الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Republique Algerienne Democratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة الشهيد الشيخ العربي التبسي – تبسة

Université Echahid Cheikh Larbi Tébessi – Tébessa –

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **Master Académique**

En : Filière

Spécialité : Géotechnique

Par : Rabhi Zahia

Sujet

Comportement mécanique des résidus de mine de fer sous essai œdométrique cyclique et monotones à des niveaux de contrainte élevés

Présenté et soutenu publiquement, le 11 / 06 / 2025 , devant le jury composé de :

Mr Fares Abd el hafide	Grade	Président
MELAOUI Rachida	Grade	Rapporteur
Dr Boufarhe Rafike	Grade	Examinateur 1

Promotion : 2024/2025

الاهداء

{وقُلِ اِعْمَلُوا فَسَيَرَى اللهُ عَمَلَكُمْ وَرَسُولَهُ والْمُؤمِنُونَ وسَتُرَدُونَ اِلَى عَالِمِ الغَيْبِ والشَهَادة فَيُنَبِئَكُمْ بِمَا كُنْتُمْ تَعْمَلُونْ}

سورة التوبة الآية105

فالحمد لله الذي بفضله تتحقق الغايات من بعد الاستعانة به وانهاء الدرب بتوفيقه وتحقيق الحلم بفضله.

لم تكن الرحلة قصيرة ولا الطريق محفوف بالتسهيلات.

فالحمد لله الذي يسر لي البدايات وبلغني النهايات.

بفضله وكرمه.

الى العزيز الذي حملت اسمهُ فخرا والى من كلله الله بالهيبة والوقار الى من حصد الأشواك عن دربي وَزَرَعَ لِي الرَاحَة بدلًا مِنهَا

الى ابي

لم يحني ظهر ابي ما كان يحمله لكن لي يحملني من أجلي أحدب.

فشكرا لكونك ابي.

والى من علمتني الاخلاق قبل ان اتعلمها، الى الجسر الصاعد بي الى الجنة.

الى الأيدي الخفية التي ازالت عن طريقي العقبات ومن ظلت دعواتها تحمل اسمي ليلا نهارا.

امي محبوبتي وملهمتي.

الى من شددت عضدي به فكان ينبوع ارتوي منه الى خبرة ايامي وصفوتها.

الى من افاضني بمشاعره ونصائحه المخلصة،

قرة عيني حسام ع الى .

لكل من كان سندا وعونا في هذا الطريق أخواتي وأخي وصديقتي الوفية ورفيقة سنيني جهينة دلول .

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, je tiens d'abord à remercier Dieu pour m'avoir donné la force et la patience pour venir à bout de cette mémoire.

C'est un grand sentiment de satisfaction et de bonheur qui m'anime, et que je voudrais légitimement partager avec tous ceux qui m'ont soutenu de près ou de loin par leurs conseils, leurs aides et leurs encouragements.

Je tiens à exprimer ma gratitude à mon encadreur de mémoire Malaoui.R professeur à l'université de Tébessa pour avoir eu confiance en moi, pour ses orientations qui ont éclairci la marche de mes travaux et qui m'ont soutenu au cours de mon temps de doute.

Ensuite, nous tenons fort spécialement de remercier le monsieur Abdel Hafid Farees et Ali Fernane professeur à l'université de Tébessa, ACHI Souad Ingénieurs au laboratoire de l'université de Tébessa et ingénieurs de mine de Ouenza, pour son enthousiaste et pour ses conseils scientifiques, ils ont pu rendre l'apprentissage et la pratique de la Génie Civil très agréable, bien qu'avec la difficulté de nos personnages.

Listes des notations et symboles

$W_{(\%)}$: Teneur en eau.

Cc : Coefficient de courbure.

Cu : Coefficient d'uniformité.

ρ_s : poids spécifique.

ρ : Densité apparente.

Dr : densité relative

W_n : Teneur en eau naturelle.

W_L : Limite de liquidité.

W_P : Limite de plasticité.

Ip : Indice de plasticité.

I_C : l'indice de consistance

VBS : Valeur de bleue de méthylène.

Φ : Angel de frottement.

C : Cohésion.

F : La charge maximale appliquée au cours de l'essai (en KN)

E : Module d'élasticité [MPa].

V : La vitesse de propagation [m/s].

g : Accélération de la pesanteur (9,81 m/s²).

e : Indice des vides.

e_{max} : Pourcentage de vides à l'état désintégré (densité la plus faible).

e_{min} : La proportion de vides dans l'état compact (densité la plus élevée).

D : Diamètre effectif.

γ_s : Poids spécifique des grains du sol.

γ_d : Densité sèche.

$M2$: Poids totale humide.

$M1$: Poids de la tare.

$M3$: Poids sec.

σ_c : La pression de consolidation

E_{oed} : Le module œdométrique.

Cg : Coefficient de gonflement.

Cc : Coefficient de compression.

ΔH : La variation de la hauteur.

$a_{v:}$: Coefficient de compressibilité.

mv: : Coefficient de compressibilité volumétrique.

h_s : hauteur des grains solides.

H_0 : hauteur d'échantillon initiale.

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre1 : Géologie de mine d'Ouenza.	
Tableau 1.1: Indiquant les distances et les prestations disponibles dans les localités avoisinant Ouenza.	7
Tableau 1.2 : Types de gisements de fer, caractéristiques et minéraux associés.	21
Tableau 1.3 : Comparaison entre les méthodes modernes et anciennes d'extraction du minerai de fer.	25
Tableau 1.4 : Production Minière en Algérie en 2013-2014 (Données ORGM).	26
Tableau1.5 : Les impacts de la pollution sur la santé humaine et l'environnement.	31
Chapitre2 : Comportement mécanique des sols grenus.	
Tableau 2.1: Classification GTR des sols.	38
Tableau 2.2: Classification GTR des sols fins.	39
Tableau 2.3: Classification GTR des sols sableux ou graveleux, avec fines.	40,41
Tableau 2.4: Classification GTR des sols comportant des fines et des gros éléments.	41
Tableau 2.5: Classification GTR des sols comportant insensibles à l'eau.	41
Tableau 2.6: Classification L.P.C des sols grenus.	43
Tableau 2.7: Classification L.P.C des sols organique.	45
Chapitre3: Utilisation des remblais.	
Tableau 3.1: Classification des remblais hydrauliques en fonction du pourcentage de fines.	58
Chapitre 4 : Étude Expérimentale.	
Tableau4.1 : programme des essais de caractérisation.	71
A-Caractérisation physique	
Tableau 4.2: granulométries du sol par tamisage.	73
Tableau4.3 : résultats d'essai Sédiment métrie.	77
Tableau 4.4: Résultat l'essai de Poids spécifique de sol.	83
Tableau 4.5: Classification de l'indice de	88
Tableau4.6 : Classification de sol par valeur de bleu de méthylène.	90
Tableau 4.7: Classification de sol par **PH.**	92
Tableau 4.8: Synthèse des résultats obtenus.	93

B-Caractérisation mécanique.	
Tableau 4.1: Charges appliquées sur les éprouvettes en Kg/cm² et KPa.	99
Tableau 4.2: Corrélation entre la charge et le déplacement pour chaque Etat (cycle1).	99
Tableau4.3 : Les résultats œdométrique d'état charge (cycle1).	100
Tableau 4.4: Corrélation entre la charge et le déplacement pour chaque Etat(cycle2).	101
Tableau4.5 : Les résultats œdométrique d'état charge (cycle2).	101
Tableau 4.6 : Corrélation entre la charge et le déplacement pour chaque Etat (Cycle3).	102
Tableau 4.7: Les résultats œdométrique d'état charge (cycle 3).	102
Tableau 4.8: Corrélation entre la charge et le déplacement pour chaque Etat (Cycle4).	103
Tableau4.9 : Les résultats œdométrique d'état charge (cycle 4).	103
Tableau 4.10: Les résultats de Coefficient de compressibilité par chaque cycle.	104
Tableau 4.11: Les résultats de Coefficient de compressibilité volumétrique par chaque cycle.	104
Tableau 4.12: Les résultats de Coefficient de compressibilité (Cc) par chaque cycle.	105
Tableau 4.13: Les résultats de Coefficient de gonflement (Cg) par chaque cycle.	108
Tableau 4.14: Classification des sols vis-à-vis des valeurs de l'Indice de gonflement.	111
Tableau 4.15: La classification de la compressibilité du sol.	111
Tableau 4.16 : Les résultats de Module œdométrique d'état charge (cycle 1).	113
Tableau 4.17 : Les résultats de Module œdométrique d'état charge (cycle 2).	115
Tableau 4.18 : Les résultats de Module œdométrique d'état charge (cycle3).	119
Tableau 4.19 : Les résultats de Module œdométrique d'état charge (cycle 4).	122
Tableau 4.20 La détermination du type de sol par rapport module œdométrique E_{eod}	122

LISTE DES FIGURES

Chapitre 1 : Aperçu Bibliographique : Géologie de mine d'Ouenza	
Figure 1.1 : Carte illustrant la situation géographique et géologique de Djebel Ouenza (basée sur les travaux de WILDI 1984, ARMINES 1979 et IFP 1971).	5
Figure 1.2 : Situation géographique de Jable de l'Ouenza (image erath une altitude de 5,83 km).	6
Figure 1.3: Carte géologique régionale (Dubourdieu, 1956).	8
Figure 1.4: A disposition des extrusions triasiques par rapport aux fosses d'effondrements et la répartition spatiale des principaux gisements (Aoud Jehanne, 1991).	12
Figure1.5 : Colonne stratigraphique synthétique des monts du Mel lègue (d'après : Dubourdieu 1956, 1959 ; David 1956 ; Madre 1969 ; Fleury 1969 ; Thibieroz et Madre 1976 ; Chikhi, 1980 Otmanine 1987, Bouzeron 1993 et Vila et al, 2000)	13
Schéma 1.1 : Composition et Transformation des Roches.	16
Figure1.6 : Définition des trois zones triasiques aux limites algéro-tunisiennes (Vila et al., 1993-2000).	18
Figure 1.7 : Schéma technologique pour l'extraction et la préparation du minéral de fer de l'Ouenza.	24
Figure 1.8: Un ensemble de roches extraites d'un amas de stériles.	29
Figure 1.9: Installation de stockage de résidus dans une mine d'or.	30
Figure1.10 : Les Stériles de fer de mine Ouenza.	30
Chapitre 2* : *comportement mécanique des sols grenus.	
Figure 1.2 : Schéma de Composants d'un sol.	36
Figure 2.2 : Constitution des sols.	37
Figure 2.3 : Texture de les sols fines.	37
Figure 2.4 : Les sols argileux.	37
Figure 2.5 : Classification des sols à granulométrie uniforme.	43
Figure 2.6 : Classification LPC des sols fins en laboratoire. Diagramme de plasticité	45
Figure 2.7 : Courbe contrainte-déformation.	49
Figure 2.8: Courbe de Mohr-Coulomb.	50
Chapitre 3 : Utilisation des remblais	
Figure 3.1 : Le remblai de construction.	57
Figure 3.2 : Remblais hydrauliques.	59

Figure 3.3: Remblai en pâte de ciment (CPB).	60
Figure 3.4 : Remblais compactés.	61
Chapitre 4* : *Étude Experimental	
Figure 4.1: D'échantillon prélevé sur la zone d'étude.	72
A-Caractérisation physique	
Figure 4.2 : Manipulation d'essai granulométrie par tamisage.	73
Figure 4.3 : Courbe Granulométries du sol par tamisage.	74
Figure 4.4 : Matériel utilisé.	75
Figure 4.5 : Manipulation d'essai granulométrie par sédiment métrie.	76
Figure4.6 : Courbe granulométrie par sédiment métrie.	78
Figure 4.7 : Courbe granulométrique de sol d'étude.	78
Figure4.8 : Manipulation d'essai la densité apparente.	80
Figure4.9 : Manipulation d'essai la densité relative (état dense).	81
Figure4.10 : Matériel Utilisé avec l'essai densité spécifique.	82
Figure4.11 : États de sol et limites d'Atterberg.	84
Figure4.12 : Manipulation de la Limite de liquidité	86
Figure4.13 : Abaque de Cassagnarde utilisable dans la classification L.P.C. des sols fins.	87
Figure4.14 : Nature du sol selon IP.	87
Figure4.15 : Diagramme d'Indices de plasticité en fonction Limite de liquidité	88
Figure4.16 : Les étapes d'essai bleu méthylène.	90
Figure 4.17: Résulta de mesure ph du sol.	91
B-Caractérisation mécanique.	
Figure 4.1: Principe de l'oedomètre	95
Figure 4.2 : Description de l'appareille	95
Figure 4.3 : Élément entrant dans la composition de la cellule	96
Figure 4.4 : Courbe de compressibilité œdométrique	105
Figure 4.5 : Courbe représentant l'indice de compressibilité (Cc) pour chacun de échantillons (saturés)	106
Figure 4.6: Courbe représentant l'indice de compressibilité (Cc) pour chacun de échantillons (Non saturés)	106
Figure 4.7 : Courbe globale représentant l'indice de compressibilité (Cc) pour chacun des échantillons (saturés et Non saturé)	107
Figure 4.8 : Courbe représentant l'indice de gonflement (Cg) pour chacun des échantillons (saturés)	109

Figure 4.9 : Courbe représentant l'indice de gonflement (Cg) pour chacun des échantillons (non saturés)	109
Figure 4.10 : Courbe globale représentant l'indice de gonflement (Cg) pour chacun des échantillons (saturés et Non saturé)	110
Figure 4.11 : Courbe de Corrélation entre les contraintes et les indice des vides (état moyen saturé)	112
Figure 4.12 : Courbe de Corrélation entre les contraintes et les indice des vides (état moyen non saturé)	113
Figure 4.13: Courbe de Corrélation entre les contraintes et les indice des vides (état dense saturé)	113
Figure 4.14 : Courbe de Corrélation entre les contraintes et les indice des vides (état dense non saturé)	114
Figure 4.15: Courbe de Corrélation entre les contraintes et les indice des vides (état moyen saturé)	116
Figure 4.16 : Courbe de Corrélation entre les contraintes et les indice des vides (état moyen non saturé)	116
Figure 4.17 : Courbe de Corrélation entre les contraintes et les indice des vides (état dense saturé)	117
Figure 4.18 : Courbe de Corrélation entre les contraintes et les indice des vides (état dense non saturé)	117
Figure 4.19 : Courbe de Corrélation entre les contraintes et les indice des vides (état moyen saturé)	120
Figure 4.20 : Courbe de Corrélation entre les contraintes et les indice des vides (état moyen non saturé)	120
Figure 4.21 : Courbe de Corrélation entre les contraintes et les indice des vides (état dense saturé)	121
Figure 4.22 : Courbe de Corrélation entre les contraintes et les indice des vides (état dense non saturé)	121
Figure 4.23 : Courbe de Corrélation entre les contraintes et les indice des vides (état moyen saturé)	123
Figure 4.24 : Courbe de Corrélation entre les contraintes et les indice des vides (état moyen non saturé).	123
Figure 4.25 : Courbe de Corrélation entre les contraintes et les indice des vides (état dense non saturé)	124
Figure 4.26: Courbe de Corrélation entre les contraintes et les indice des vides (état dense non saturé)	124
Figure 4.27 : Courbe globale pour état moyen saturé (EMS).	125
Figure 4.28 : Courbe globale pour état moyen non saturé (EMNS)	127
Figure 4.29 : Courbe globale pour état dense saturé (EMD)	128
Figure 4.30 : Courbe globale pour état dense non saturé (EDNS)	129

Figure 4.31 : Principe d'un essai de cisaillement	131
Figure 4.32 : Schéma de la boite de cisaillement	132
Figure 4.33 : Graphiques standards de cisaillement	133
Figure 4.34 : La machine de cisaillement.	134
Figure 4.35 : La boit de Cassagnarde	135
Figure 4.36: Variation de contrainte cisaillement en fonction de déplacement horizontal de sol avec état moyen saturé	136
Figure 4.37 : Résultats d'un essai de cisaillement direct dans le plan de Mohr de sol (état moyen saturé).	136
Figure 4.38 : Variation de contrainte cisaillement en fonction de déplacement horizontal de sol (état dense saturé).	137
Figure 4.39 : Résultats d'un essai de cisaillement direct dans le plan de Mohr de sol (état dense saturé).	137
Figure 4.40 : Variation de contrainte cisaillement en fonction de déplacement horizontal de sol (état moyen non saturé).	138
Figure 4.41 : Résultats d'un essai de cisaillement direct dans le plan de Mohr de sol (état moyen non saturé).	138
Figure 4.42 : Variation de contrainte cisaillement en fonction de déplacement horizontal de sol (état dance non saturé).	139
Figure 4.43 : Résultats d'un essai de cisaillement direct dans le plan de Mohr de sol (état dance non saturé).	139
Figure 4.44 : Évolution de la cohésion et de l'angle de frottement en état saturé selon la densité.	140
Figure 4.45 : Variation de la cohésion et de l'angle de frottement en état non saturé selon la densité	142

Résumé

Cette mémoire a pour objectif d'examiner le comportement géotechnique des résidus miniers provenant de la mine de fer d'Ouenza, dans l'optique de les recycler en matériaux de remblai. Le chapitre 4 propose une enquête expérimentale détaillée, fondée sur des tests de compression et de cisaillement effectués en laboratoire.

Les conclusions indiquent que le comportement des résidus est étroitement lié au taux d'humidité et à la condition de compacité. Un matériau bien compacté offre une résistance supérieure à la déformation, tandis qu'un surplus d'eau menace sa stabilité mécanique.

Le cisaillement révèle une dépendance plus prononcée à la structure granulaire qu'à la cohésion intrinsèque.

Ces observations indiquent que ces résidus, malgré leur origine minière, détiennent un potentiel technique variable, sous réserve de suivre des conditions spécifiques pour leur application.

Ainsi, cette recherche promet une approche durable qui favorise la réutilisation des matériaux marginalisés tout en diminuant leur empreinte écologique.

Mots-clés : Déchets miniers, Essai de cisaillement direct, Essai de compressibilité, Opération de remblais, Cyclique, Monotones**,** Charge élevés.

ملخص

تهدف هذه الرسالة إلى دراسة السلوك الجيوتقني للرسوبيات التعدينية القادمة من منجم الحديد في ونزة، بهدف إعادة تدويرها كمواد للردم. الفصل الرابع يقترح تحقيقًا تجريبيًا مفصلًا، قائمًا على اختبارات الضغط والقص التي أجريت في المختبر.

تشير الاستنتاجات إلى أن سلوك الرواسب مرتبط ارتباطًا وثيقًا بمعدل الرطوبة وحالة الكثافة. المادة المضغوطة بشكل جيد توفر مقاومة أعلى للتشوه، بينما تهدد زيادة الماء استقرارها الميكانيكي.

يكشف القص عن اعتماد أكبر على الهيكل الحبيبي مقارنة بالتماسك الداخلي.

تشير هذه الملاحظات إلى أن هذه المخلفات، على الرغم من أصلها المعدني، تمتلك إمكانيات تقنية متغيرة، بشرط اتباع شروط محددة لتطبيقها.

وهكذا، تعد هذه البحثة بنهج مستدام يعزز إعادة استخدام المواد المهمشة مع تقليل بصمتها البيئية.

الكلمات المفتاحية: نفايات التعدين، اختبار القص المباشر، اختبار الانضغاطية، عملية الردم، دورية رتيبة, الأحمال العالية.

.

Abstract

This thesis aims to examine the geotechnical behavior of mining waste from the Ouenza iron mine, with the goal of recycling it as backfill material. Chapter 4 presents a detailed experimental investigation, based on compression and shear tests conducted in the laboratory.

The conclusions indicate that the behavior of the residues is closely related to the moisture content and the compaction condition. A well-compacted material offers superior resistance to deformation, while an excess of water threatens its mechanical stability.

Shear reveals a more pronounced dependence on the granular structure than on intrinsic cohesion.

These observations indicate that these residues, despite their mining origin, hold variable technical potential, provided that specific conditions are followed for their application.

Thus, this research promises a sustainable approach that promotes the reuse of marginalized materials while reducing their ecological footprint.

Keywords : Mining waste, direct shear test, Compressibility test , cyclical, monotonous, embankment operation, high loads.

TABLE DES MATIERES

الاهداء

Remerciements

TABLE DES MATIERES

IntroductionGénérale 1

1. Introduction 1

1.1. Problématique : 1

1.2. Objectifs 2

1.3. Approche méthodologique : 2

Chapitre 1 :Aperçu BibliographiqueGéologie de mine d'Ouenza

A-Introduction : 4

B- Description générale de la mine et de sa localisation 4

1-La zone minière du Djebel Ouenza 4

- Un site géologique exceptionnel 4
- Un trésor de fer à ciel ouvert 5

2-Proximité des infrastructures à Ouenza : 7

3. Stratigraphies lithologiques : 8

4.1. Trias : 8

4.2. Jurassique : 9

4.3. Crétacé 9

4.3.1. Crétacé inférieur 9

4.3.2. Crétacé supérieur 10

5. Contexte géologique du gisement de fer d'Ouenza 14

5.1. Lithologique et minéralisations d'Ouenza 14

5.1.1 Minéralisations en fer 14

5.2. Conditions tectoniques et structurales de la zone 16

5.2.1. Cadre structurel 16

5.2.2. La tectonique 19

6. Processus de formation du minéral de fer et catégories de gisements existants…… 20

6.1.2. Processus supergénique (modification météorique) : 20

6.1.3. Processus de formation magmatique : 20

6.1.4. La méthode hydrothermale : 21

6.2. Type de gisement 21

6.3. Éléments influençant la formation 21

7.Historique de l'exploitation minière du minerai de fer 22

7 .1. Début et évolution de l'extraction du minerai de fer 22

7.2. Techniques d'extraction utilisées 22

7.2.1. Techniques traditionnelles d'extraction 22

7.2.2. Techniques modernes d'extraction : 23

7.2.3. Comparatif (Traditionnel vs Moderne à) 25

8. Production annuelle et importance économique de la mine. 25

8.1. Production annuelle 25

a) Le tableau suivant présent la production minière algérienne : 26

8.2. Importance Économique 27

C-DÉCHETS MINIERS 28

1. Génération des résidus miniers : 28

2. Catégories de déchets 2.1. Déchets de roche 28

2.2. Les résidus 29

2.3.les Terrils 30

3.Impacts environnementaux des rejets miniers 31

3.1. Émissions 31

3.2. Voici les origines majeures de ce souci environnemental 32

4. Solutions envisageables pour minimiser leur empreinte écologique 32

4.2. Conservation de l'eau 32

4.4. Protection de l'environnement et de la biodiversité 33

4.5. Signification de l'engagement communautaire 33

4.6. Soutien à la recherche 33

Chapitre2 :Comportement mécanique des sols grenus

1.Introduction 34

2.1. Définition des sols 35

2-2-Éléments constitutifs d'un sol 35

2.3. Les types des sols 36

2.3.**1**. Les variétés de sols 36

3.Différence entre les sols fins et les sols granuleux 37

4.La classification des sols 37

Cln seloassification la nomenclature GTR (norme NF P 11 300) (Guide des Terrassements Routiers) 37

.....Classification (LPC/USCS) : (Unified Soil Classification System ou Système unifié de classification des sols) 42

a - Sols à consistance granuleuse 43

b-Les Sols fins 43

c- Sols organiques 44

5.Propriétés physiques et mécaniques des sols 45

5.1. Caractéristiques physiques des sols 45

5.2. Les caractéristiques mécaniques 47

5.2.1. Réaction contrainte-déformation 47

5.2.2. Comportement en cisaillement 48

5.2.3. Comportement mécanique des sols sous chargement 51

6.Influence des sollicitations périodiques et monotones sur les structures granulaires. 51

6.1. Dégradation progressive des structures granulaires 51

7.Impact des cycles de charge et décharge 52

8-Conclusion : 53

Chapitre 3 : Utilisation des remblais

1-Introduction 56

2.Les remblais 57

2.1. Le remblai minier : 58

2.2. Types de remblais utilisés en génie civil et minier : 58

a-Remblais hydrauliques : 58

c-Remblais compactés : 61

3. Contraintes et défis liés à l'utilisation sous charges lourdes 63

3.1. Déformations différentielles et tassement à long terme : 63

3.2. Sensibilité aux variations hydriques et climatiques : 63

3.3. Risques de rupture et instabilités mécaniques : 64

3.4. Stratégies générales d'atténuation : 64

4.Comportement des remblais sous sollicitations importantes 65

4.1. Facteurs influençant la stabilité des remblais 65

4.2. Nature du matériau et granulométrie 65

4.3. Compactage et densification 65

4.4. Drainage et consolidation. 66

5. Renforcement et techniques d'amélioration : 66

5.1. Traitements mécaniques et chimiques des remblais 66

5.2. Utilisation de géotextiles et géogrilles 66

5.3. Effet des additions minérales (cendres volantes, chaux, ciment) : 66

6.Conclusion 67

Chapitre 4 : Étude Expérimentale

1-Introduction : **69**

2-Méthode de prélèvement de l'échantillon 68

3-Protocole expérimentale et essais de caractérisation 69

A-Caractérisation physique 70

1.Analyse granulométrique 70

1.1. Analyse granulométrique Par tamisage (NF P 94 056) 70

1.2. Analyse granulométrique par Sédimentmétrie (NF P 94 057) : 73

2.La densité apparente et relative : 77

2.4. Détermination de la densité relative 79

2.4.1. État le plus lâche (remplissage sans compactage) : 79

2.4.2. État le plus dense (remplissage + vibration) : 79

3. Densité spécifique des grains solides (NF P94-054) 80

4. Essai de consistance des sols : 82

4.1. Détermination de la teneur en eau des sols (NF P 94-050) : 82

4.2. Détermination des limites d'Atterberg (NF P94-051). 83

4.2.1. Limite de liquidité (NF P 94-052-1) 83

4.2.2. Limite de plasticité W_P 85

5. Essai au bleu de méthylène (VBS) (NFP 94-068)..... 87

6. Essai mesure Ph..... 89

B-Caractérisation mécanique 92

1.Essais œdomètrique (XP P 94-090-1) 92

2-Essais cisaillement (NF P94-071) :..... 129

1-1-Cisaillement direct (La boit de Cassagnarde) (NF P94-071-1) 129

C-Conclusion..... 141

ConclusionGénérale 147

Les Référence……...146

Introduction Générale

1. Introduction

L'Algérie, comme beaucoup de pays qui dépendent des activités minières, est témoin d'une augmentation significative de la quantité de déchets générés par les opérations d'extraction de minéraux, en particulier le fer.

