la résistance au cisaillement des sols cohésifs ou granulaires dans des conditions drainées, pour obtenir la résistance au cisaillement en termes de contraintes effectives appliquées à l'échantillon.

Les résultats des tests sont applicables aux situations sur le terrain où une consolidation complète s'est produite sous le mort-terrain existant et où la rupture est atteinte suffisamment lentement pour que les pressions interstitielles excessives soient dissipées.

Les procédures de test décrites ci-dessous font référence aux normes suivantes :

- ASTM D 3080 ;
- BS 1377 : Partie 7.

En traçant le tassement mesuré par rapport à la racine carrée ou au logarithme du temps en minutes, il est possible d'évaluer le taux de consolidation et de calculer la vitesse d'essai requise pour l'étape de défaillance suivante.

La vitesse de test peut également être sélectionnée en se référant au tableau suivant :

Tableau 4.3 la vitesse de test

Type de sol	Indice de plasticité	Vitesse
	%	Mm/min
Sable limoneux, limon	0 – 10	0,010
Limon argileux, argile limoneuse	10 - 25	0,003
Argile	25 - 50	0,006
Argile	Plus de 50	0,001

Vous trouverez ci-dessous les procédures à suivre pour réaliser un test :

1. Soulevez la traverse avec le joug de chargement et déplacez-les sur le côté gauche de l'unité
2. Avant d'insérer la boîte de cisaillement avec l'échantillon, assurez-vous que le piston est revenu à sa position de départ (Home) ;
3. Placez la boîte de cisaillement avec l'échantillon dans le chariot comme indiqué dans les figures suivantes :

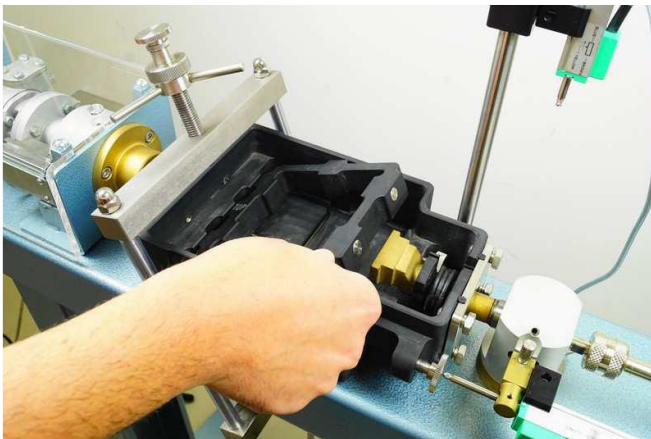


Figure 4.16 Insérer le support carré noir dans le chariot



Figure 4.17 Insérez le boîtier de cisaillement, préalablement préparé, dans le chariot. Serrez ensuite les deux vis

4. Insérez le joug de chargement dans la position appropriée au-dessus de l'ensemble de la boîte de cisaillement, en contactant doucement le siège sphérique du patin de chargement de la boîte de cisaillement et en maintenant fermement la traverse.

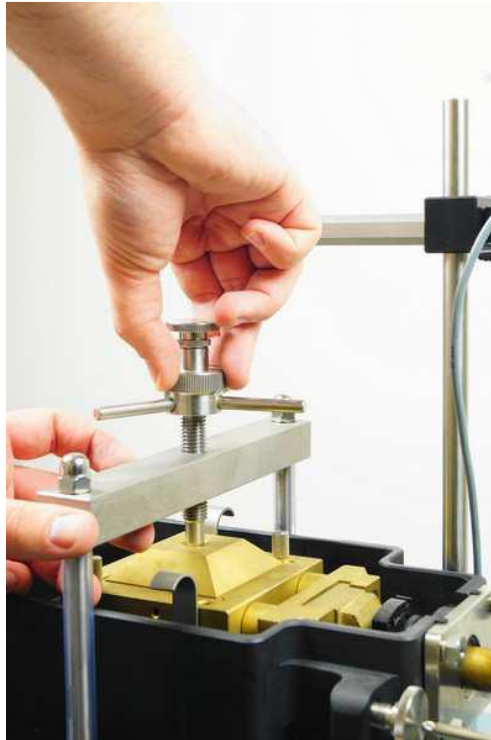


Figure 4.18

5. Ensuite, ajustez la position du bras de levier en vissant la vis moletée de chargement (située au centre sur la traverse de la fourche, au-dessus du patin de chargement du caisson de cisaillement) et nivelez ce bras à l'aide du contrepois et



du niveau à bulle.



Figure 4.19

6. Vissez le bouton noir situé sous le blocage du bras de levier pour verrouiller le système ;



Figure 4.20

7. Avec la machine allumée, utilisez l'écran tactile pour effectuer le test (en cas de besoin, reportez-vous à la section 4 de ce manuel pour tous les détails sur les menus de la machine) :

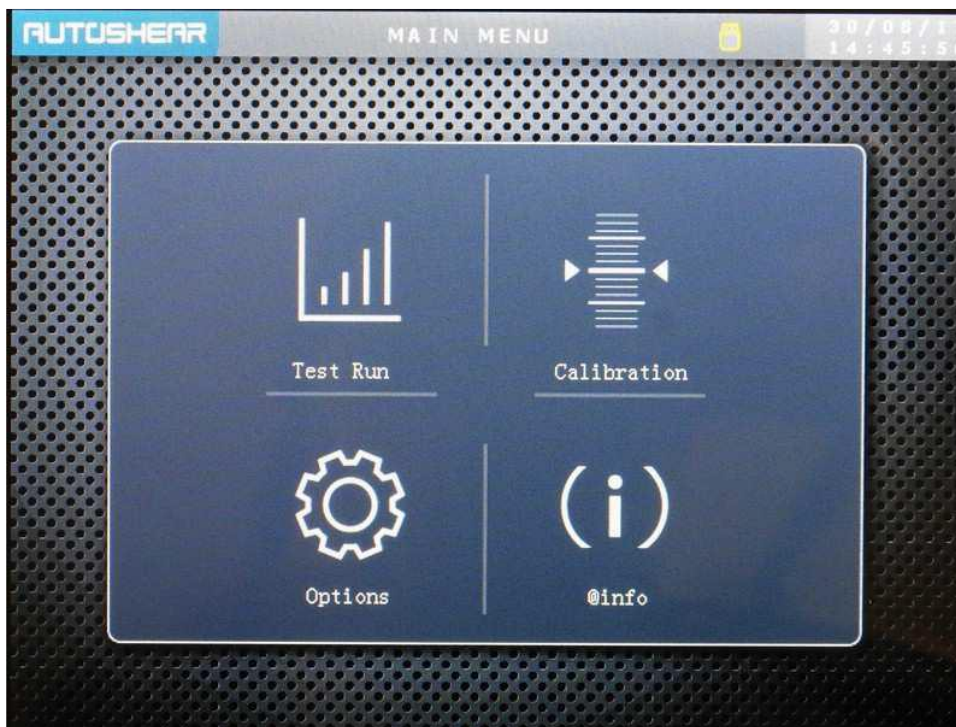


Figure 4.21 • Sélectionner ESSAI pour démarrer le test

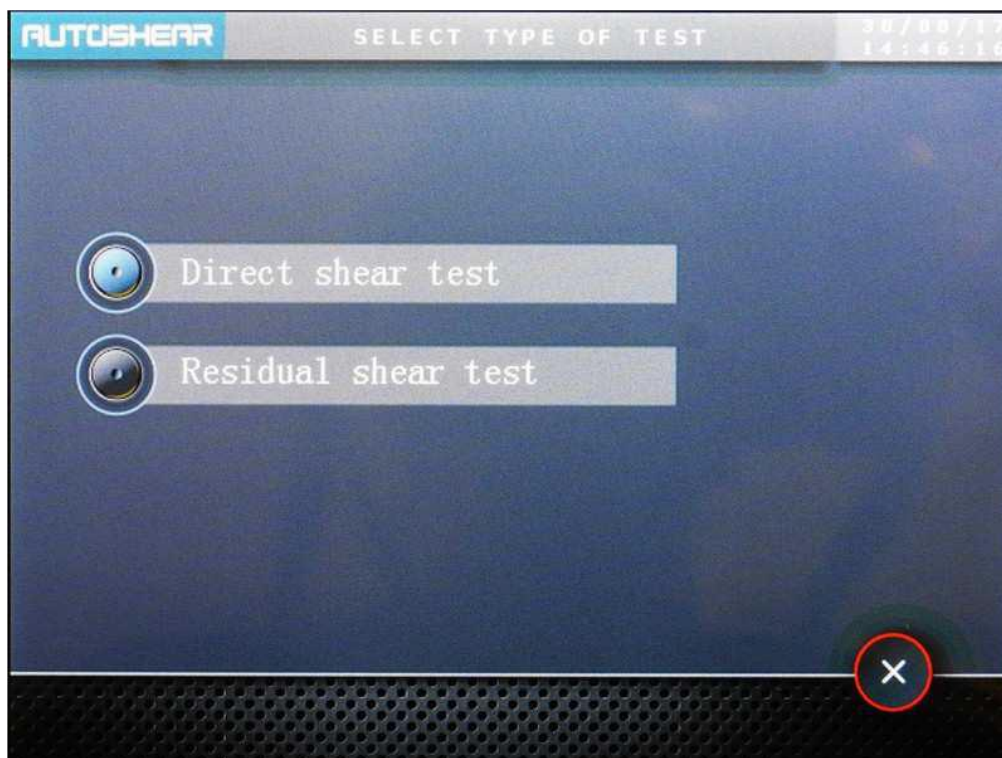


Figure 4.22 Sélectionnez le TYPE DE TEST

Une fois que le TYPE DE TEST a été choisi, le système affiche l'écran Suivant ;

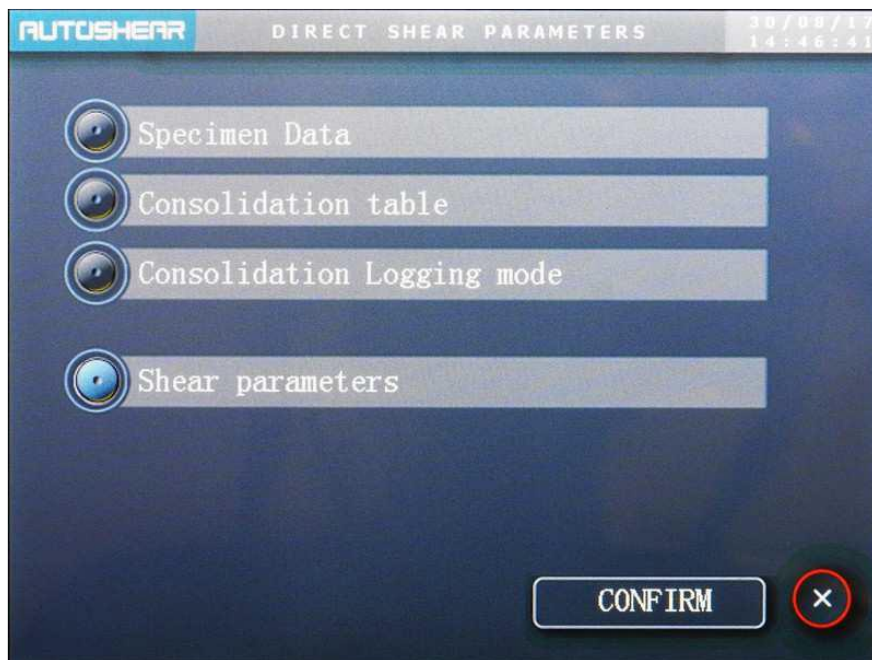


Figure 4.23

Enfin, appuyez sur Confirmer bouton pour voir l'écran suivant ;



Figure 4.24

- Tournez le bouton noir à droite pour amener la cellule de charge vers le chariot, jusqu'à ce

Que l'écran mesure une force horizontale.



Figure 4.25

8. Réglez la force horizontale à zéro. Positionnez-la correctement et verrouillez-la, en vérifiant que la force lue est maintenue proche de zéro.

9. Assembler et ajuster la position des capteurs de déplacement (complètement comprimé pour le capteur vertical, complètement étendu pour le capteur horizontal) et déplacer leurs tiges tout en observant l'évolution des valeurs affichées. Pour assembler correctement les capteurs de déplacement.

10. Réglez le capteur de déplacement à zéro en appuyant sur **ZÉRO** sur l'écran de test

Positionnez-le correctement et verrouillez-le sur le boîtier de cisaillement, tout en vérifiant que la force lue reste proche de zéro. Si nécessaire, pendant cette procédure, pour ne pas surcharger le capteur et le boîtier de cisaillement, tournez le bouton de réglage situé à droite du capteur de force afin de maintenir la force lue proche de zéro ;

11. Il est désormais possible d'appliquer une précharge avant la phase de consolidation (se référer à la norme appropriée) ;

12. Ensuite, il commence une phase de consolidation (une ou plusieurs étapes de consolidation) dans laquelle l'opérateur charge le poids mort sur le cintre approprié pour la première étape ;



Figure 4.26 charge le poids mort

13. Après avoir chargé le premier poids mort, dévissez immédiatement le bouton noir de blocage du bras de levier ;



Figure 4.27

14. Chaque fois que la machine produit un bip programmé (après un compte à rebours défini

Précédemment), chargez un nouveau poids mort sur le précédent ou sur l'autre cintre, pour

Augmenter la charge de consolidation (voir le tableau suivant) ;



Figure 4.28 les charges directes et indirect

Le tableau suivant est un exemple expliquant les poids morts (en kg) à utiliser lors d'un essai

Avec une boîte de cisaillement carrée de 60 x 60 mm, en fonction de la pression de Consolidation requise (en kPa). 1 est pour Charge directe et le cintre 2 est pour Charge indirecte

Tableau 4.4 tableau des charges

	Poids (kg)																	
	0,25	0,50	1,00	2,00	4,00	5,00	8,00	10,0 0	0,25	0,50	1,00	2,00	4,00	5,00	8,00	10,0 0		
Pression (kPa)	Quantité sur le châssis (charge directe)[1]								Quantité sur le levier (charge indirecte)[2]								Direct poids (kg)	Indirect poids (kg)
50			1						1	1	1						1,00	1,75
100									2	2	2						0,00	3,50
200		2							1		1	1	1				1,00	7,25

15. Après la phase de consolidation, il est possible de démarrer l'essai de cisaillement ;

16. Avant de commencer l'essai de cisaillement :

- RETIRER les deux vis verticales bloquant les deux moitiés de la boîte de cisaillement ;

- Mettre à zéro les transducteurs : charge horizontale, déplacement horizontal et Déplacement vertical ;

17. Maintenant, la machine remet automatiquement à zéro tous les transducteurs ;

18. Démarrez le test de cisaillement (une fois la dernière étape de consolidation terminée) en appuyant sur

SAUTER bouton et après CONFIRMER sur l'écran de test ;

19. Après environ 15 minutes depuis le début, remplissez le chariot d'eau pour maintenir la

Teneur en humidité de l'échantillon ;



Figure 4.29

20. L'écran affiche en continu et en temps réel les valeurs de charge horizontale, de déplacement horizontal et de déplacement vertical. En appuyant sur VOIR LE GRAPHIQUE bouton et AFFICHER

LES DONNEES bouton, il est possible de visualiser en temps réel tous les graphiques et données résultants.



Figure 4.30

Il est possible de visualiser également le numéro du cycle (pour le cisaillement résiduel) ;

21. L'essai de cisaillement s'arrêtera automatiquement lorsque l'une des conditions suivantes sera remplie :

- les cycles de cisaillement préétablis ont été réalisés ;
- la machine a atteint l'une des limites prédéfinies (charge, déplacement ou temps) ;
- l'interrupteur de sécurité de course complète arrête le test (se référer au chapitre 6) ;
- l'opérateur appuie ARRET ;

22. L'essai se termine lorsque la machine a effectué tous les déplacements et tous les cycles,

Selon les paramètres choisis pour le type d'essai sélectionné ;

23. À la fin de chaque test, appuyez sur MAISON Appuyez sur le bouton pour ramener le piston de poussée à sa position de départ. La machine est ainsi prête pour le prochain test.

4.6. conclusion

En résumé, le dispositif WF21A60 AUTOSHEAR constitue un appareillage de haute précision permettant la réalisation automatique des essais de cisaillement direct. Sa conception moderne et ses fonctionnalités avancées assurent la fiabilité, la reproductibilité et la rapidité des mesures, ce qui en fait un outil indispensable dans l'étude du comportement mécanique des sols.

***Chapitre 5 : Essais
Expérimentaux***

5.1 Introduction

Ce chapitre expose les appareils employés et les matériaux analysés, ainsi que les résultats obtenus lors des tests effectués au Laboratoire de Génie Civil et d'Hydraulique de recherche à l'université du 8 Mai 1945 Guelma. Ces tests sont effectués en utilisant l'appareil de cisaillement carré (figure 5.1) pour évaluer la résistance au cisaillement direct et résiduelle.

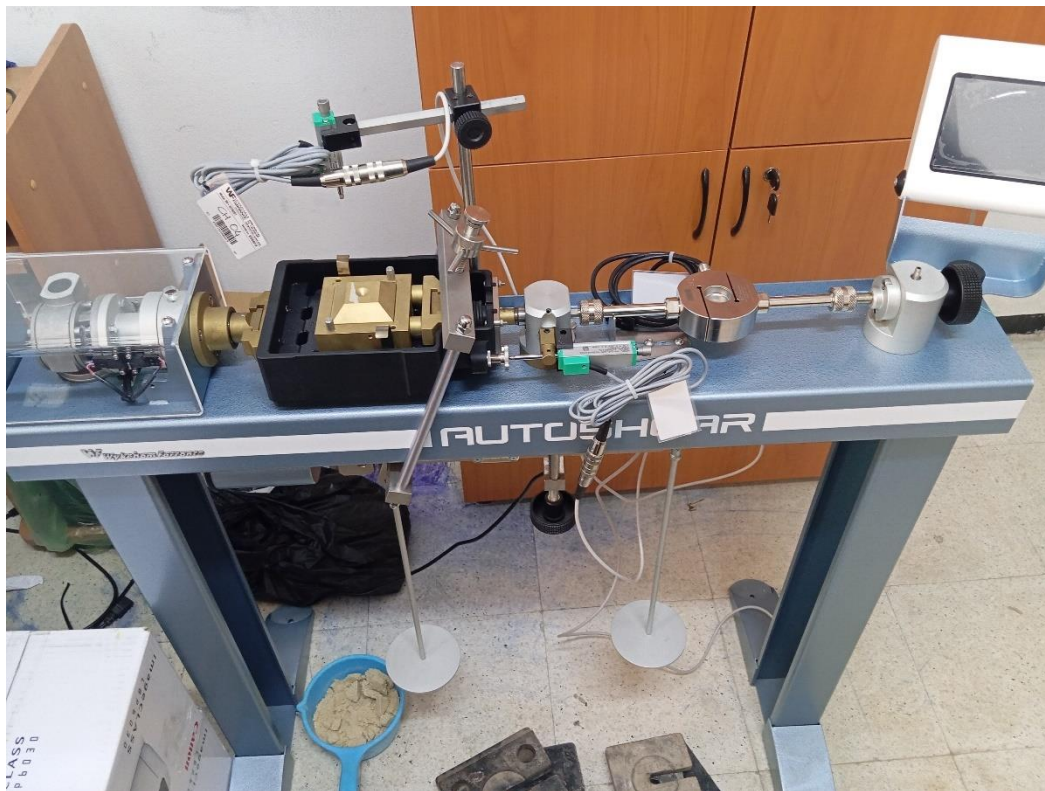


Figure 5.1 Vue générale de l'appareil de cisaillement carrée

5.2 Matériaux étudiés

La caractérisation des matériaux à examiner est une étape cruciale pour comprendre les résultats des tests mécaniques et saisir les phénomènes impliqués. Cinq sortes d'échantillons ont été sélectionnées pour être testées en matière de matériaux :

- ✓ Sable de Tebessa : à une teneur en eau de 8% de la quantité entière.

- ✓ Sable normalisé : à une teneur en eau de 8% de la quantité entière.

Le même sable normalisé avec différents pourcentages de la kaolinite :

- ✓ K (5%)
- ✓ K (10%)
- ✓ K (15%)

Le sable normalisé est produit de la Société Nouvelle de Littoral (SNL), installée à LEUATE, (France). (Figure V.2)

L'argile de Chine, également connue sous le nom de kaolinite, est une argile industrielle d'une pureté remarquable qui sert à la production de la porcelaine. Il s'agit d'une argile malléable principalement composée de kaolinite, associée à d'autres minéraux tels que le feldspath, le mica et le quartz, et qui présente une coloration blanche. (Figure V.3)



Figure 5.2 Sable normalisé

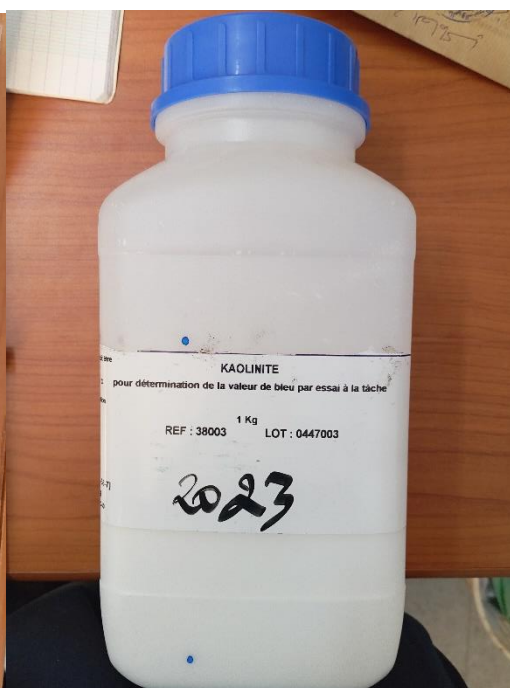


Figure 5.3 La kaolinite

On a réalisé l'analyse granulométrique de (Sable de Tebessa + Sable normalisé) selon la norme NF P 94040. Les figureV.4 V.5 présente la courbe granulométrique de cette dernière.