Ces résidus sont souvent stockés dans des décharges aléatoires sans être exploités, en raison du manque de connaissances précises sur leur comportement et leurs propriétés géotechniques.

Au fil du temps, de sérieuses questions ont commencé à être soulevées sur la manière dont ces résidus pourraient être réutilisés de façon bénéfique, plutôt que de les laisser comme un fardeau environnemental et esthétique sur les zones environnantes.

L'un des sites les plus importants concernés par ce type de résidus est la mine de Ouenza à Tébessa, l'une des plus grandes mines de fer d'Algérie. Cette mine produit de grandes quantités de déchets solides, dont certains contiennent, selon les estimations, 30 % de fer, ce qui peut leur conférer des propriétés qui les rendent réutilisables en génie civil, notamment comme matériau de remblai sous des structures lourdes. Face à cette réalité, de nombreux chercheurs ont commencé à s'intéresser à la possibilité d'exploiter ces déchets dans les projets de construction, à la fois pour réduire leur accumulation et pour minimiser leur impact sur environnement.

1.1. Problématique :

Avec la quantité croissante de résidus de mines de fer, il est devenu nécessaire de trouver des solutions environnementales et économiques, y compris la réutilisation de ces matériaux dans des projets de construction tels que le remblayage et la construction de routes, après avoir évalué leur réaction à la pression et aux forces variables.

Des essais mécaniques sont réalisés pour évaluer leur durabilité sous des charges constantes et variables, en se concentrant sur la densité comme principale propriété physique déterminant la résistance du matériau. Les propriétés telles que la résistance au cisaillement et la déformation sans effondrement sont essentielles pour évaluer leur potentiel d'utilisation dans les infrastructures, en mettant l'accent sur la relation entre la charge, la densité et la résistance pour déterminer la valeur de ces matériaux.

1.2. Objectifs

Cette étude analyse le comportement mécanique des résidus de mines de fer par le biais d'essais en laboratoire avec un odomètre, en examinant les chargements simple et cyclique jusqu'à 2000 kPa. Les facteurs clés étudiés sont la densité relative et les propriétés de cisaillement, visant à évaluer l'influence de la compressibilité sur la résistance à la compression et à la déformation du matériau.

La recherche également à déterminer la résistance au cisaillement et le temps de déformation pour évaluer les réactions à des charges à court et long terme, afin de déterminer l'aptitude des résidus de mines de fer à des applications d'ingénierie. À long terme, l'objectif est de créer une base de données pour orienter les projets utilisant ce matériau, promouvoir le recyclage, réduire l'impact environnemental et favoriser des solutions de construction durables.

1.3. Approche méthodologique :

Ce projet s'articule autour de quatre chapitres majeurs, les trois premiers ayant une approche bibliographique, tandis que le dernier présente les recherches réalisées.

Le premier chapitre : Géologie de la région de la mine de Ouenza.

Ce chapitre traite de l'étude de la tectonique et de la géologie de la région de la mine de Ouenza, en mettant l'accent sur les couches terrestres et les éléments minéraux qui constituent généralement le cadre général des déchets miniers analysés dans l'étude.

Deuxième chapitre : Comportement physique et mécanique des sols granuleux.

Ce chapitre se concentre sur les propriétés géotechniques et la classification des sols, et examine comment ces sols réagissent à des charges élevées, en clarifiant l'impact de ces facteurs sur leur comportement mécanique.

Le troisième chapitre : Utilisation des remblais.

Ce chapitre discute des différents types de remblais utilisés dans la construction des routes et le développement des infrastructures, ainsi que des normes techniques et des conditions qui doivent être respectées pour garantir l'amélioration des performances de ces matériaux et leur stabilité à long terme.

Le quatrième chapitre : Il s'agit de la section finale essentielle du travail de recherche. Ce chapitre détaille les procédures expérimentales, qui ont un caractère évaluatif, et expose les

résultats des tests. Qui a été effectuée dans le laboratoire de l'Université Arabi Tébessi. Cela élargira notre compréhension du comportement des résidus miniers.et l'examen des résultats. Qui ont été recueillies en rapport avec les essais réalisés, pour juger et discuter des performances mécaniques.

En conclusion : nous tirons une conclusion globale sur le travail accompli, avec une vision future indiquant la possibilité de son utilisation dans des projets de génie civil. Nous proposons également des recommandations pour des études supplémentaires, ainsi qu'une liste de références bibliographiques.

Chapitre 1 :

Aperçu Bibliographique

Géologie de mine d'Ouenza

A-Introduction :

L'Algérie, étant un pays à vaste superficie, a un potentiel géologique intéressant en termes de matériaux.

Les métaux et les non-métaux comme le fer, le plomb, le zinc, le phosphate, le sel, le marbre, etc. La disponibilité des ressources minérales peut faire en sorte que le pays soit encouragé vers le développement.

La condition économique et sociale du pays. Par contre, l'industrie minière est toujours très inefficace en ce qui concerne les déchets prévus après l'exploitation minière, ce qui entraîne des majeurs problèmes environnementaux. Ce qui ne contribue qu'à hauteur d'environ 1% du PIB. Les matériaux de base et les phosphates sont les éléments principaux employés.

Au cours des trois dernières décennies, de grandes fouilles ont été effectuées. Cela a amené au développement d'infrastructures géologiques de base et à la concentration d'une énorme masse de sédiments et d'indicateurs.

B- Description générale de la mine et de sa localisation

1- La zone minière du Djebel Ouenza

Le massif du Djebel Ouenza est situé au nord - est de l'Algérie à :

• 160 km au sud d'Annaba (principale ville portuaire)

• 50 km au nord de Tébessa

• A 15 km de la frontière tunisienne Il est traversé par une route nationale principale (N ° 82) entre Tébessa et Souk -Ahras, facilitant le transport des minerais.

✓ **Un site géologique exceptionnel**

Cette montagne fait partie des Monts de Mellègue, dans l'Atlas saharien. C'est une sorte de grand dôme rocheux (appelé anticlinal) qui s'étire du sud-ouest vers le nord-est. Les roches qu'on y trouve se sont formées:

- À l'ère des dinosaures (Mésozoïque)
- Pendant l'ère tertiaire
- Jusqu'à des périodes plus récentes

✓ **Un trésor de fer à ciel ouvert**

Le précieux minerai de fer se trouve sur le versant nord de cette montagne qui atteint 1 288 mètres. Le gisement est très étendu :

- 12 km de long
- 5 km de large

On y trouve plusieurs zones riches en fer, comme :

- Kodiak Douamis
- Kodiak Hallatif
- Le secteur des conglomérats
- Le quartier Sainte-Barbe
- Le gisement de Chagoura

Le minerai est si proche de la surface qu'on peut l'extraire directement à ciel ouvert, sans avoir à creuser des galeries souterraines. Certaines veines de fer sont impressionnantes :

- Jusqu'à 250 mètres de long
- Avec des hauteurs atteignant 45 mètres

Cette configuration géologique idéale fait de Djebel Ouenza l'un des sites miniers les plus importants d'Algérie. (1), (2)

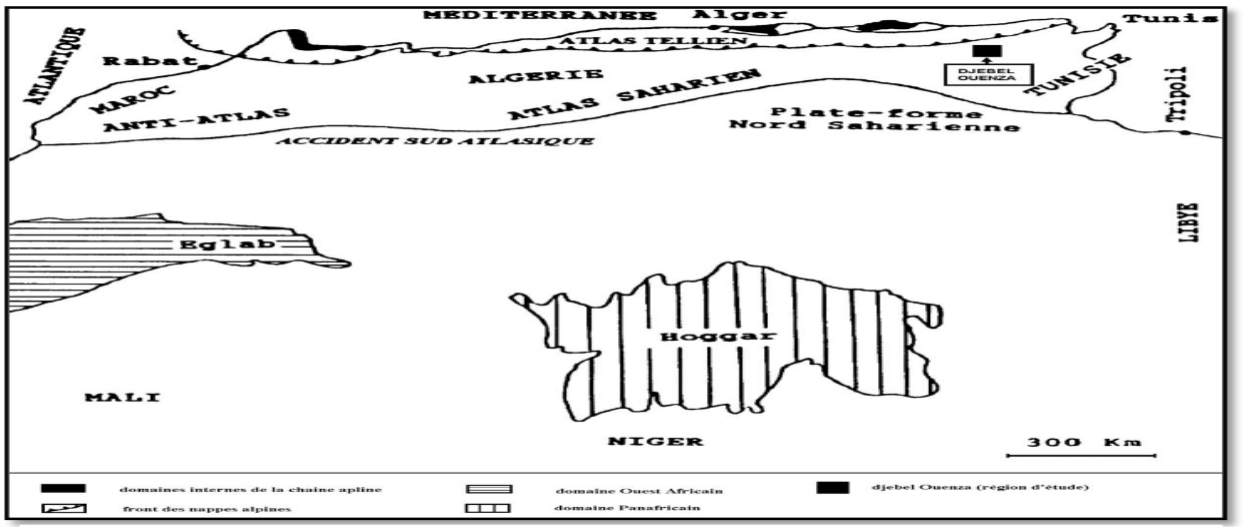


Figure 1.1 : Carte illustrant la situation géographique et géologique de Djebel Ouenza (basée sur les travaux de WILDI 1984, ARMINES 1979 et IFP 1971).

Le massif du Djebel Ouenza se situe à une position bien précise sur notre planète :

Coordonnées GPS exactes :

- Latitude : 35° 57' 19 ,60" Nord.
- Longitude : 8° 04' 13,31" Est.

Ce qu'il faut retenir :

a. Dans l'hémisphère Nord :

- Le "N" après les chiffres signifie que c'est au nord de l'équateur.
- À environ 35 ° de latitude nord, ce qui correspond au nord de l'Algérie.

b. **À l'est de Greenwich** :

- Le "E" indique que c'est à l'est du méridien de référence.
- Le 8° de longitude est place la montagne dans le fuseau horaire UTC+1. (2)

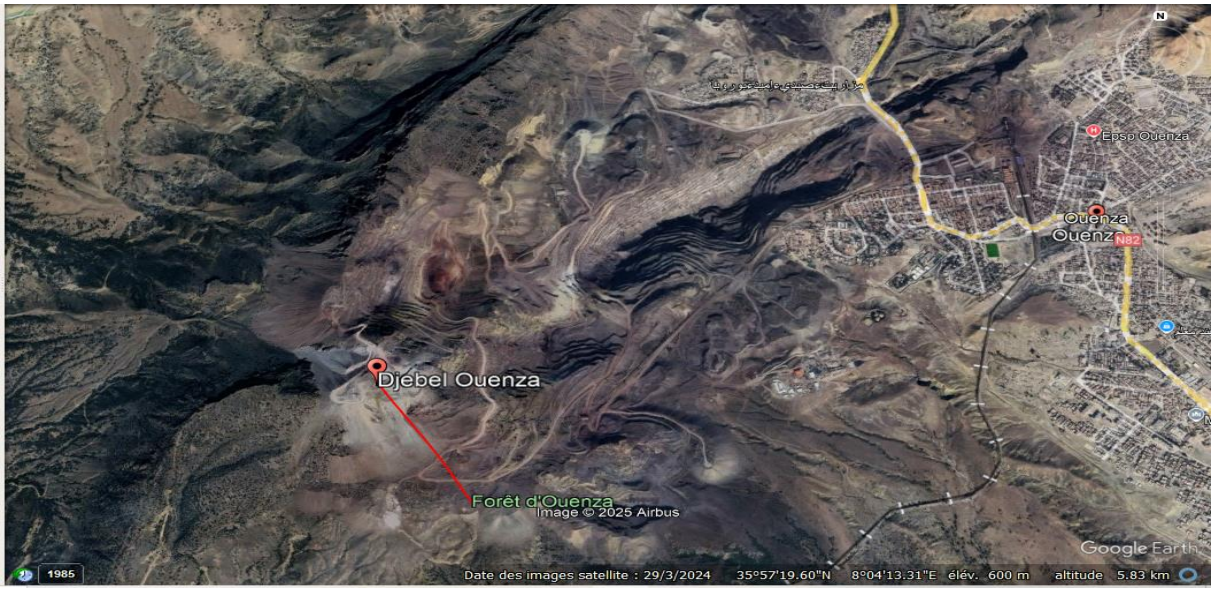


Figure 1.2 : Situation géographique de Djable de l'Ouenza (image earth unaltitude de 5,83 km).

2-Proximité des infrastructures à Ouenza :

.2.1. Infrastructures de Transport :

a) Routes :

- **RN16** : La route nationale 16 relie Ouenza à **Tébessa** (environ 80 km), permettant un accès facile aux services administratifs et commerciaux.
- **Route vers la Tunisie** : Une voie mène au poste frontalier d'**Oum Ali**, facilitant les échanges avec la Tunisie.
- **Transport en commun** : Des bus et taxis relient Ouenza aux villes voisines comme **Tébessa** et **Souk Ahras**.

b) Chemin de Fer:

- **Ligne minière** : Une voie ferrée dédiée transporte le minerai de fer vers les usines, notamment vers **El Hajar** (près d'Annaba).
- **Trains voyageurs** : Une liaison ferroviaire existe aussi pour les passagers, mais elle est moins fréquente que le transport routier. **c) Économie et Industrie :**
- **Mines de fer** : Exploitées par la société **FERAAL**, elles sont parmi les plus importantes d'Algérie.
- **Emploi** : Beaucoup d'habitants travaillent dans les mines ou les industries liées.
- **Projets futurs** : Des discussions sont en cours pour moderniser les infrastructures minières et améliorer la production.

Tableau 1.1 : Indiquant les distances et les prestations disponibles dans les localités avoisinant Ouenza.

Ville	Distance	Importance
Tébessa	80 km	Capitale de la wilaya, plus de services administratifs.
Souk Ahras	120 km	Ville frontalière avec la Tunisie.
Annaba	250 km	Grande ville avec aéroport, port et hôpitaux spécialisés.

3. Stratigraphies lithologiques :

G. Dubourdieu a défini la colonne stratigraphique de la région du Djebel Ouenza en 1956. Nous offrirons une vue d'ensemble des litho stratigraphies observées dans les différents niveaux géologiques de cette section des Monts de Mel lègue, basée sur les recherches existantes. Les formations géologiques du Trias, du Jurassique et du Crétacé prédominent dans cette région. Éocène, Miocène et Quaternaire.

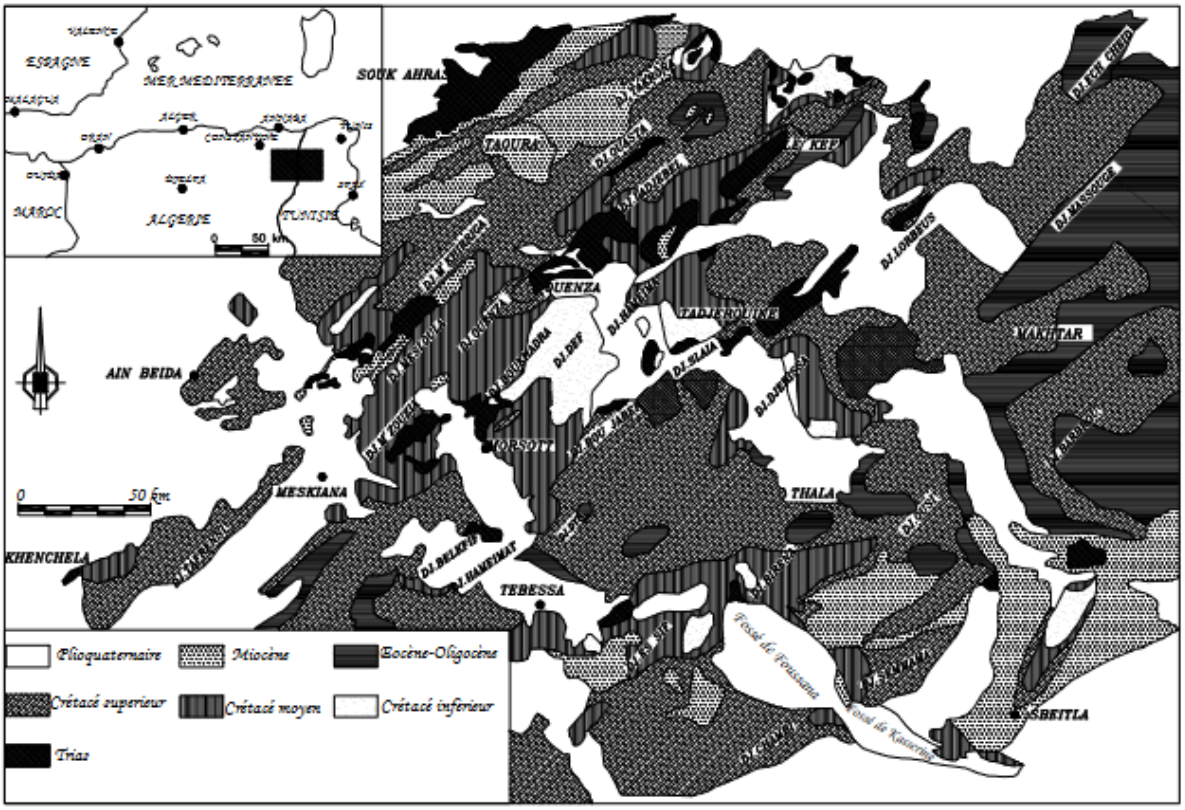


Figure1.3 : Carte géologique régionale (Dubourdieu, 1956).

4.1. Trias :

Dans la zone des monts de Mel lègue, les strates les plus anciennes visibles à la surface sont liées au Trias. Elles se composent principalement de marnes bariolées riches en gypse, qui renferment aussi des dolomies et des calcaires dolomitiques, sans oublier les couches fines micro quartziques et les grès rouges. Ces formations triasiques ont été actualisées en surface par le biais de phénomènes diasporiques, et elles s'étendent considérablement dans le Nord-Est du Djebel Ouenza, où il est possible de les suivre sur presque vingt kilomètres. Dans ce Trias diasporique, il est ardu de déterminer une succession lithologique cohérente à cause des affleurements fréquemment déstructurés et désordonnés. En outre, on observe des fragments de

roches éruptives, tels que l'« Ophite », dans les zones de la région où sont présentes les structures diasporiques Maron-gypseuses.(3)

4.2. Jurassique :

On n'a pas encore repéré les formations du Jurassique dans la zone de l'Ouenza.

Toutefois, Dubourdieu (1956) a relevé, dans le « Socle » de la série carbonatée de l'Ouenza (secteur Conglomérat), l'existence d'une brèche sédimentaire gypsifère renfermant d'importants morceaux de calcaires dolomitiques. Ces fossiles de radiolaires, que l'on retrouve dans ces dépôts, pourraient dater du Jurassique ou du Crétacé inférieur. (2)

4.3. Crétacé :

4.3.1. Crétacé inférieur :

Les couches suivantes forment le Crétacé inférieur :

4.3.1.1. Barrémien :

Il affleure à l'anticlinal de Sidi Embareka, au nord-est du Djebel Ouenza (Dubourdieu, 1956).

Il est constitué de marnes jaunes et grises non fossilifères interlinées avec des calcaires nodulaires argileux. Son épaisseur moyenne est de 200 mètres, selon Dubourdieu (1956).

4.3.1.2. Aptien :

Il est présent sur de vastes surfaces, ce qui le rend particulièrement visible dans la région. Les dépôts aptiens se situent principalement dans les régions délimitées par les diapirs, au milieu des structures anticlinales et dans d'autres horsts de la région. Ils font l'objet d'un examen rigoureux car ils servent de milieu d'encaissement pour le développement de minéralisations polymétalliques et ferrifères.

L'étude litho stratigraphique de l'Aptien menée dans le massif de l'Ouenza a révélé la succession suivante :

a-Aptien marneux :

Il est caractérisé par la prédominance de marnes verdâtres qui donnent naissance à des pseudo bancs. Ces termes sont considérés comme les plus anciens de l'Aptien (Masse et Theuley, 1979), âgés de l'Aptien inférieur à l'Aptien moyen. Sur une vingtaine de mètres, ces marnes alternent avec des calcaires gréseux ou grès. Les grès sont constitués de ciment satirique et subissent une oxydation partielle. Des bancs de calcaires d'une épaisseur moyenne de 30m prédominent sur l'ensemble.

b-Aptien calcaire :

Ils se situent sur l'Aptien marneux, une zone où l'on retrouve fréquemment les Milioles, les Rudistes, les Orbitolines et les Lamellibranches. On identifie ces strates par la présence abondante de quartz automorphe de densité fluctuante, s'étendant de 108 m à 172 m. On classe ces calcaires comme lithologie métallotecte, d'une part parce qu'ils contiennent des éléments polymétalliques et d'autre part en raison de leur minéralisation ferrifère.

c-Clansayaises : mise en place d'un anticlinal de la régénétudiée, Elles comprennent des marnes grises, jaunes à ammonites dorées et des calcaires de type grès. Son épaisseur fluctue de 100 à 200 m. L'épaisseur globale de la formation Aptien varie entre 250 et 600 mètres.

d-Albien

L'Albien existe au cours de ce sillon, via une OPTIMALE PRODUCTION d'Ammonites dans sa faune. Depuis l'Albien supérieur, la couverture albo-aptienne est traversée par l'héritage Trias qui provoque le redresser des couches et la mécongéance des structures (plis évasé, champignon, plis, etc.) qui sont généralement fixées par le Vraconien (Othmanine, 1987 et Bouzenoune, 1993). L'Albien se caractérise par l'apparition sur son secteur inférieur de marnes argileuses - calcaires argileux sur son secteur central-marnes noires dans son secteur supérieur. Dubourdieu, (1956) approfondi son travail sur plusieurs massifs en province de l'Ouenza. Il a démontré que les calcaires aptiens recouvrent des marnes, attribuées du Albien inférieur, tel qu'attestées par des Ammonites. Les dépôts albiens compte environ 400 à 500 mètres en puissance.

e-Vraconien (Albien terminal) : Il transgresse généralement le Trias à l'Ouenza (Thibieroz et Madre, 1976) et l'Aptien au Djebel Slata (Smati, 1986) ainsi qu'au Djebel Hmeimet (Othmamine, 1987). Il est entièrement constitué de marno-calcaires gris et bleus qui se distinguent par la présence de petits bancs de calcaires. Vers le bas, on trouve des marno-calcaires fortement gréseux d'une épaisseur de 500 mètres.

4.3.2. Crétacé supérieur

La période du Crétacé supérieur comprend ce qui suit :

4.3.2.1. Cénomanien : Les plus typiques argilo-calcaires marnes verdâtres, à bancs de fibreux calcite, sont du Cénomanien. Selon Dubourdieu (1959), sur toute la surface d'observation l'on détermine deux couches nettement différenciées : d'une part, d'abord la couche inférieure qui est constituée par des marnes jaunes, par des marno-calcaires blancs en feuillets, puis la couche supérieure composée de gris blancs calcaires argileux avec quelques feuillets de calcaires gris noirs. La épaisseur du Cénomanien est compris entre 600 et 900 mètres.

4.3.2.2. Turonien : Les séries du Turonien n'apparaissent que à Koura Ouenza aux environs de l'Ouenza. Les pédoplacages sont les flancs des grands anticlinaux et synclinaux. Les pédoplacages sont composés de calcaires marneux en plaquettes noir foncé à gris, et en basal, porteurs de de la matière organique et peu de concentration margaritiques et pyrétiques. Ces calcaires stratigraphiquement caractérisent le Cénomanien supérieur, le Turonien inférieur. Le Turonien supérieur est déterminé par l'extension des faciès marno-calcaires. La puissance totale du Le Turonien est de 150 à 250 m. (4)

4.3.2.3. Coniacien :

L'épaisseur des dépôts de cet étage va de 270 à 280 m de marnes grises-bleues avec quelques intercalations marno-calcaires blanches aux morceaux de tests d'inocérames.

4.3.2.4. Santonine

Elle est composée de marnes gris-bleu et d'une alternance de bancs de marneux blanchâtres de petits ocres brunâtres - calcaires plutôt crayeux. De ces dernières naissent des inocérames et des ammonites. Deux ou trois lentilles calcaires se trouvent dans le Saintonien à l'extrémité ouest du plateau de l'EI. Gueusât, peut-être un faciès calcaire de cet étage.

4.3.2.5. Campanien

Dans la région d'Ouenza, le Campanien se manifeste par des marnes argileuses sombres et des calcaires blancs, séparés par des strates de marnes plus claires datant de la même époque, avec une épaisseur moyenne qui varie entre 500 et 600 mètres.

4.3.2.6. L'Éocène

Des calcaires siliceux et des calcaires à Nummulites, localisés aux abords des Monts de Mel lègue, représentent l'Éocène inférieur et moyen avec une épaisseur atteignant 200 m.

4.3.2.7. Miocène

Le Miocène inférieur et moyen présente des sédiments qui se déposent de façon transgressive sur les formations remontant à l'ère de l'Albien à celle du Sénonien, et même au Trias. Il s'agit d'une composition qui se compose de marnes et de grès. Les formations géologiques du Miocène sont constituées de conglomérats renfermant divers éléments tels que le calcaire, le silex gris, les galets ferrugineux et des éléments issus du Trias, témoignant d'une activité diasporique.

4.3.2.8. Quaternaire :

Il se caractérise par des sédiments que l'on retrouve dans les zones inférieures des reliefs et qui couvrent de grandes surfaces. Il se compose de strates de calcaire, de limon, d'éboulis, de cailloux et de poudingues, dont l'épaisseur fluctue entre 10 et 30 m dans les fossés (Dubourdieu ; 1956).

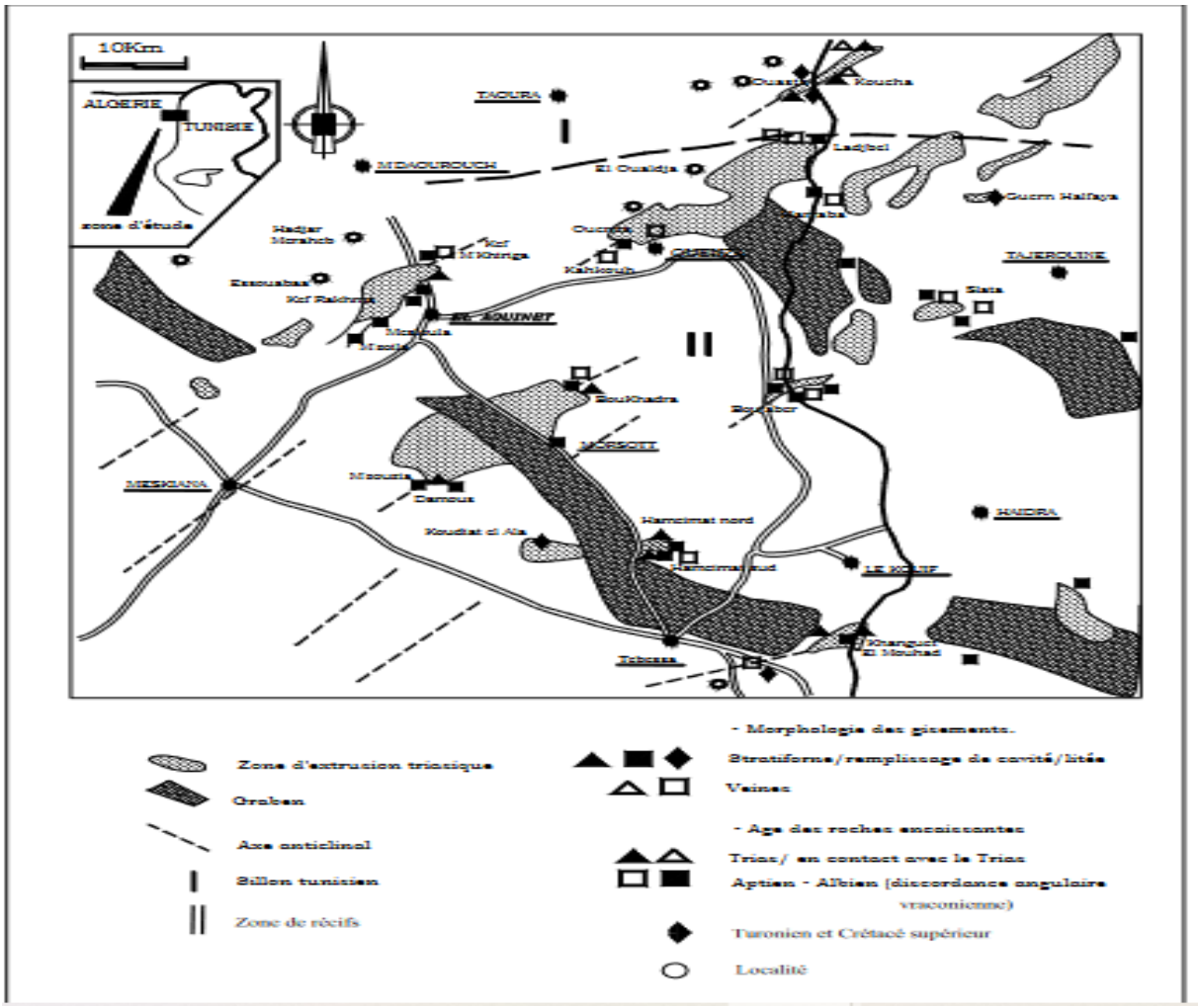


Figure1.4 : A disposition des extrusions triasiques par rapport aux fosses d'effondrements et la répartition spatiale des principaux gisements (Aoudjehane, 1991).

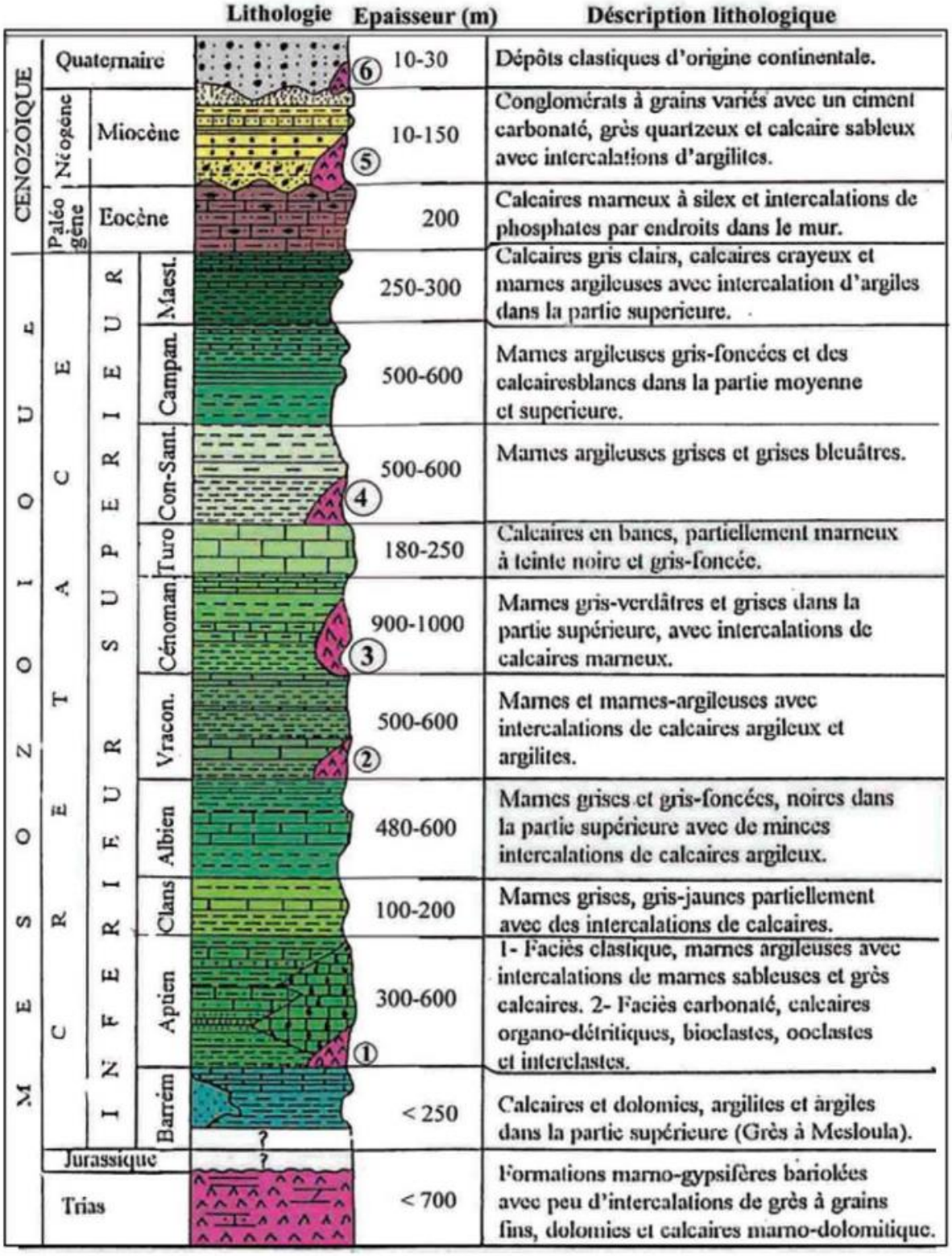


Figure1.5 : Colonne stratigraphique synthétique des monts du Mellègue (d'après : Dubourdieu 1956, 1959 ; David 1956 ; Madre 1969 ; Fleury 1969 ; Thibieroz et Madre 1976 ; Chikhi, 1980 Otmanine 1987, Bouzenoune 1993 et Vila et al, 2000)

5. Contexte géologique du gisement de fer d'Ouenza

5.1. Lithologique et minéralisations d'Ouenza

5.1.1 Minéralisations en fer

Le secteur DOUMIS contient plusieurs veinules, diaclases et fissures remplies de minéral de fer. On peut identifier en fonction de la localisation de l'existence :

5.1.1 1. La sidérite

carbonate de fer Le $FeCO_3$, qui fait partie des principales sources de minerai de fer, présente une concentration en fer variant entre 35% et 46%. Trouvé sous forme de rhomboèdres, de couleur blonde à brun clair qui s'assombrit au rougissement, dû à son altération à l'air qui produit une légère effervescence avec de l'HCl dilué à 10%. On la rencontre sous forme de cristaux isolés ou en masse spathique de couleur blanche, appelés « fer spathique », dans les filons ou les regroupements de minéral métallurgique.

5.1.1.2. Les oxydes et hydroxydes de fer

C'est principalement de la goethite et de l'hématite qui composent cette limonite :

a) La goethite (FeOOH)

On retrouve souvent la goethite dans le corps Nord, elle présente une teinte allant du brun profond au noir et possède un éclat proche du métal. Elle se manifeste par des encroûtements à surface luisante, soit sous forme de concrétions, de croûtes mamelonnées concentriques, ou encore en stalactite. Elle est généralement associée à l'hématite et se retrouve fréquemment dans les régions où l'on observe des vidéos.

b) L'hématite (Fe_2O_3)

L'hématite présente généralement une teinte sombre, parfois rougeâtre avec un éclat semblable à celui des métaux. Elle existe en diverses versions :

- Une masse de teinte rougeâtre-brun.

-Présenté sous forme de poudre (minerai riche) ou de matière terrestre à granulométrie variable (minerai pauvre), il peut être découvert à l'intérieur des géodes.

On distingue aussi la présence de types de minéralisation :

-Un minéral primaire

Ils sont de nature carbonatée et illustrés par la sidérite (FeCO3), toujours accompagnés de quartz automorphe inclus dans la minéralisation. La sidérite est issue de la conversion de la calcite, qui est CaCO3, en FeCO3. Utilisé dans la mine d'Ouenza, avec une concentration variante entre 35% et 48%.

-Un minéral secondaire

L'hématite, la goethite et la limonite sont formées suite à l'oxydation de la sidérite ; l'hématite est présente sous forme friable ou solide dans les filons, entourée par la goethite (Fe(OH)) et la limonite (2Fe2O3, 3H2O). Ainsi, de la minéralisation primaire à la minéralisation secondaire, le minéral subit une transformation du carbonate de fer (FeCO3) en oxydes de fer. Il est également observé que la concentration en Fe peut atteindre 46% dans la sidérite et 60% dans l'hématite et la goethite, ce qui entraîne le remplacement du CaCO3 par le Fe. Cela clarifie sûrement le cycle de l'oxyde.

5.1.2. L'étude de la lithologie dans la mine d'Ouenza

La lithologie, qui est l'analyse de la composition des roches, représente un aspect essentiel de ce vaste domaine qu'est les sciences de la Terre. La variété des strates géologiques présentes à la mine d'Ouenza favorise l'existence de réserves de fer exploitables de haute valeur.

1. Résidus d'activité volcanique

La composition minérale variée est à l'origine du caractère volcanique des roches telles que le basalte et la rhyolite. Les roches comprennent des minéraux essentiels tels que le feldspath et le mica, qui constituent les aspects physiques des dernières.

2. Roches Hôtes

2.1. Roches sédimentaires

La formation de roches sédimentaires est due à l'accumulation progressive de minéraux et de substances organiques. On trouve également des argiles, des calcaires et du sable. L'entrainement des gisements est fortement lié aux minéraux présents dans les formations sédimentaires de la région, tels que la calcite (CaCO3) et le quartz (SiO2).

2.2. Roches métamorphiques

Les roches métamorphiques se forment à partir de roches sédimentaires et volcaniques lorsqu'elles sont soumises à une pression et à une température très élevées. Ces roches renferment des minéraux comme le quartzite et le schiste qui font référence aux changements induits par les modifications de l'état de métamorphisme.

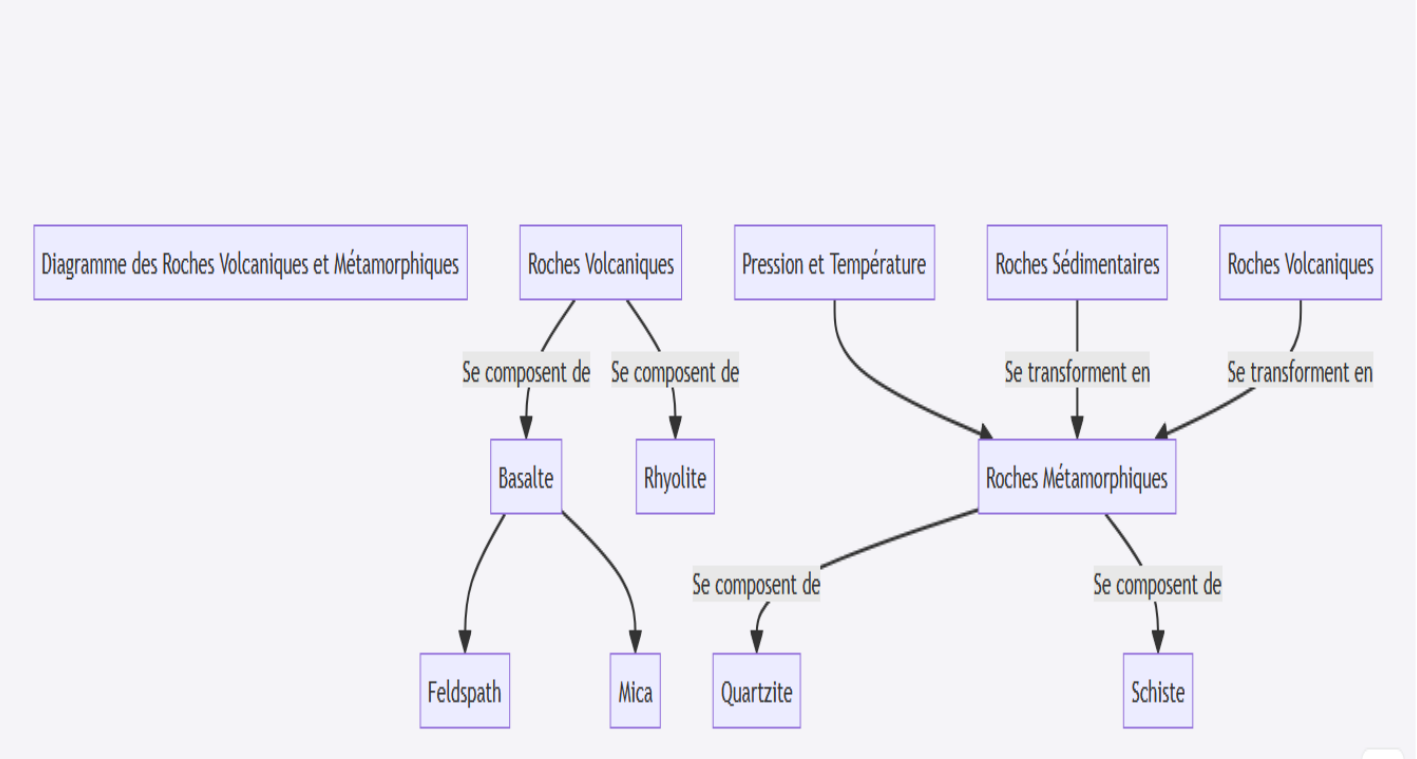


Schéma 1.1 : Composition et Transformation des Roches.

5.2. Conditions tectoniques et structurales de la zone

5.2.1. Cadre structurel

La région frontale entre l'Algérie et la Tunisie couvre une largeur de 70 à 180 km. Il est caractérisé par deux orientations structurelles principales :

La première, NE-SW, est marquée surtout par les mouvements triadiques, alors que l'autre se manifeste de NW-SE à WNW ESE, associée aux fossés de subsidence. On constate une persistance des grands blocs structuraux d'un état à l'autre. Leurs processus de minéralisation s'orientent en diagonale vers. La subsidence met en évidence les traits structurels de la zone. Des formations géologiques comme le diasporise, les plis, les failles et les fossés de subsidence.

5.2.1.1. La subsidence

Pendant le Crétacé, on note une subsidence massive, rapide et continue dans le bassin de l'Atlas Saharien (environ 5000 mètres de sédiments post-aptiens), ce qui provoque un déplacement horizontal vers le nord-est et le sud-ouest. Selon Masse et al. (1982) ainsi que Bouzenoune (1993), cette dépression est suivie d'une remontée sous-marine qui donne naissance à des hauts-fonds s'étendant du nord-est au sud-ouest, générées par l'activité diasporique issue des fractures profondes du socle.

5.2.1.2. Le diapason

Les couches sont l'une des caractéristiques majeures de l'Atlas saharien oriental. En surface, leur étendue s'étend sur 80 km du nord-est au sud-ouest. D'après Pertuiset (1988), l'émersion contrôlée et le flux plastique déterminant le diapasme dans l'Atlas saharien oriental. (6)

- La déformation lente : La plasticité des évaporites atteint son maximum à une température plutôt élevée, proche de celle du sel gemme, et pour des températures Inférieures lorsqu'il s'agit de sels potassiques ou de sulfates hydratés.

-La montée

Elle est engendrée par la densité, un déplacement vertical du matériau plastique à une hauteur qui dépend des densités relatives. En Algérie, la série du Trias n'est identifiée qu'en surface sur une superficie restreinte. On peut observer des roches triasiques à la surface dans les zones d'extrusions chaotiques, où le gypse, les argiles et les dolomites prédominent, ou bien elles sont agencées en petites unités stratifiées situées surtout le long de la bordure des structures. La migration n'est possible que si la densité du plastique est moins élevée que celle Les chlorures, identifiés dans l'évaporite majeure du nord-est saharien (Busson et Cornet, 1989), se trouvent à Mel lègue au niveau de la racine de la diasporique à l'Ouenza. De nombreux affleurements triasiques se situent dans cette région, notamment dans le secteur nord-est de l'Ouenza (Dubourdieu 1964 et Madre 1969) ainsi qu'au sud-ouest de Boukhara et au centre du Djebel Missoula.

En 1994, Vila a segmenté le Trias des frontières algérois-tunisiennes en trois zones distinctes, dont :

- Un secteur triasique allophonique générateur d'importants amoncellements de charriage tectonique dans la région de Sedrata et Souk Ahras.

- A noter la présence de « glaciers de sel sous-marins » composés de matériel triasique resédimenté, à Djebel Ladjebel, Ouenza, Ouest, M'khrirga, Missoula, Boukhadra, M'zouzia, Boujaber et dans la partie nord-ouest de la Tunisie.

- A noter la présence de « glaciers de sel sous-marins » composés de matière triasique resédimentée, observés à Djebel Lad Jebel, Ouenza, Ouest, M'khrirga, Mesloula, Boukhadra, M'zouzia, Boujaber et dans la partie nord-ouest de la Tunisie.

- Une méthode de « véritables diapirs » localisée au sud de Tébessa. Toutefois, cette supposition est sujette à débat et n'est pas unanimement acceptée.

5.2.1.3. Les plissements : Les formations sédimentaires étaient toutes plissées dans une orientation NE-SW. Plis anticlinaux, pleins souvent perforés dans leurs charnières par le Trias-diapirique principal ; relativement relayés par très vaste structures synclinales. La série du Mel lègue a été plissée selon (Dubourdieu, 1956) au Paléogène Éocène Superior-Oligocène selon la précédente définition.