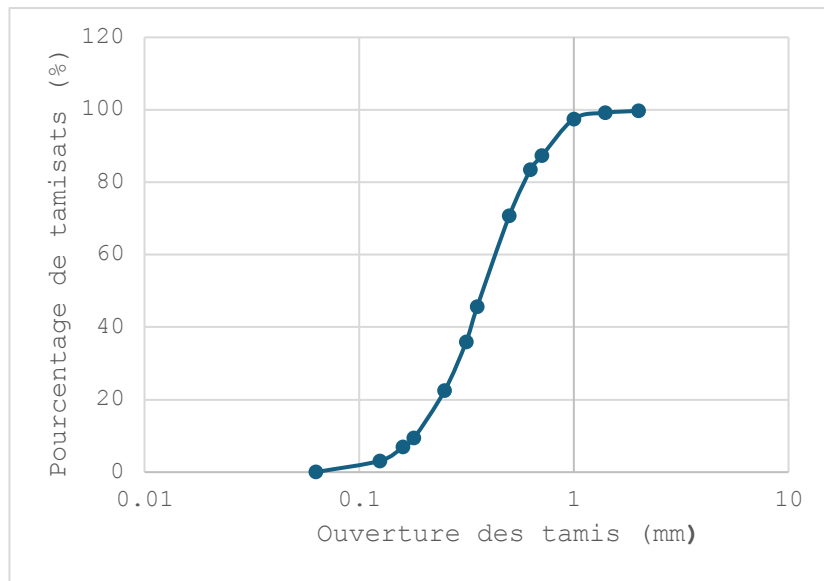


Figure 5.4 Courbe de l'analyse granulométrique de Sable de Tebessa

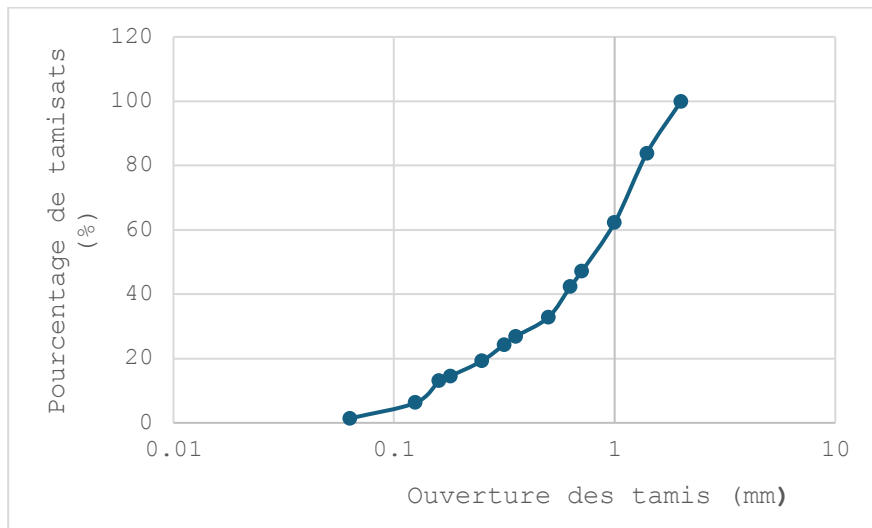


Figure 5.5 Courbe de l'analyse granulométrique de Sable normalise

La figure V.6 montre la boîte de cisaillement carrée (60*60).

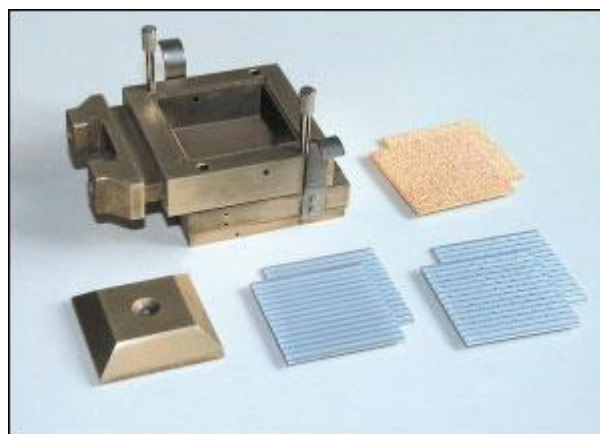


Figure 5.6 boîte carrée (60*60)

Une fois la phase de consolidation terminée, on commence alors le processus de cisaillement. Au cisaillement direct, on le conduit jusqu'à ce que le déplacement horizontal atteigne 5mm, la même vitesse étant utilisée pour le cisaillement cyclique avec trois cycles aller-retour. Dans nos tests, nous employons une vitesse de cisaillement de 0.5 mm/seconde.

5.3 Acquisition de données

L'acquisition de données se fait à l'aide dans l'écran tactile de l'appareil (figure V.7)



Figure 5.7 l'écran tactile de l'appareil

Trois variables sont mesurées lors d'un essai de cisaillement carrée réalisé sur un échantillon donné, sous une contrainte normale et une vitesse de cisaillement préalablement fixés :

- le déplacement horizontal (ou déplacement relatif tangentiel), dh ,
- le déplacement vertical (ou déplacement relatif normal), dv ,
- la contrainte de cisaillement, τ .

Les mesures du déplacement horizontal et vertical sont effectuées à l'aide d'un capteur de déplacement. Ce dernier, fixé sur un support, est en contact. La contrainte de cisaillement est déterminée à partir des forces F qui mesurée par un capteur de forces fixés aux cellules de charge.

5.4 Analyse des résultats

Dans cette section, nous avons exposé les résultats concernant les tests effectués sur chaque échantillon analysé.

5.4.1 Cisaillement direct

5.4.1.1 Sable de Tébessa

Les résultats de cisaillement pour trois spécimens du même échantillon. Les essais sont réalisés dans les mêmes conditions.

• Essai 01

Après la mise en place de l'échantillon sur l'appareil de cisaillement, l'essai a fourni les résultats dans le tableau 5.1, pour une contrainte normale appliquée de 100 (kPa).

Tableau 5.1 Résultats de l'essai 01 de cisaillement

N	Time (dd:hh:mm:ss)	Time (mins)	F (N)	τ (KPa)	dh (mm)	dv (mm)
1	00 :00 :00 :00	0	0	0	0	0
2	00 :00 :00 :06	0.1	8.21	2.280556	0.007	0.032
3	00 :00 :00 :24	0.4	13.935	3.870833	0.01	0.034
4	00 :00 :00 :54	0.9	70.433	19.56472	0.097	0.044
5	00 :00 :01 :36	1.6	101.869	35	0.421	0.075
6	00 :00 :02 :30	2.5	131.468	50	0.862	0.102
7	00 :00 :03 :36	3.6	243.491	67.63639	1.369	0.193
8	00 :00 :04 :54	4.9	311.656	86.57111	2.004	0.21
9	00 :00 :06 :24	6.4	341.579	94.88306	2.762	0.166
10	00 :00 :08 :06	8.1	318.894	88.58167	3.643	0.059

• Essai 02

Dans le deuxième essai, la contrainte normale appliquée est de 200 kPa, Le tableau V.2 montre les résultats de cisaillement de cet essai.

Tableau 5.2 Résultats de l'essai 02 de cisaillement

N	Time (dd:hh:mm:ss)	Time (mins)	F (N)	τ (kPa)	dh (mm)	dv (mm)
1	00 :00 :00 :00	0	0	0	0	0
2	00 :00 :00 :06	0.1	0.108	0.03	-0.002	0.01
3	00 :00 :00 :24	0.4	56.714	15.75389	0.005	0.01
4	00 :00 :00 :54	0.9	221.022	61.395	0.177	0.048
5	00 :00 :01 :36	1.6	320.19	88.94167	0.48	0.102
6	00 :00 :02 :30	2.5	389.435	108.1764	0.903	0.185
7	00 :00 :03 :36	3.6	439.667	122.1297	1.442	0.313
8	00 :00 :04 :54	4.9	479.421	133.1725	2.095	0.461
9	00 :00 :06 :24	6.4	507.184	140.8844	2.85	0.579
10	00 :00 :08 :06	8.1	522.307	145.0853	3.707	0.641
11	00 :00 :10 :00	10	519.931	144.4253	4.676	0.675
12	00 :00 :10 :00	10	520.039	144.4553	4.677	0.675

• Essai 03

Dans le troisième essai la contrainte normale appliquée est de 300(kPa), Le tableau V.3 montre les résultats de cisaillement de l'essai 03.

Tableau 5.3 Résultats de l'essai 03 de cisaillement

N	Time	Time	F	τ	dh	dv
	(dd:hh:mm:ss)	(mins)	(N)	(kPa)	(mm)	(mm)
1	00:00:00:00	0	0	0	0	0
2	00:00:00:06	0.1	5.293	1.470278	0	0.007
3	00:00:00:24	0.4	3.997	1.110278	0	0.007
4	00:00:00:54	0.9	257.859	71.6275	0.075	0.023
5	00:00:01:36	1.6	473.479	131.5219	0.336	0.098
6	00:00:02:30	2.5	625.797	173.8325	0.731	0.165
7	00:00:03:36	3.6	735.984	204.44	1.25	0.217
8	00:00:04:54	4.9	813.222	225.895	1.887	0.256
9	00:00:06:24	6.4	859.89	238.8583	2.638	0.293
10	00:00:08:06	8.1	889.705	247.1403	3.505	0.307
11	00:00:10:00	10	906.341	251.7614	4.47	0.318

Les courbes de contrainte-déplacement sont illustrées à la figure V.8.

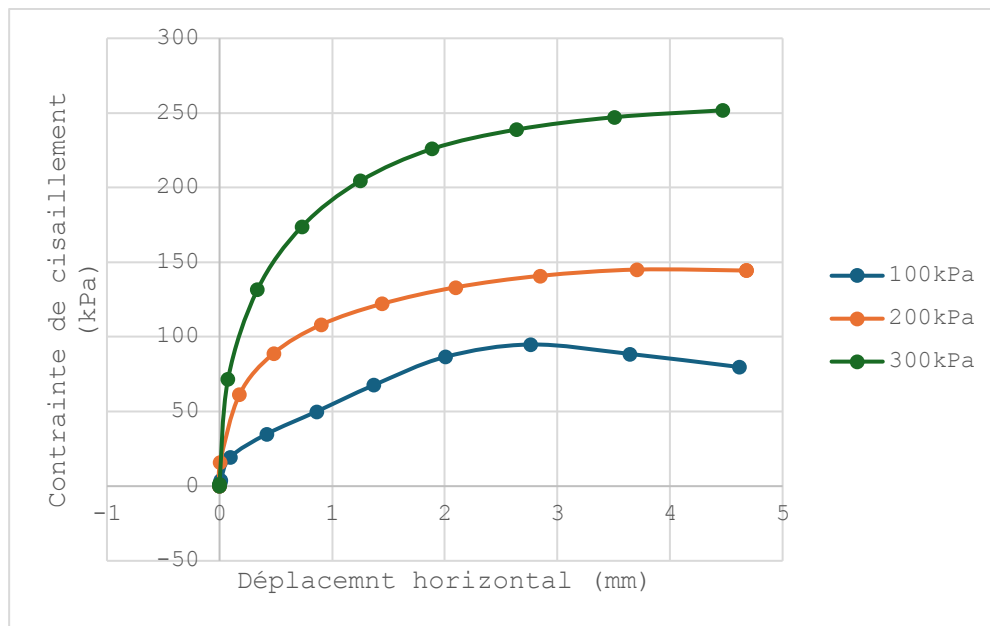


Figure 5.8 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement

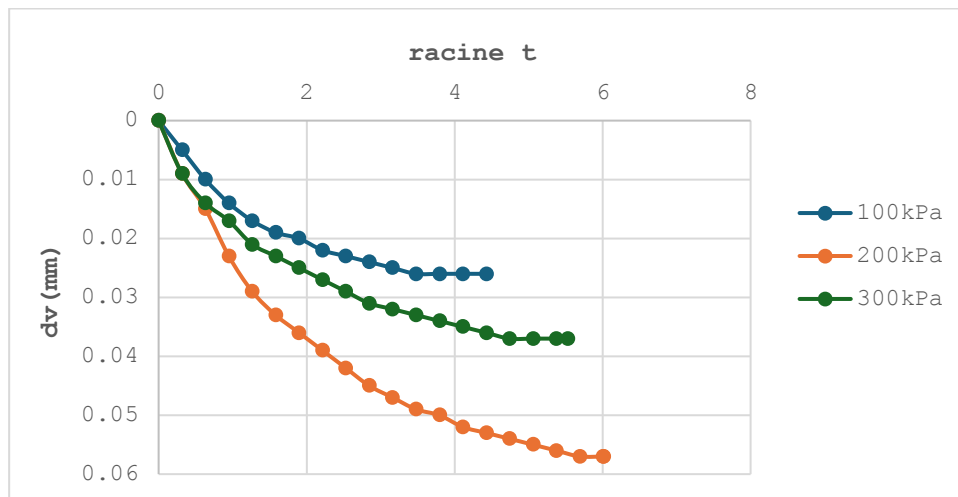


Figure 5.9 Courbe de consolidation (méthode de racine (t))

Le tableau V.8 résume l'ensemble des contraintes de cisaillement obtenues aux essais témoins

Tableau 5.4 Contraintes de cisaillement du témoin

N°	σ (kPa)	τ pic (kPa)
1	100	94.88306
2	200	145.0853
3	300	251.7614

La figure 5.10 représente les enveloppes de rupture au pic pour les 03 essais

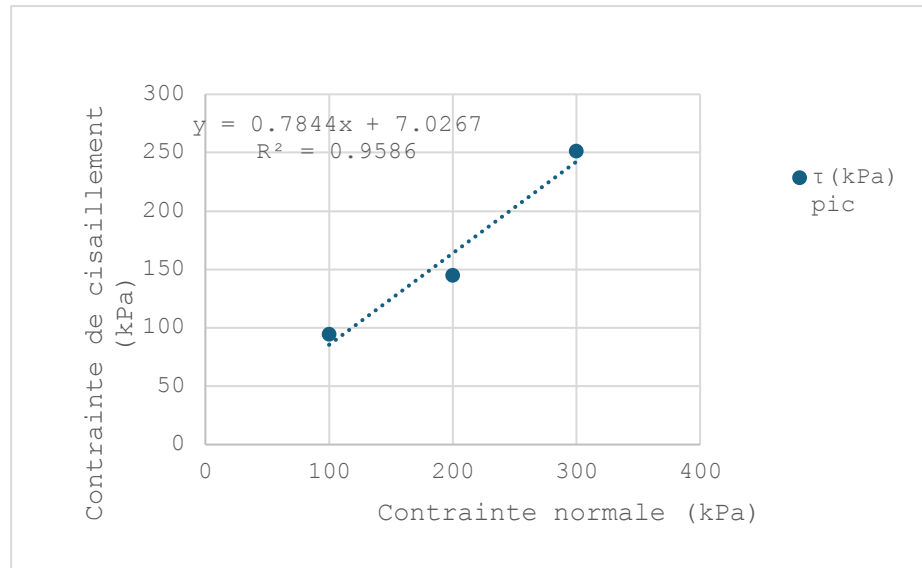


Figure 5.10 Enveloppes de rupture au pic

Le tableau V.9 montre les valeurs finales de l'angle de frottement et la cohésion au pic.

Tableau 5.5 Résultats de l'essai de cisaillement (C , φ)

φ (°)	C (kPa)
38.12	7.02

5.4.1.2 Sable normalisé

• Essai 01

Pour une contrainte normale appliquée de 100 (kPa).

• Essai 02

Dans le deuxième essai, la contrainte normale appliquée est de 200 kPa.

• Essai 03

Dans le troisième essai la contrainte normale appliquée est de 300(kPa).

Les courbes de contrainte-déplacement sont illustrées à la figure V.11.

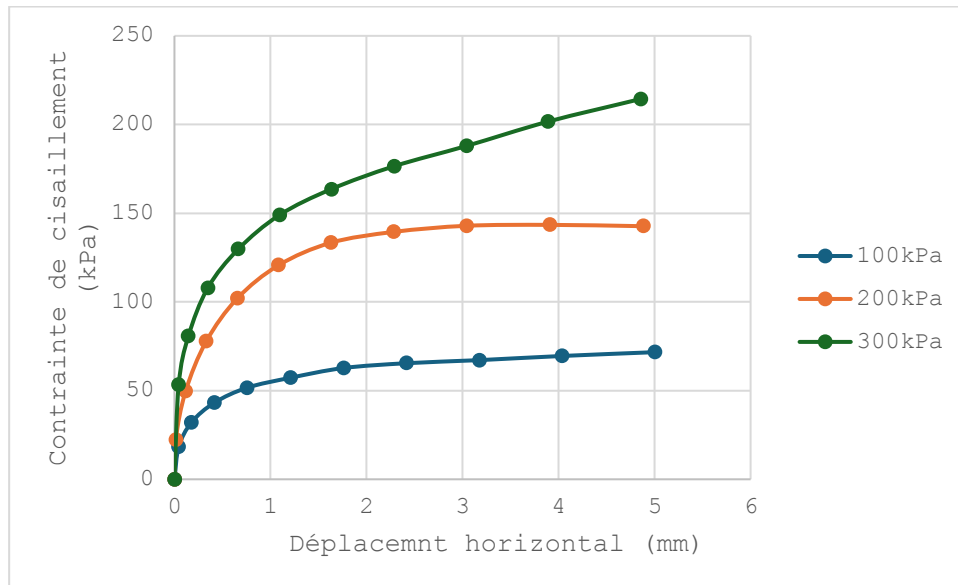


Figure 5.11 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement

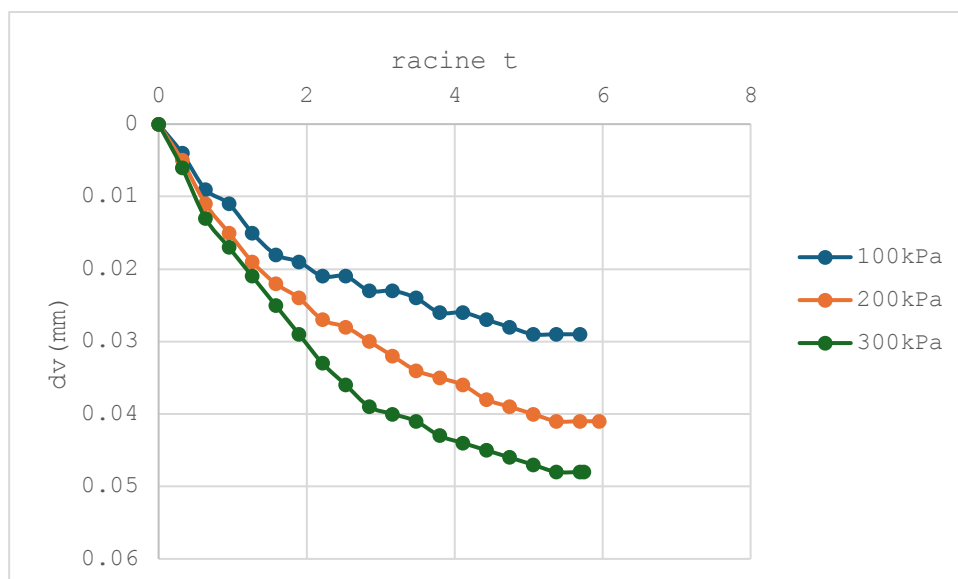


Figure 5.12 Courbe de consolidation (méthode de racine (t))

Le tableau V.13 résume l'ensemble des contraintes de cisaillement obtenus aux essais témoins

Tableau 5.6 Contraintes de cisaillement du témoin

N°	σ (kPa)	τ pic (kPa)
----	----------------	------------------

1	100	71.6575
2	200	143.435
3	300	214.4322

La figure V.13 représente les enveloppes de rupture au pic pour les 03 essais

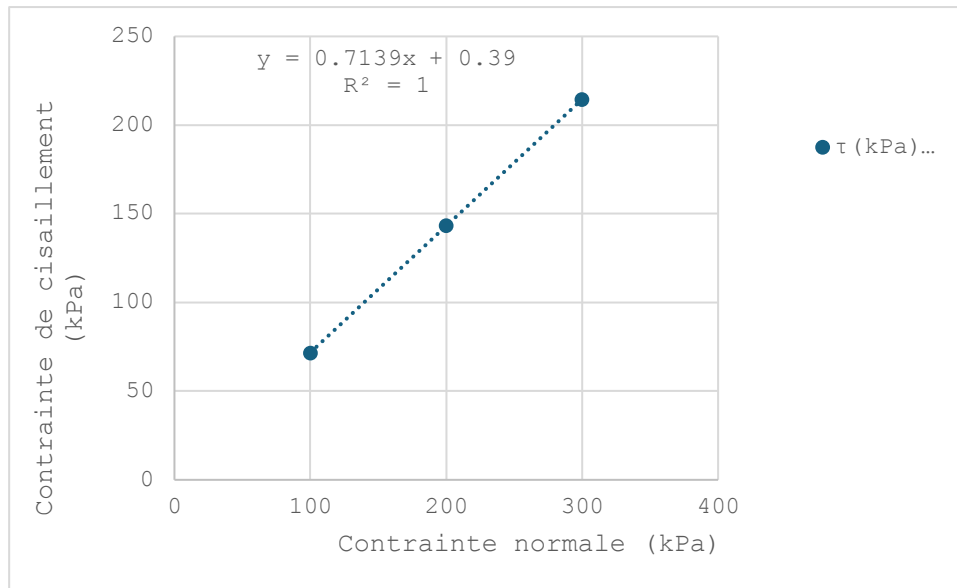


Figure 5.13 Enveloppes de rupture au pic

Le tableau V.14 montre les valeurs finales de l'angle de frottement et la cohésion au pic.

Tableau 5.7 Résultats de l'essai de cisaillement (C , φ)

φ (o)	C (kPa)
35.54	0.39

5.4.1.3 Sable normalisé + kaolinite

5.4.1.3.1 K (5%)

• Essai 01

pour une contrainte normale appliquée de 100 (kPa).

• Essai 02

Dans le deuxième essai, la contrainte normale appliquée est de 200 kPa.

• Essai 03

Dans le troisième essai la contrainte normale appliquée est de 300(kPa).

Les courbes de contrainte-déplacement sont illustrées à la figure V.14.

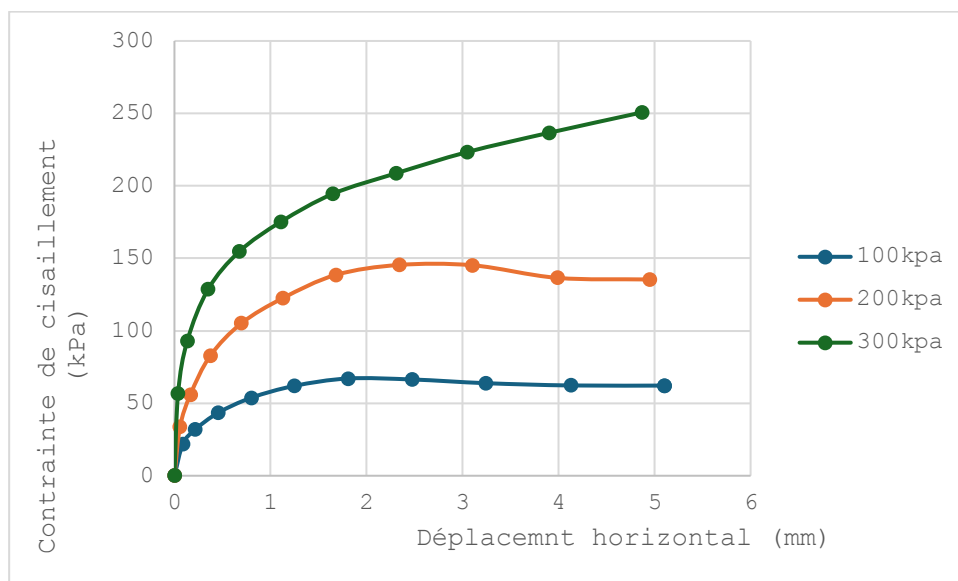


Figure 5.14 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement

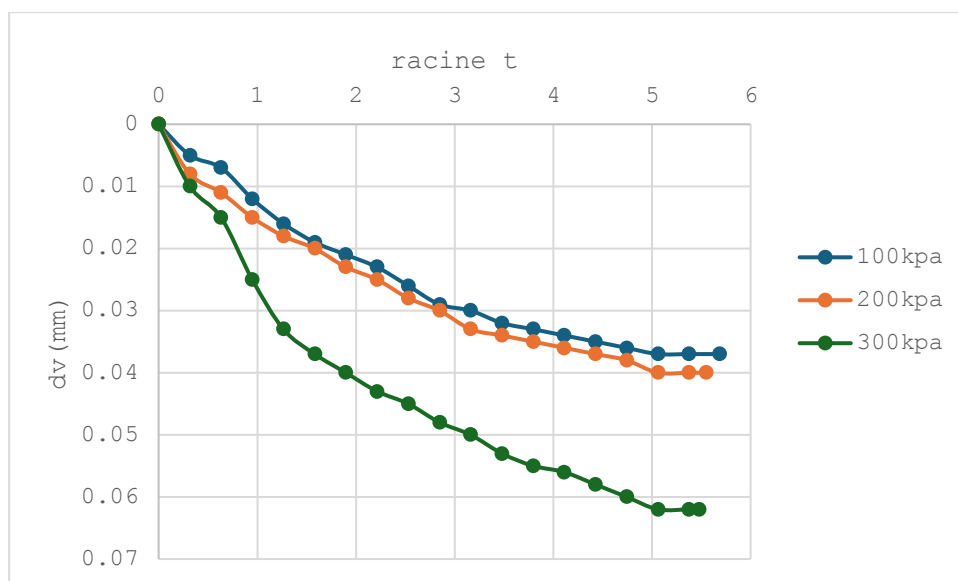


Figure 5.15 Courbe de consolidation (méthode de racine (t))

Le tableau V.18 résume l'ensemble des contraintes de cisaillement obtenus aux essais témoins

Tableau 5.8 Contraintes de cisaillement du témoin

N°	σ (kPa)	τ pic (kPa)
1	100	67.09
2	200	145.44
3	300	183.73

La figure V.16 représente les enveloppes de rupture au pic pour les 03 essais

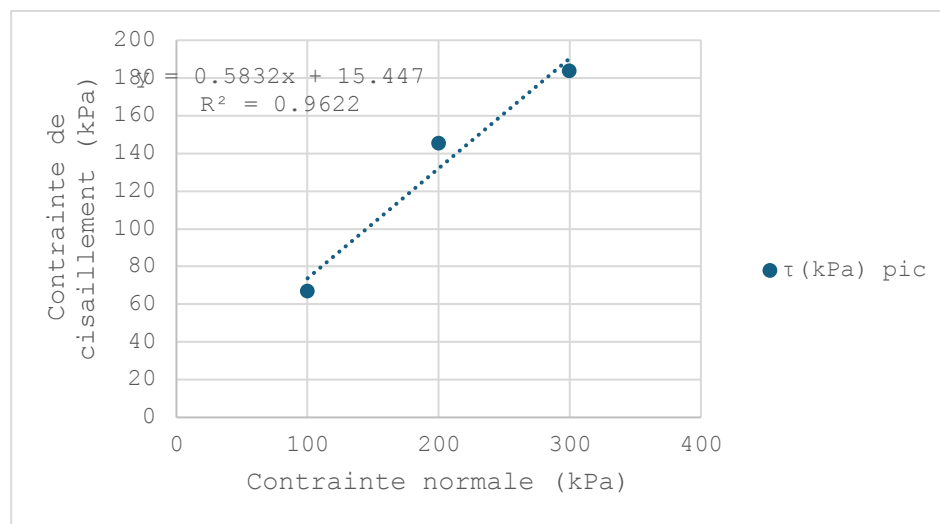


Figure 5.16 Enveloppes de rupture au pic

Le tableau V.19 montre les valeurs finales de l'angle de frottement et la cohésion au pic.