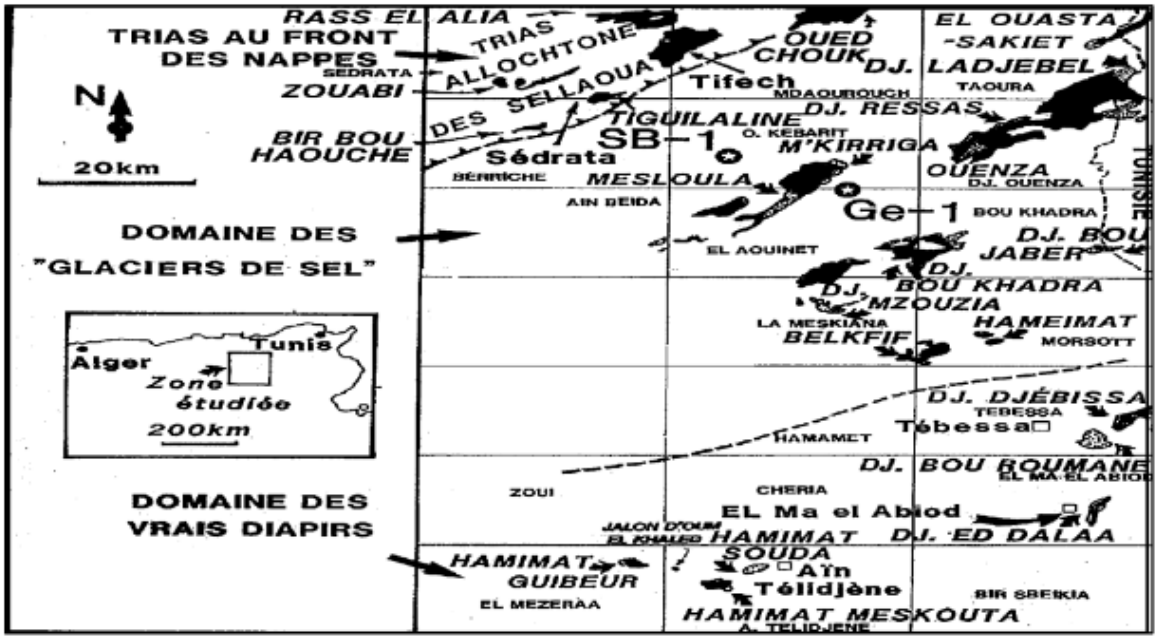


Figure1.7 : Définition des trois zones triasiques aux limites algéro-tunisiennes (Vila et al., 1993-2000).

5.2.1.4. La tectonique de rupture

5.2.1.4.1 Effondrements de fossés

Les limites algol-tunisiennes sont illustrées par des effondrements dans les directions nord-ouest et sud-est. Les dépôts plio-quaternaires, qui présentent une puissance de 170 m dans les fossés de Tébessa-Morsott (Dubourdieu et al., 1950) et approximativement 300 m dans les fossés de Kasserine (Zouari, 1984), sont entourés d'accidents significatifs. On les retrouve au milieu d'accidents notables et composés de dépôts plio-quaternaires d'une épaisseur de 170 m dans les fossés de Tébessa-Morsott (Dubourdieu et al., 1950) et approximativement 300 m dans les fossés de Kasserine (Zouari, 1984). Durozoy (1950), Castany (1951 et 1954), Dubourdieu (1956), David (1956), Kazi Tani (1986) et Othmanine (1987) ont tous suggéré que ces effondrements étaient dus à une intense activité tectonique distensive postérieure au Miocène inférieur.

D'après au bismuth (1973), Chihi (1984), Chihi et al. (1984, 1973), 1991) et Ben Ayad et al. (1991), la période du Pliocène a été marquée par la plus importante fondation, alors que le Crétacé a vu apparaître les premières manifestations. Selon Chihi (1984), Chihi et al. (1984 et 1991), ainsi que Ben Ayad et al. (1991), le Pliocène a été marqué par l'établissement le plus important, tandis que le Crétacé a vu les premières manifestations.

5.2.2. La tectonique

La tectonique de l'Ouenza présente une complexité supérieure à celle des autres zones. L'anticlinal du Dj de Ouenza s'étend dans une direction nord-est/sud-ouest, avec une terminaison périclinale à l'ouest. Cette forme est habitée par une dislocation pénible dans le sud-ouest (en bas de l'image). L'Ouenza présente une structure anticlinale s'étendant sur 4 km de long et 2 km de large, où deux dislocations tectoniques majeures ont été identifiées.

- Le premier

De la pointe à la fin de la cellule, il s'étire presque en parallèle à l'axe anticlinal. Il s'agit de l'étendue de la zone où l'élévation du flanc a été terminée. On a observé une minéralisation baryto-polymétallique avec des minerais hématitiques isolés, NO et le cœur de l'anticlinal, ainsi que le glissement du flanc sud-est sur la longueur de la zone de faille.

- Une deuxième zone

La structure est divisée en deux parties par une dislocation dans la direction ONO-ESE : la partie SO rejetée et la partie NE soulevée. L'amplitude de cette dislocation peut atteindre 1000 mètres.Par ailleurs, il existe un certain nombre de ruptures de second ordre (d'un second

système) aux dimensions réduites, qui se caractérisent par de minuscules rejets de quelques mètres à une vingtaine de mètres. C'est le diaprisme des formations triasiques qui a joué un rôle décisif dans la formation finale des structures de la région de l'Ouenza.

-Les diaclases : Ces déformations qui affectent les calcaires des Rudistes et des Milioles sont de trois types :

- Les classifications qui suivent la stratification
- Les classifications perpendiculaires à la stratification
- Selon la stratification, ce sont les catégories les plus répandues dans la zone étudiée.

6. Processus de formation du minéral de fer et catégories de gisements existants.

6.1. Méthodes de formation des minerais de fer

Divers processus géologiques, souvent associés à des contextes géodynamiques spécifiques, contribuent à la formation du fer. Voici les processus principaux :

6.1.1. Formations de fer rubané, ou processus de sédimentation (BIF)

Contexte : Dominant durant l'ère précambrienne (de 3,8 à 1,8 milliards d'années).

Processus : Dans les océans dépourvus d'oxygène (anoxiques), le fer dissous (Fe2O3) se transforme en oxyde de fer (magnétite, hématite) lorsqu'il entre en réaction avec l'oxygène produit par les cyanobactéries. Le jaspe se forme par l'alternance de couches à forte teneur en fer et en silice. Le Transvaal en Afrique du Sud et le Hamersley en Australie constituent deux illustrations.

6.1.2. Processus supergénique (modification météorique) :

Contexte : Régions tropicales humides, caractérisées par des conditions chaudes et une pluviosité élevée.

Mécanisme : Transformation chimique des roches riches en fer (basaltes, granites) par le lessivage de la silice et l'accumulation subsistante d'oxydes/hydroxydes de fer (hématite, goethite). Création de latérites ou cuirasses enrichies en fer.

6.1.3. Processus de formation magmatique :

Contexte : Infiltrations magmatiques au sein de roches allant des types mafiques à ultramafiques.

Mécanisme : La séparation et la concentration de minéraux ferromagnésiens tels que la magnétite et l'ilménite proviennent d'un processus de cristallisation fractionnée d'un magma. Cela donne lieu à la formation de gisements stratifiés au sein de complexes intrusifs.

6.1.4. La méthode hydrothermale :

Flux actif de fluides chauffés à travers la tectonique.

Mécanisme : Basé sur le phénomène de précipitation chimique qui se produit lors de l'interaction entre les fluides hydrothermaux et les roches hôtes. Les dépôts sont connectés à des veines riches en minéraux ou à des skarns (métamorphisme par contact). Deux exemples de gisements sont ceux de Lorraine (France) et de Krivoy Rog (Ukraine).

6.2. Type de gisement :

Tableau 1.2 : types de gisements de fer, caractéristiques et minéraux associés.

Type de gisement	Caractéristiques	Minerais principaux
BIFs	Strates rubanées, âge précambrien, haute teneur (60-70% Fe).	Hématite, magnétite, jaspe.
Latérites	Profils d'altération super gène, teneur modérée (40-60% Fe).	Goethite, hématite, limonite.
Magmatiques stratifiés	Associés à des intrusions mafiques, teneur élevée.	Magnétite, hématite, ilménite.
Skarns	Zones de contact entre intrusions et roches sédimentaires.	Magnétite, hématite, sidérite.
Alluvionnaires	Placers formés par érosion et transport de minerais.	Magnétite, hématite (sables noirs).

6.3. Éléments influençant la formation

-Conditions d'oxydoréduction : La disponibilité de l'oxygène pour le processus d'oxydation du fer.

- Le climat : La température et l'humidité qui maintiennent la super-géne altitude.

- Tectonique : Les fractures et les ruptures différencient le mouvement des fluides.

-Activité Bio : Le rôle des micro-organismes dans les BIFS.

7.Historique de l'exploitation minière du minerai de fer

7 .1. Début et évolution de l'extraction du minerai de fer

L'extraction du minerai de fer est un processus qui remonte à l'Antiquité. Il existait des civilisations qui avaient compris les caractéristiques de ce "métal" et avaient utilisé le fer pour fabriquer des outils et des armes. Les peuples européens, en particulier les Celtes et les Romains, étaient considérés comme les plus grands fondeurs d'Europe ; il y a plus de deux mille ans, ils extrayaient du minerai et produisaient du fer à grande échelle en utilisant des formes archaïques de fours basculants. Contrairement à l'ère moderne, l'exploitation du minerai de fer sous forme de carbonate de fer était pratiquée, car les technologies et les préoccupations environnementales modernes n'étaient pas un concept. Durant la révolution industrielle du 19ème siècle, l'utilisation du fer pour la construction de cheminées, de ponts et d'engins de toutes sortes était très populaire. Il convient de noter que dans certaines régions, telles que la Lorraine en France ou la région du lac Supérieur aux Etats-Unis/Canada, l'exploitation industrielle du minerai de fer a commencé à se développer à la fin du XIXe siècle pour atteindre son apogée au XXe siècle heliocampus, SF., 2001, 93.

7.2. Techniques d'extraction utilisées

7.2.1. Techniques traditionnelles d'extraction

a- Exploitation de surface (artisanale)

- Criblage manuel : Extraction à la pioche, la pelle et le tamisage des affleurements rocheux.

Puits peu profonds : Creusés manuellement (< 20 m) et creusés, suivis de galeries horizontales.

Feu et eau : Chauffage de la roche avec des feux, puis refroidissement rapide avec de l'eau pour la fracturation.

b-Eexploitation souterraine rudimentaire

Audits : Galeries inclinées creusées à flanc de colline.

Puits en cloche : Puits verticaux élargis en forme de cloche à la base. **Ventilation :** Naturelle (différence de température entre galeries) ou avec des soufflets. **Transport** : Minerai remonté par paniers ou treuils actionnés par des animaux (chevaux, bœufs).

7.2.2. Techniques modernes d'extraction :

a-Exploitation à ciel ouvert :

-**Décapage :** il implique l'enlèvement des stériles ou des roches non minéralisées à l'aide de bulldozers et de pelles mécaniques.

-**Dynamitage :** le dynamitage consiste à forer des trous de mine chargés d'explosifs pour fragmenter la roche.

-**Chargement/Transport :** camions miniers, convoyeurs.

b-Exploitation souterraine avancée :

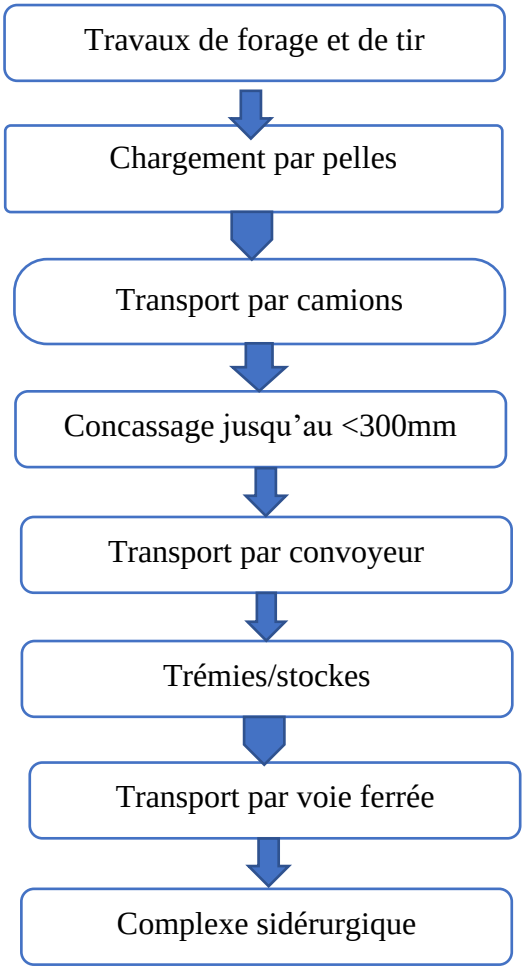
-Chambres et piliers : les chambres d'extraction sont créées en laissant des piliers de support entre elles.

-**Foudroyage :** le minerais s'écroule sous son propre poids.

-**Jumbos de forage :** perforatrices automatisées.

-**Chargeur-navette ou LHD :** Engins électriques ou diesel pour transporter le minerai.

Figure 1.8 : Schéma technologique pour l'extraction et la préparation du minéral de fer de l'Ouenza.



7.2.3. Comparatif : Traditionnel vs Moderne

Tableau 1.3 : comparaison entre les méthodes modernes et anciennes d'extraction du minerai de fer.

Critère	Traditionnel	Moderne
Échelle	Artisanale (quelques tonnes/jour).	Industrielle (millions de tonnes/an).
Profondeur	Surface à 50 m.	Jusqu'à 1 500 m (ex : mine de Kiruna).
Sécurité	Risques élevés (effondrements, gaz).	Normes strictes (capteurs, équipements PPE).
Impact environnemental	Faible perturbation (petites zones).	Dégradation majeure (stériles, eaux acides).
Coûts	Main-d'œuvre intensive.	Investissements lourds en machines et R&D.

8. Production annuelle et importance économique de la mine.

8.1. Production annuelle : L'Algérie est un territoire immense et encore largement inexploré, doté d'un potentiel géologique et minéral abondant et diversifié. Ce qui en fait une destination attrayante pour les investissements et les collaborations dans le domaine de l'exploration minière, ainsi que le développement et la production de certains minerais. Plusieurs substances minérales extraites de mines disséminées à travers le territoire national sont exploitées en Algérie. On exploite principalement les substances suivantes :

-Les phosphates : l'Algérie détient d'importantes réserves évaluées à environ 2 milliards de tonnes, avec les principaux gisements situés dans le bassin de Djebel Onk (par exemple, les gisements de Kef Essen Noun et de Bled El Hadba). Avec une production annuelle moyenne de 1,5 million de tonnes. Le traitement des minerais de phosphate se fait au complexe de Djebel Onk, qui est localisé à quelques kilomètres de ces sources. Le produit est transporté par rail vers

l'usine de production d'acide phosphorique à Annaba ainsi qu'au port de cette ville pour son exportation.

-L'extraction du minerai de fer se fait dans six mines, mais les principales sont celles d'Ouenza et de Boukhara (dans la province de Tébessa), qui fournissent en majorité l'usine d'El-Hadjar située à Annaba. La production s'élève approximativement à un million de tonnes par an.

a) Le tableau suivant présent la production minière algérienne :

Tableau 1.4 : Exploitation Minière en Algérie durant l'année 2013-2014 (Informations ORGM).

Substances	2013	2014	Exploitations
Fer (t)	1 066 000	900 000	6
Phosphates (t)	1 150 000	1 400 000	1
Or (kg)	140	85	1
Argent	27	16	
Sels (t)	172 900	193 000	13
Baryte (t)	30 250	56 800	5
Bentonite (t)	27 700	31 500	0
Kaolin (t)	42 500	181 000	2
Sables (t)	15 472 000	17 550 000	113
Marbres (blocs) (m^3)	18 000	32 000	16
Agrégats (m^3)	42 000 000	60 000 000	912
Calcaires /ciments (t)	21 932 000	24 800 000	21

8.2. Importance Économique

Le gisement de fer de l'Ouenza constitue la ressource principale pour l'approvisionnement en minerai de fer destiné à l'industrie sidérurgique du pays. Durant l'ère du groupe SIDER, le complexe sidérurgique d'El Hadjar puisait 75% de son approvisionnement en minerai à la mine de l'Ouenza, délaissant par conséquent la question de production de la mine de Boukhadra, qui occupe le second rang. Par conséquent, il occupe une position centrale dans l'économie algérienne en participant activement au développement de l'industrie lourde sur le territoire, et spécifiquement dans la wilaya concernée.

C-DÉCHETS MINIERS

L'activité minière peut produire d'immenses volumes de déchets (débris et résidus miniers) qui nécessitent une gestion et un traitement appropriés pour prévenir toute incidence contraire à l'environnement. En Suède, plus de 80 % du total annuel des déchets proviennent de l'industrie minière. Toutefois, tous les déchets ne sont pas jugés nuisibles pour l'environnement. Il est même possible d'utiliser certaines en toute sécurité pour d'autres applications, telles que les matériaux de construction. Toutefois, lorsque les roches contiennent une quantité suffisante de certains minéraux, et sont associées à une gestion inadéquate des déchets, cela peut constituer un danger majeur pour l'environnement et la santé des communautés environnantes.

1. Génération des résidus miniers :

Les déchets sont produits à plusieurs étapes du processus minier et tout au long de la vie de la mine, de l'exploration (forage) à la fermeture. Une mine génère plusieurs types de déchets, mais trois se distinguent par leur volume le plus important : les stériles, les résidus miniers et les eaux d'exhaure. Dans certains cas, la mine utilise des produits chimiques, comme le cyanure, lors du traitement. Ces produits chimiques ne représentent souvent qu'une faible proportion des déchets totaux, mais peuvent présenter un risque important en raison de leur forte toxicité. L'eau de procédé est récupérée dans un bassin versant voisin (rivière ou lac). Afin de minimiser l'utilisation d'eau douce, l'eau de procédé est recyclée dans le procédé. Les résidus miniers sont stockés dans des installations de stockage des résidus, tandis que les solides se séparent de la phase aqueuse. L'eau est ensuite pompée dans des bassins de clarification pour un traitement ultérieur, puis réutilisée dans le procédé. Vous trouverez ci-dessous un résumé des principaux types de déchets issus des procédés miniers.

2. Catégories de déchets :

2.1. Déchets de roche :

Matériaux stériles pour obtenir 1 tonne de minéral. Habituellement, une mine à ciel ouvert affiche un taux de décapage supérieur à celui d'une mine souterraine. On a souvent tendance à empiler les stériles près de la mine en vue de réduire les déplacements.

L'exposition des stériles à l'air et à l'eau provoque un processus d'altération. Cette modification pourrait favoriser l'apparition d'un drainage acide (également connu sous le nom de drainage rocheux acide (DRA) ou de drainage minier acide (DMA) lorsqu'il est associé à des opérations d'extraction minière), riche en métaux, particulièrement lorsque des minéraux sulfurés sont

présents. Un grand morceau de roche se dégrade progressivement à cause de sa faible surface, tandis que les blocs plus petits, présentant une surface plus importante, deviennent plus sensibles à la dégradation. Des substances comme le mercure, extrêmement toxiques même en petites quantités, contrastent avec d'autres comme le zinc et le cuivre qui, bien que moins nocifs en faible concentration, peuvent devenir dangereux pour la vie aquatique lorsqu'ils atteignent des niveaux plus élevés. Une mine renferme généralement divers types de stériles, qui diffèrent par leur teneur en minéraux sulfurés. Une manière efficace de diminuer l'empreinte écologique est de trier les divers genres de déchets stériles. Dans le cadre de la classification des stériles, on utilise fréquemment des expressions comme roches potentiellement acidogènes (PAG, aussi appelées roches acidogènes ou PAF) et roches non acidogènes (NAG, également connues sous le nom de roches non acidogènes ou NAF).



Figure1.9 : Un ensemble de roches extraites d'un amas de stériles.

2.2. Les résidus :

Le processus d'enrichissement produit des résidus constitués d'une boue limoneuse riche en eau, dont le volume est déterminé par la concentration en minerai. En règle générale, les projets d'extraction de minerai de fer produisent moins de déchets comparativement à ceux des mines d'or et d'argent. Des installations spécialisées (ISR) sont utilisées pour le stockage des résidus, généralement construites en surface avec des remblais stables. La composition des résidus est

comparable à celle du minerai, et leur caractérisation s'avère indispensable. Le stockage subaquatique, qui consiste à entreposer sous l'eau, diminue l'oxydation des minéraux sulfurés, alors que le dépôt au-dessus du niveau de l'eau est plus fréquent. (6)



Figure 1.10: Installation de stockage de résidus dans une mine d'or.

2.3.les Terrils :

Les collines, ou les Terrils... avec le « l » muet, comme l'exige la prononciation picarde. On pourrait les représenter comme un amas de morceaux de schiste, de sable, de résidus de charbon et de poussière tirés des profondeurs du sol et du fond des fossés. Mais également en tant que décharge ou accumulation d'ordures. Et également comme une succession de collines qui apportent un certain relief à la terre plane. (7)



Figure1.11 : Les Terrils de fer de mine Ouenza

3.Impacts environnementaux des rejets miniers :

Les impacts environnementaux majeurs des installations de gestion des résidus et des stériles englobent les conséquences liées à l'emplacement du site et l'utilisation des terres associée, ainsi que les émissions potentielles d'effluents et de poussière lors de l'exploitation ou pendant la phase de maintenance après fermeture. Par ailleurs, la rupture ou l'effondrement de ces infrastructures peut entraîner des dommages environnementaux considérables, voire même des pertes humaines. Une gestion efficace des résidus et des stériles repose sur une caractérisation précise de ces matériaux, y compris une estimation fiable de leur comportement à long terme, ainsi qu'une sélection judicieuse du lieu d'implantation.(8)

3.1. Émissions : Les rejets et les particules provenant des sites de gestion des résidus et des stériles, qu'ils soient soumis ou non à un contrôle, peuvent présenter une toxicité variable pour l'homme, les animaux et la flore. Les rejets peuvent se révéler acides ou alcalins et renfermer des métaux dissous et/ou des éléments organiques complexes, tant solubles qu'insolubles, qui sont entraînés lors du traitement du minerai. Ils peuvent également contenir des substances organiques présentes à l'état naturel, telles que les acides humiques et carboxyliques à longue chaîne issus d'opérations minières. Les éléments présents dans les émissions, tels que leur pH, leur concentration en oxygène dissous, leur température et leur dureté, peuvent tous jouer un rôle crucial dans la toxicité de ces émissions pour l'environnement récepteur.

Au cours des vingt dernières années, l'attention générale portée au problème environnemental du « drainage acide » ou DA dans le secteur minier s'est renforcée. Le DA est lié aux minerais sulfurés d'où l'on tire le plomb, le zinc, le cuivre, l'or et d'autres minéraux.

Tableau1.5 : Les impacts de la pollution sur la santé humaine et l'environnement.