Tableau 5.9 Résultats de l'essai de cisaillement (C , φ)

φ (°)	C (kPa)
30.26	15.44

5.4.1.3.2 K (10%)

• Essai 01

Pour une contrainte normale appliquée de 100 (kPa).

• Essai 02

Dans le deuxième essai, la contrainte normale appliquée est de 200 kPa.

• Essai 03

Dans le troisième essai la contrainte normale appliquée est de 300(kPa).

Les courbes de contrainte-déplacement sont illustrées à la figure V.17.

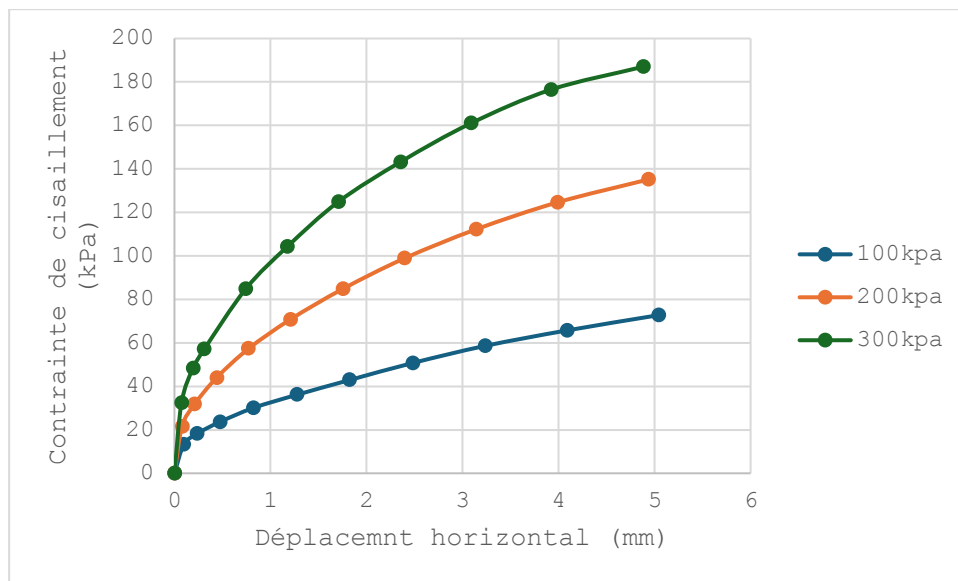


Figure 5.17 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement

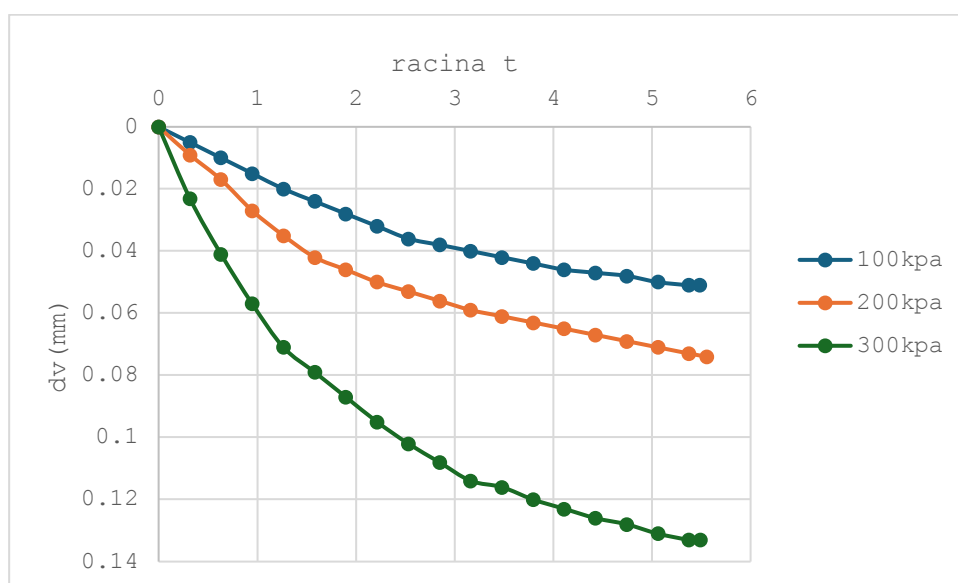


Figure 5.18 Courbe de consolidation (méthode de racine (t))

Le tableau V.23 résume l'ensemble des contraintes de cisaillement obtenus aux essais témoins

Tableau 5.10 Contraintes de cisaillement du témoin

N°	σ (kPa)	τ pic (kPa)
1	100	72.76
2	200	135.18
3	300	187.03

La figure V.19 représente les enveloppes de rupture au pic pour les 03 essais

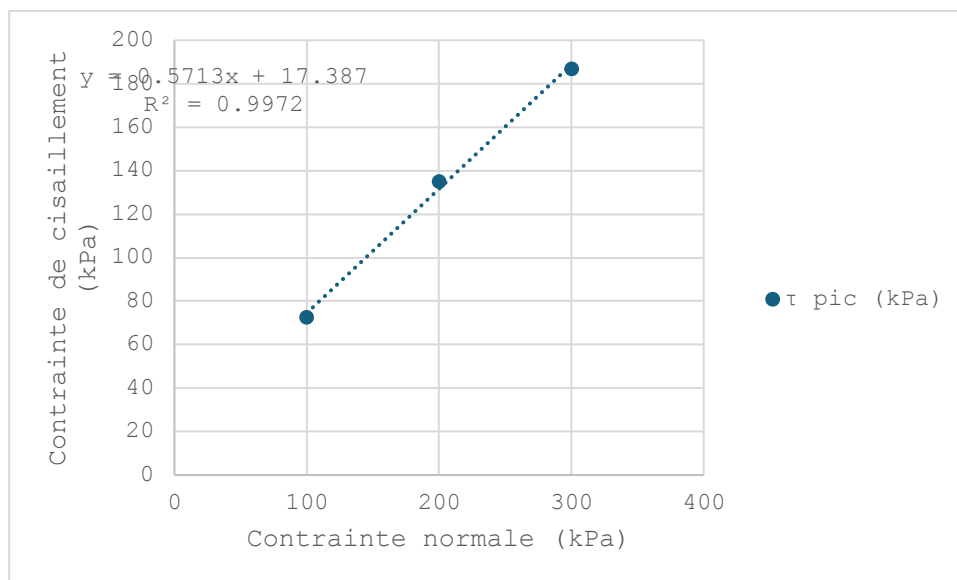


Figure 5.19 Enveloppes de rupture au pic

Le tableau V.24 montre les valeurs finales de l'angle de frottement et la cohésion au pic.

Tableau 5.11 Résultats de l'essai de cisaillement (C , φ)

φ (°)	C (kPa)
29.75	17.38

5.4.1.3.3 K (15%)

• Essai 01

pour une contrainte normale appliquée de 100 (kPa).

• Essai 02

Dans le deuxième essai, la contrainte normale appliquée est de 200 kPa.

• Essai 03

Dans le troisième essai la contrainte normale appliquée est de 300(kPa).

Les courbes de contrainte-déplacement sont illustrées à la figure V.20.

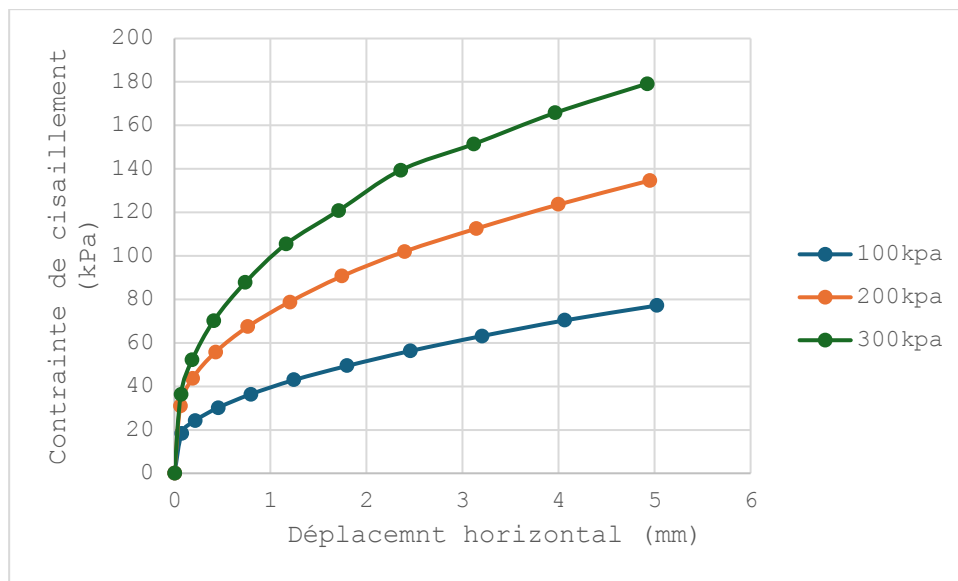


Figure 5.20 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement

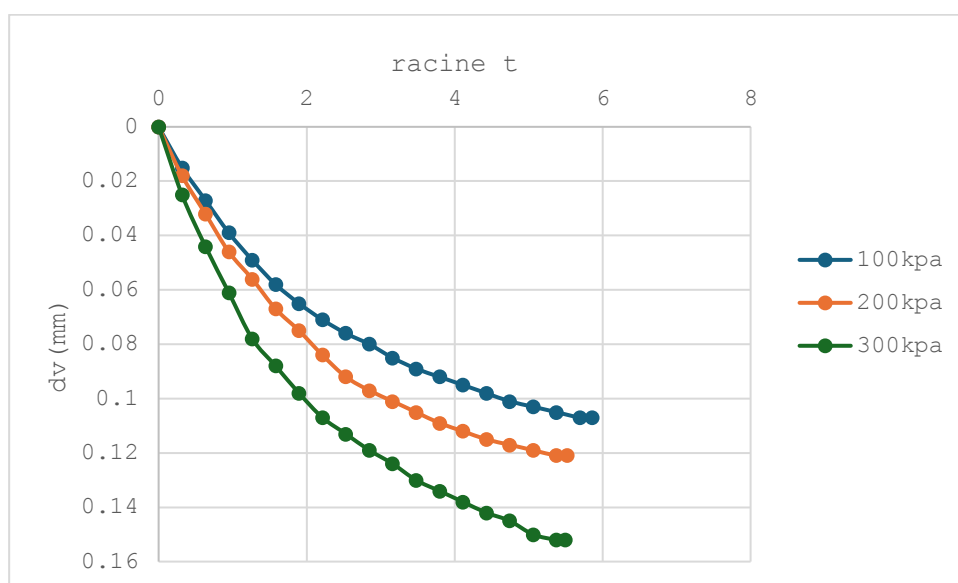


Figure 5.21 Courbe de consolidation (méthode de racine (t))

Le tableau V.28 résume l'ensemble des contraintes de cisaillement obtenus aux essais témoins

Tableau 5.12 Contraintes de cisaillement du témoin

N°	σ (kPa)	τ pic (kPa)
1	100	77.14
2	200	134.64
3	300	179.2

La figure V.22 représente les enveloppes de rupture au pic pour les 03 essais

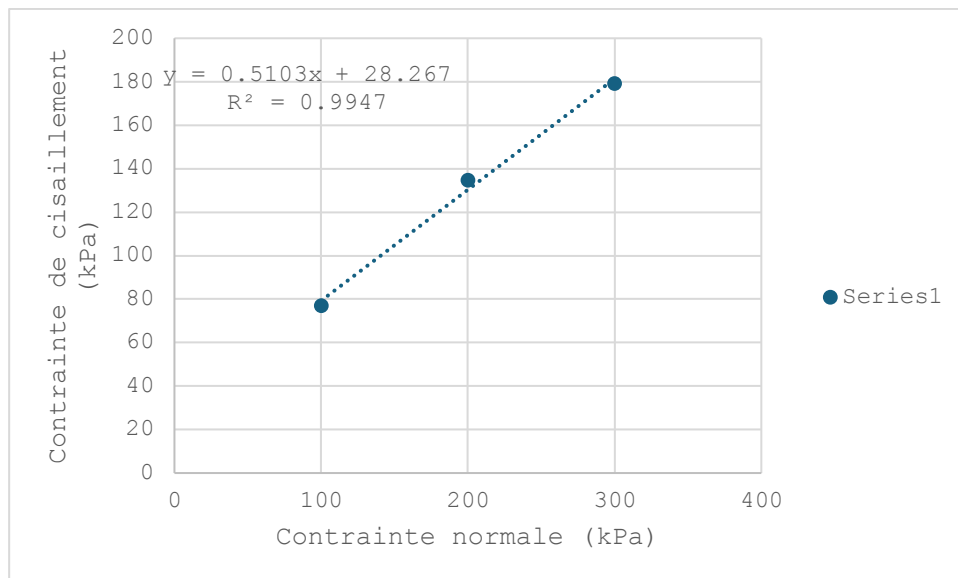


Figure 5.22 Enveloppes de rupture au pic

Le tableau V.29 montre les valeurs finales de l'angle de frottement et la cohésion au pic.

Tableau 5.13 Résultats de l'essai de cisaillement (C , φ)

φ (°)	C (kPa)
27.04	28.26

5.4.2 Cisaillement cyclique

5.4.2.1 Sable de Tébessa

Les résultats de cisaillement pour trois spécimens du même échantillon. Les essais sont réalisés dans les mêmes conditions.

• Essai 01

Pour une contrainte normale appliquée de 100 (kPa).

Tableau 5.14 Résultats de l'essai 01 de cisaillement cyclique(cycle 01)

	cycle1	dl
N	tau (kPa)	mm
0	0	0
77.563	21.54528	0.17
111.375	30.9375	0.536
138.598	38.49944	1.159
164.632	45.73111	2.038
187.21	52.00278	3.182
207.411	57.61417	4.573
214.972	59.71444	5.084
-29.815	-8.28194	4.657
-160.743	-44.6508	2.888
-223.399	-62.0553	0.927

Tableau 5.15 Résultats de l'essai 01 de cisaillement cyclique(cycle 02)

	cycle2	dl
N	tau(kPa)	mm
-223.399	-62.0553	0.927
-18.581	-5.16139	1.072
-5.185	-1.44028	1.204

79.615	22.11528	1.664
127.147	35.31861	2.151
169.925	47.20139	2.639
204.926	56.92389	3.134
235.065	65.29583	3.631
256.779	71.3275	4.127
275.359	76.48861	4.631
286.702	79.63944	5.137
183.429	50.9525	5.103
-4.429	-1.23028	4.801
-20.201	-5.61139	4.635
-58.874	-16.3539	4.419
-104.137	-28.9269	3.938
-141.407	-39.2797	3.454
-185.697	-51.5825	2.967
-219.294	-60.915	2.477
-243.167	-67.5464	1.989
-259.047	-71.9575	1.484
-270.282	-75.0783	0.977
-270.39	-75.1083	0.93

Tableau 5.16 Résultats de l'essai 01 de cisaillement cyclique(cycle 03)

	cycle3	dl
N	tau(kPa)	mm
-270.39	-75.1083	0.93
-19.661	-5.46139	1.168
-9.182	-2.55056	1.285
63.736	17.70444	1.649
119.585	33.21806	2.132
164.524	45.70111	2.62
203.954	56.65389	3.114

241.655	67.12639	3.611
272.334	75.64833	4.107
294.804	81.89	4.601
306.039	85.01083	5.106
200.605	55.72361	5.066
7.238	2.010556	4.769
-18.473	-5.13139	4.552
-52.069	-14.4636	4.391
-101.005	-28.0569	3.915
-144.971	-40.2697	3.432
-191.639	-53.2331	2.945
-230.528	-64.0356	2.461
-258.615	-71.8375	1.977
-276.007	-76.6686	1.473
-283.245	-78.6792	0.964
-284.109	-78.9192	0.937

Les courbes de contrainte-déplacement sont illustrées à la figure V.23.

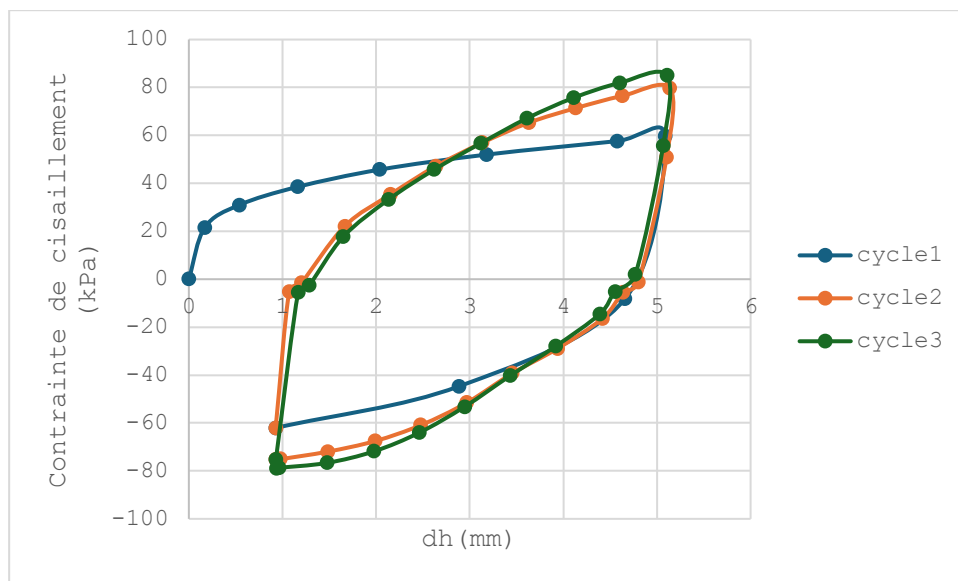


Figure 5.23 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement

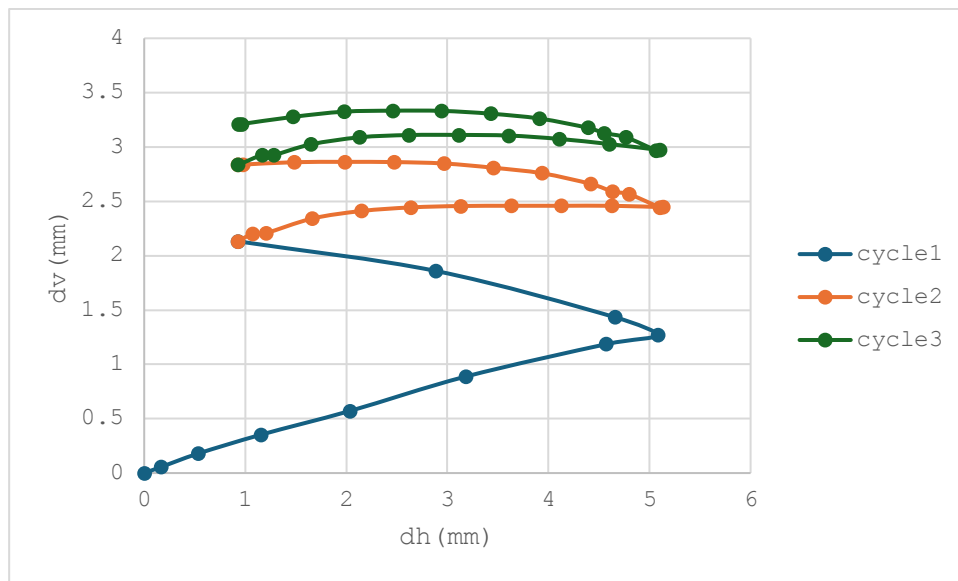


Figure 5.24 Courbes déplacement horizontale-deplacement verticale

• Essai 02

pour une contrainte normale appliquée de 200 (kPa).

Tableau 5.17 Résultats de l'essai 02 de cisaillement cyclique(cycle 01)

	cycle1	dl
N	tau(kPa)	mm
0	0	0
126.607	35.16861	0.15
174.138	48.37167	0.511
220.374	61.215	1.115
268.013	74.44806	1.983
320.838	89.12167	3.109
369.342	102.595	4.492
383.71	106.5861	4.999
-53.257	-14.7936	4.577
-308.091	-85.5808	2.988
-444.312	-123.42	0.929

Tableau 5.18 Résultats de l'essai 02 de cisaillement cyclique(cycle 02)

	cycle2	dl
N	tau(kPa)	mm
-444.312	-123.42	0.929
-51.096	-14.1933	1.121
-50.88	-14.1333	1.21
79.831	22.17528	1.494
187.21	52.00278	1.954
273.955	76.09861	2.43
338.339	93.98306	2.905
396.673	110.1869	3.396
443.772	123.27	3.884
474.992	131.9422	4.381
489.576	135.9933	4.892
353.894	98.30389	4.869
-6.482	-1.80056	4.536
-51.204	-14.2233	4.345
-76.807	-21.3353	4.3
-200.713	-55.7536	3.86
-265.313	-73.6981	3.391
-341.363	-94.8231	2.924
-404.991	-112.498	2.461
-457.6	-127.111	1.981
-500.918	-139.144	1.507
-521.659	-144.905	1.03

Tableau 5.19 Résultats de l'essai 02 de cisaillement cyclique(cycle 03)

	cycle3	dl
N	tau(kPa)	mm
-521.659	-144.905	1.03

-51.204	-14.2233	1.277
-50.448	-14.0133	1.37
48.936	13.59333	1.561
167.657	46.57139	2.011
263.368	73.15778	2.477
342.444	95.12333	2.955
417.522	115.9783	3.435
479.097	133.0825	3.916
521.011	144.7253	4.416
542.724	150.7567	4.928
410.176	113.9378	4.895
24.198	6.721667	4.567
-51.096	-14.1933	4.345
-52.717	-14.6436	4.299
-182.241	-50.6225	3.893
-256.671	-71.2975	3.432
-345.036	-95.8433	2.977
-422.923	-117.479	2.517
-487.091	-135.303	2.053
-531.598	-147.666	1.572
-555.58	-154.328	1.079
-555.796	-154.388	1.059

Les courbes de contrainte-déplacement sont illustrées à la figure V.25.

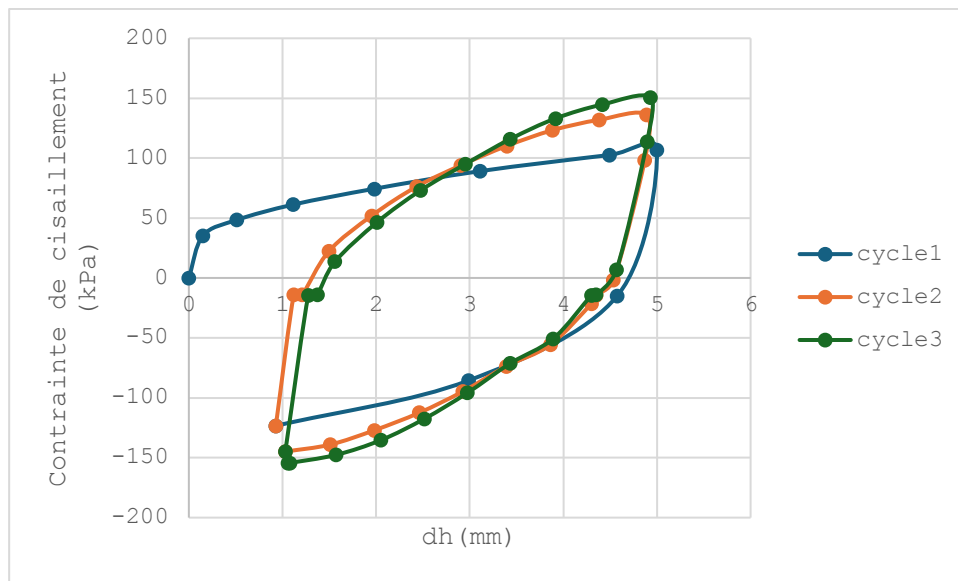


Figure 5.25 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement

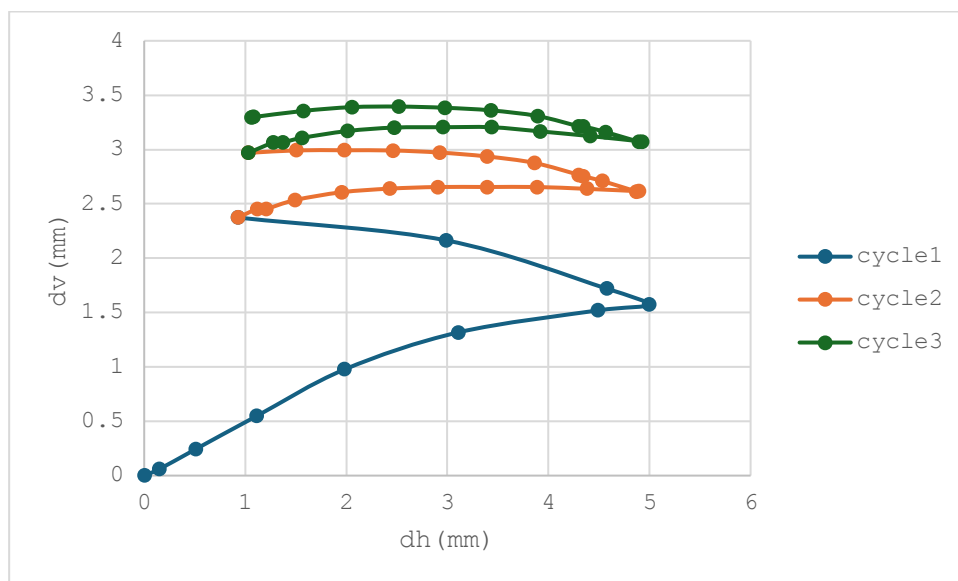


Figure 5.26 Courbes déplacement horizontale-déplacement verticale

• Essai 03

pour une contrainte normale appliquée de 300 (kPa).

Tableau 5.20 Résultats de l'essai 03 de cisaillement cyclique(cycle 01)

	cycle1	dl
N	tau(kPa)	mm
0	0	0

156.098	43.36056	0.133
242.951	67.48639	0.481
322.783	89.66194	1.077
393.54	109.3167	1.944
473.263	131.4619	3.06
544.021	151.1169	4.434
561.737	156.0381	4.935
-62.115	-17.2542	4.512
-465.161	-129.211	3.078
-658.637	-182.955	1.133

Tableau 5.21 Résultats de l'essai 03 de cisaillement cyclique(cycle 02)

	cycle2	dl
N	tau(kPa)	mm
-658.637	-182.955	1.133
-62.763	-17.4342	1.33
-59.847	-16.6242	1.407
58.442	16.23389	1.588
239.71	66.58611	2.016
377.66	104.9056	2.467
486.659	135.1831	2.936
570.703	158.5286	3.409
640.38	177.8833	3.894
685.967	190.5464	4.384
715.567	198.7686	4.888
559.036	155.2878	4.868
62.979	17.49417	4.584
-60.063	-16.6842	4.374

-61.791	-17.1642	4.304
-238.306	-66.1961	3.943
-365.237	-101.455	3.513
-478.773	-132.993	3.079
-580.966	-161.379	2.639
-659.501	-183.195	2.183
-724.101	-201.139	1.711
-762.342	-211.762	1.225
-766.015	-212.782	1.188

Tableau 5.22 Résultats de l'essai 03 de cisaillement cyclique(cycle 03)

	cycle3	dl
N	tau(kPa)	mm
-766.015	-212.782	1.188
-116.344	-32.3178	1.404
-60.927	-16.9242	1.483
-16.852	-4.68111	1.621
198.985	55.27361	2.021
344.172	95.60333	2.468
470.671	130.7419	2.93
581.074	161.4094	3.395
672.032	186.6756	3.872
738.9	205.25	4.365
782.219	217.2831	4.855
627.201	174.2225	4.832
107.27	29.79722	4.544
-55.958	-15.5439	4.342
-63.952	-17.7644	4.227
-217.133	-60.3147	3.908
-341.579	-94.8831	3.477
-474.128	-131.702	3.06

-596.846	-165.791	2.63
-696.77	-193.547	2.183
-768.608	-213.502	1.713
-805.445	-223.735	1.229
-806.633	-224.065	1.211

Les courbes de contrainte-déplacement sont illustrées à la figure V.27.

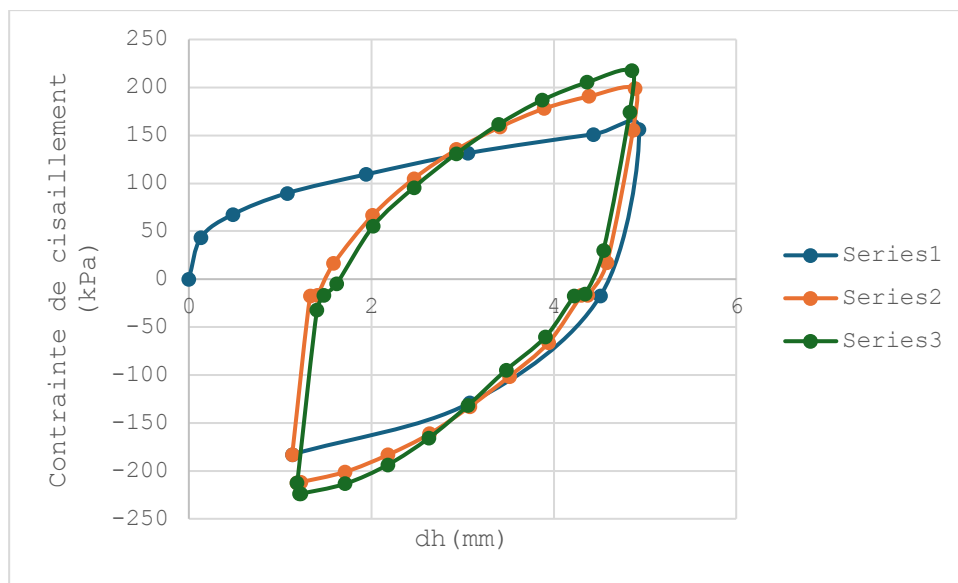


Figure 5.27 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement

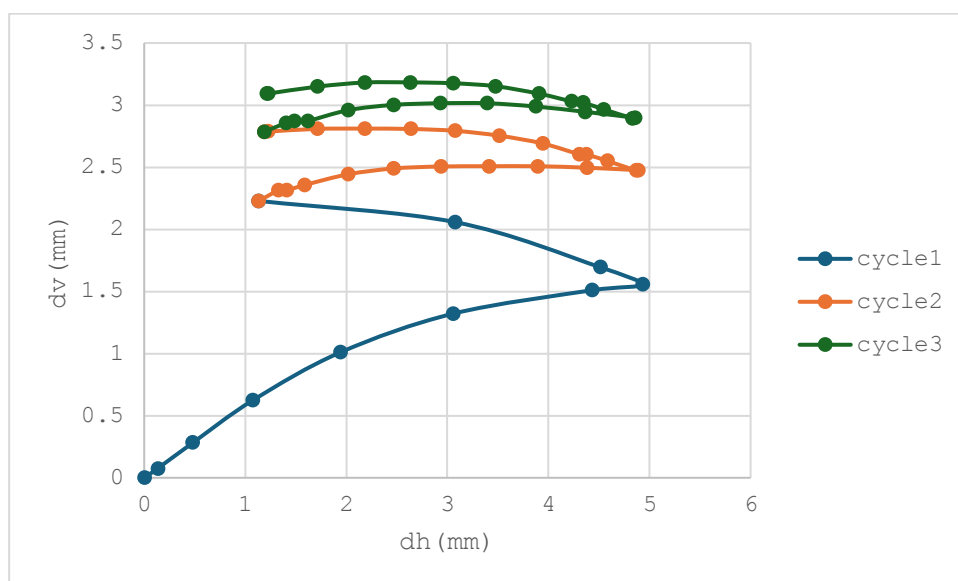


Figure 5.28 Courbes déplacement horizontale-déplacement verticale

Tableau 5.23 résultats de consolidation de 3 essais

		Dv(mm)		
mins	Racine t	100kPa	200kPa	300kPa
0	0	0	0	0
0.25	0.5	0.014	0.044	0.063
1	1	0.025	0.077	0.13
2.25	1.5	0.035	0.099	0.17
4	2	0.042	0.113	0.197
6.25	2.5	0.047	0.126	0.213
9	3	0.05	0.135	0.225
12.25	3.5	0.055	0.14	0.232
16	4	0.058	0.145	0.238
20.25	4.5	0.06	0.149	0.242
25	5	0.062	0.152	0.246
30.25	5.5	0.063	0.155	0.249

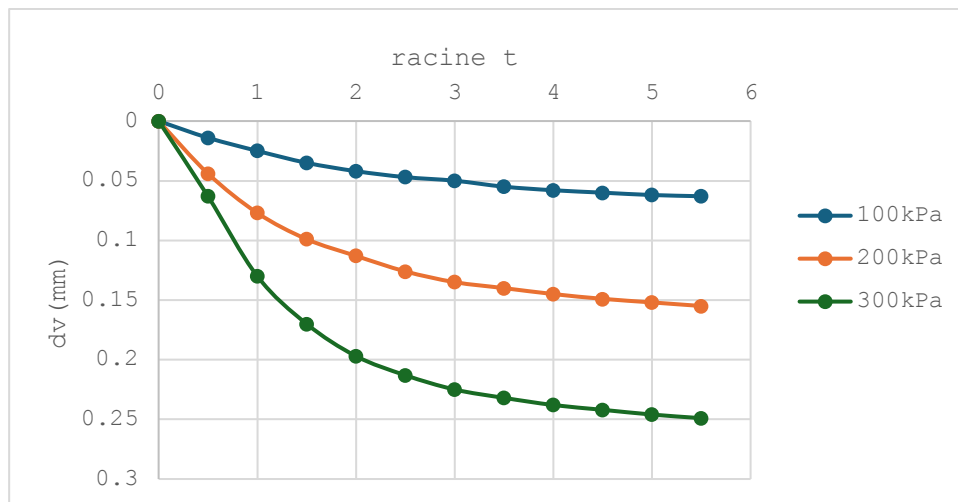


Figure 5.29 Courbe de consolidation (méthode de racine (t))

Le tableau V.40 résume l'ensemble des contraintes de cisaillement obtenus aux 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} cycle dans les 3 essais (100,200,300kPa).

Tableau 5.24 Contraintes de cisaillement

$\sigma(kPa)$	Cycle1	Cycle2	Cycle3
	$\tau_{Pic} (kPa)$		
100	59.71	79.63	85.08
200	106.58	135.99	150.75
300	156.03	198.76	217.28

La figure V.30 représente les enveloppes de rupture au pic.

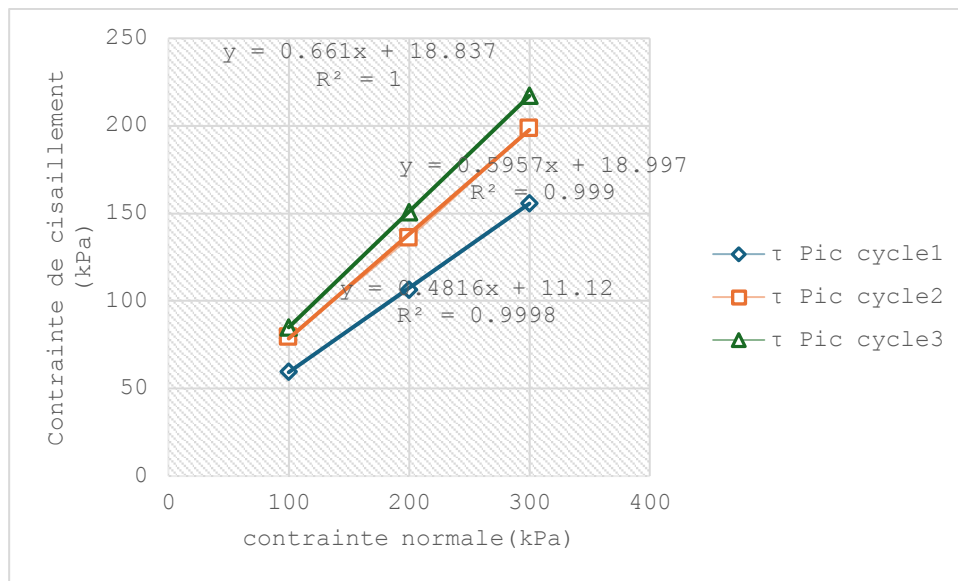


Figure 5.30 Enveloppes de rupture au pic

Le tableau V.41 montre les valeurs finales de l'angle de frottement et la cohésion qui sont Déterminés.

Tableau 5.25 Résultats de l'essai de cisaillement.

	φ (o)	C(kPa)
Cycle1	25.72	11.12
Cycle2	30.79	18.99
Cycle3	33.48	18.83

5.4.2.2 Sable normalisé

Les résultats de cisaillement pour trois spécimens du même échantillon. Les essais sont réalisés dans les mêmes conditions.

• Essai 01

Pour une contrainte normale appliquée de 100 (kPa).

Les courbes de contrainte-déplacement sont illustrées à la figure V.31.

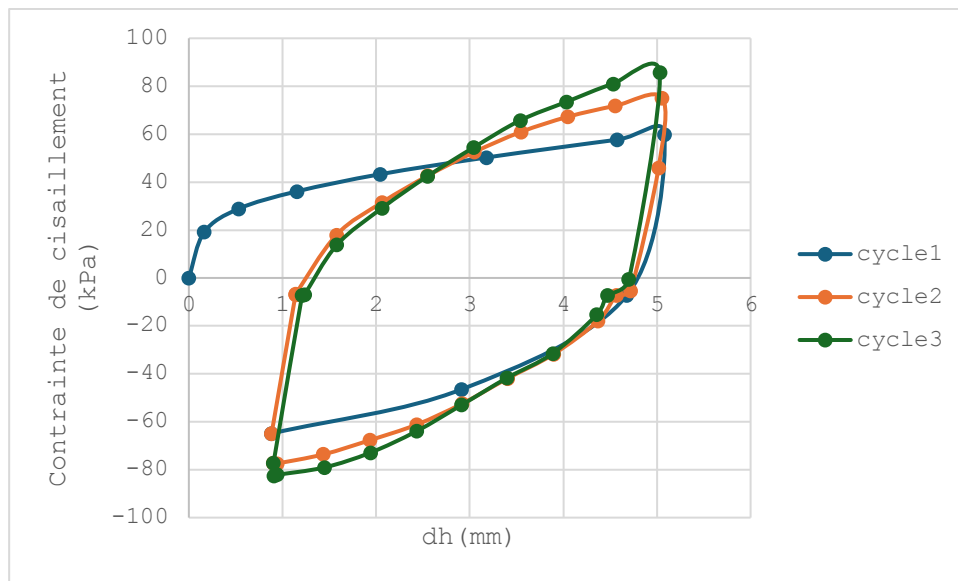


Figure 5.31 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement

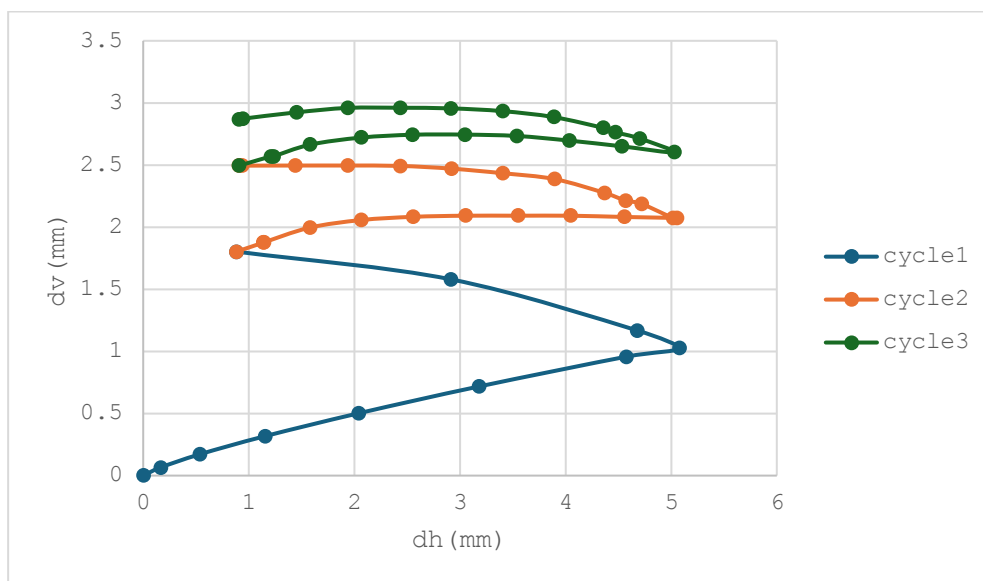


Figure 5.32 Courbes déplacement horizontale-déplacement verticale

• Essai 02

pour une contrainte normale appliquée de 200 (kPa).

Les courbes de contrainte-déplacement sont illustrées à la figure V.33.

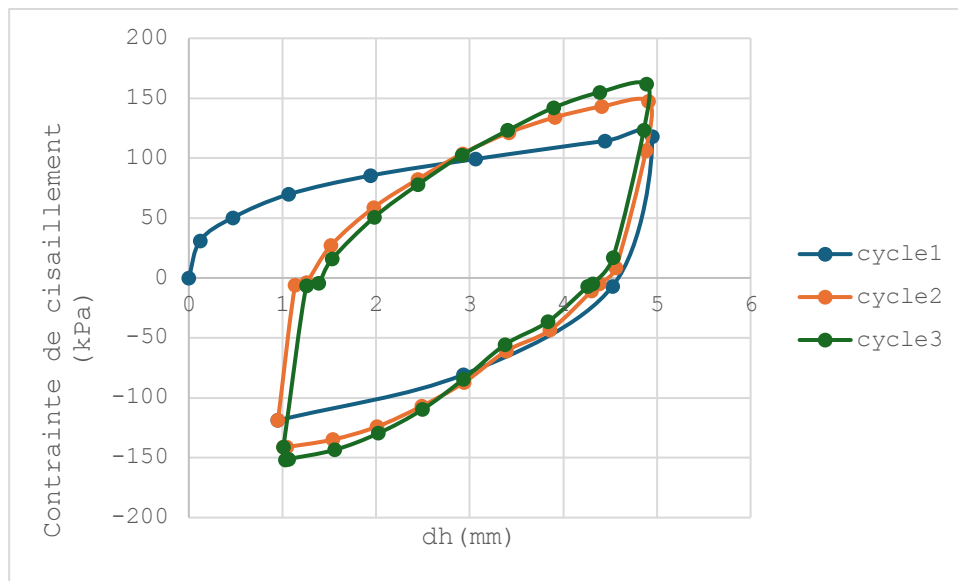


Figure 5.33 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement

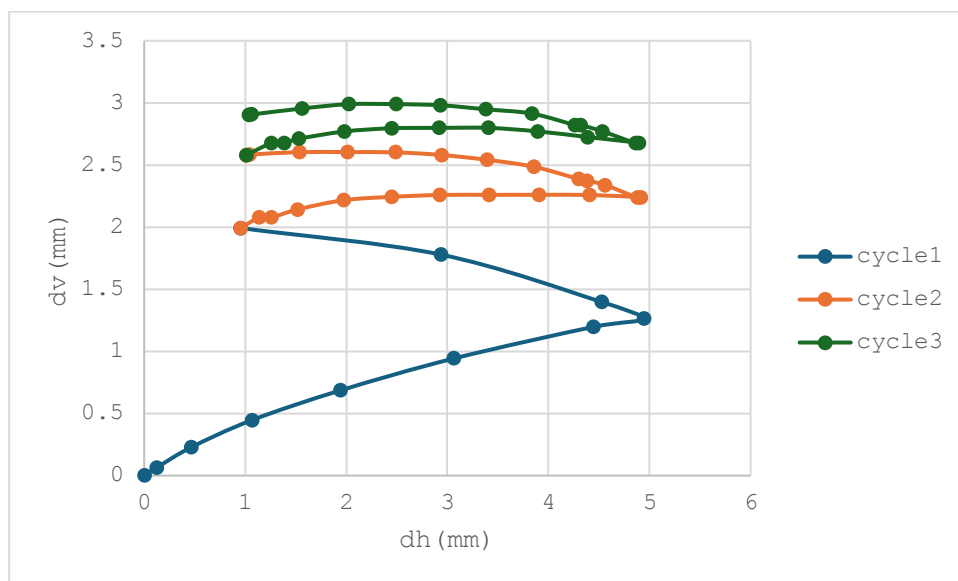


Figure 5.34 Courbes déplacement horizontale-déplacement verticale

• Essai 03

pour une contrainte normale appliquée de 300 (kPa).