Effects of pollutants on human health and environment

Pollutants	Environmental impacts	Health effects
Nitrogen dioxide (NO_2)	– Damages diverse plants and ozone formation. – Acid Rain. – Greenhouse effect (indirectly)	– Penetrates the deep respiratory tract where it weakens the pulmonary mucosa against infectious attacks, especially in children. – An irritating gas that penetrates the finest ramifications of the respiratory tract, causing bronchial hyper-reactivity inasthmatic patients and increases susceptibility of the bronchi toinfections in children
Sulfur dioxide (SO_2)	– Deterioration of plants and ecosystems as well as buildings. – Precursors of acid rain	– Causes attacks in asthmatics. – Increases breathing difficulties and affect respiratory function in children
Suspended particles <10 µm (PM10)	– Effects on crops. – Soiling of buildings	– Mutagenic and carcinogenic properties. – Impaired respiratory function
Ozone (O_3)	– Harmful effect on vegetation. – Contributes to the greenhouse effect and acid rain	– An aggressive gas that easily penetrates to the finest respiratory tracts. – Causes coughing, lung damage and eye irritation
Heavy metals	– Toxic Fallout	– Neurotoxic. – Kidney, lung and bone toxicity. – Respiratory carcinogen
Volatile organic compounds (VCO)	– Involved in the process of the greenhouse effect and the strato-spheric ozone hole	– The effects vary according to the nature of the chemical compound. – They range from simple olfactory discomfort to irritation, to a reduction in respiratory capacity, to mutagenic and carcinogenic effects

3.2. Voici les origines majeures de ce souci environnemental

• L'apparition fréquente de sulfures métalliques dans les résidus et les déchets.

• La réaction des sulfures à l'oxygène et à l'eau, entraînant leur oxydation.

• La production d'un lixiviat acide chargé en métaux résultant de l'oxydation des sulfures.

• L'éducation prolongée de ce lixiviat.

•L'absence de minéraux qui peuvent neutraliser l'acidité.

Casse et effondrements accidentels :

L'effondrement de toute sorte d'installation de gestion des déchets ou des stériles peut avoir des effets à court et à long terme. Voici quelques exemples d'effets à court terme.

• Inondations. • Enfouissement/suffocation. • Écrasement et démolition. • Désactivation de l'infrastructure. • Empoisonnement.

4. Solutions envisageables pour minimiser leur empreinte écologique

Afin de minimiser l'empreinte écologique, diverses approches et méthodes :

4.1- Réduction de la pollution de l'air : Il serait préférable d'installer des filtres sur les cheminées afin d'éviter la dispersion de particules et de gaz dangereux dans l'atmosphère. Il est également conseillé d'utiliser des équipements modernes alimentés par l'électricité ou une source d'énergie propre, plutôt que par le diesel.

4.2. Conservation de l'eau

- Avant leur rejet, les eaux usées issues de l'extraction minière doivent être purifiées et traitées pour préserver l'environnement et les nappes phréatiques.
- On peut aussi réutiliser ces eaux à l'intérieur de la mine pour faire des économies tout en prévenant la pollution.

4.3. Gestion des terrains et des déchets

Après l'exploitation d'une zone, il est crucial d'effectuer sa réhabilitation et son reboisement pour lui permettre de retrouver son état initial. Il est tout aussi crucial de gérer les résidus miniers de manière structurée, en comparable à leur accumulation près des zones peuplées et des rivières.

4.4. Protection de l'environnement et de la biodiversité

- Il est possible d'installer des arbres et de constituer des zones vertes autour de la mine pour réduire la pollution et le bruit.
- Il est recommandé de réaliser une observation.

Des contrôles réguliers de la faune et de la flore locales sont effectués pour s'assurer que l'activité minière n'entraîne pas d'impact disproportionné.

4.5. Signification de l'engagement communautaire

Instaurer des initiatives éducatives, principalement au sein des institutions scolaires, pour souligner l'importance de la protection de notre environnement. Il est aussi bénéfique d'intégrer les communautés environnantes de la mine dans le processus décisionnel et de leur donner l'opportunité d'exprimer leur point de vue.

4.6. Soutien à la recherche

Les départements et centres de recherche ont la capacité de mener des études sur l'impact de l'exploitation minière et de suggérer des solutions appropriées à chaque site. Cela facilitera l'application de méthodes d'extraction écologiques et durables.

Chapitre2 :

Comportement mécanique des sols grenus

Introduction

Les sols jouent un rôle essentiel dans diverses applications d'ingénierie, en particulier dans les domaines de la construction et des travaux publics, car ils représentent la fondation sur laquelle les structures sont construites. La compréhension du comportement mécanique des sols graveleux (ou granulaires) est un élément essentiel dans le domaine de la géotechnique, car elle a un impact direct sur la stabilité des structures et leur capacité à résister aux charges. L'objectif de ce chapitre est d'examiner les caractéristiques physiques et mécaniques de ces sols divers, en mettant l'accent sur leur classification, leur réaction sous contrainte, et leur comportement face à différentes situations telles que les variations d'humidité ou de pression. On traite aussi des expériences en laboratoire qui aident à évaluer ce comportement, ce qui donne la possibilité à l'ingénieur géotechnicien de faire les choix adéquats lors de la conception des fondations et des structures

Dans le domaine de la géotechnique, les matériaux qui composent la surface terrestre se classent essentiellement en deux catégories :

a- Les roches

b- b- Les sols

2.1. Définition des sols : Les sols sont un assemblage hétérogène de particules ou de cristaux ayant des dimensions, formes et propriétés physicochimiques variées, pouvant être séparés sous l'effet d'actions mécaniques relativement légères.

2-2-Éléments constitutifs d'un sol

Le sol est constitué de divers composants solides qui forment son squelette, d'eau qui peut s'écouler ou non entre les particules et d'air ou de gaz. Ainsi, en général, il est composé de trois phases :

Sol = phase solide + phase liquide + phase gazeuse

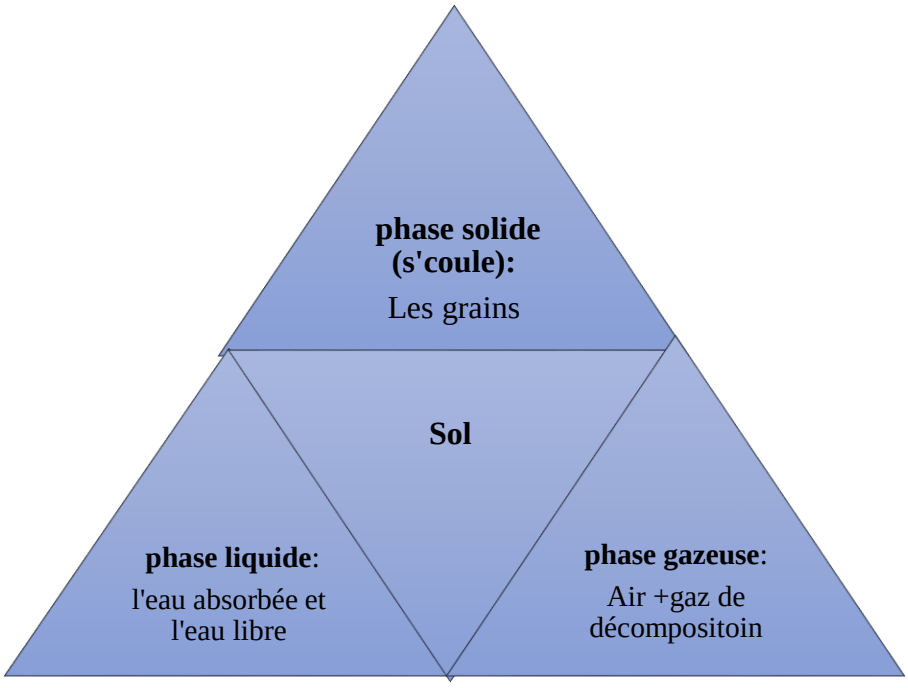


Figure 1.2 : Schéma de Composants d'un sol.

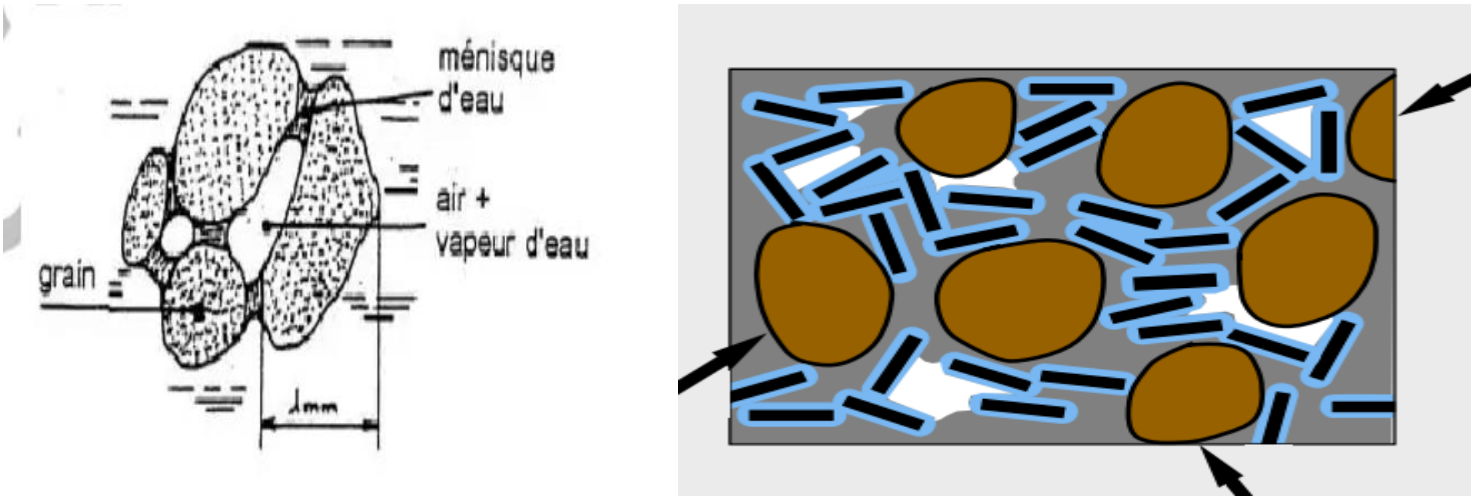


Figure 2.2 : constitution des sols.

2.3. Les types des sols :

2.3.1. Les variétés de sols :

On catégorise couramment les différents types de sols selon la dimension de leurs particules. Dans l'étude de la mécanique des sols, la classification la plus basique se résume à répartir les sols en deux catégories principales :

Les sols fins (ou sols cohésifs) : de moins de 20 µm, dotés d'une cohésion (comme l'argile ou le limon).

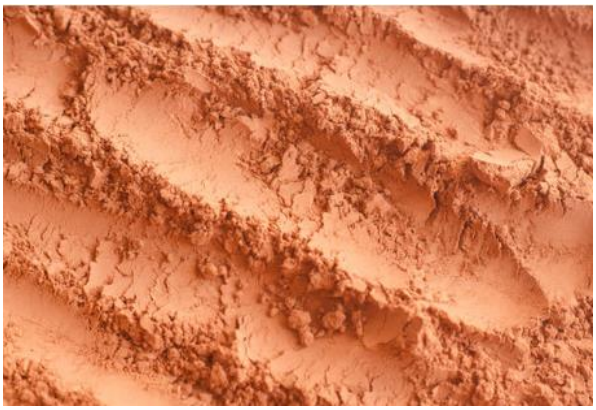


Figure 2.3 : Texture de les sols fines.



Figure 2.4 : Sols argileux.

b-Les sols grenus : Les rochers et les blocs, ou enrochements, possèdent un diamètre équivalent supérieur à20 µm (sable, gravier…..etc). Ils se distinguent par une perméabilité très élevée.

3.Différence entre les sols fins et les sols granuleux.

	Les sols fins	Les sols granuleux.
Le diamètre des particules	-Le diamètre est infèrieur à 20 µm	-Le diamètre est supérieur à 20 µm
Comportement en présence d'eau	-Très différent en fonction des teneurs en eau (état solide, état plastiques, état liquide).	-L'eau ne change pas d'état.
Le cohésion et l'angle de frottement	-Le cohésion élevée et l'angle de frottement est presque nul. et l'angle de frottement est presque nul.	-L'angle de frottement élevée et le cohésion est presque nul.
Le perméabilités	-Sol imperméables et gélifs(indrainer).	-Sol perméables drainer.
La résistance de cisaillement et de traction	-Résistance de cisaillement et de traction élevée.	-Résistance de traction faible et de cisaillement élevée.

4.La classification des sols

Eelle est indispensable pour l'ingénieur géotechnicien, car elle facilite la prévision du comportement global d'un sol en se basant sur ses caractéristiques fondamentales. Il existe divers systèmes de classification, les plus fréquemment employés incluent :

- ✓ **Classification selon la nomenclature GTR (norme NF P 11 300) (Guide des Terrassements Routiers)**

. Ce classement, qui est principalement utilisé en France pour les travaux routiers, se base sur la dimension des granulats et le niveau d'humidité du sol. Elle est particulièrement utile

pour évaluer la capacité d'un sol à être utilisé dans les remblais et les sous-couches de routes. Elle prend en considération les mêmes attributs fondamentaux que la classification LPC/USCS, toutefois elle est nettement plus précise pour les particules argileuses ayant une grande incidence sur la gestion des terrassements. De plus, elle prend en compte l'altérabilité des matériaux au fil du temps.

Tableau 2.1: Classification GTR des sols (2)

CLASSE	Définition	Caractéristique	Sous-classe
A	Sols fins	$D_{max} \leq 50$ mm et passant à 80 µm > 35 %	A1 à A4 selon VBS ou Ip
B	Sols sableux et graveleux avec fines	$D_{max} \leq 50$ mm et passant à 80 µm ≤ 35 %	B1 à B6 selon VBS ou Ip et tamisat
C	Sols comportant des fines et des gros éléments	$D_{max} > 50$ mm et passant à 80 µm > 12 % ou passant à 80 µm ≤ 12 % + VBS > 0,1	30 sous-classes selon VBS, Ip et tamisat à 50 mm
D	Sols insensibles à l'eau avec fines	VBS ≤ 0,1 et passant à 80 µm ≤ 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	

D_{max} = diamètre pour lequel 95 % des grains du sol ont une dimension inférieure (soit D_{95} si la courbe granulométrique est disponible, sinon appréciation visuelle de la dimension des plus gros éléments).

Tableau 2.2: Classification GTR des sols fins. (2)

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
Dmax ≤ 50 mm et Tamisat à 80 µm > 35%	A Sols fins	VBS ≤ 2,5 (*) ou I_p ≤ 12	A_1 Limons peu plastiques, loess, silts alluvionnaires, sables fins peu pollués, arènes peu plastiques...	IPI (*) ≤ 3 ou $w_n \geq 1,25\ w_{OPN}$	A_1 th
				3 < IPI (*) ≤ 8 ou $1,10 \leq w_n < 1,25\ w_{OPN}$	A_1 h
				8 < IPI ≤ 25 ou $0,9\ w_{OPN} \leq w_n < 1,1\ w_{OPN}$	A_1 m
				$0,7\ w_{OPN} \leq w_n < 0,9\ w_{OPN}$	A_1 s
				$w_n < 0,7\ w_{OPN}$	A_1 ts
		12 < I_p ≤ 25 (*) ou 2,5 < VBS ≤ 6	A_2 Sables fins argileux, limons, argiles et marnes peu plastiques arènes...	IPI (*) ≤ 2 ou I_c (*) ≤ 0,9 ou $w_n \geq 1,3\ w_{OPN}$	A_2 th
				2 < IPI (*) ≤ 5 ou $0,9 \leq I_c$ (*) < 1,05 ou $1,1\ w_{OPN} \leq w_n < 1,3\ w_{OPN}$	A_2 h
				5 < IPI ≤ 15 ou $1,05 < I_c \leq 1,2$ ou $0,9\ w_{OPN} \leq w_n < 1,1\ w_{OPN}$	A_2 m
				$1,2 < I_c \leq 1,4$ ou $0,7\ w_{OPN} \leq w_n < 0,9\ w_{OPN}$	A_2 s
				$I_c > 1,3$ ou $w_n < 0,7\ w_{OPN}$	A_2 ts
		25 < I_p ≤ 40 (*) ou 6 < VBS ≤ 8	A_3 Argiles et argiles marneuses, limons très plastiques...	IPI (*) ≤ 1 ou I_c (*) ≤ 0,8 ou $w_n \geq 1,4\ w_{OPN}$	A_3 th
				1 < IPI (*) ≤ 3 ou $0,8 \leq I_c$ (*) < 1 ou $1,2\ w_{OPN} \leq w_n < 1,4\ w_{OPN}$	A_3 h
				3 < IPI ≤ 10 ou $1 < I_c \leq 1,15$ ou $0,9\ w_{OPN} \leq w_n < 1,2\ w_{OPN}$	A_3 m
				$1,15 < I_c \leq 1,3$ ou $0,7\ w_{OPN} \leq w_n < 0,9\ w_{OPN}$	A_3 s
				$I_c > 1,3$ ou $w_n < 0,7\ w_{OPN}$	A_3 ts
		I_p > 40 (*) ou VBS > 8	A_4 Argiles et argiles marneuses, très plastiques...	Valeurs seuils des paramètres d'état, à définir à l'appui d'une étude spécifique	A_4 th
					A_4 h
					A_4 m
					A_4 s

Tableau 2.3: Classification GTR des sols sableux ou graveleux, avec fines.

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	tamisat à 80 µm ≤ 12% tamisat à 2 mm > 70% 0,1 ≤ VBS ≤ 0,2	B_1 Sables silteux...	Matériaux généralement insensibles à l'eau		FS ≤ 60	B_{11}
						FS > 60	B_{12}
		tamisat à 80 µm ≤ 12% tamisat à 2 mm > 70% VBS > 0,2	B_2 Sables argileux (peu argileux)...	IPI (*) ≤ 4 ou $w_n \geq 1,25\ w_{OPN}$	B_2 th	FS ≤ 60	B_{21} th
						FS > 60	B_{22} th
				4 < IPI (*) ≤ 8 ou $1,10\ w_{OPN} \leq w_n < 1,25\ w_{OPN}$	B_2 h	FS ≤ 60	B_{21} h
						FS > 60	B_{22} h
				$0,9\ w_{OPN} \leq w_n < 1,10\ w_{OPN}$	B_2 m	FS ≤ 60	B_{21} m
						FS > 60	B_{22} m
				$0,5\ w_{OPN} \leq w_n < 0,9\ w_{OPN}$	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
		tamisat à 80 µm ≤ 12% tamisat à 2 mm > 70% 0,1 ≤ VBS ≤ 0,2	B_3 Graves silteuses...	Matériaux généralement insensibles à l'eau		LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B_{31}
						LA > 45 et MDE > 45	B_{32}

Dmax ≤ 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	B_4 Graves argileuses (peu argileuses)...	IPI (*) ≤ 7 ou $w_n \geq 1,25\ w_{OPN}$	B_4 th	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B_{41} th
						LA > 45 et MDE > 45	B_{42} th
				7 < IPI (*) ≤ 15 ou $1,10\ w_{OPN} \leq w_n < 1,25\ w_{OPN}$	B_4 h	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B_{41} h
						LA > 45 et MDE > 45	B_{42} h
				$0,9\ w_{OPN} \leq w_n < 1,10\ w_{OPN}$	B_4 m	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B_{41} m
						LA > 45 et MDE > 45	B_{42} m
				$0,6\ w_{OPN} \leq w_n < 0,9\ w_{OPN}$	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 $I_p \leq 12$	B_5 Sables et graves très silteux...	IPI (*) ≤ 5 ou $w_n \geq 1,25\ w_{OPN}$	B_5 th	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B_{51} th
						LA > 45 et MDE > 45	B_{52} th
				5 < IPI (*) ≤ 12 ou $1,1\ w_{OPN} \leq w_n < 1,25\ w_{OPN}$	B_5 h	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B_{51} h
						LA > 45 et MDE > 45	B_{52} h
				12 < IPI (*) ≤ 30 ou $0,9\ w_{OPN} \leq w_n < 1,10\ w_{OPN}$	B_5 m	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	B_{51} m
						LA > 45 et MDE > 45	B_{52} m
				$0,6\ w_{OPN} \leq w_n < 0,9\ w_{OPN}$	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 $I_p > 12$	B_6 Sables et graves argileux à très argileux	IPI (*) ≤ 4 ou $w_n \geq 1,3\ w_{OPN}$ ou $I_c \leq 0,8$	B_6 th		
				4 < IPI (*) ≤ 10 ou $0,8 < Ic \leq 1$ ou $1,1\ w_{OPN} \leq w_n < 1,3\ w_{OPN}$	B_6 h		
				10 < IPI ≤ 25 ou $1 < Ic \leq 1,2$ ou $0,9\ w_{OPN} \leq w_n$ (*) $< 1,1\ w_{OPN}$	B_6 m		
				$0,7\ w_{OPN} \leq w_n$ (*) $< 0,9\ w_{OPN}$ ou $1,2 < I_c \leq 1,3$	B_6 s		
				w_n (*) $< 0,7\ w_{OPN}$ ou $I_c > 1,3$	B_6 ts		

Tableau 2.4: Classification GTR des sols comportant des fines et des gros éléments

Classement selon la nature				Classement selon l'état hydrique et le comportement
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	
Dmax > 50 mm et tamisat à 80 µm > 12% ou si le tamisat à 80 µm ≤ 12% la VBS est > 0,1	C Sols comportant des fines et des gros éléments	Matériaux anguleux comportant une fraction ***0/50 mm*** > **60 à 80%** et matériaux roulés. La fraction ***0/50*** est un sol de classe **A**	C_1A_i Argiles à silex, éboulis, moraines, alluvions grossières...	Le sous-classement, en fonction de l'état hydrique et du comportement des sols de cette classe, s'établit en considérant celui de leur fraction ***0/50 mm*** qui peut être un sol de la classe **A** ou de la classe **B** * 1er exemple : un sol désigné C_1A_2h est un sol qui est : o soit entièrement roulé, o soit entièrement ou partiellement anguleux; sa fraction ***0/50*** représente plus de **60 à 80%** de la totalité du matériau. Dans les deux cas, sa fraction ***0/50 mm*** appartient à la classe A_2 avec un état hydrique **h**. * 2ème exemple : un sol désigné $C_1B_{42}m$ est un sol qui est : o entièrement ou partiellement anguleux; sa fraction ***0/50 mm*** représente moins de **60 à 80%** de la totalité du matériau. La fraction ***0/50 mm*** est un sol de la classe B_{42} se trouvant dans un état hydrique **m**. Les différents sous-classes composant la classe **C** sont :
		Matériaux anguleux comportant une fraction ***0/50 mm*** > **60 à 80%** et matériaux roulés. La fraction ***0/50*** est un sol de classe **B**	C_1B_i Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, moraines, alluvions grossières...	
		Matériaux anguleux comportant une fraction ***0/50 mm*** ≤ **60 à 80%**. La fraction ***0/50*** est un sol de classe **A**	C_2A_i Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, biefs à silex...	
		Matériaux anguleux comportant une fraction ***0/50 mm*** ≤ **60 à 80%**. La fraction ***0/50*** est un sol de classe **B**	C_2B_i Argiles à silex, argiles à meulière, éboulis, biefs à silex...	

C_1A_1 C_1A_2	C_1A_3 C_1A_4	C_2A_1 C_2A_2	C_2A_3 C_2A_4	Etat th, h, m, s ou ts
C_1B_{11} C_1B_{12}	C_1B_{31} C_1B_{32}	C_2B_{11} C_2B_{12}	C_2B_{31} C_2B_{32}	Matériaux généralement insensibles à l'état hydrique
C_1B_{21} C_1B_{22} C_1B_{41} C_1B_{42}	C_1B_{51} C_1B_{52} C_1B_6	C_2B_{21} C_2B_{22} C_2B_{41} C_2B_{42}	C_2B_{51} C_2B_{52} C_2B_6	Etat th, h, m, s ou ts

Tableau 2.5: Classification GTR des sols comportant insensibles à l'eau. (2)

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%	D_1 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%	D_2 Graves alluvionnaires propres, sables...		LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	D_{21}
					LA > 45 et MDE > 45	D_{22}
		Dmax > 50 mm	D_3 Graves alluvionnaires grossières propres, dépôts glaciaires...		LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	D_{31}
					LA > 45 et MDE > 45	D_{32}

✓ **Classification (LPC/USCS) : (Unified Soil Classification System ou Système unifié de classification des sols)**

La classification LPC (1965) utilise les résultats d'essais classiques d'identification des sols:

- des critères granulométriques :

- les pourcentages de gravier, sable et particules fines (tamisât à 2 mm et 0,08 mm);

- la forme de la courbe granulométrique.