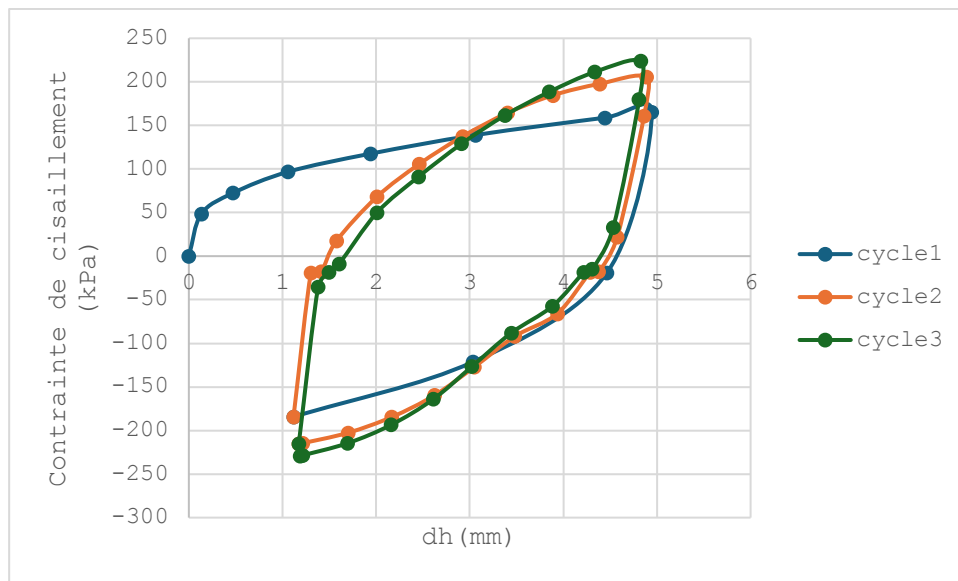


Figure 5.35 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement

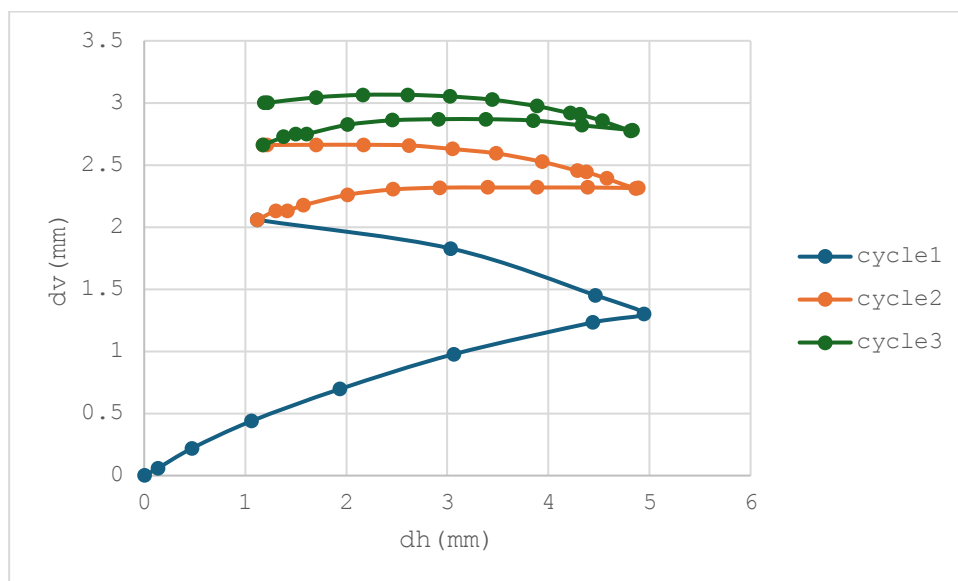


Figure 5.36 Courbes déplacement horizontale-déplacement verticale

Tableau 5.26 résultats de consolidation de 3 essais

mins	sqrt t	Dv(mm)		
		100kPa	200kPa	300kPa

0	0	0	0	0
0.25	0.5	0.028	0.016	0.033
1	1	0.056	0.027	0.067
2.25	1.5	0.077	0.038	0.085
4	2	0.086	0.045	0.096
6.25	2.5	0.09	0.051	0.103
9	3	0.093	0.055	0.111
12.25	3.5	0.095	0.057	0.115
16	4	0.098	0.06	0.12
20.25	4.5	0.1	0.062	0.121
25	5	0.102	0.064	0.123
30.05	5.481788	0.104	0.065	0.126

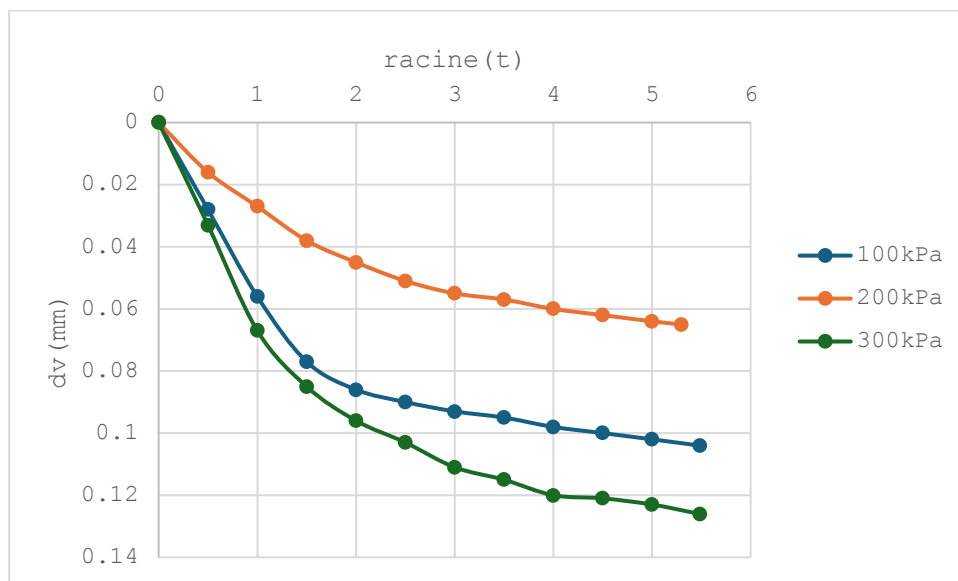


Figure 5.37 Courbe de consolidation (méthode de racine (t))

Le tableau V.49 résume l'ensemble des contraintes de cisaillement obtenus aux 1^{er}, 2^{eme} et 3^{eme} cycle dans les 3 essais (100,200,300kPa).

Tableau 5.27 Contraintes de cisaillement

$\sigma(kPa)$	Cycle1	Cycle2	Cycle3
	$\tau Pic (kPa)$		
100	59.86	75.16	85.76
200	117.83	147.36	161.7
300	164.95	205.4	223.97

La figure V.36 représente les enveloppes de rupture au pic.

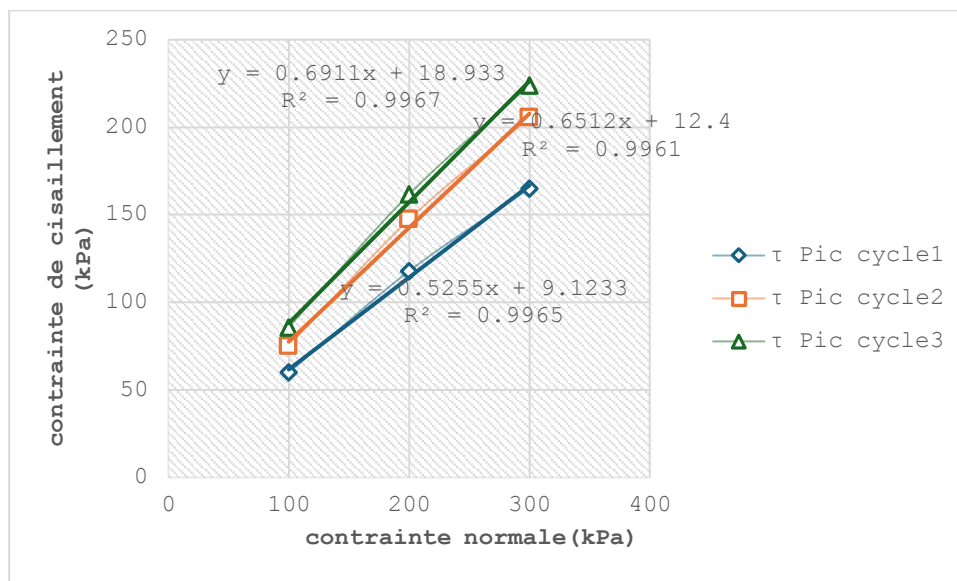


Figure 5.38 Enveloppes de rupture au pic

Le tableau V.50 montre les valeurs finales de l'angle de frottement et la cohésion qui sont Déterminés.

Tableau 5.28 Résultats de l'essai de cisaillement.

	$\phi (o)$	C(kPa)
Cycle1	27.73	9.12
Cycle2	33.08	12.4
Cycle3	34.66	18.93

5.4.2.3 Sable normalise+ Kaolinite

5.4.2.3.1 Kaolinite (5%)

Les résultats de cisaillement pour trois spécimens du même échantillon. Les essais sont réalisés dans les mêmes conditions.

• Essai 01

Pour une contrainte normale appliquée de 100 (kPa).

Les courbes de contrainte-déplacement sont illustrées à la figure V.37.

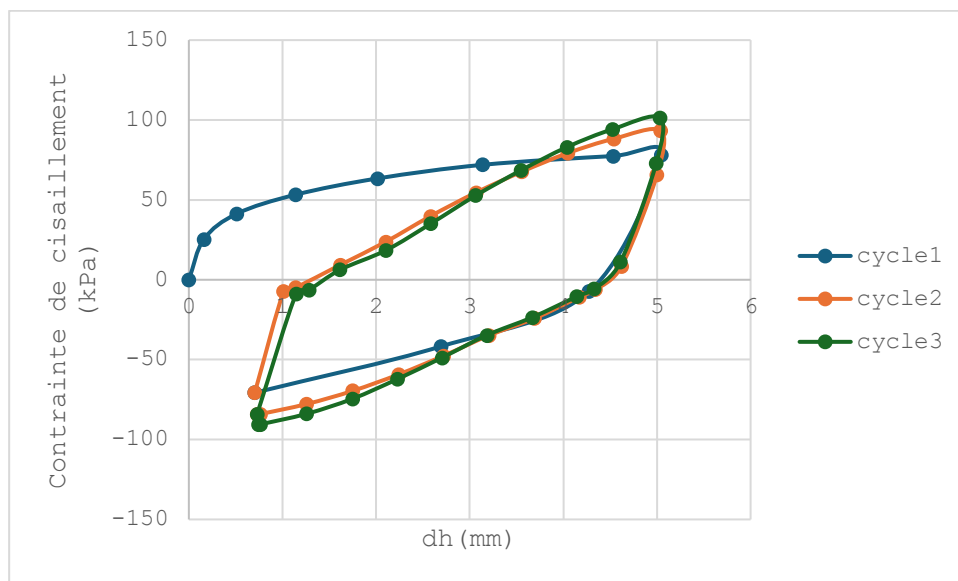


Figure 5.39 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement

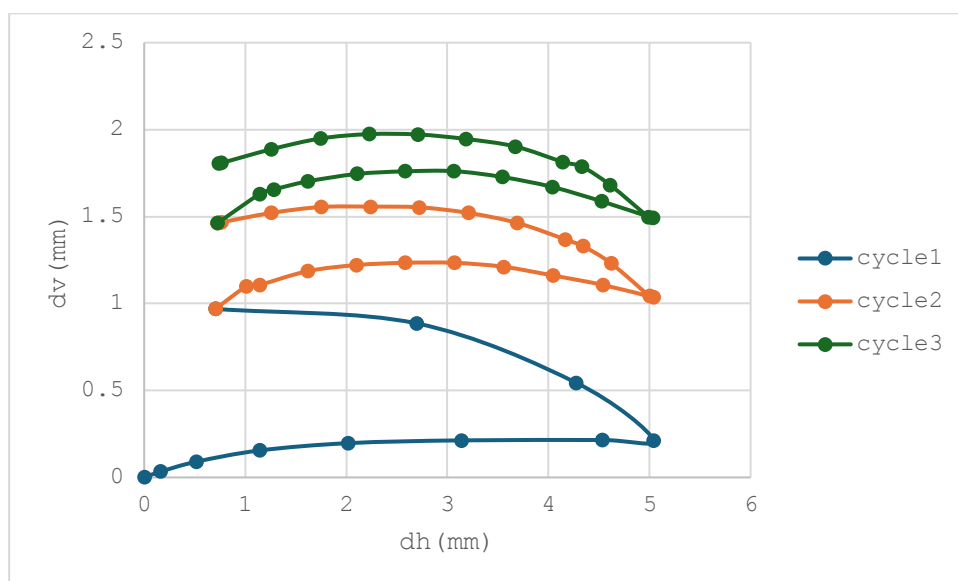


Figure 5.40 Courbes déplacement horizontale-deplacement verticale

• Essai 02

pour une contrainte normale appliquée de 200 (kPa).

Les courbes de contrainte-déplacement sont illustrées à la figure V.39.

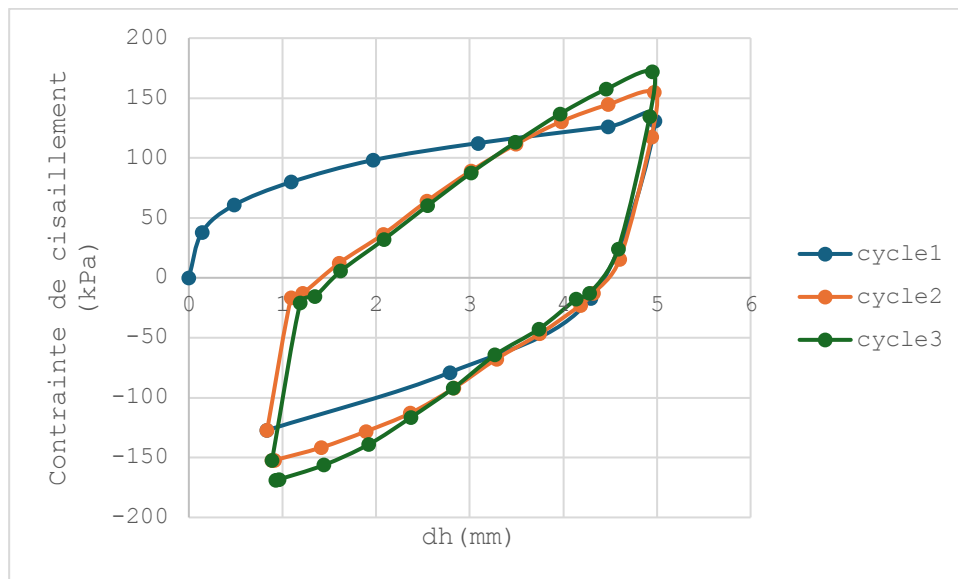


Figure 5.41 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement

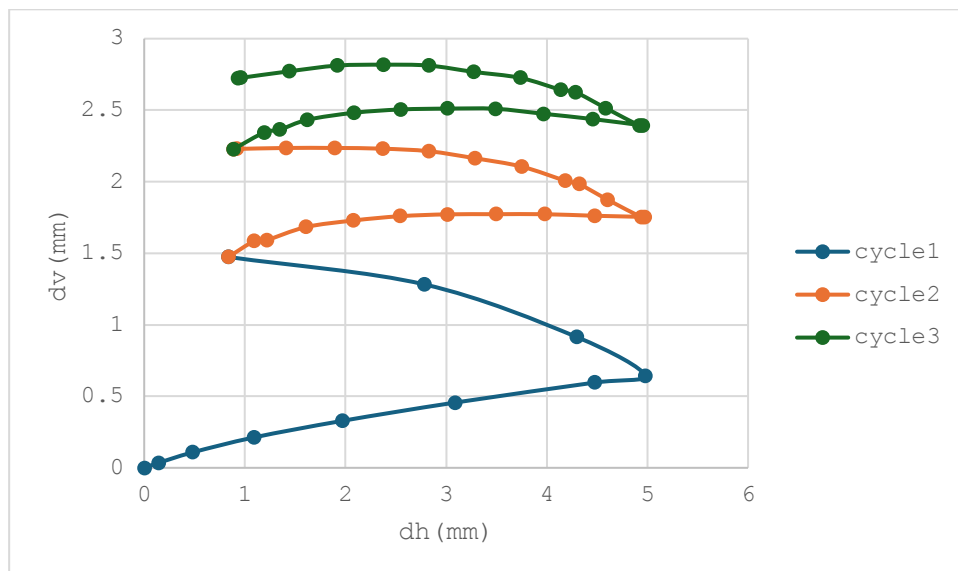


Figure 5.42 Courbes déplacement horizontal-déplacement vertical

• Essai 03

Pour une contrainte normale appliquée de 300 (kPa).

Les courbes de contrainte-déplacement sont illustrées à la figure V.41.

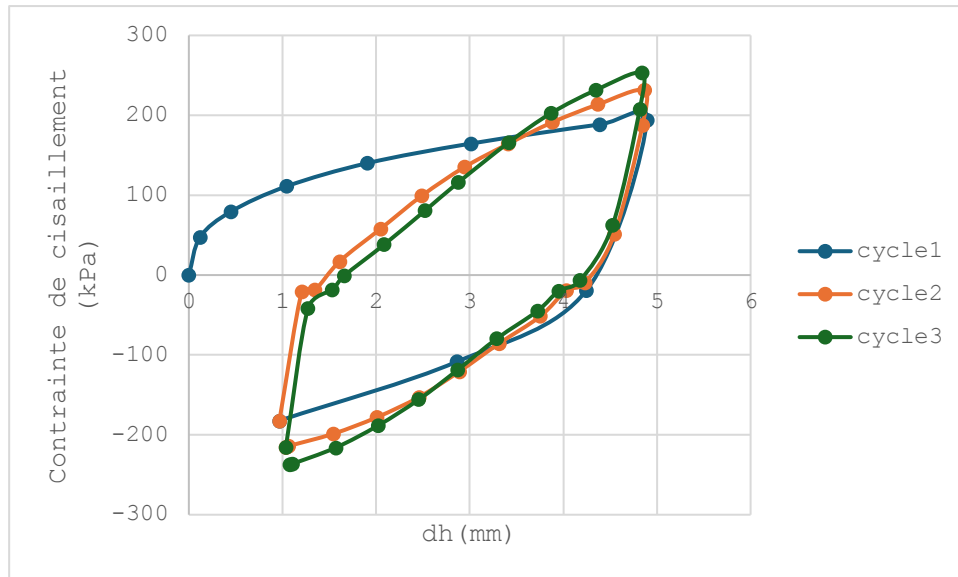


Figure 5.43 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement

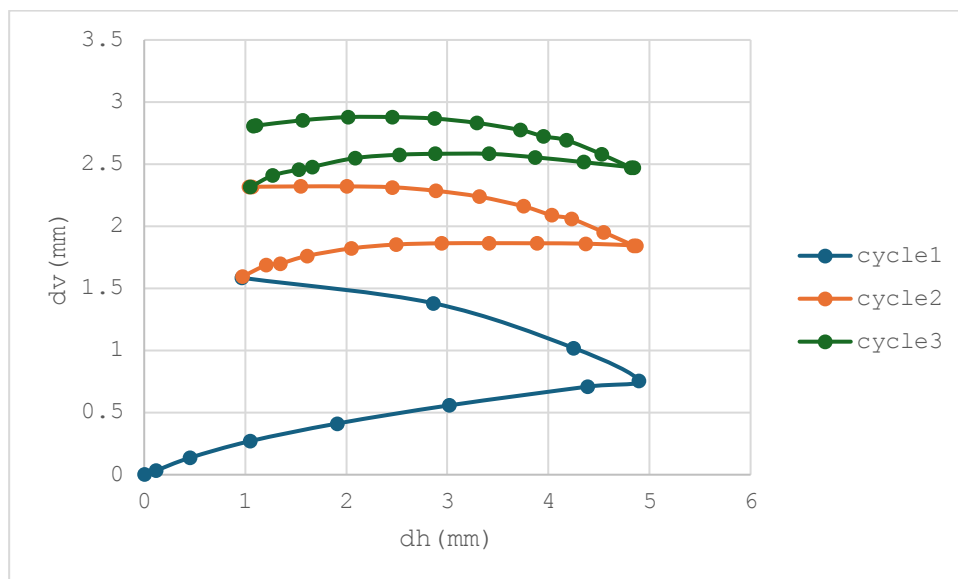


Figure 5.44 Courbes déplacement horizontale-déplacement verticale

Tableau 5.29 résultats de consolidation de 3 essais

		Dv (mm)		
mins	sqrt t	100kPa	200kPa	300kPa
0	0	0	0	0
0.25	0.5	0.008	0.019	0.023
1	1	0.018	0.034	0.043
2.25	1.5	0.027	0.043	0.054
4	2	0.034	0.052	0.063
6.25	2.5	0.038	0.059	0.07
9	3	0.042	0.064	0.075
12.25	3.5	0.045	0.067	0.081
16	4	0.049	0.07	0.085
20.25	4.5	0.052	0.072	0.087
25	5	0.054	0.074	0.089
30.25	5.5	0.056	0.074	0.09

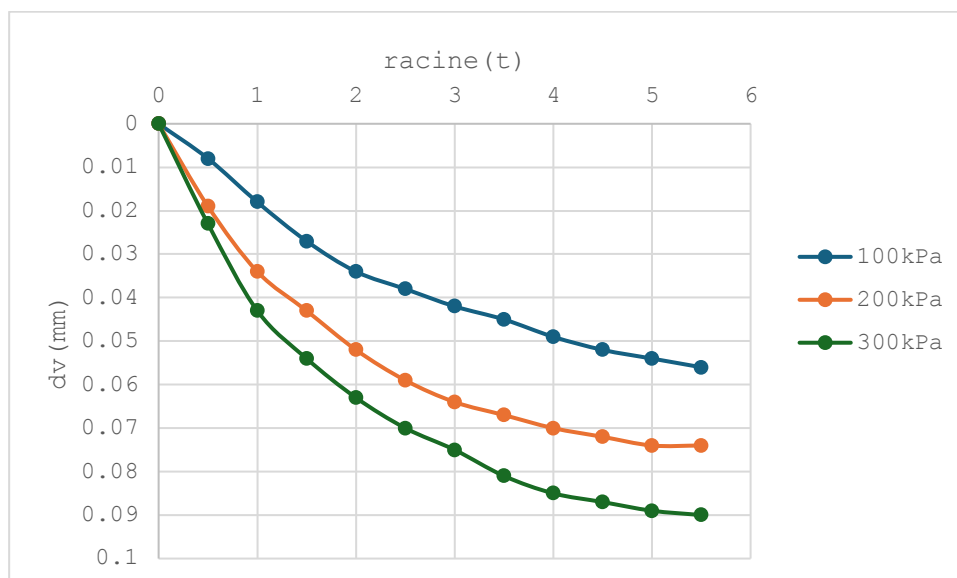


Figure 5.45 Courbe de consolidation (méthode de racine (t))

Le tableau V.61 résume l’ensemble des contraintes de cisaillement obtenus aux 1^{er}, 2^{eme} et 3^{eme} cycle dans les 3 essais (100, 200, 300kPa).

Tableau 5.30 Contraintes de cisaillement

$\sigma(kPa)$	Cycle1	Cycle2	Cycle3
	$\tau Pic (kPa)$		
100	78.13	93.29	101.39
200	130.71	154.83	172.12
300	193.9	231.38	253.2

La figure 5.43 représente les enveloppes de rupture au pic.

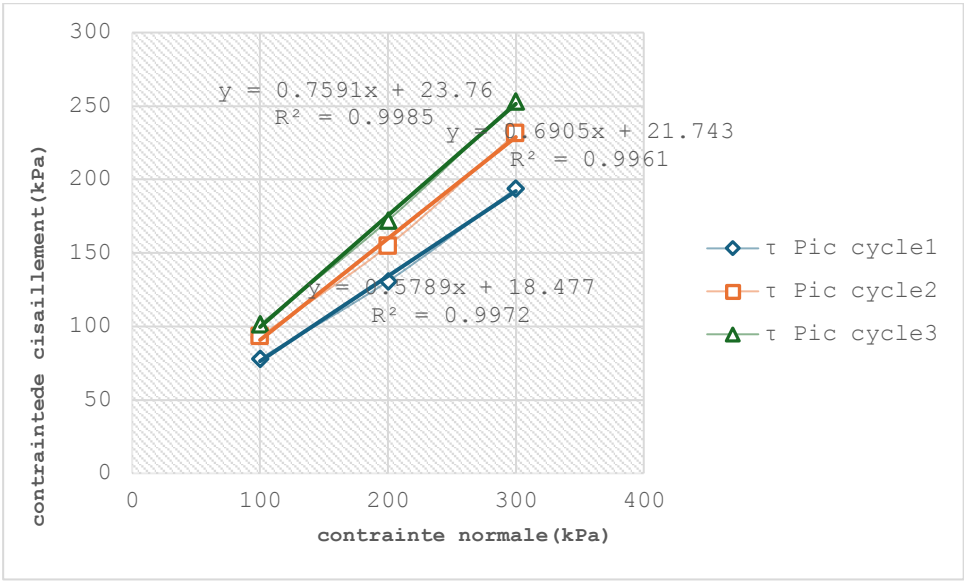


Figure 5.46 de rupture au pic

Le tableau 5.62montre les valeurs finales de l’angle de frottement et la cohésion qui sont
Déterminés.

Tableau 5.31 Résultats de l’essai de cisaillement.

	$\varphi (o)$	C (kPa)
--	---------------	---------

Cycle1	30.51	18.47
Cycle2	34.64	21.74
Cycle3	37.22	23.76

5.4.2.3.2 K(10%)

Les résultats de cisaillement pour trois spécimens du même échantillon. Les essais sont réalisés dans les mêmes conditions.

• Essai 01

pour une contrainte normale appliquée de 100 (kPa).

Les courbes de contrainte-déplacement sont illustrées à la figure 5.44.

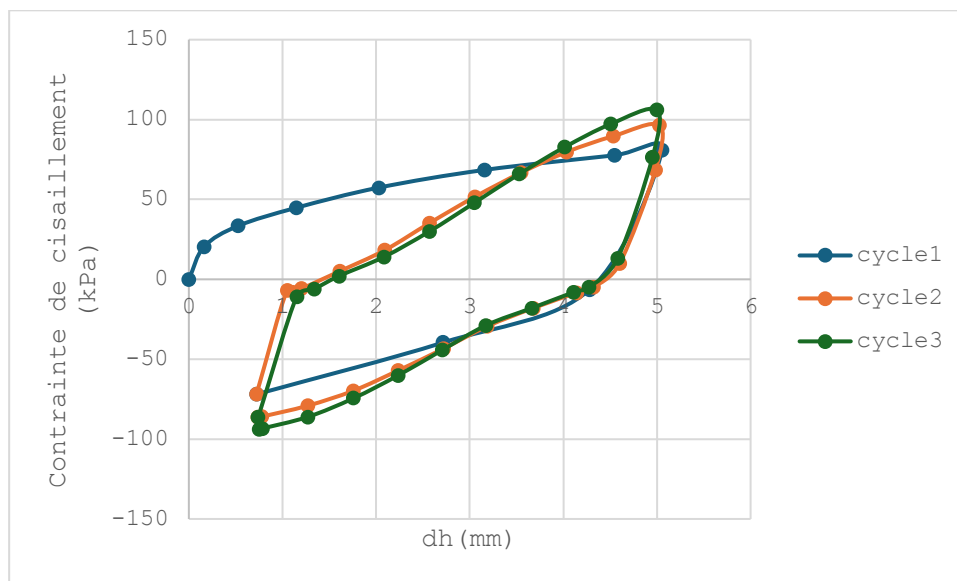


Figure 5.47 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement

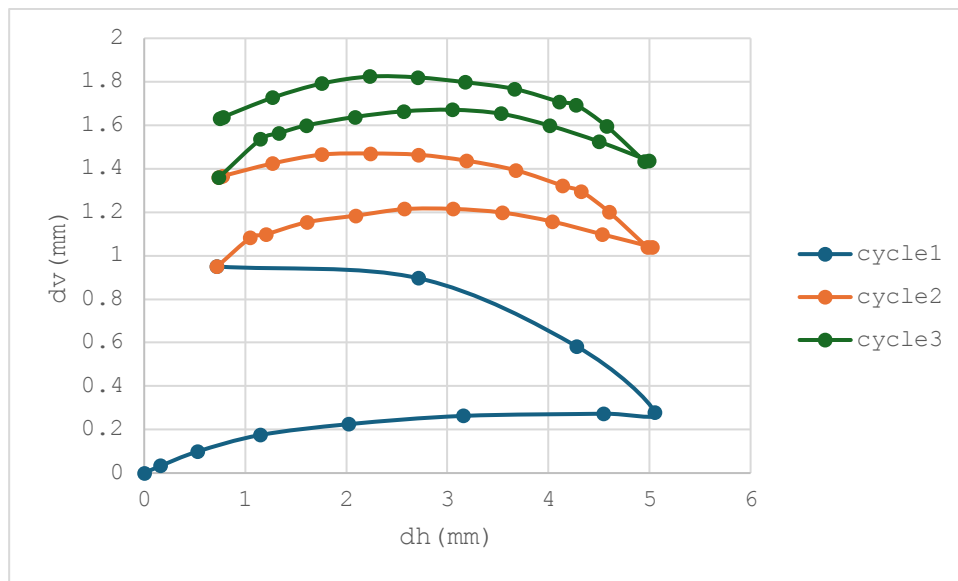


Figure 5.48 Courbes déplacement horizontal-déplacement vertical

• Essai 02

pour une contrainte normale appliquée de 200 (kPa).

Les courbes de contrainte-déplacement sont illustrées à la figure 5.46.

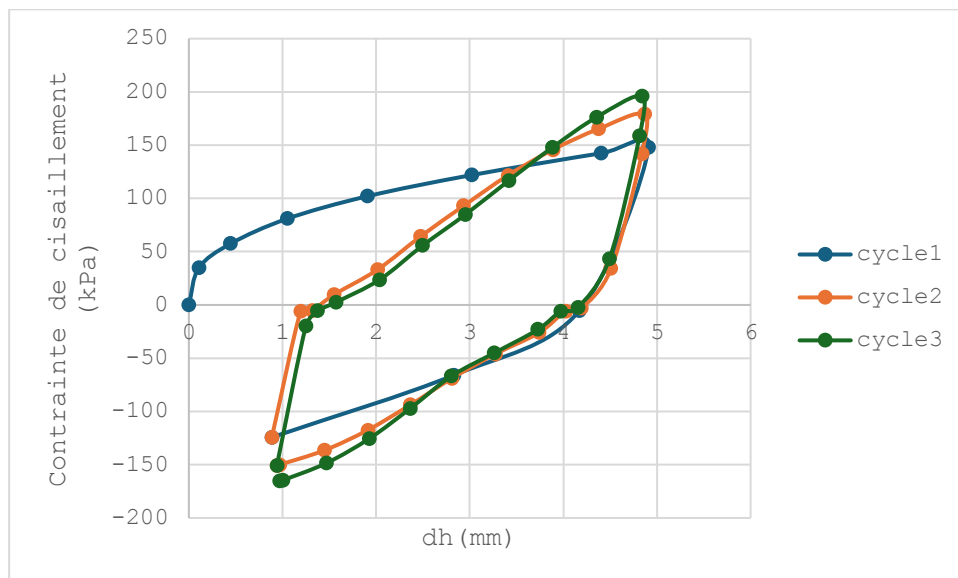


Figure 5.49 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement

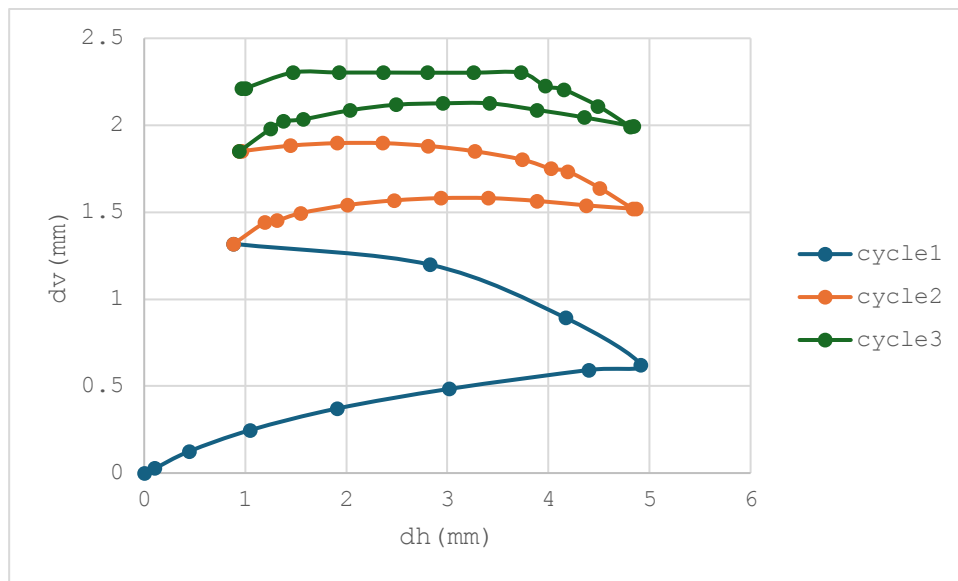


Figure 5.50 Courbes déplacement horizontal-déplacement vertical

• Essai 03

Pour une contrainte normale appliquée de 300 (kPa).

Les courbes de contrainte-déplacement sont illustrées à la figure 5.48.

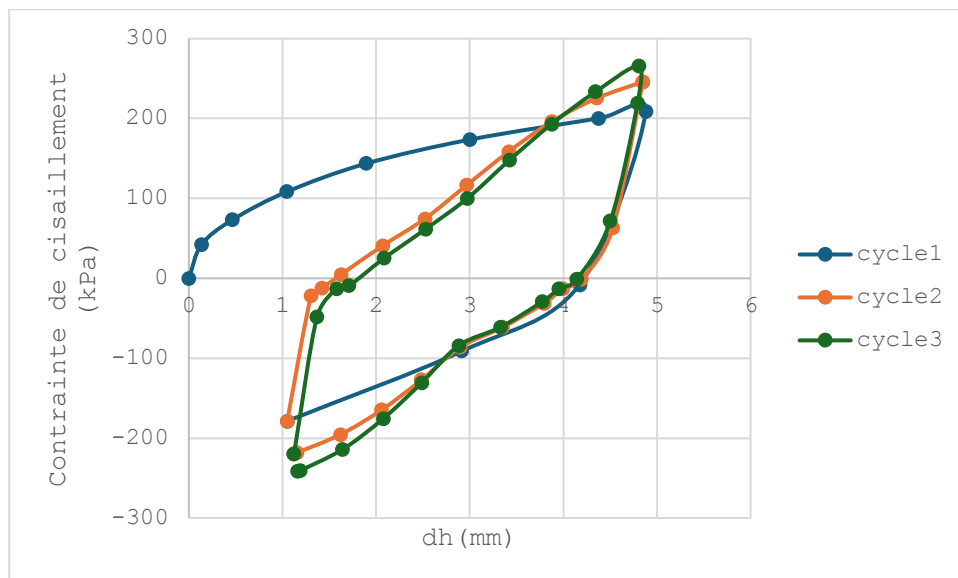


Figure 5.51 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement

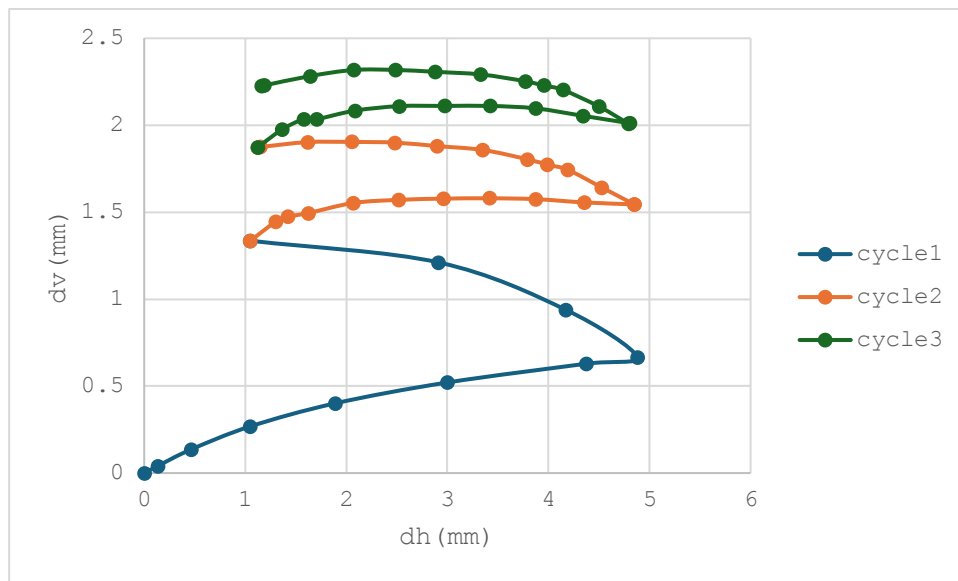


Figure 5.52 Courbes déplacement horizontale-deplacement verticale

Tableau 5.32 résultats de consolidation de 3 essais

mins	sqrt t	Dv(mm)		
		100kPa	200kPa	300kPa
0	0	0	0	0
0.25	0.5	0.012	0.019	0.023
1	1	0.025	0.032	0.043
2.25	1.5	0.033	0.042	0.057
4	2	0.041	0.05	0.067
6.25	2.5	0.048	0.056	0.076
9	3	0.053	0.061	0.083
12.25	3.5	0.058	0.065	0.088

16	4	0.062	0.07	0.093
20.25	4.5	0.067	0.075	0.098
25	5	0.07	0.079	0.101
30.25	5.5	0.072	0.081	0.103
31.133	5.579695	0.072	0.081	0.103

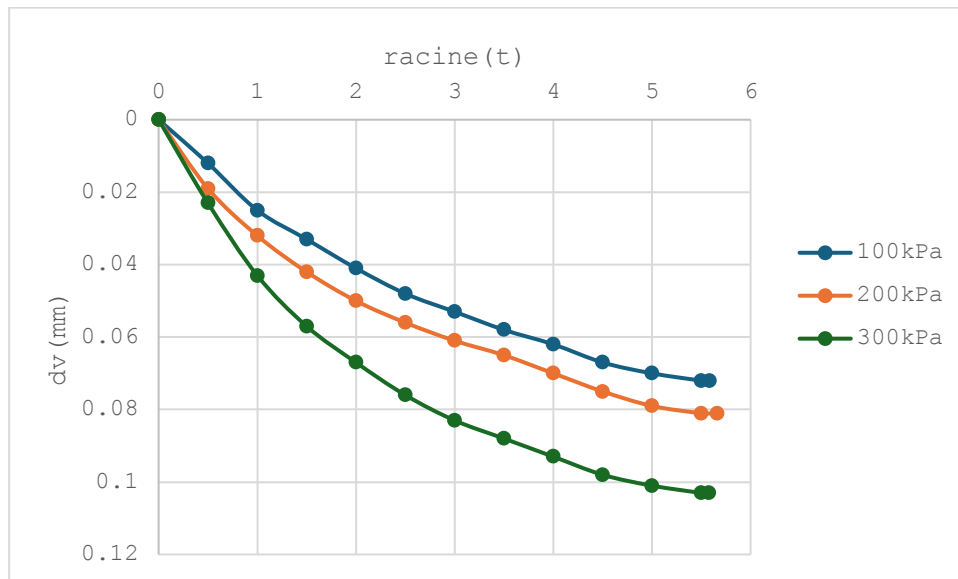


Figure 5.53 Courbe de consolidation (méthode de racine (t))

Le tableau V.73 résume l'ensemble des contraintes de cisaillement obtenus aux 1^{er}, 2^{eme} et 3^{eme} cycle dans les 3 essais (100,200,300kPa).

Tableau 5.33 Contraintes de cisaillement

$\sigma(kPa)$	Cycle1	Cycle2	Cycle3
	$\tau Pic (kPa)$		
100	80.62	96.44	106.04
200	147.96	179.2	196.27
300	208.46	245.88	265.59

La figure 5.51 représente les enveloppes de rupture au pic.

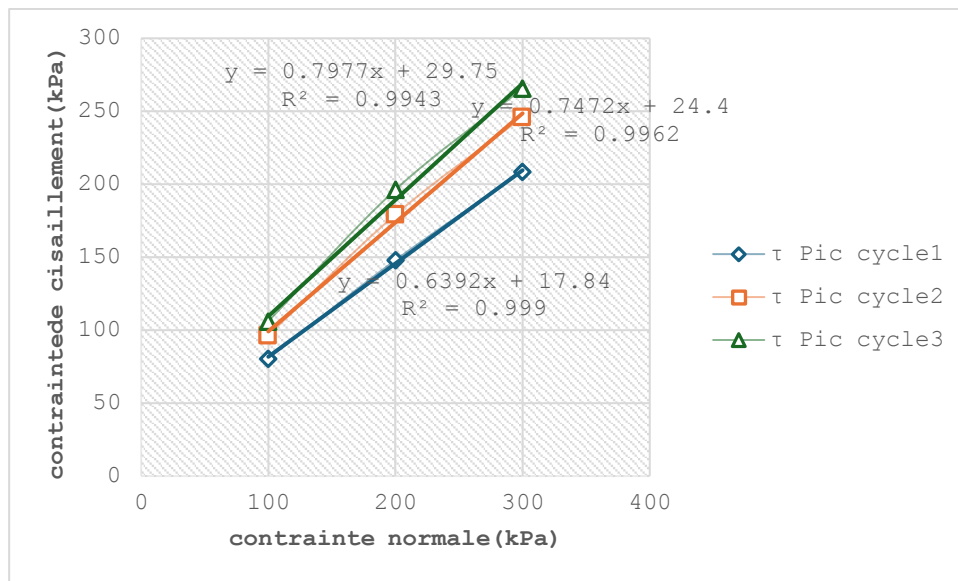


Figure 5.54 Enveloppes de rupture au pic

Le tableau 5.74 montre les valeurs finales de l'angle de frottement et la cohésion qui sont Déterminés.

Tableau 5.34 Résultats de l'essai de cisaillement.

	φ (o)	C(kPa)
Cycle1	32.60	17.84
Cycle2	36.78	24.4
Cycle3	38.59	29.75

5.4.2.3.3 Kaolinite (15%)

Les résultats de cisaillement pour trois spécimens du même échantillon. Les essais sont réalisés dans les mêmes conditions.

• Essai 01

Pour une contrainte normale appliquée de 100 (kPa).

Les courbes de contrainte-déplacement sont illustrées à la figure V.52.

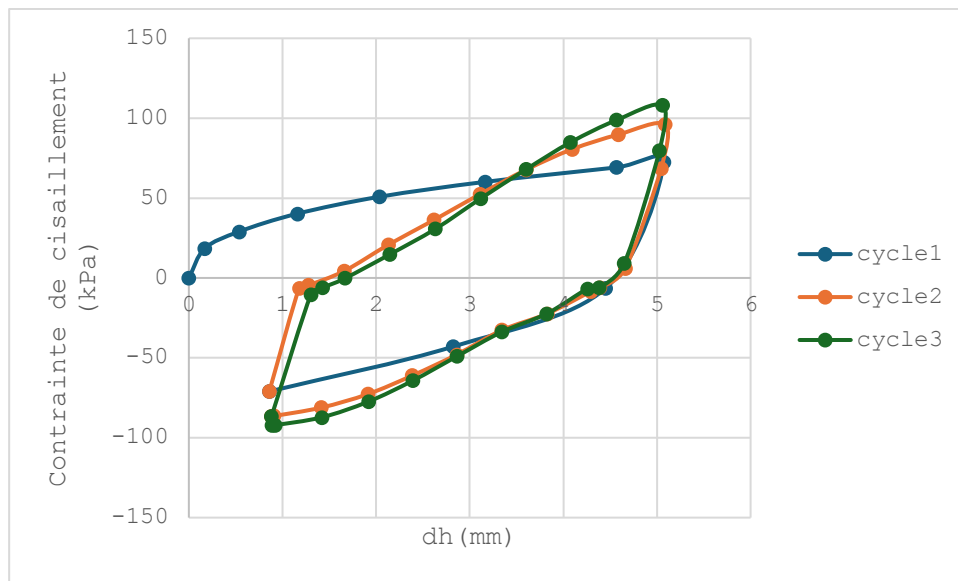


Figure 5.55 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement

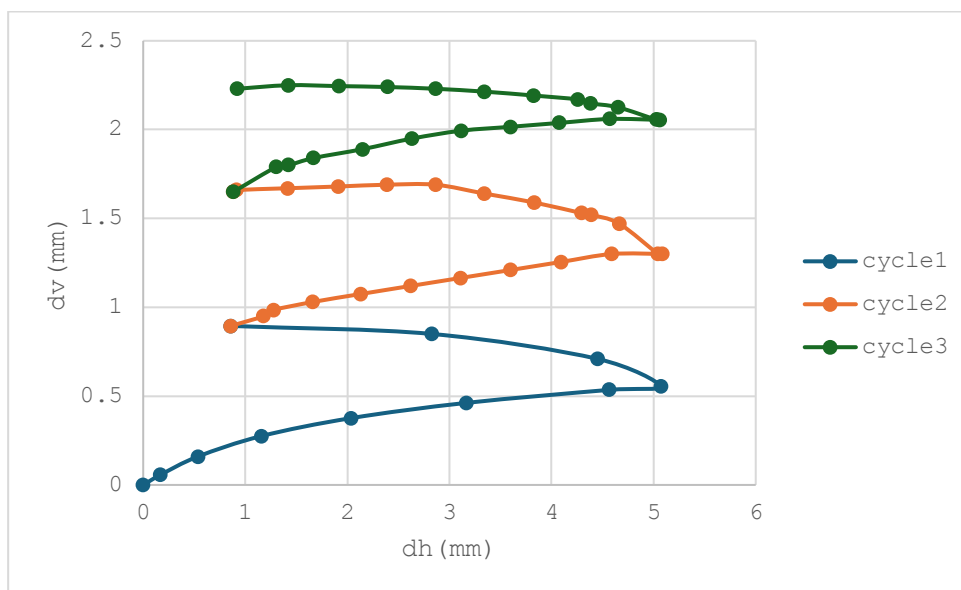


Figure 5.56 Courbes déplacement horizontal-déplacement vertical

• Essai 02

pour une contrainte normale appliquée de 200 (kPa).

Les courbes de contrainte-déplacement sont illustrées à la figure V.54.