- coefficient d'uniformité ou de Hazen Cu.

- coefficient de courbure Cc.

- les caractéristiques de plasticité WL et IP, et la ligne A d'équation :

IP = 0,73 (WL – 20) (loi de Caza grande).

- la teneur en matières organiques.

La classification peut également s'effectuer à partir de l'observation visuelle du sol et de tests simples de chantier. Mais il faut une grande expérience pour appliquer correctement cette méthode de classification de chantier

❖ **Sols à grain uniforme :**

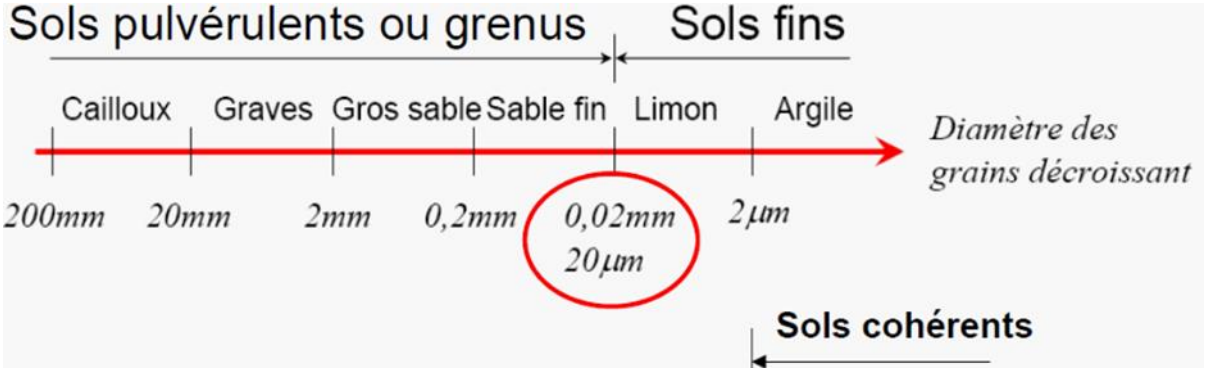


Figure 2.5 : Classification des sols à granulométrie uniforme.

❖ **Sols à grain non uniforme**

On identifie trois principales catégories de sols :

- Les sols grenus : plus de la moitié des particules ont un poids supérieur à 80 µm.

- Les sols fins : plus de la moitié des particules en poids sont inférieures à 80 μm.

- Les sols organiques dont la concentration en matière organique dépasse 10%.

a - Sols à consistance granuleuse

La classification des sols grenus s'effectue en se basant sur la granulométrie et les limites d'Atterberg. Elle est précisée dans le tableau suivant :

Tableau 2.6: Classification L.P.C des sols grenus. (2)

Définitions			Symboles	Conditions	Désignation géotechnique
GRAVES	Plus de 50% des éléments >0,08 mm ont un diamètre >2mm	Moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	Gb	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ et $1 < C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} < 3$	*Grave propre bien graduée*
			Gm	Une des conditions de Gb non satisfaite	*Grave propre mal graduée*
		Plus de 12 % d'éléments < 0,08 mm	GL	Limite d'Atterberg au dessous de la ligne A (voir diagramme de Casagrande)	*Grave limoneuse*
			GA	Limite d'Atterberg au dessus de la ligne A	*Grave argileuse*
SABLES	Plus de 50% des éléments >0,08 mm ont un diamètre <2 mm	Moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	Sb	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $1 < C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} < 3$	*Sable propre bien gradué*
			Sm	Une des conditions de Sb non satisfaite	*Sable propre mal gradué*
		Plus de 12 % d'éléments < 0,08 mm	SL	Limite d'Atterberg au dessous de la ligne A (voir diagramme de Casagrande)	*Sable limoneux*
			SA	Limite d'Atterberg au dessus de la ligne A	*Sable argileux*
Lorsque **5%**< *(% d'éléments <0,08 mm)*<**12%** : on utilise un double symbole (ex.: GL-Gb)					

b-Les Sols fins

L'évaluation des sols fins s'appuie sur les paramètres de plasticité en référence aux limites d'Atterberg. Cette information est détaillée dans le diagramme de plasticité suivant (fig2.6). On définit quatre grandes catégories principales en se basant sur la position dans le diagramme du point représentatif qui utilise la limite de liquidité comme abscisse et l'indice de plasticité comme ordonnée, comme illustré dans l'organigramme ci-dessous. (2)

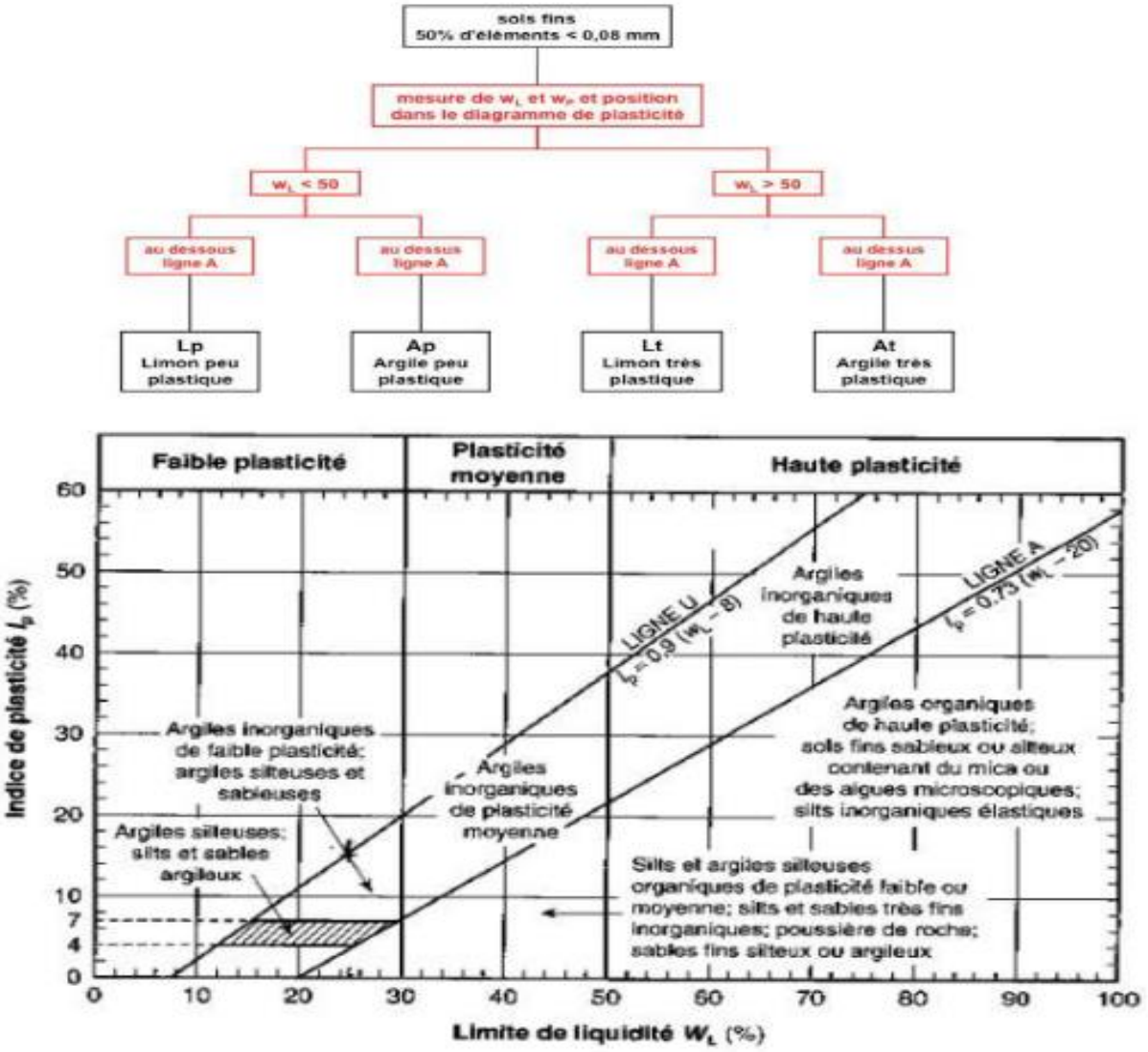


Figure 2.6 : Classification LPC des sols fins en laboratoire. Diagramme de plasticité.

c- Sols organiques

On désigne par « sol organique » un sol dont les particules constituent des éléments organiques. La présence de substances organiques dans les sols, sources de textures aérées et d'une forte capacité de stockage d'eau, procure à ces sols une importante flexibilité et une grande aptitude à être compactés. Pour l'étude de grands ouvrages où la compressibilité joue un rôle prépondérant (tels que les remblais sur sol compressible), il est crucial d'établir la teneur en matières organiques des sols qui doivent porter ces constructions.

La tourbe, issue de la décomposition des végétaux, est un exemple de sol organique ; elle se compose presque exclusivement de fibres végétales. Pour les sols organiques, on évalue la concentration en matières organiques. C_{MO} qui définit trois catégories :

Tableau 2.7: Classification L.P.C des sols organique.

La teneur en matières organiques C_{MO}	**Les catégories**
C_{MO}<3%	Sol inorganique
3 % < C_{MO} < 10 %	Sol faiblement organique
10 < C_{MO} < 30 %	Sol moyenne organique
C_{MO} >30%	Sol très organique

5.Propriétés physiques et mécaniques des sols :(2)

5.1. Caractéristiques physiques des sols :

Pour analyser le comportement mécanique des sols, il est essentiel d'établir certains paramètres associés aux différentes proportions du squelette solide, de l'eau et de l'air qui constituent le sol.

- **Les paramètres dimensionnels (poids volumiques) :**

-Le poids volumique des grains solides **(Ɣs)**Les Sols fins et Les sols grenus (Ys)=$\frac{Ps}{Vs}$: **26KN/m³≤Ɣs≤ 27 KN/m³**

-Le poids volumique du sol (poids volumique apparent ou poids volumique humide) **(Ɣp)**ou **(Ɣh) :** (Ɣh)=$\frac{Pt}{Vt}$

Les Sols fins : 16KN/m³≤Ɣh≤22 KN/m³

Les sols grenus : 17KN/m³≤Ɣh≤20 KN/m³

-Le poids volumique du sol sec ou la densité sèche **(Ɣd) :** (Ɣd)=$\frac{Ps}{Vt}$

Les Sols fins : 10KN/m³≤Ɣd≤20 KN/m³

Les sols grenus : 14KN/m³≤Ɣd≤18 KN/m³

-Le poids volumique du sol déjaugé **(Ɣ')** :

Les sols grenus et Les Sols fins : 9KN/m³≤Ɣ'≤12KN/m³

- **Les paramètres sans dimensions (paramètres d'état) :**

-La porosité(n)

Représentée par le symbole (**n)**, permet de déterminer l'importance des espaces vides, c'est-à-dire de savoir si le sol est lâche ou compact. Elle est caractérisée comme le quotient du volume des espaces vides par le volume total : **n=**$\frac{Vv}{Vt}$

Les Sols fins : n= 0,20 à 0,8

Les sols grenus : n= 0,25 à 0,5

La porosité est constamment supérieura à 1 toujours.

-Indice des vides (e) :

Il a une signification similaire à celle de la porosité, **e=**$\frac{Vv}{Vs}$

Les Sols fins : e = 0,3 à 1

Les sols grenus : e = 0.5 à 1

L'indice des vides peut être inférieure à 1.

-La teneur en eau (W (%)) :

Est définie par le rapport du poids de l'eau au poids des particules solides : **W (%) =**$\frac{Peau}{Ps}$

Les Sols fins : W (%) =10 à 20%

Les sols grenus : W (%) =1 à 15%

-Le degré de saturation (Sr) :

Il indique la mesure dans laquelle les pores sont comblés par l'eau. Le niveau de saturation peut fluctuer de 0% (sol sec) à 100% (sol saturé), **Sr=**$\frac{Veau}{Vvides}$**.**

-Indice de densité ou densité relative (Dr)ou (Id) :

L'indication de l'indice de densité fournit une indication sur la compacité d'un sol spécifique **Dr=**$\frac{e-emax}{emax-emin}$:

Id = 0 pour le niveau le plus lâche (e = e max).

Id = 1 pour le niveau le plus compact (e = e min).

-La Perméabilité (K) :

La perméabilité solaire, également connue sous le nom de conductivité hydraulique, est une caractéristique essentielle qui autorise une strate d'eau à se déplacer à travers les pores du soleil.

On le teste fréquemment à des vitesses mesurées en mètres par seconde (m/s), et il joue un rôle dans la classification du sol.

Type de sol	Coefficient de perméabilité K (m/s)
Gravier	$10^{-2} < K < 10^{-1}$
Sable	$10^{-5} < K < 10^{-2}$
Limon	$10^{-8} < K < 10^{-5}$
Argile	$K < 10^{-8}$

5.2. Les caractéristiques mécaniques :

5.2.1. Réaction contrainte-déformation :

- **Phase élastique** : Déformation réversible en cas de charges faibles (loi de Hooke $\sigma = E \cdot \epsilon$)

Coefficient d'élasticité (E) : Plus important pour les sols ayant une densité élevée ou sur consolidés.

- **Phase plastique :** Déformation non réversible (réorganisation des particules, glissements). Résistance maximale (sols compacts) ou écrouissage (sols friables).
- **Rupture :** Fragile (sols granulaires secs) ou ductile (argiles saturées).

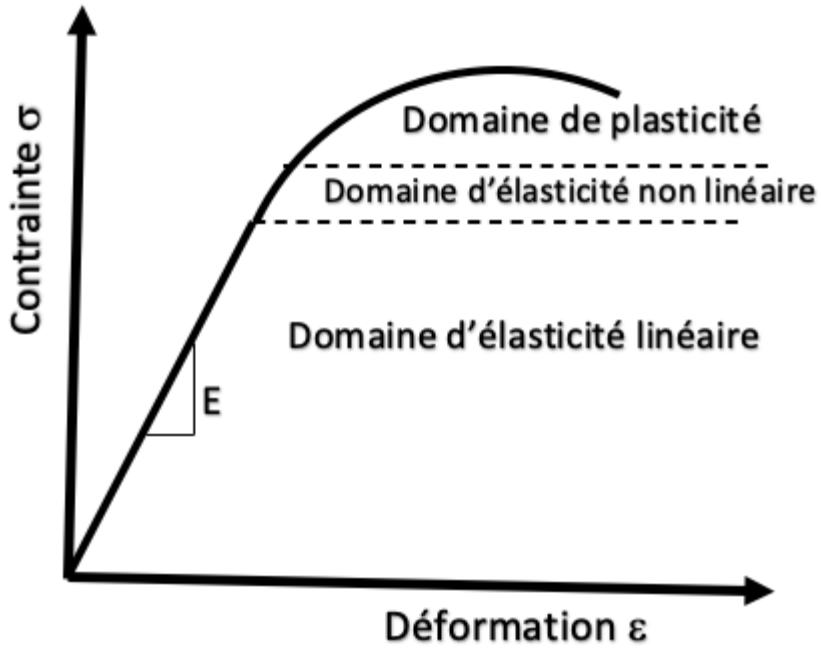


Figure 2.7 : Courbe contrainte-déformation. (3)

5.2.2. Comportement en cisaillement :

a-Critère de Mohr-Coulomb :

Le modèle de Mohr-Coulomb représente un critère crucial en géomécanique, servant à caractériser la réaction des matériaux face aux contraintes. Ce dernier se fonde sur deux éléments essentiels : **l'angle de frottement interne (ϕ) et la cohésion(c)**, qui fixent la résistance au cisaillement du matériau. On utilise souvent ce modèle en ingénierie civile pour examiner la stabilité des pentes, des fondations et des structures de support. Elle est généralement définie par la relation suivante :

$$\tau = c + \sigma_n \cdot \tan \phi$$

ϕ : Angle de frottement interne (dépend de la densité et de la rugosité des grains).

c : Cohésion (KPa) (nulle pour les sables, significative pour les argiles).

τ: contrainte de cisaillement (KPa)ou (MPa).

σ : Contrainte normale (kPa).

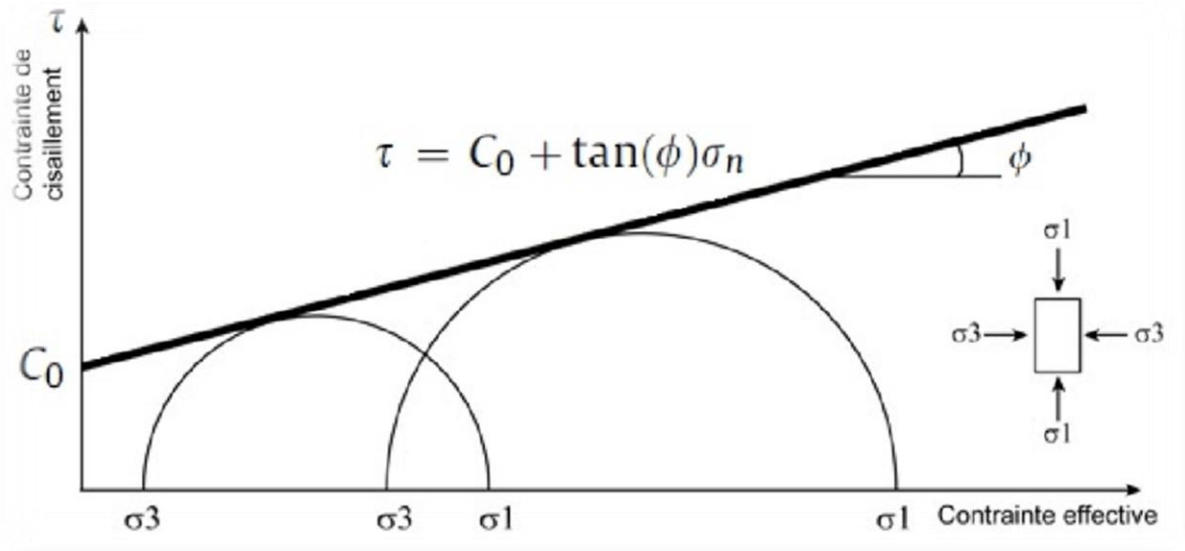


Figure 2.8 : Courbe de Mohr-Coulomb. (3)

b-Effet de la pression interstitielle sur la résistance au cisaillement :

b-1-Définition de la pression interstitielle :

La pression interstitielle **(également appelée pression de l'eau interstitielle et symbolisée par u)** est la pression que l'eau présente dans les pores du sol exerce.

b-2-Effet de la pression interstitielle :

La pression de l'eau diminue et réduit la contrainte de cisaillement et devient Critère de Mohr-Coulomb :

$\tau = c' + (\sigma - u) \cdot \tan \phi'$ $\sigma' = \sigma' - u$(loi de Terzaghi)

σ'=contrainte effective (KPa).

u=pression interstitielle (KPa).

Nous extrayons la résistance au cisaillement à travers deux expériences :

-essai de cisaillement direct (la boit de Caza grande).

- essai triaxiale.

c-La Différence entre essais de cisaillement direct, triaxial :

Principe	-Le sol est placé dans une boite divisée deux parties. -Une contrainte normale est appliquée verticalement. -On déplace lentement la moitié supérieure de la boite horizontalement jusqu'à rupture de sol. Et mesure directe de la force de cisaillement.	-Un échantillon cylindrique de sol est soumis à une pression de confinement (σ_3) uniforme sur toute sa surface latérale. -Une contrainte axiale (σ_1) est ensuite appliquée jusqu'à la rupture. -Permet de mieux simuler les conditions de terrain et de contrôler le drainage.
Conditions de drainage	-Contrôle du drainage limite (souvent non drainé ou partiellement drainé). - Pas de mesure directe des pressions interstitielles.	-Peut être non drainé non consolidé (UU), consolidé non drainé (CU), consolidé drainé (CD) -Permet la mesure des pressions interstitielles (CU) et donc l'analyse plus précise du comportement du sol.
Simplicité et coût	-Méthode simple, rapide peu coûteuse. -Donne des informations limitées.	-Plus complexe, long et coûteuse. -Donne des informations précises sur le sol.

5.2.3. Comportement mécanique des sols sous chargement :

La consolidation œdométrique fait référence à la diminution du volume d'un sol saturé soumise à une pression invariable, résultant de l'élimination de l'eau interstitielle via un drainage vertical. Elle se focalise principalement sur les sols fins à faible perméabilité (argile, limon……).

5.2.3.1. Influence des cycles de chargement et déchargement.

- Accélération de la consolidation secondaire.

-Compactage ou liquéfaction (surtout dans les granulaires).

- Variation des indices Cc et Cr.

-Déformation cumulative même à faible charge.

5.2.3.2. Effet de la surcharge et des conditions de drainage.

✓ *Le préchargèrent avec surcharge provoque :*

-Accélération de la consolidation primaire.

-Reduction du tassement futur.

-Amélioration de la portance du sol.

✓ *Les conditions de drainage :*

-Drainage double : plus rapide.

- Drainage simple : plus lent.

-Drain verticaux (PVD) : augmentent la surface drainée, accélérant le processus.

6.Influence des sollicitations périodiques et monotones sur les structures granulaires.

Les sols, en tant que matériaux granulaires, présentent des réactions spécifiques aux diverses sortes d'efforts mécaniques auxquels ils sont soumis. On distingue habituellement deux formes de sollicitations : les sollicitations monotones (appliquer une charge de manière ininterrompue jusqu'à la rupture) et les sollicitations cycliques (alternance entre des phases de chargement et déchargement). Ces requêtes exercent une forte influence sur le comportement mécanique des structures basées sur des granulés.

6.1. Dégradation progressive des structures granulaires :

Les matériaux granulaires peuvent subir une dégradation progressive lorsqu'ils sont soumis à des sollicitations. On peut le remarquer en observant :

-L'interruption des liaisons entre les particules.

-La réorganisation des particules.

-La diminution de la cohésion et de la densité.

Cette dégradation est particulièrement accentuée lors de sollicitations répétitives, où la répétition des efforts provoque une fatigue du matériau et une accumulation de déformations plastiques, qui sont irréversibles même après que la contrainte soit relâchée. (4)

7.Impact des cycles de charge et décharge :

Les cycles de chargement et déchargement influencent de manière double les caractéristiques mécaniques :

-**Rigidité :** Il est courant de constater une diminution graduelle de la rigidité (coefficient de Young apparent). Ceci est attribué à la rupture du lien ou à la dégradation de la qualité des liaisons entre les particules.

- **Résistance :** Le nombre de cycles peut aussi réduire la résistance maximale à la rupture.

8-Conclusion :

Ce chapitre a pour objet l'investigation du comportement des sols granulaires, en mettant en exergue leurs caractéristiques physico-mécaniques spécifiques les différenciant des sols fins, et principalement leur forte perméabilité intrinsèque ou résécable, leur très faible cohésion et leur forte résistance au cisaillement. L'essentiel des travaux de classifications usuels (GTR, LPC) est consacré à l'identification de ces sols en vue de leur utilisation dans des projets d'opérations de terrassement ou de fondation. Par ailleurs, la connaissance du comportement mécanique, en réponse à des sollicitations permanentes ou cycliques, mais également du comportement hydrique, est fondamentale pour garantir la sûreté et la durabilité de tout ouvrage géotechnique. L'ingénieur, en disposant de ces outils d'analyse, peut ainsi concevoir des structures adaptées aux particularités du sol en place.