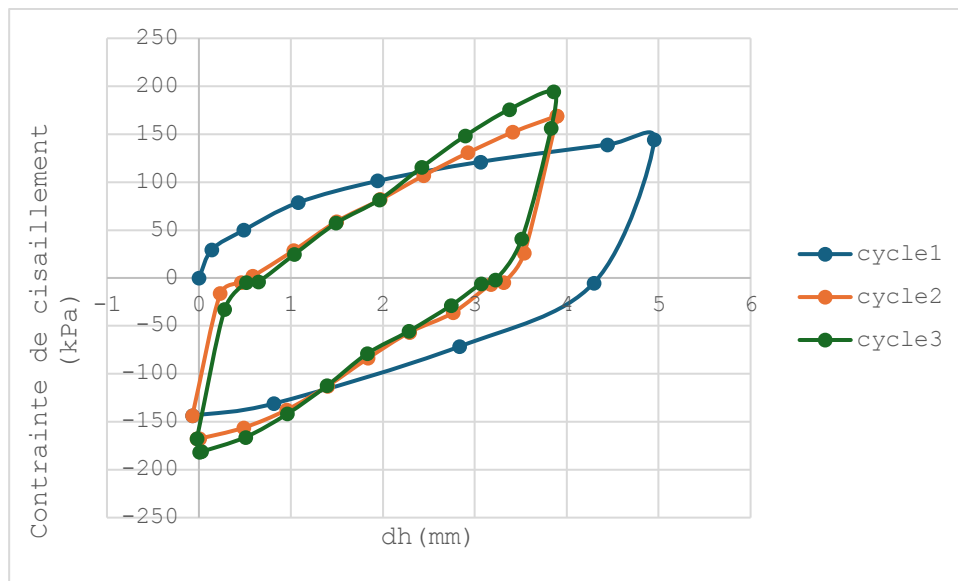


Figure 5.57 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement

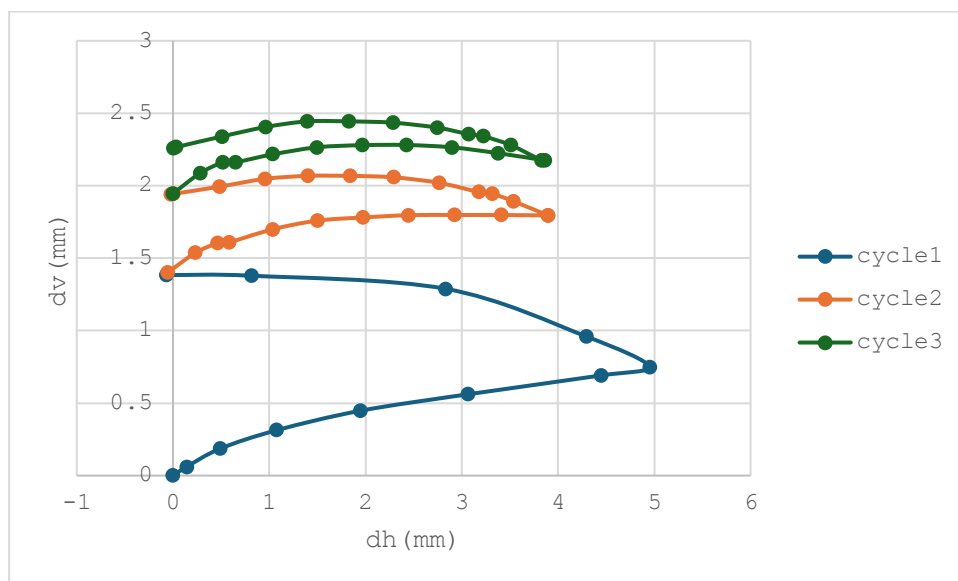


Figure 5.58 Courbes déplacement horizontale-déplacement verticale

• Essai 03

Pour une contrainte normale appliquée de 300 (kPa).

Les courbes de contrainte-déplacement sont illustrées à la figure V.56.

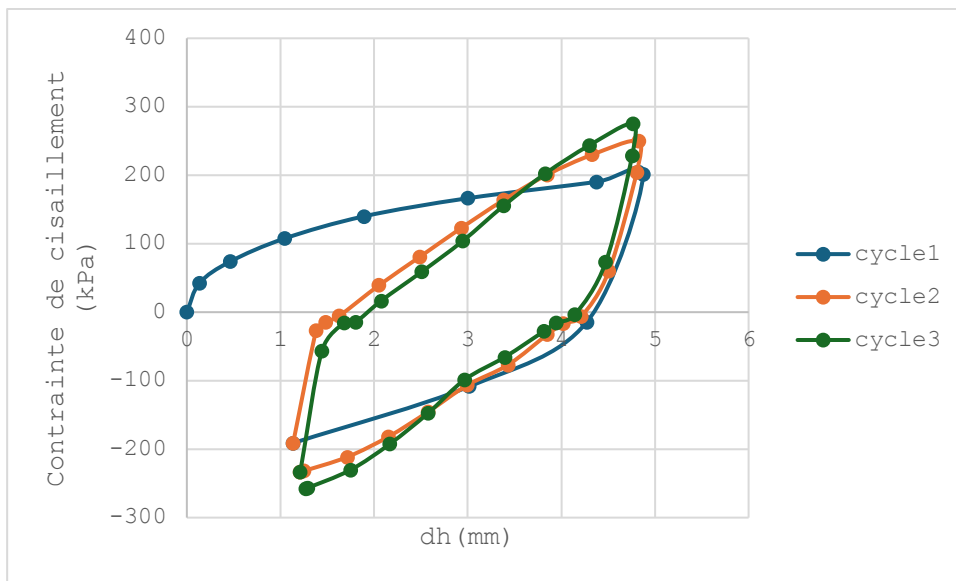


Figure 5.59 Courbes contrainte de cisaillement-Déplacement

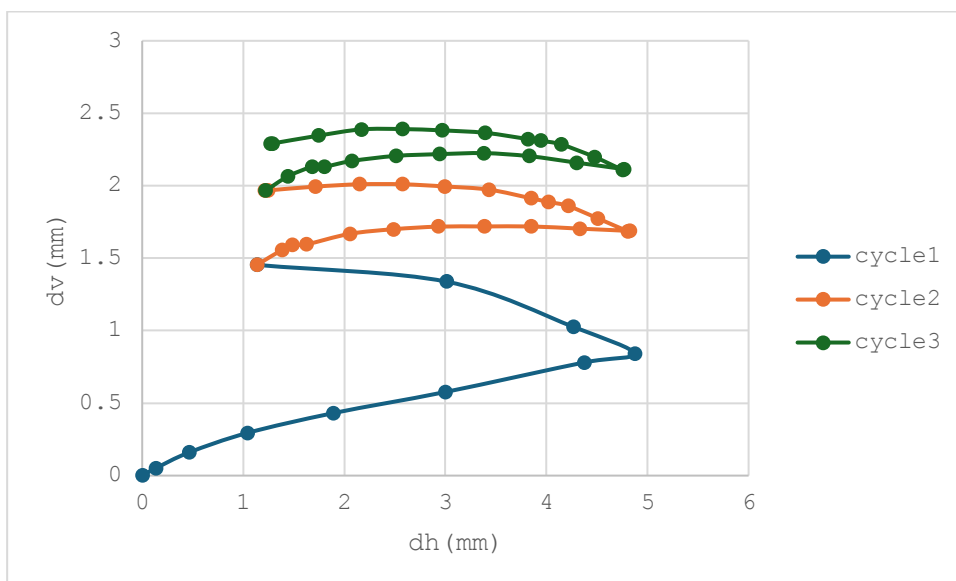


Figure 5.60 Courbes déplacement horizontale-déplacement verticale

Tableau 5.35 résultats de consolidation de 3 essais

		Dv(mm)		
mins	sqrt t	100kPa	200kPa	300kPa
0	0	0	0	0
0.25	0.5	0.02	0.029	0.029
1	1	0.04	0.045	0.051
2.25	1.5	0.053	0.06	0.068
4	2	0.066	0.075	0.085
6.25	2.5	0.075	0.085	0.094
9	3	0.081	0.094	0.103
12.25	3.5	0.087	0.102	0.11
16	4	0.093	0.108	0.117
20.25	4.5	0.099	0.113	0.121
25	5	0.104	0.118	0.125
30.25	5.5	0.108	0.121	0.128
30.267	5.501545	0.108	0	0

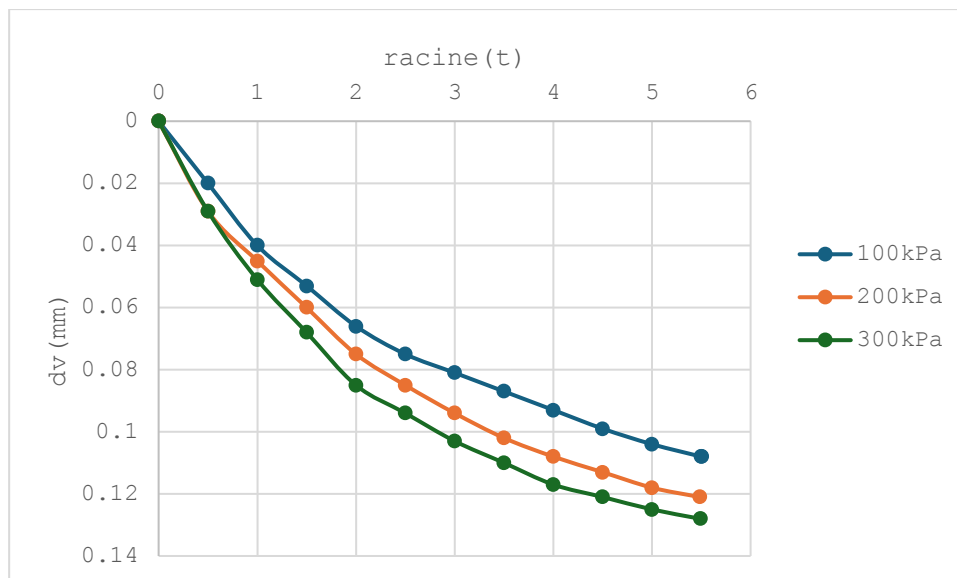


Figure 5.61 Courbe de consolidation (méthode de racine (t))

Le tableau V.85 résume l'ensemble des contraintes de cisaillement obtenus aux 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} cycle dans les 3 essais (100, 200, 300kPa).

Tableau 5.36 Contraintes de cisaillement

$\sigma(kPa)$	Cycle1	Cycle2	Cycle3
	$\tau \text{ Pic (kPa)}$		
100	72.37	96.05	108.02
200	143.93	169.09	194.53
300	201.34	249.93	275.5

La figure V.59 représente les enveloppes de rupture au pic.

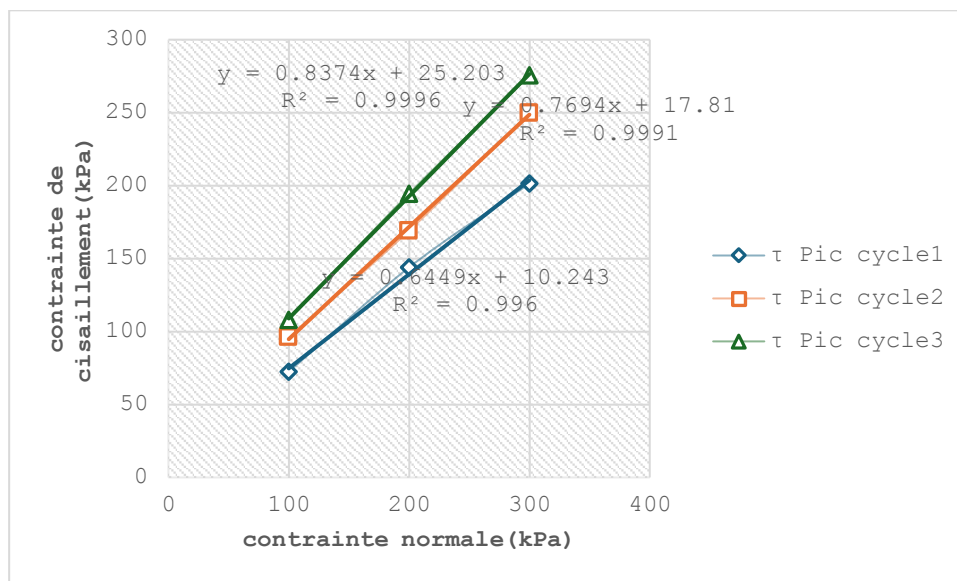


Figure 5.62 Enveloppes de rupture au pic

Le tableau V.86 montre les valeurs finales de l'angle de frottement et la cohésion qui sont Déterminés.

Tableau 5.37 Résultats de l'essai de cisaillement.

	ϕ (o)	C (kPa)
Cycle1	32.83	10.24
Cycle2	37.59	17.81
Cycle3	39.96	25.20

5.5 Conclusion

Les essais de cisaillement réalisés ont permis d'analyser le comportement mécanique de différents types de sols. La comparaison entre la terre de Tebessa et le sable normalisé a révélé des différences notables en termes de résistance au cisaillement. Par ailleurs, l'ajout progressif de kaolinite au sable a montré une influence significative sur les paramètres de cisaillement, notamment la cohésion et l'angle de frottement interne. Ces résultats expérimentaux constituent une base essentielle pour la modélisation numérique et la compréhension du rôle des particules fines dans le renforcement ou l'affaiblissement du sol.

***Chapitre 6 :
Modélisation numérique
de l'essai de
cisaillement direct par la
méthode des éléments
discrets***

Chapitre 6

Modélisation numérique de l'essai de cisaillement direct par la méthode des éléments discrets

6.1 Introduction :

Dans la méthode des éléments finis (FEM), les sols ont été modélisés comme un continuum. Les sols étant des matériaux granulaires composés d'un grand nombre de particules, la FEM ne peut pas évaluer le comportement du sol au niveau des particules, où les particules tournent et les déplacements entre les particules sont importants. Cundall et Strack ont proposé en 1979 la Méthode des Éléments Discrets (DEM) pour étudier le comportement des matériaux granulaires au niveau des particules. Un nombre limité d'études ont utilisé la DEM pour simuler et étudier le comportement des interfaces sol-structure (Jensen et al. (1999, 2001), Frost et al. (2002), et Martinez et Frost (2017)). La formation de la zone de cisaillement entre le sol granulaire et le matériau structural a également été simulée en utilisant la DEM par Wang et al. (2007). Leur étude a confirmé les résultats d'investigations antérieures par Uesugi (1988), Hu et Pu (2004), DeJong et al. (2006), et DeJong et Westgate (2009) sur la formation d'une zone de cisaillement avec une épaisseur allant jusqu'à 8–10 fois les diamètres des particules à la zone de contact entre les sols granulaires et les surfaces structurales. Bien que la DEM présente certaines limites concernant le nombre de particules à simuler et la calibration du modèle, Elle offre des données essentielles pour comprendre la mécanique des interfaces entre le sol et les structures granulaires, ainsi que les divers facteurs qui affectent le comportement de ces zones critiques, qui ne peuvent être capturés par la FEM ou même en laboratoire. Des investigations supplémentaires sur le comportement des interfaces en utilisant la DEM sont encore nécessaires et, heureusement, les capacités de la DEM se sont largement améliorées ces dernières années. Ainsi, la méthode DEM et l'interface sol-structure granulaire pourraient constituer un sujet intéressant pour de futures recherches.

6.2 Méthode des éléments discrets :

Cundall et Strack (1979) présentent la formulation fondamentale de la Méthode des Éléments Discrets (DEM), qui repose sur une approche de sphères déformables. Cette méthode considère explicitement les particules individuelles dans un matériau granulaire et leurs interactions (O'Sullivan, 2011). Elle résout la loi du mouvement de Newton pour contraindre les particules à se déplacer vers de nouvelles positions.

Chapitre 6

Modélisation numérique de l'essai de cisaillement direct par la méthode des éléments discrets

Une fois les particules créées, les contacts entre elles sont détectés à chaque itération. Ces contacts transmettent les forces et les moments agissant sur les particules en raison de la gravité ou des collisions (Williams et al. 1985). Une fois les forces et les moments connus, la vitesse, le déplacement et la rotation des particules peuvent être calculés.

La forme des particules est l'une des caractéristiques les plus importantes contrôlant la réponse des matériaux granulaires (Cho et al. 2006), et dans le cas des simulations numériques utilisant la DEM, elle doit être correctement capturée si la méthode est utilisée comme outil prédictif (Lu et al. 2015). Les sphères sont couramment utilisées dans les simulations, ce qui est avantageux en raison de l'efficacité de la détection des contacts, ce qui influence à son tour le temps de simulation. Il est connu que le comportement global peut diverger des résultats expérimentaux lorsque des sphères sont utilisées dans les simulations (Coetzee, 2017). Par conséquent, les modèles disponibles utilisent soit des particules non sphériques sous forme de grappes (clumps) (Tolomeo et McDowell, 2022 ; Suhr et Six, 2022), soit sous forme de blocs (Block) définis comme des polyèdres fermés (Moncada et al. 2023 ; Liu et al. 2023), soit appliquent un moment pour résister au roulement des particules au contact (O'Sullivan, 2011). Ce moment résiste au roulement et simule l'effet d'enchevêtrement observé chez les grains réels. Cette étude utilise le modèle de contact linéaire de résistance au roulement basé sur le modèle de Iwashita et Oda, implémenté dans le logiciel commercial Particle Flow Code (PFC3D), pour modéliser les interactions des particules (Itasca, V.6.0). Le modèle de résistance au roulement a été choisi car il est le modèle le plus simple capable de capturer la réponse réelle du matériau granulaire via un proxy de la forme des particules.

6.3 Itasca PFC6.0 (particle flow code)

PFC (Particle Flow Code) est un cadre de modélisation à éléments distincts (DEM) polyvalent, disponible en versions bidimensionnelle et tridimensionnelle (PFC2D et PFC3D, respectivement). La suite PFC inclut à la fois PFC2D et PFC3D. PFC2D peut également être acheté séparément.

Chapitre 6

Modélisation numérique de l'essai de cisaillement direct par la méthode des éléments discrets

PFC (Particle Flow Code) simule des matériaux synthétiques constitués d'un ensemble de particules rigides de tailles variées qui interagissent entre elles lors des contacts. Ces particules modélisent à la fois des matériaux granulaires et solides. Les modèles PFC permettent de simuler indépendamment le mouvement (translation et rotation) ainsi que l'interaction des particules rigides, lesquelles échangent des forces et des moments internes lors des contacts. Les particules peuvent être représentées sous différentes formes, telles que des disques en 2D, des sphères en 3D, des "grappes" rigides de disques ou de sphères, ainsi que des polygones convexes en 2D ou des polyèdres en 3D. La mécanique des contacts repose sur des lois d'interaction qui actualisent les forces et moments internes. PFC propose seize modèles de contact intégrés, tout en offrant la possibilité d'ajouter des modèles personnalisés définis par l'utilisateur (UDMs) programmés en C++.

La version PFC6.0 inclut divers modèles de contact, qui sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6.1 Les modèles adoptés dans le logiciel PFC3D

Modèle de contact	description
Null	est le modèle de contact par défaut, sans interaction mécanique. Aucune force ni moment n'est généré.
Linear contact model	Le modèle linéaire reproduit le comportement mécanique d'une interface infinitésimale, élastique linéaire et frictionnelle qui supporte une force ponctuelle. L'interface ne résiste pas à la rotation relative, et des amortisseurs visqueux optionnels peuvent être activés.
Linear bond model	Le modèle de liaison de contact linéaire fournit le comportement d'une interface infinitésimale, élastique linéaire, et soit frictionnelle, soit liée, qui supporte une force ponctuelle et ne résiste pas à la rotation relative.
Linear Parallel Bond	Le modèle de liaison parallèle linéaire fournit le comportement force-déplacement d'un matériau cimentaire de taille finie déposé entre deux pièces à proximité de l'emplacement du contact, agissant en parallèle avec un modèle linéaire.
Soft-bond	Semblable au modèle de liaison parallèle linéaire, mais avec l'ajout d'un paramètre de ramollissement qui permet de

Chapitre 6 Modélisation numérique de l'essai de cisaillement direct par la méthode des éléments discrets

	modifier la rigidité dans le régime de défaillance en traction, permettant une dégradation de la rigidité en traction en fonction de l'allongement croissant de la liaison.
Linear rolling resistance	Basé sur le modèle linéaire mais incorporant un couple agissant sur les pièces en contact pour résister au mouvement de roulement dans les applications granulaires.
Adhesive Rolling Resistance Linear	Basé sur le modèle de résistance au roulement linéaire, auquel est ajouté un composant adhésif. La cohésion provient d'une attraction à courte portée, qui est une approximation linéaire de la loi de force de van der Waals.
Flat Joint	Un contact de joint plat simule le comportement d'une interface entre deux surfaces notionnelles, chacune étant rigidement connectée à une boule ou un caillou. Les surfaces notionnelles sont appelées faces, qui sont des lignes (PFC2D) ou des disques (PFC3D).
Smooth Joint	Le modèle de joint lisse simule le comportement d'une interface indépendamment des orientations locales des contacts des particules le long de l'interface. Le comportement d'un joint frictionnel ou lié peut être modélisé en attribuant des modèles de joint lisse à tous les contacts entre particules situées des côtés opposés du joint.
Hertz	Le modèle de contact Hertz dans PFC consiste en une formulation non linéaire basée sur une approximation de la théorie de Mindlin et Deresiewicz.
Hysteretic	Le modèle de contact hystérétique dans PFC combine la portion élastique du modèle Hertz comme décrit dans le document sur le modèle de contact Hertz, avec un groupe alternatif d'amortisseurs consistant en un élément viscoélastique non linéaire dans la direction normale.
Burger's	Simule les mécanismes de fluage en utilisant un modèle Kelvin et un modèle Maxwell connectés en série dans les directions normale et de cisaillement.

Chapitre 6 Modélisation numérique de l'essai de cisaillement direct par la méthode des éléments discrets

6.4 Le modèle de contact de résistance au roulement (Rolling resistance cocntactmodel RSCM)

Le modèle de contact de résistance au roulement (avec des particules simples) a été utilisé. La résistance au roulement est appliquée en ajoutant un coefficient de frottement au roulement aux contacts entre les particules modélisées, comme le montre la Figure 6.1. Comparé au modèle de contact linéaire largement utilisé, ce modèle est plus performant pour offrir une représentation réaliste des assemblages en restreignant la rotation relative des particules.

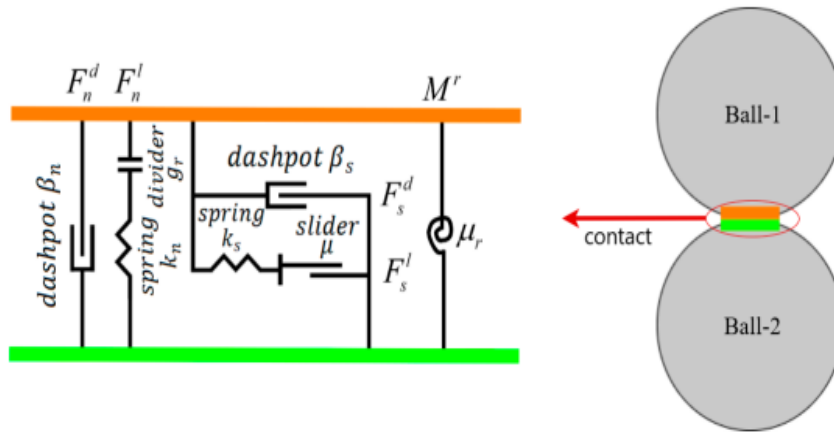


Figure 6.1 Rolling resistance contact model RSCM

Le modèle de contact de résistance au roulement dans PFC3D est basé sur le modèle linéaire mais inclut un mécanisme de résistance au roulement. La loi force—déplacement pour le modèle linéaire de résistance au roulement met à jour la force et le moment de contact comme suit :

Ici, F_n^d désigne la force linéaire, F_n^l désigne la force d'amortissement, et M^r désigne le moment de résistance au roulement. Les forces linéaire et d'amortissement sont mises à jour de la même manière que dans le modèle linéaire, tandis que la résistance au roulement est mise à jour en suivant les étapes ci-dessous. Tout d'abord, le moment de résistance au roulement est incrémenté comme suit :

Où $\Delta \theta$ est l'incrément de rotation relative et k_r est la rigidité de la résistance au roulement, défini comme suit : Avec d_c est le diamètre effectif de contact, défini comme suit : et μ_r est le coefficient de frottement au roulement.

Chapitre 6 Modélisation numérique de l'essai de cisaillement direct par la méthode des éléments discrets

sont les rayons des particules en contact. Si un côté du contact est un mur, le rayon correspondant :

La magnitude du moment de résistance au roulement mis à jour est ensuite vérifiée et comparée au seuil limite :

Le couple limite est défini :

Où μ est le coefficient de résistance au roulement et F_n est la force normale linéaire.

6.5 Le processus de la modélisation :

- Créer la boîte de cisaillement.
- Créer le matériau granulaire en utilisant de sphères.
- Appliquer la contrainte de consolidation.
- Initier le cisaillement en imposant une vitesse linéaire au demi boîte supérieur.

6.5.1 Création de la boîte de cisaillement :

La boîte de cisaillement est générée à l'aide de la commande <Wall create>, en spécifiant la longueur et la hauteur de chaque demi-botte, de manière à obtenir des dimensions globales de 30 x 30 x 30 mm³. Des parois horizontales sont placées au centre des extrémités de la boîte afin d'empêcher les sphères (ou grains) de s'échapper pendant l'opération de cisaillement. La figure 6.2 montre une vue des parois générées :



Figure 6.2 état initial (vue des parois générées)

Chapitre 6

Modélisation numérique de l'essai de cisaillement direct par la méthode des éléments discrets

6.5.2 Création du matériau granulaire :

Pour la génération des sphères, la commande de porosité de PFC a été utilisée. Cette commande permet d'atteindre la porosité cible en générant aléatoirement des sphères dans une boîte spécifiée, sans tenir compte des chevauchements. Le modèle de contact linéaire avec résistance au roulement inclus dans PFC2D a été sélectionné pour définir les contacts locaux entre sphères (sphère–sphère et sphère–mur), afin de prendre en compte la rugosité des grains (l'effet de la forme des particules). Plusieurs calculs ont été nécessaires pour atteindre un état d'équilibre. Étant donné que l'on s'intéresse à la configuration finale, un coefficient d'amortissement local a été défini pendant cette simulation afin d'éliminer efficacement l'énergie cinétique du système. Les grains sont simulés par des sphères ayant un diamètre similaire à celui du matériau servant de support pour la partie expérimentale, ainsi que par ses



caractéristiques (porosité, densité, etc.). La figure 3 montre une vue des matériaux granulaire généré :

Figure 6.3 état de chargement (load) (vue des matériaux granulaire généré)

6.5.3 Application de la contrainte de consolidation :

Après l'atteinte de l'équilibre, une contrainte normale prédéfinie a été appliquée sur la paroi supérieure de la boîte de cisaillement jusqu'à ce que l'échantillon soit consolidé à l'aide d'un mécanisme de chargement à servocommande. Ce mécanisme contrôle la vitesse de la paroi supérieure jusqu'à ce que la force de réaction dans la direction verticale sur cette paroi atteigne les valeurs de contrainte cibles utilisées

Chapitre 6 Modélisation numérique de l'essai de cisaillement direct par la méthode des éléments discrets

dans les essais en laboratoire (100 kPa, 200 kPa et 300 kPa). La figure 6.4 montre une vue de la boîte durant la phase de consolidation opérée par le mur supérieur de demi-botte supérieur :



Figure 6.4 vue de la boîte durant la phase de consolidation opérée par le mur supérieur de demi-botte supérieur

6.5.4 Initiation de cisaillement :

Enfin, le processus de cisaillement a commencé une fois la consolidation terminée. Un déplacement a été imposé sur la moitié supérieure à une vitesse de chargement constante de 0,01 mm/s afin d'atteindre un déplacement horizontal cible de 6 mm. La figure 6.5 montre une vue de la boîte durant la phase de cisaillement.



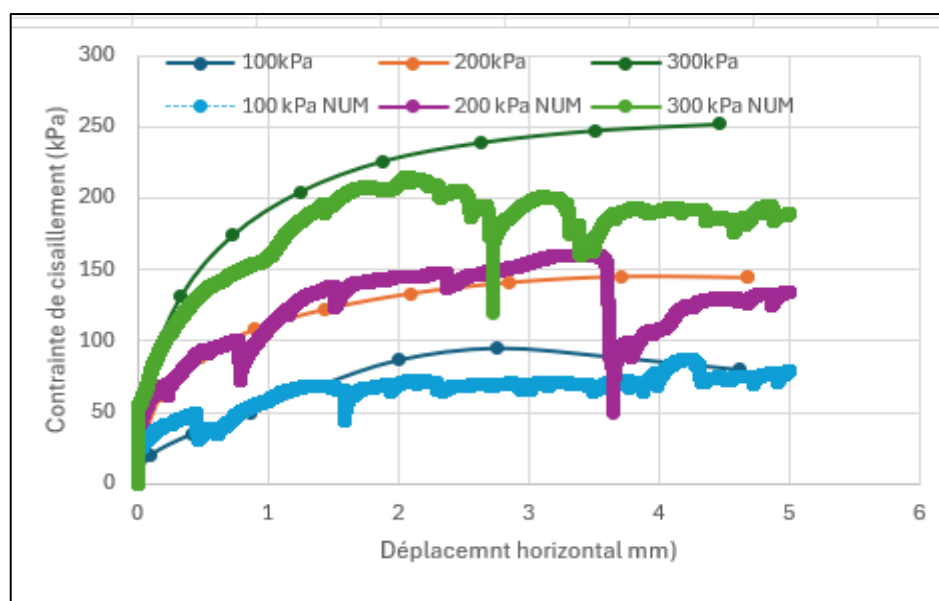
Figure 6.5 vue de la boîte durant la phase de cisaillement

Chapitre 6 Modélisation numérique de l'essai de cisaillement direct par la méthode des éléments discrets

Tableau 6.2 Les paramètres calibrés du modèle :

Paramètres calibrés	Essai de cisaillement
Effective modulus E: ball-ball	1E8
Effective modulus E: ball-Wall	4E8
Normal stiffness to shear stiffness ratio K_n/K_s : ball-ball	1
Normal stiffness to shear stiffness ration K_n/K_s : ball-wall	1
Particules size distribution	1.2 – 2.0 mm
Density	2600 kg/m ³
Porosité	0.30
Dumping : Ball Ball	0.7
Dumping :Ball Wall	0.7
Friction coefficient : Ball Ball	0.3
Friction coefficient : Ball Wall	0
Rolling résistance coefficient	0.4

6.5.5 Analyse des résultats :



Chapitre 6 Modélisation numérique de l'essai de cisaillement direct par la méthode des éléments discrets

Figure 6.6 comparaison des courbes (Sable de Tébéssa)

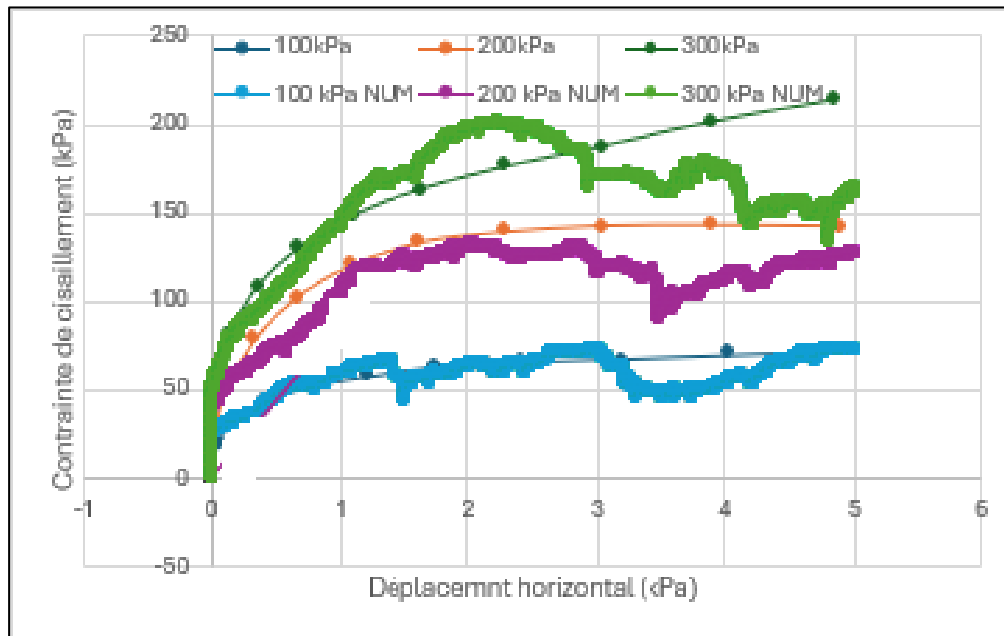


Figure 6.7 comparaison des courbes(Sable normalisé)

Commentaire :

Les courbes présentent d'abord une tendance croissante avant de se stabiliser autour de 2 mm. La forme d'une courbe, qu'elle corresponde à un matériau granulaire dense ou lâche, est déterminée lors de la phase de préparation du matériau. Pour obtenir une courbe représentant un matériau dense, le coefficient de frottement entre les grains est fixé à une valeur nulle ou proche de zéro. En revanche, pour simuler un matériau lâche, ce coefficient est généralement fixé à 0,3 ou plus. Dans notre cas, une valeur de 0,3 a été utilisée lors de la préparation.

Il a été observé que, pour des contraintes normales appliquées de 100 kPa et 200 kPa, la courbe numérique correspond bien à la courbe expérimentale. Toutefois, sous une contrainte normale de 300 kPa, les deux courbes coïncident jusqu'à un déplacement de 2 mm ; au-delà, la courbe expérimentale continue à croître tandis que la courbe numérique diminue légèrement avant de se stabiliser.

Chapitre 6

Modélisation numérique de l'essai de cisaillement direct par la méthode des éléments discrets

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté une modélisation numérique d'une partie du travail expérimental portant sur le sable de Tébessa et le sable normalisé, en utilisant la méthode des éléments discrets. Une revue de cette méthode a été présentée, accompagnée de la présentation du modèle linéaire de résistance au roulement entre les grains, utilisé principalement pour simuler l'effet d'enchevêtrement observé entre les grains dans des conditions réelles.

Les différentes phases de l'étude — préparation du matériau granulaire, consolidation et cisaillement — ont également été décrites. Les résultats obtenus montrent un bon accord entre les simulations numériques et les données expérimentales pour les contraintes normales de 100 kPa et 200 kPa. Toutefois, pour une contrainte de 300 kPa, les courbes numérique et expérimentale coïncident jusqu'à un déplacement de 2 mm ; au-delà, la courbe expérimentale continue de croître, tandis que la courbe numérique diminue légèrement avant de se stabiliser.

Conclusion général

Conclusion général

Ce travail de recherche a permis d'approfondir la compréhension du comportement au cisaillement des sols à granulométrie grossière, à travers une approche intégrée combinant l'expérimentation en laboratoire et la modélisation numérique. Dès le premier chapitre, les bases théoriques ont été posées afin de cadrer l'étude dans son contexte géotechnique, en mettant l'accent sur les particularités des sols granulaires et sur la pertinence de la méthode de cisaillement direct.

L'identification et la classification des sols, abordées dans le deuxième chapitre, se sont révélées fondamentales pour appréhender les paramètres influençant leur résistance mécanique. Ces éléments ont constitué un socle indispensable pour l'interprétation des résultats expérimentaux et numériques.

L'étude approfondie du critère de Mohr-Coulomb, combinée à la présentation des différents appareils de cisaillement, a permis dans le troisième chapitre de mieux cerner les mécanismes de rupture dans les sols. L'utilisation du dispositif AUTOSHEAR, décrite dans le quatrième chapitre, a offert une précision et une répétabilité élevées dans les mesures expérimentales, renforçant ainsi la fiabilité des données recueillies.

Les essais présentés dans le cinquième chapitre ont mis en évidence l'influence des caractéristiques granulométriques et de la présence de particules fines (comme la kaolinite) sur la résistance au cisaillement. La comparaison entre différents matériaux (terre de Tébessa, sable normalisé, mélanges) a enrichi la compréhension du comportement des sols soumis au cisaillement.

Enfin, la modélisation numérique réalisée via le logiciel PFC, exposée dans le sixième chapitre, a confirmé, dans une large mesure, les observations expérimentales, tout en soulignant certaines limites inhérentes à la simulation, notamment à fortes contraintes. Cette approche numérique s'est avérée être un outil complémentaire pertinent pour l'analyse du comportement des sols granulaires, en particulier dans les études paramétriques et la visualisation des interactions entre grains.

En somme, cette étude met en lumière la complexité du comportement des sols granulaires et l'importance de recourir à une approche pluridisciplinaire pour en saisir toutes les nuances. Elle ouvre également la voie à des recherches futures, notamment sur l'optimisation des mélanges de différents sols pour des applications

Conclusion général

spécifiques, et sur l'amélioration des modèles numériques pour mieux capter les phénomènes non linéaires observés à grande déformation.

*Références
Bibliographiques*

Références Bibliographiques

1. Terzaghi K. Theoretical Soil Mechanics. New York: Wiley; 1943.
2. Coulomb C. Essai sur une application des règles des maximes de la mécanique à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture. Mémoires de mathématique et de physique ; 1776.
3. Lambe TW, Whitman RV. Soil Mechanics. New York : Wiley ; 1969.
4. Das BM. Principles of Geotechnical Engineering. 6th ed. Thomson ; 2005.
5. Holtz RD, Kovacs WD, Sheahan TC. An Introduction to Geotechnical Engineering. 2nd ed. Pearson ; 2010.
6. Cundall PA, Strack ODL. A discrete numerical model for granular assemblies. Geotechnique. 1979 ;29(1) :47–65.
7. Zhao J, Guo N, Rouainia M. Micromechanical analysis of particle breakage of granular materials. Int J Numer Anal Methods Geomech. 2013 ;37(15) :2136–2152.
8. Wang Y, Han G, Zhang D. DEM study on direct shear behavior of granular materials considering particle shape. Powder Technology. 2019 ;342 :876–887.
9. Wood DM. Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics. Cambridge University Press ; 1990.
10. Mitchell JK, Soga K. Fundamentals of Soil Behavior. 3rd ed. Wiley ; 2005.
11. Skempton AW. The pore-pressure coefficients A and B. Géotechnique. 1954 ;4(4) :143–147.
12. Bishop AW, Henkel DJ. The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test. London: Edward Arnold; 1962.
13. Atkinson JH, Bransby PL. The Mechanics of Soils: An Introduction to Critical State Soil Mechanics. McGraw-Hill ; 1978.
14. Terzaghi K, Peck RB, Mesri G. Soil Mechanics in Engineering Practice. 3rd ed. Wiley ; 1996.
15. Liu C, Evett JB. Soils and Foundations. 7th ed. Pearson ; 2010.
16. Head KH. Manual of Soil Laboratory Testing. Vol. 3: Effective Stress Tests. John Wiley & Sons; 1994.
17. ASTM D3080 / D3080M-11. Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. ASTM International ; 2011.

Références Bibliographiques

18. Lade PV. Static instability and liquefaction of loose fine sandy slopes. *J Geotech Eng ASCE*. 1992 ;118(1) :51–71.
19. Mohamad H, Dobry R. Undrained monotonic and cyclic triaxial strength of sand. *J Geotech Eng ASCE*. 1986 ;112(9) :941–958.
20. Tatsuoka F, Shibuya S. Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests. *Proceedings of 9th Asian Regional Conference on SMFE* ; 1991.
21. Ishihara K. *Soil Behavior in Earthquake Geotechnics*. Oxford University Press ; 1996.
22. Bolton MD. The strength and dilatancy of sands. *Géotechnique*. 1986 ;36(1) :65–78.
23. Vermeer PA, de Borst R. Non-associated plasticity for soils, concrete and rock. *HERON*. 1984 ;29(3) :1–64.
24. Duncan JM, Chang CY. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *J Soil Mech Found Div ASCE*. 1970 ;96(5) :1629–1653.
25. Roscoe KH, Burland JB. On the generalized stress-strain behaviour of 'wet' clay. *Engineering Plasticity*. 1968 :535–609.
26. Bjerrum L. Problems of soil mechanics and construction on soft clays. *Proc. 8th ICSMFE* ; 1973.
27. Leroueil S, Vaughan PR. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. *Géotechnique*. 1990 ;40(3) :467–488.
28. Vardoulakis I, Sulem J. *Bifurcation Analysis in Geomechanics*. London : Blackie Academic & Professional ; 1995.
29. Brinkgreve RBJ, Broere W, Waterman D. *PLAXIS 2D – Manual*. Delft University of Technology & PLAXIS bv; 2002.
30. Andrade JE, Tu X. Multiscale framework for behavior prediction in granular media. *J Mech Phys Solids*. 2009 ;57(6) :989–1006.
31. Guo N, Zhao J. A coupled FEM/DEM approach for hierarchical multiscale modelling of granular media. *Int J Numer Meth Eng*. 2014 ;99(11) :789–818.
32. Terzaghi K. *Theoretical Soil Mechanics*. Wiley ; 1943.
33. Casagrande A. Classification and identification of soils. *Trans ASCE*. 1948 ;113 :901–930.

Références Bibliographiques

34. Tatsuoka F, Shibuya S, Kuwano R. Recent advances in laboratory stress–strain testing of geomaterials. Proc. 14th ICSMGE ; 1997.
35. Nova R, Wood DM. A constitutive model for sand in triaxial compression. Int J Numer Anal Methods Geomech. 1979 ;3(3) :255–278.
36. Pastor M, Herreros MI, Fernandez Merodo JA. A general framework for the formulation of constitutive models for soils. Comput Geotech. 1990 ;10(4) :243–273.
37. Das, B.M. (2010). *Principles of Geotechnical Engineering*. 7th Edition, Cengage Learning.
38. Bourdeau Y. Le comportement des alluvions du Rhône dans une grande boîte de cisaillement direct. Revue Française de géotechnique. 1997(79) :45-57.
39. Kokusho T. Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range. Soils and foundations. 1980 Jun 15 ;20(2) :45-60.
40. Chambon G, Corfdir A, Lerat P, Schmittbuhl J. ESSAIS D'INTERFACE SOL/STRUCTURE UTILISANT L'APPAREIL DE CISAILLEMENT SIMPLE ANNULAIRE SOIL/STRUCTURE INTERFACE TESTS USING SIMPLE ANNULAR SHEAR APPARATUS.
41. Ait Taleb A. Evaluation de la dégradation chimique des granulats schisteux à l'essai oedométrique et à la boîte de cisaillement (Doctoral dissertation, Université Mouloud Mammeri TiziOuzou).
42. Bahda F. Etude du comportement du sable à l'appareil triaxial : expérience et modélisation (Doctoral dissertation, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées).
43. Arab A, Shahrour I. ETUDE EN LABORATOIRE DE L'AMELIORATION DES SOLS PAR L'AUGMENTATION DE LA DENSITE RELATIVE. InSICZS_2010" Symposium International sur la Construction en Zone Sismique Université Hassiba Benbouali de Chlef (Algérie) 2010 Oct (pp. 26-27).
44. Oudin H. Méthode des éléments finis (Doctoral dissertation, Ecole Centrale de Nantes).
45. Jerier JF. Modélisation de la compression haute densité des poudres métalliques ductiles par la méthode des éléments discrets (Doctoral dissertation, Université Joseph-Fourier-Grenoble I).

Références Bibliographiques

46. Azevedo NM, Lemos JV. Hybrid discrete element/finite element method for fracture analysis. *Computer methods in applied mechanics and engineering*. 2006 Jul 1 ;195(33-36) :4579-93.
47. [47] Braja M. Das, *Principles of Geotechnical Engineering*, 9th Edition, Cengage Learning, 2018.
- [48] Lambe, T.W. and Whitman, R.V., *Soil Mechanics*, Wiley, 1969.
- [49] Mitchell, J.K., and Soga, K., *Fundamentals of Soil Behavior*, 3rd Edition, Wiley, 2005.
48. [50] Terzaghi, K., Peck, R.B., and Mesri, G., *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 3rd ed., Wiley, 1996.
- [51] Budhu, M., *Soil Mechanics and Foundations*, 3rd ed., Wiley, 2011.
- [52] Craig, R.F., *Soil Mechanics*, 8th Edition, Spon Press, 2004.
- [53] Grim, R.E., *Clay Mineralogy*, 2nd Edition, McGraw-Hill, 1968.
- [54] Mitchell, J.K., *Fundamentals of Soil Behavior*, Wiley, 1976.
- [55] Meunier, A., *Clays*, Springer-Verlag, 2005.
- [56] Holtz, R.D., Kovacs, W.D., and Sheahan, T.C., *An Introduction to Geotechnical Engineering*, 2nd ed.,
49. [57] Delage, P., *Cours de Mécanique des sols*, École des Ponts ParisTech, 2015.
- [58] LCPC-SETRA, *Guide des Terrassements Routiers*, Ministère de l'Équipement, Édition 1992.
- [59] Balossi-Restelli, F., *Terrassements et sols*, Presses des Ponts, 2004.
50. [60] Lambe, T.W., & Whitman, R.V., *Soil Mechanics*, Wiley, 1969.
- [61] Das, B.M., *Principles of Geotechnical Engineering*, Cengage Learning, 2013.
51. [61] Braja M. Das, *Geotechnical Engineering Handbook*, Cengage Learning, 2011.
- [63] AFNOR, *NF P94-057 – Analyse granulométrique par sédimentation*, 1992.
- [64] Chapuis, R.P., *Cours de mécanique des sols – Granulométrie et essais de laboratoire*, Polytechnique Montréal, 2014.
52. [65] Atterberg, A., *Die plastizität der tone*, Internationale Mitteilungen für Bodenkunde, 1911.
- [66] Casagrande, A., *Classification and identification of soils*, Proceedings

Références Bibliographiques

- of the ASCE, 1948.
- [67] Fèvre, F., & Pelletier, M., *Caractérisation des argiles par l'essai au bleu de méthylène*, Revue Française de Géotechnique, 1983.
- [68] AFNOR, *NF P94-068 – Détermination de la valeur au bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux*, 1998.
53. [69] SETRA-LCPC, *Guide pour l'identification des sols en laboratoire*, 1992.
- [70] AFNOR, *NF P 18-598 – Essai d'équivalent de sable*, 1990.
- [71] Terzaghi, K. & Peck, R. B., *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 3rd ed., Wiley, 1996.
54. [72] <https://images.app.goo.gl/16HQWeLhrjZM1W5F7>
55. [73] <https://www.slideserve.com/vesta/cours-ctn-504-m-canique-des-sols>
56. [74] http://moodle.insa-toulouse.fr/file.php/301/content/mcyr/chapitre_1-proprietes_physiques_des_sols.pdf
57. [75] Hebib, Rafik. (2021). Tracés linéaires et matériaux. 10.13140/RG.2.2.36361.21608.
58. [76] NF p11 300
59. [77] Hadji, Riheb. (2020). Cours Mécanique des Sols (MDS).
60. [78] Dr. Mme Boutahir Née Bencheikh Messaouda.(2017-2018). Polycopié