Chapitre 3 :

Utilisation des remblais

1-Introduction

Dans les domaines de l'ingénierie minière et du génie civil. Destiné à remplir des trous, à stabiliser des pentes ou à soutenir des constructions, ce matériau doit répondre à des critères mécaniques rigoureux afin d'assurer la sécurité et la longévité des travaux. Cependant, les remblais sont fortement influencés par leur composition granulaire, leur proportion de liant, leur niveau de compactage et les conditions écologiques. Des enjeux comme le compactage différentiel, le fluage à long terme ou la réactivité à l'eau pourraient être éprouvés sur leur performance si ceux-ci ne sont pas surveillés soigneusement. Cet ouvrage a pour mission d'étudier les divers facteurs agissant sur la stabilité des remblais, d'estimer les risques qui sont associés à leur comportement sous des sollicitations diverses, et de décrire les nouvelles méthodes de renforcement qui doivent garantir leurs performances mécaniques et géotechniques.

2.Les remblais

On appelle rappeler un apport de matériaux destiné à rehausser ou égaliser une surface, à remplir un creux, ou à appuyer une construction. Dans le domaine du génie civil et minier, les remblais sont utilisés pour des tâches telles que l'excavation, l'érection d'infrastructures, le remplissage de cavités ou encore la stabilisation de terrains. On peut utiliser divers matériaux pour les remblais, tels que :

-Des sols naturels tels que l'argile, le sable et le limon.

-Des substances granulées (graviers, pierres broyées.Ou de résidus provenant de l'industrie ou des mines (stériles, cendres, déchets de traitement). La sélection du genre de remblai est déterminée par les conditions géotechniques, les charges imposées et les besoins en matière de stabilité ou de longévité de la structure.



Figure 3.1 : Le remblai de construction.

2.1. Le remblai minier :

Est un matériau utilisé pour combler les vides laissés par les opérations minières souterraines ou pour renforcer les infrastructures dans les zones minières. Leur utilisation est essentielle pour assurer la stabilité mécanique et géologique sous l'influence des charges générées par les équipements, les superstructures et la pression du sol.

Le remblai minier est devenu aujourd'hui indispensable pour les exploitations souterraines du fait de ses avantages économique, sécuritaire et environnemental. Il est utilisé pour l'optimisation des exploitations minières comme support des excavations souterraines, assurant ainsi la stabilité Physique des chantiers. Il est économiquement viable, répondant aux exigences de la production en garantissant la stabilité des sols tout en permettant également l'ouverture sécurisée de nouvelles galeries. Cela offre aussi la possibilité de dissimuler une grande quantité de résidus miniers qui pourraient être nuisibles pour l'environnement, tout en minimisant l'impact écologique des activités minières.

Dans l'industrie minière, on distingue plusieurs sortes de remblais dont les propriétés varient en fonction des matériaux employés. Les plus connus sont :

a-Remblais hydrauliques.

. b- Remblais en pâte.

c- Remblais compactés.

2.2. Types de remblais utilisés en génie civil et minier :

a-Remblais hydrauliques :

Il se compose de résidus de concentrateur triés par hydrocyclonage (également connu sous le nom de des lamage), d'eau et parfois d'un liant, pour une proportion de solides massiques variant

Tableau 3.1: Classification des remblais hydrauliques en fonction du pourcentage de fines

% superfines ($d < 10\ \mu m$)	Classification
0-10	Très grossier
10-20	Grossier
20-30	Moyen
30-40	Fin
40-50	Très fin
> 50	Extrêmement fin

Entre 60 et 70%. Afin d'améliorer le drainage du remblai, il est crucial de minimiser la proportion de particules superfines (d < 10 µm) dans les résidus hydrauliques, en tenant compte du pourcentage de ces particules présentes dans les rejets du concentrateur.

.Le remblai hydraulique est acheminé par gravité à travers les forages et les canalisations vers les sites nécessitant un remblayage. L'eau excédentaire présente sur les chantiers doit être évacuée par pompage vers la surface ou recyclée dans une autre partie de la mine. Il s'agit d'un remblai simple à préparer et à transporter, présentant un coût de production modeste. Toutefois, son utilisation présente deux défauts majeurs. Le premier concerne les barricades qui doivent être.Érigées pour maintenir le remblai et faciliter l'évacuation de l'eau superflue. Le second concerne la gestion de l'eau sur le site du chantier remblayé. Si l'excès d'eau n'est pas correctement évacué et pompé, cela pourrait causer des ruptures dans les barricades, conduisant ainsi à la chute du remblai dans les galeries de soutirage. Cela pourrait compromettre la sécurité des employés et du matériel.



Figure 3.2 : Remblais hydrauliques.

- **Utilisations :**

-En génie civil : Il est utilisé pour combler les zones inondées telles que les marais et les zones côtières récupérées (polders), en raison de sa capacité à se répandre rapidement et à remplir de grandes surfaces.

-Dans les mines : Il est utilisé pour combler les vides souterrains résultant de l'extraction des minerais et constitue une option économique pour le remblayage de grandes surfaces.

b. Remblai en pâte :

Le remblayage en pâte est une technologie moderne basée sur le mélange de résidus miniers solides à haute teneur en matières solides (60% à 85%) avec de l'eau et des liants tels que le



ciment ou les cendres volantes, pour former un mélange dense qui est pompé dans le remblayage.

Figure 3.3 : Remblai en pâte de ciment (CPB).

- **Matériaux utilisés**

-Résidus fins.

-Ciment Portland ou autres liants (cendres volantes).

-Quantités limitées d'eau.

- **Utilisations**

-Dans les mines : Utilisés pour remplir les puits souterrains (galeries), leur donnant un support mécanique solide, réduisant le risque d'effondrement et aidant à exploiter pleinement le minerai sans laisser de piliers de soutien.

-Dans le génie civil : Utilisé dans les projets qui nécessitent une stabilité immédiate ou une résistance élevée, tels que le creusement de tunnels ou les bases de tours lourdes.

- **Avantages :**

-**Stabilité immédiate :** L'enrobé gagne en résistance mécanique après un court laps de temps grâce à la présence de liants.

-**Solution environnementale** : Contribue à l'élimination sûre des déchets miniers et minimise l'impact sur l'environnement.

-**Contrôle des paramètres techniques :** Le mélange peut être adapté aux conditions du projet en termes de résistance, de temps de durcissement et de pompabilité.

- **Inconvénients :**

-Coût élevé : En raison de l'utilisation d'un liant (ciment) et de l'énergie nécessaire au processus de pompage.

-Nécessité d'un contrôle précis des propriétés rhéologiques : Telles que la viscosité, la vitesse de durcissement et le temps ouvert, ce qui nécessite des laboratoires et des techniques précises de contrôle de la qualité**.** ***(Verburg, R. (2007). Paste backfill for underground mining operations (Remblai en pâte pour les opérations minières souterraines). Mining Engineering Journal***

c-Remblais compactés :

Les remblais compactés sont des matériaux disposés en strates successives et densifiés mécaniquement grâce à des machines spécifiques (comme des rouleaux compresseurs et des compacteurs), dans le but de minimiser les espaces vides et d'augmenter la densité à l'état sec. L'intention première est d'améliorer les caractéristiques géotechniques comme la résistance au cisaillement, de minimiser les tassements et d'augmenter la capacité portante.



Figure 3.4 : Remblais compactés.

- **Matériaux employés**

-Sols sablonneux ou sablo-limoneux.

-Gravier et agrégats combinés.

-Le sol est amélioré grâce à des adjuvants comme la chaux ou le ciment dans certaines situations.

-Déchets industriels solidifiés en prétraitement.

- **Utilisations :**

-Génie civil

-Construction de routes et de barrages

-Bases pour les structures lourdes

-Remblayage de puits et de tunnels

-Mines

-Remblayage de mines à ciel ouvert ou de tunnels après la fin de l'extraction

-Renforcement de la structure de surface pour minimiser le risque d'effondrement

- **Avantages**

-Haute densité et stabilité optimale : Le compactage réduit les espaces vides et améliore la capacité portante.

-Haute qualité de contrôle : Grâce à des tests effectués sur le terrain et en laboratoire, comme le test Proctor et le test de densité relative.

-Efficacité dans les applications routières : Adapté aux applications sur route, aéroport et autres applications soumises à des vibrations.

- I**nconvénients**

Pour réussir, une attention particulière est essentielle :

- Humidité : Il est important de garantir que l'humidité est correcte et le sol peut-être compacté jusqu'à la densité spécifiée.

-Type de sol : Certains sols ne sont pas compatibles avec le compactage, tels que la plupart des argiles très plastiques.

- Infrastructures : Si on omettait de stabilité la base dans une tranchée par exemple, le compactage pourrait provoquer des tassements différentiels.

3. Contraintes et défis liés à l'utilisation sous charges lourdes

3.1. Déformations différentielles et tassement à long terme :

Les agrégats miniers se heurtent principalement aux problèmes d'hétérogénéité de déformation et d'affaissement temporel. Ceci est essentiellement attribué aux caractéristiques physiques changeantes des substances employées, comme la granularité ou le contenu en ciment et en eau [1], [4], [5]. Ces fluctuations entraînent des modifications de comportement mécanique au cœur du remblai, se manifestant par des zones plus vulnérables qui peuvent s'effondrer ou se fissurer. Certains types de remblais, en particulier les remblais non traités ou partiellement traités, sont sujets au fluage sous l'effet de charges continues, ce qui aggrave l'affaissement progressif au fil du temps [2],[3]. Dans les remblais riches en particules fines, telles que les résidus d'argile, des processus de compactage lents se produisent et contribuent à un affaissement continu qui peut n'être perceptible qu'après de longues périodes [2], [6]. Pour éviter ces problèmes, une méthodologie complète est nécessaire, en commençant par la sélection d'une composition de remblai optimale, en tenant compte de l'équilibre entre les matériaux granulaires et les liants tels que le ciment ou les cendres volantes [1, [3]. Il est également conseillé de contrôler le remblai sur le terrain pour s'assurer que la densité requise est atteinte [2] [5]. Les systèmes de surveillance continue, tels que les dispositifs de mesure de la déformation et de la flexion, sont tout aussi importants car ils fournissent des données essentielles pour évaluer les performances à long terme [1].

3.2. Sensibilité aux variations hydriques et climatiques :

Les remblais, en particulier ceux riches en argile ou en particules fines, sont très sensibles aux changements hydrologiques et climatiques, ce qui affecte négativement leurs performances et leur stabilité. L'exposition aux cycles humides et secs entraîne une expansion et une contraction répétées de la structure, ce qui provoque des fissures et une mauvaise cohésion interne [2][6]. Dans les climats plus froids, le gel de l'eau dans les vides entraîne une augmentation du volume, ce qui provoque des fissures et des faiblesses dans la structure cohésive du remblai [6]. Les eaux de ruissellement et les eaux souterraines peuvent également contribuer à l'érosion des

matériaux fins ou dissoudre les liaisons de ciment, réduisant ainsi la résistance du remblai [1][6].

Pour minimiser ces effets, il est recommandé d'isoler la surface exposée du remblai avec des matériaux d'étanchéité tels que des géomembranes ou des systèmes de drainage actifs [1][6]. L'utilisation de matériaux de remblai traités au ciment ou aux polymères réduit la perméabilité à l'eau et améliore la résistance hydraulique [3]. En outre, des systèmes de drainage efficaces doivent être conçus pour minimiser la saturation et stabiliser le remblai [6].

3.3. Risques de rupture et instabilités mécaniques :

Si les charges appliquées dépassent la capacité portante du remblai, en particulier s'il n'est pas renforcé ou soutenu, cela peut conduire à des effondrements localisés ou totaux [1][5]. Les vibrations causées par l'utilisation d'équipements lourds ou l'activité sismique sont un facteur supplémentaire qui affecte négativement l'équilibre interne du remblai [4][7]. D'autre part, la faible adhérence entre le remblai et les parois rocheuses adjacentes est une faiblesse structurelle qui contribue à réduire la stabilité globale [1].

Pour résoudre ces problèmes, la modélisation de la stabilité à l'aide de logiciels d'ingénierie avancés tels que FLAC3D ou Plexis est une étape essentielle pour estimer le comportement du remblai dans différents scénarios [7]. L'utilisation de renforts tels que des géogrilles ou des fibres synthétiques est également recommandée pour améliorer la résistance du remblai [1]. Les critères de conception concernant les angles critiques et les limites de sécurité doivent être respectés afin de minimiser les risques d'effondrement [5].

3.4. Stratégies générales d'atténuation :

Les mesures préventives générales sont les suivantes :

- Effectuer une analyse géotechnique détaillée du matériau de remblai avant son emploi [2][5].

- Surveiller la qualité durant l'édification en examinant la densité et l'humidité [1][5].

- L'installation de capteurs pour évaluer la pression, l'humidité et la déformation est prévue afin d'observer le comportement sur le long terme du remblai [1].

- Le choix du type de remblai est basé sur les caractéristiques du site, que ce soit un remblai en béton pour les zones à risque élevé, un remblai en pâte qui permet de trouver un équilibre entre

le coût et la performance, ou encore un remblai sec dans les régions arides afin de réduire au minimum les problèmes liés à l'eau [3].

4.Comportement des remblais sous sollicitations importantes

4.1. Facteurs influençant la stabilité des remblais : La stabilité des remblais, surtout lorsqu'ils sont exposés à des contraintes significatives, est influencée par plusieurs éléments. Ces, généralement liés entre eux, comprennent le type de matériau employé, la taille des particules, ainsi que les conditions de compactage et d'évacuation d'eau. La capacité du souvenir à résister aux déformations sous charge dépend en grande partie de l'interaction de ces paramètres.

4.2. Nature du matériau et granulométrie

La nature des matériaux a un effet direct sur la manière dont ils répondent à la charge. Les matériaux formés de plus grandes particules, comme le gravier ou le sable, ont généralement plus de stabilité par la formation qu'ils élaborent pour une répartition optimale des forces de compression. Les matériaux de minceur comme les argiles ou les résidus industriels sont plus chancelants, surtout une fois qu'ils sont soumis à des charges durables. Cette sensibilité aux crevasses et aux effondrements est attribuée à leur composition capable de se révéler instable sous contrainte, plaçant ainsi les remblais en situation de risque accumulé [9] [10] .

4.3. Compactage et densification

Un compactage approprié est essentiel pour la solidité des remblais. Un remblai mal compacté pourrait provoquer l'apparition de vides qui, à leur tour, peuvent causer des déformations ou une accumulation d'eau, diminuant ainsi sa capacité de charge. À l'inverse, un compactage idéal promeut la résistance à la compression et diminue les risques de tassement différé. On effectue régulièrement des tests de densité afin de s'assurer que la compaction respecte les critères techniques et pour assurer une grande longévité des remblais face à des charges lourdes. [11][12]

4.4. Drainage et consolidation.

Les conditions de drainage sont également décisives pour stabiliser l'évacuation des remblais. Si l'eau se congestionne dans les matériaux, elle développe une pression interstitielle qui réduit la cohésion du remblai et l'expose à déplacements ou à déformations. Il s'agit d'un cas très caractéristique en remblais fins, où l'eau est retenue prisonnière et ralentit le phénomène de consolidation. Pour éviter cette condition, l'installation de système de drainage efficace, comme des géotextiles ou des drains verticaux, est essentielle pour réduire l'humidité et inciter à un processus de consolidation plus rapide. Ainsi, l'évacuation de l'eau se produit plus rapidement, contribuant à une stabilité plus accrue du remblai [7][8].

5. Renforcement et techniques d'amélioration :

5.1. Traitements mécaniques et chimiques des remblais

Le compactage mécanique reste la méthode la plus répandue pour accroître la densité et la résistance des remblais. En réduisant les vides intergranulaires, cette technique permet d'améliorer la portance et de limiter les déformations ultérieures. En complément, les traitements chimiques — notamment par injection de liants comme la chaux ou le ciment — permettent de stabiliser les matériaux fins ou instables, en réduisant leur plasticité et en augmentant leur cohésion [13][14].

5.2. Utilisation de géotextiles et géogrilles

Les géotextiles et les géogrilles sont essentiels pour la consolidation des remblais, notamment dans les régions à forte inclinaison ou dans les sols de faible résistance. Ces matériaux synthétiques, en jouant le rôle de structure dans le remblai, favorisent une meilleure distribution des charges et réduisent les déplacements différentiels. Ils jouent aussi un rôle de barrière entre diverses strates granulométriques et facilitent un drainage optimal, ce qui participe à la pérennité générale du remblai [15][16].

5.3. Effet des additions minérales (cendres volantes, chaux, ciment) :

L'incorporation d'additions minérales dans les remblais est une méthode couramment utilisée pour améliorer leurs propriétés physiques et mécaniques. Les cendres volantes, la chaux et le ciment permettent, selon les dosages, de réduire la perméabilité, d'accroître la résistance à la compression et d'accélérer les processus de durcissement. Ces matériaux réactifs interagissent

chimiquement avec les particules fines du remblai, créant une matrice plus stable et durable, particulièrement adaptée aux environnements humides ou sollicités mécaniquement [14][17].

6.Conclusion

L’analyse approfondie du comportement des remblais a permis de mettre en évidence les défis techniques majeurs associés à leur mise en œuvre et à leur évolution dans le temps. En tant que matériaux composites souvent constitués de déchets miniers ou de sols traités, les remblais sont soumis à des contraintes mécaniques, hydriques et climatiques qui peuvent entraîner des déformations significatives, voire des instabilités structurelles. Pour prévenir ces défaillances, il est essentiel d'adopter une approche intégrée : caractérisation préalable des matériaux, choix judicieux du type de remblai (sec, cimenté, en pâte), traitements mécaniques et chimiques adaptés, et recours aux géosynthétiques lorsque cela est pertinent. Ces stratégies permettent non seulement d’améliorer les propriétés physiques du remblai, mais aussi d’en prolonger la durée de vie fonctionnelle dans des contextes parfois extrêmes. En somme, le remblai, bien qu’apparenté à un matériau secondaire, mérite une attention technique équivalente à celle des matériaux nobles dans tout projet d’ingénierie soucieux de performance et de sécurité.

Chapitre 4 :

Étude Expérimentale

1-Introduction :

Afin de connaitre et mieux comprendre la nature des sols sur lesquels nous travaillons (résidus de mine de fer), qui contient environ 30% de minerai de fer. Nous avons réalisé plusieurs essais géotechniques pour déterminer ses caractéristiques, le type auquel appartient ce sol appartient ce sol et son comportement face auxquels il sera exposédans la future. Ils sont divisés en deux parties :

-Expériences physiques : pour déterminer les propriétés physiques afin de déterminer son type.

-Expériences mécaniques : liées aux propriétés mécaniques dans les essais compressibilité et de cisaillement directe , sur lesquels se concentre principalement notre étude.

Les résultats obtenus seront présentés dans ce chapitre, avec une explication détaillée de chaque test.

2-Méthode de prélèvement de l'échantillon : L'échantillon a été prélevé dans la zone d'étude à l'aide d'une pelle et d'une main au niveau de la surface, ce qui représente des déchets miniers contenant un faible pourcentage minerai de fer (30%).







Figure 4.1 : d'échantillon prélevé sur la zone d'étude.

3-Protocole expérimentale et essais de caractérisation

Le tableau ci-dessous récapitule le programme expérimental :

Tableau4.1 : programme des essais de caractérisation.

A-Caractérisation physique	-Analyse granulométrique : • -Par Tamisage (NF P94-056) • -par Sédiment métrie (NF P94-057) -La densité apparent et relative. -Essais de consistance (NF P94-051). -Essai Bleu de Méthylène VBS (NF P 94-068) -Essai mesure Ph -Masse spécifique (NF P94-054)
B-Caractérisation mécanique	-Essais œdomètre (XP P94-090-1) -Essais cisaillement (NF P94-071-1)

A-Caractérisation physique

1.Analyse granulométrique

1.1. Analyse granulométrique Par tamisage (NF P 94 056)

1.1.1. Définition

Habituellement, l'analyse granulométrique fournit les proportions de grains de différents diamètres ; cette analyse peut se faire aussi bien par tamisage que par sédimentation ; En fonction de la dimension et du nombre des grains composant un granulat, on dénomme les granulats, fines, sables, gravillons ou caillou. Cependant, pour un granulat donné.

1.1.2. Objectif d'essai

- **Classer le sol :** Déterminer le type de sol (sable, argile, limon ..etc).
- L'établissement de la courbe granulométrique qui donne des informations très précises sur le sol étudié.

1.1.3. Matériel Utilisé

- **Les Tamis :** Les diamètres des tamis utilisés en D(mm) sont :(20 ; 16 ;12,5 ;10 ; 6,3 ; 5 ; 2,5 ;2 ;1,25 ;1 ;0,8 ;0,63 ;0,5 ;0,315 ;0,2 ;0,125 ;0,08).
- **Balance :** Pour peser l'échantillon avant et après le tamisage.
- **Four de séchage :** Pour sécher l'échantillon avant test s'il contient de l'humidité.
- **Sol :** Poids utilisé 4Kg ou 4000g.
- **Une brosse** : Nettoyage des mailles des tamis

1.1.4. Étapes de l'essai : Sécher l'échantillon pesé, le verser sur la colonne de tamis et celle-ci entre en vibration à l'aide de la tamiseuse électrique, pendant 3min puis le retirer et peser chaque échantillon restant tamis.





Figure 4.2 : Manipulation d'essai granulométrie par tamisage.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.2: Granulométries du sol par tamisage

Tamis(mm)	Refus(g)	Refus cumelé(g)	Refus cumelé (%)	Tamisa (%)
20	76,32	76,32	1,908	98,092
16	26,18	102,5	2,5625	97,4375
12,5	63,5	166	4,15	95,85
10	82,13	248,13	6,20325	93,79675
6,3	164,14	412,27	10,30675	89,69325
5	90,29	502,56	12,564	87,436
2,5	400	902,56	22,564	77,436
2	181	1083,56	27,089	72,911
1,25	345	1428,56	35,714	64,286
1	160	1588,56	39,714	60,286
0,8	290	1878,56	46,964	53,036
0,63	160	2038,56	50,964	49,036
0,5	0,5	2039,06	50,9765	49,0235
0,315	0,135	2039,195	50,979875	49,020125
0,2	535	2574,195	64,354875	35,645125
0,125	700	3274,195	81,854875	18,145125
0,08	335	3609,195	90,229875	9,770125

1.1.5. Traçage de la courbe :

Traçage la courbe granulométrique et la détermination de coefficient de courbe (Cc) et coefficient d'uniforme (Cu) graphiquement :

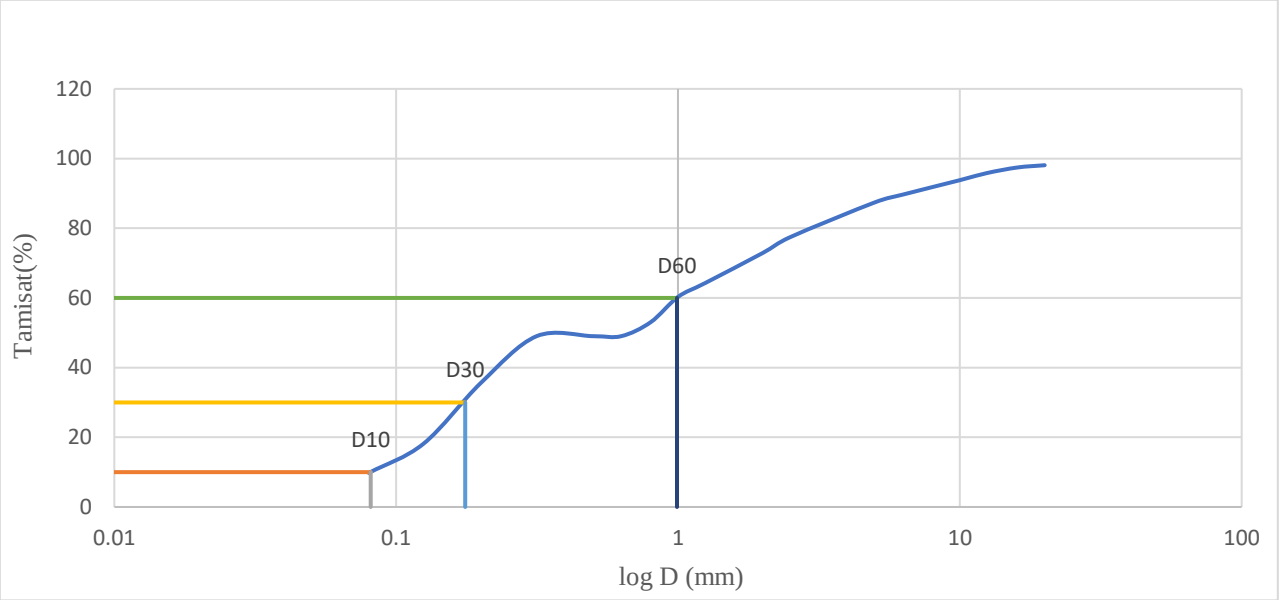


Figure 4.3 : Courbe Granulométries du sol par tamisage.

1.1.6. La détermination de coefficient de courbure (Cc) et coefficient d'uniformité (Cu) graphiquement : Nous savons que :

Cu<2 : granulométrie uniforme.

Cu>2 : granulométrie étalée.

Et :

Cc<1 mal gradué.

Cc>3 bien gradué.

D'après la courbe granulométriques D10=0,08123515 ; D30=0,17580661 et D60=0,99211034

- Le coefficient d'uniformité : $Cu=\frac{D60}{D10}=\frac{0,99211034}{0,08123515}=12,2128211$
- Le coefficient de courbure : $Cc=\frac{(D30)^2}{D10*D60}=\frac{(0,17580661)^2}{(0,08123515)*(0,99211034)}=0,38350093$

Cu=12,21 >2 et Cc=0,38 <1

- **Cu = 12,2 > 2**→ Granulométrie **étalée** (large gamme de tailles de grains).
- **Cc = 0,38 < 1** → Granulométrie **mal graduée** (courbe discontinue, manque de grains

1.2. Analyse granulométrique par Sédimentmétrie (NF P 94 057) :

La relation entre le diamètre équivalent **D** d'une particule tombant dans un liquide de viscosité **μ** et la vitesse de sédimentation **V** de la particule est matérialisée par la loi de stockes :

$$V=\frac{\gamma s-\gamma w}{18\mu}\times D^2$$

1.2.1. BUT d'essai :la sédiment métrie a pour but l'analyse granulométrique des sols cohérents dont diamètre des grains est inférieur à 0,08mm ou 0,1mm.

1.2.2. Matériel Utilisé :

- Deux éprouvettes en verre de 2 Litre.

-Densimètre gradué de 0.995 à 1.030 gr / cm.^{3}

-Thermomètre gradué.

-Agitateur.

-Etuve.

-Balance.

-Chronomètre.

-De floculant : solution à 5% d'hexa méta phosphate de sodium.

-Eau distillée.





Figure 4.4 : Matériel Utilisé

1.2.3. Mode Opératoire :

- Désagréger le tamisât à 0,08mm(80µ) obtenu par voie humide.
- Prélever 80g matériau sec homogénéisé.
- Préparer une solution constituée par 440cm³ d'eau distillée et 60cm³ d'une solution 5% d'hexa métaphosphate de sodium (3g poudre et 57cm³ d'eau distillée).
- Imbiber l'échantillon prélevé dans la solution ainsi préparée pendant 15heures.
- Procéder à l'agitation mécanique ou manuelle pendant 3min afin de séparer les grains.
- Compléter l'éprouvette avec de l'eau distillée jusqu'à 300cm³ et remuer la solution avec un agitateur manuel afin de repartir uniformément les grains.
- Retirer l'agitateur et mettre en marche simultanément le chronomètre, puis plonger le nettement le densimètre.
- Faire les lectures au densimètre au bout de 30 secondes 1,2,10,40,80,120,240,1440, minutes.



Figure 4.5: Manipulation d'essai granulométrie par sédiment métrie.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau4.3 : Résultats d'essai Sédiment métrie.

t(min)	T(°C)	Lecture	R=H-Cm	HT(cm)	V(cm/min)	F	D(mm)	Tamisa (%)
0,5	22	25	24,6	12,852	25,704	0,0081	0,04	91,73
1	22	21	20,6	14,372	14,372	0,0081	0,03	77,88
2	22	20	19,6	14,752	7,376	0,0081	0,02	74,42
10	22	15	14,6	16,652	1,6652	0,0081	0,01	57,12
40	22	11	10,6	18,172	0,4543	0,0081	0,0054	43,26
80	22	8	7,6	19,312	0,2414	0,0081	0,0039	32,88
120	19	6	5,6	20,072	0,1672	0,0084	0,0034	25,96
240	20	5	4,6	20,452	0,085	0,0083	0,002	22,5
1440	22	3,5	3,1	21,022	0,014	0,0081	0,0009	17,31
11250	20	3	2,6	21,212	0,0018	0,0083	0,0003	13,153
20160	21	2	1,6	21,592	0,00107	0,0082	0,00026	12,12
23040	21	1,5	1,1	21,782	0,00094	0,0082	0,00025	10,40

V = $\frac{Ht}{t}$ **et HT=22,2×** $\frac{R \times 3,8}{10}$ **F=** $\sqrt{\frac{18\eta}{Ys-Yw}}$

ŋ : Viscosité du fluide (kg/m*s)

Ys : le poids volumique spécifique égale 3,6 Kg/cm³

Yw : le poids volumique de l'eau égale 1kg/cm³

T : Température de fluide(°C)

R : Lecture Corrigé

Cm : Correction de ménisque égale 0,4

D(mm)=F× $\sqrt{V}$ et **T (%) =** $\frac{v}{m} \times \frac{Ys \times Yw}{Ys-Yw} \times \frac{RC}{10}$ Avec **RC =R+ Cm + Cd∓Ct**

v :volume de solution 2000ml ou 2L

m : poids d'échantillon 80g

Cd : Correction de solution (-0,8)

Ct : Correction de Température (Viscosité) (∓0,3)

D : diamètre

1.2.4. Traçage de la courbe granulométrique par Sédiment métrie

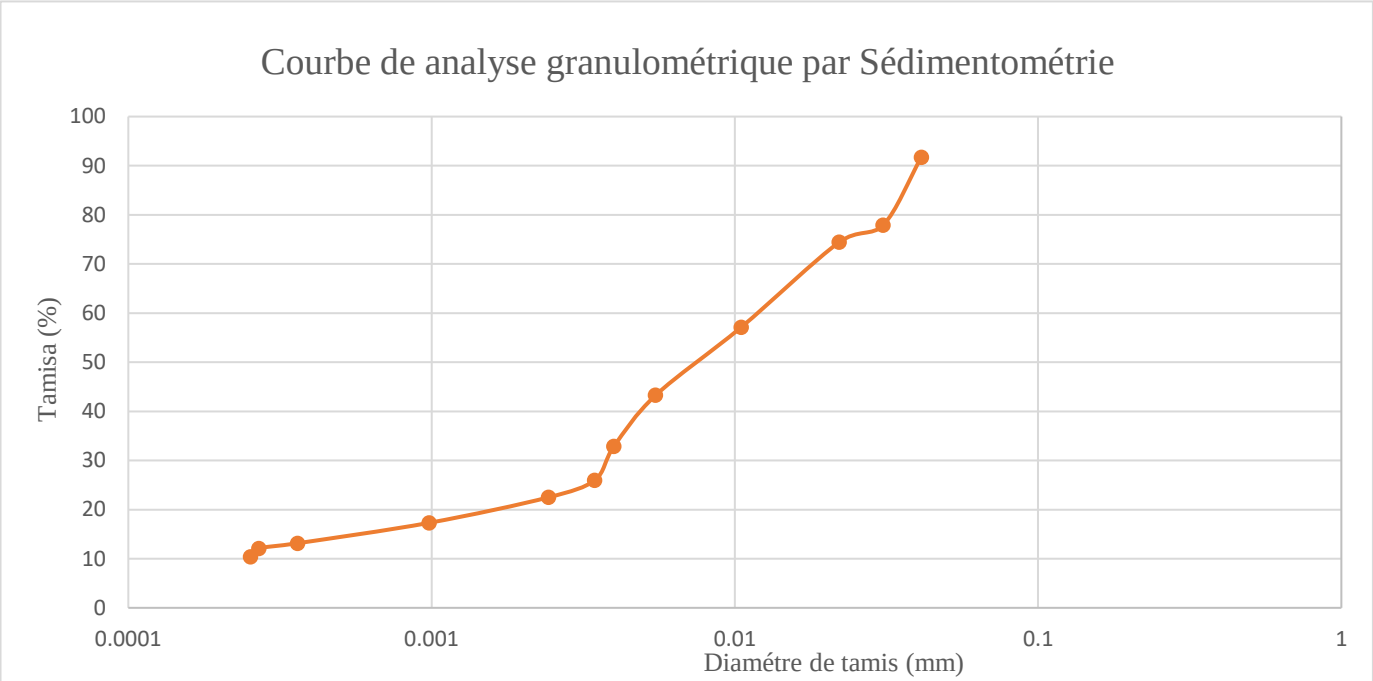


Figure 4.6 : Courbe granulométrie par sédimentmétrie.

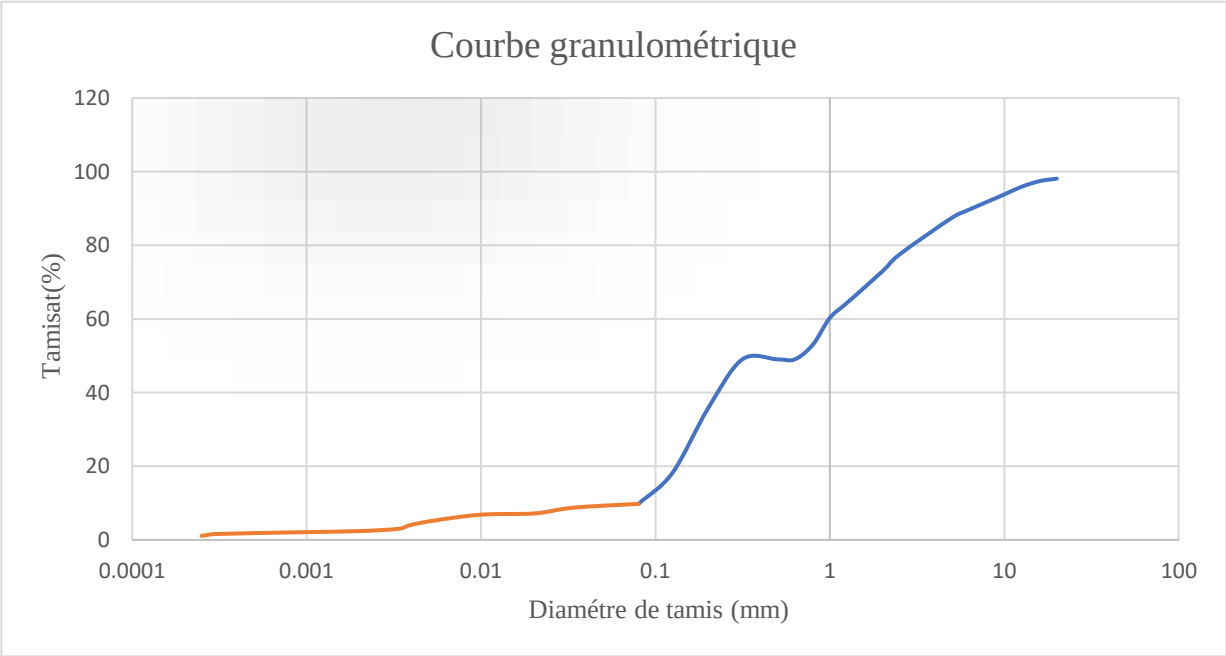


Figure 4.7 : Courbe granulométrique de sol d'étude.

1.2.5. Classement possible :

-Sable mal gradué (SM) : Sable dominé par les particules grossières avec faible pourcentage de fines.

2.La densité apparente et relative :

2.1. Objectifs

- Calculer la densité apparente (en place et sèche) d'un sol granulaire.
- Évaluer la densité relative du sol en se basant sur les conditions extrêmes (l'état lâche et l'état dense).
- Saisir l'impact de la compaction sur le comportement du sol.

2.2. Matériel Utilisé :

-Cylindre métallique ayant un volume déterminé (1000 cm^3).

-Balance numérique (exactitude : 0,1 g).

-Entonnoir de remplissage standardisé.

-Table vibrante ou maillet.

-Sol.

-Règle.

-Spatule, récipient à mélange.

2.3. Détermination de la densité apparente (NF P 94-054) :

2.3.1. Mode Opératoire :

-Peser le cylindre sans contenu

M0=280 g

- Empiler le sol sec dans le cylindre sans le compacteur.

-Aplanir le dessus et peser le cylindre en entier.**M1=1945g**

-Calcul du poids du sol :**M2=M1-M0**

M2=1945-280=1665g

- Calcul de la densité apparente :

$\rho_{appa}=\frac{M2}{V}=\frac{1665}{1000}=1{,}665 g/cm^3$ Où V : représente le volume du cylindre.







Figure 4.8 : Manipulation d'essai la densité apparente.

2.4. Détermination de la densité relative

2.4.1. État le plus lâche (remplissage sans compactage) :

-Remplir le cylindre sans vibration.

-Peser et calculer la densité sèche minimale.

2.4.2. État le plus dense (remplissage + vibration) :

- Remplir le cylindre en couches et tasser avec maillet ou vibration.

-Peser et calculer la densité sèche maximale max : $\rho_{dmax} = \frac{M3}{V} = \frac{2\,435-280}{1000} = \frac{2155}{1000}$

$$\boldsymbol{\rho dmax = 2,155 g/cm^3}$$





Figure 4.9 : Manipulation d'essai la densité relative (état dense).

-Calcul de la densité relative Avec :

$$\mathbf{Dr\ (\%) = \frac{\rho dmax - \rho dmin}{\rho d - \rho dmin} \times 100\ Où\ Dr\ (\%) = \frac{emax - e}{emax - emin} \times 100}$$

Avec :

e : Le ratio des vides à l'état normal.

e_{max} : Pourcentage de vides à l'état désintégré (densité la plus faible).

e_{min} : La proportion de vides dans l'état compact (densité la plus élevée).

$\rho_{d\ min}$: La densité sèche à l'état désassemblé.

$\rho_{d\ max}$: Densité à sec à l'état scellé.

ρ_d : Densité sèche de sol.

3. Densité spécifique des grains solides (NF P94-054)

3.1. Objectif d'essai

Cet essai a pour objet de déterminer la masse volumique des particules solides de sol au pycnomètre à eau.

La masse volumique des particules solides du sol est quotient de la masse de ces particules solides (ms) par leur volume (Vs).

3.2. Matériel Utilisé

- Balance.
- Pycnomètre de volume minimal 50cm³ munis des bouchons.
- Eau distillée ou déminéralisée.
- Tamis de 5mm.
- Sol.

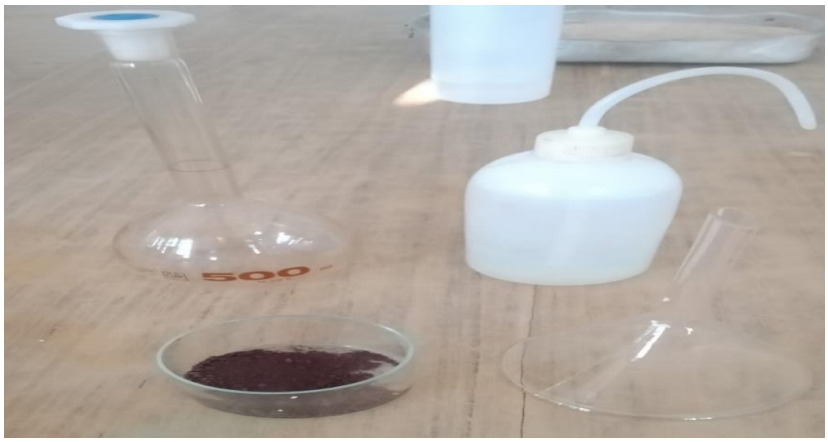


Figure 4.10 : Matériel Utilisé avec l'essai densité spécifique.

3.3. Mode Opératoire

- Prenez 30g de sol sec tamisé à travers un tamis de 5mm.
- Nettoyez et sécher le pycnomètre soigneusement.
- Peser le pycnomètre vide (M0).
- Ajouter les 30g de sol sec dans le pycnomètre, puis peser (M2).
- Remplissez le pycnomètre avec de l'eau distillé ou déminéralisée jusqu'au repère :
- Assurez-vous que le sol et complètement immergé.
- Pesez le pycnomètre contenant le sol et l'eau (M2).
- Vider le mélange, puis nettoyer soigneusement le pycnomètre et remplissez- le d'eau jusqu' au repère, puis peser-le pycnomètre(M3).

La formule utilisée pour calculer le Masse spécifique est **: [(M_1 - M_0)* M eau]/ (M_3 + M_1 - M_0 - M_2)**

Tableau 4.4 : résultat l'essai de Poids spécifique de sol.

Essais	**Ech 1**
Masse de pycnomètre M_0(g)	170
Masse du pycnomètre et l'échantillon M1 (g)	260
Masse du pycnomètre et l'échantillon et de l'eau M2 (g)	730
Masse du pycnomètre et de l'eau M3 (g)	665
Masse volumique d'eau M eau (g/cm3)	1000
Masse spécifique(Kg/cm^3)	3600
Masse spécifique (g/cm^3)	3,6

Donc :

Masse spécifique = 3,6 (g/cm^3)

4. Essai de consistance des sols :

L'essai de consistance des sols, également connu sous le nom d'essai de limite d'Atterberg ou consistance (NF P94-051).

Est en méthode utilisée en géotechnique pour déterminer les propriétés de consistance des sols fins en particulier des argiles. Ces essais permettent de définir les limites entre les différents états de consistance d'un sol : solide, plastique et liquide. Les limites d'Atterberg comprennent

- **Limite de liquidité (WL) :** teneur en eau où le sol passe de l'état plastique à l'état liquide. Mesurée avec la coupelle de Cassagnarde (25 coups pour fermer une rainure).
- **Limite de plasticité (WP) :** teneur en eau où le sol passe de l'état plastique à l'état semi solide. Déterminée en roulant le sol jusqu'à ce qu'il se brise à 3mm de diamètre.
- **Limite de retrait (WR) :** teneur en eau dessous de laquelle le sol ne rétrécit plus lors du séchage.

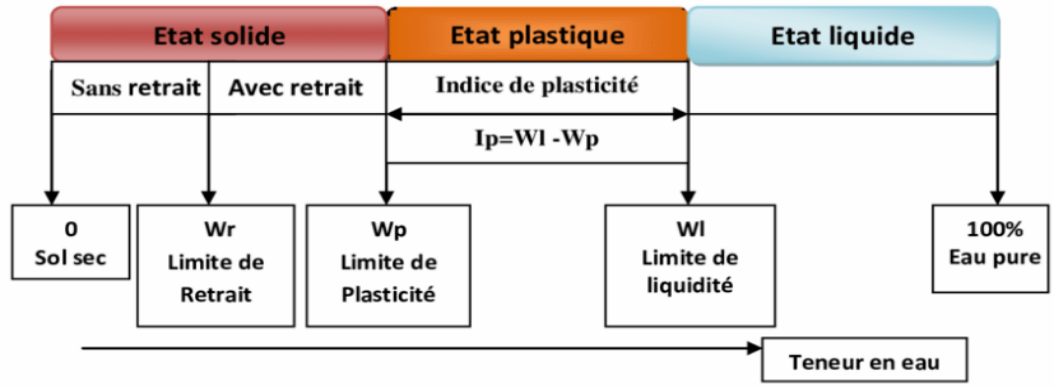


Figure 4.11 : États de sol et limites d'Atterberg.

4.1. Détermination de la teneur en eau des sols (NF P 94-050) :

4.1.1. Définition :

La teneur en eau d'un sol (intact, remanié ou reconstitué) est le rapport de la masse de l'eau évaporée lors de l'étuvage (m_w) sur la masse des grains solides (m_s) exprimé en pourcentage.

4.1.2. Appareillage :

- **Balance :** pour mesurer avec précision le poids du sol humide et sec.
- **Etuve :** pour sécher les échantillons de sol à une température constante (généralement 105°C).
- **Tares de séchage :** pour placer les échantillons de sol.
- Sol.

4.1.3. Étapes de l'essai :

- Nous pesons les tares dans lesquelles nous mettrons l'échantillon (M1).
- Prélevez un échantillon de sol
- **Pesée du sol humide** : Enregistrez le poids du sol humide (M2).
- **Séchage du sol :** placez l'échantillon dans l'étuve jusqu' à ce qu'il soit complétement sec.
- **Pesée du sol sec :** Enregistrez le poids du sol après séchage (M3).

4.1.4. Expression des résultats :

La teneur en eau est déterminée par la formule suivante : W (%) $=\frac{M2-M3}{M3-M1}$

Poids (g)	Ech (1)	Ech (2)
Poids de la Tare (M1)	33,90	34,25
Poids de la tare + la masse humide (M2)	64,30	73,91
Poids de la tare + la masse sec (M3)	63,47	72,88
Teneur en eau W (%)	2,7	2,8
Teneur en eau moyen W (%)	2,75≈ 2,8	

4.2. Détermination des limites d'Atterberg (NF P94-051).

4.2.1. Limite de liquidité (NF P 94-052-1)

- Prendre environ 200g de sol préalablement tamise au tamis 0,4mm.
- A l'aide de la spatule, triturer vigoureusement l'échantillon dans un bol de porcelaine jusqu'à ce que le mélange soit homogène presque fluide.
- Prendre une partie de la pâte et l'étaler dans la coupelle de l'appareil de Cassagnarde à l'aide de spatule.

-On trace une rainure (entaille) de 13 mm à l'aide d'un outil en forme de V.

-On imprime à la coupelle des chocs semblables (hauteur de chute 10 mm sur une base de caoutchouc) en comptant le nombre de chocs nécessaires pour fermer la rainure sur 12 à 13 mm de longueur.

-Mesurant alors la tenure en eau de la pâte on prélevant une tranche de masse d'environ 10g.

-Cette procédure sera répéter afin d'obtenir 3 à 4 teneurs en eau correspondant à des fermetures de rainure acceptables.

On trace le nombre de coups en fonction de la teneur en eau, on constate respectivement de cette relation est une droite en coordonnées semi-logarithmiques lorsque le nombre de coups compris entre 15 e35. La limite de liquidité est la teneur en eau correspondant à 25 coups sur le graphique, arrondir la valeur au nombre entier le plus près. $\mathbf{W_L = W\ (N/25)^{0.121}}$

W : la teneur en eau correspond à N coups

N : nombre de coups correspondant à la fermeture





Figure 4.12 : manipulation de la Limite de liquidité.

D'après ce qui précède : $\mathbf{W_L = W\ (N/25)^{0.121}}$

Poids (g)	Ech (1)
Poids de la tare	34,03
Poids de la tare +poids de sol humide	66,20
Poids de la tare+ poids de sol sec	60,07
Nombre de cop	25
Tteneur en eau (%)	23,54
WL (%)	23,54

4.2.2. Limite de plasticité W_P

- Prendre de la pâte précédente et former une petite boulette.
- Rouler la boulette de façon de former un rouleau 3mm de diamètre et longueur entre 10 et 15cm.
- Le rouleau commence à fissurer quand il atteint une longueur de 10cm on mesure sa teneur en eau.

Poids (g)	Ech (1)	Ech (2)
Poids de la Tare	33,75	33,95
Poids de la tare + la masse humide	36,80	36,78
Poids de la tare + la masse sec	36,35	36,34
Teneur en eau W (%)	17,30	18,41
Teneur en eau WP (%)	17,9	

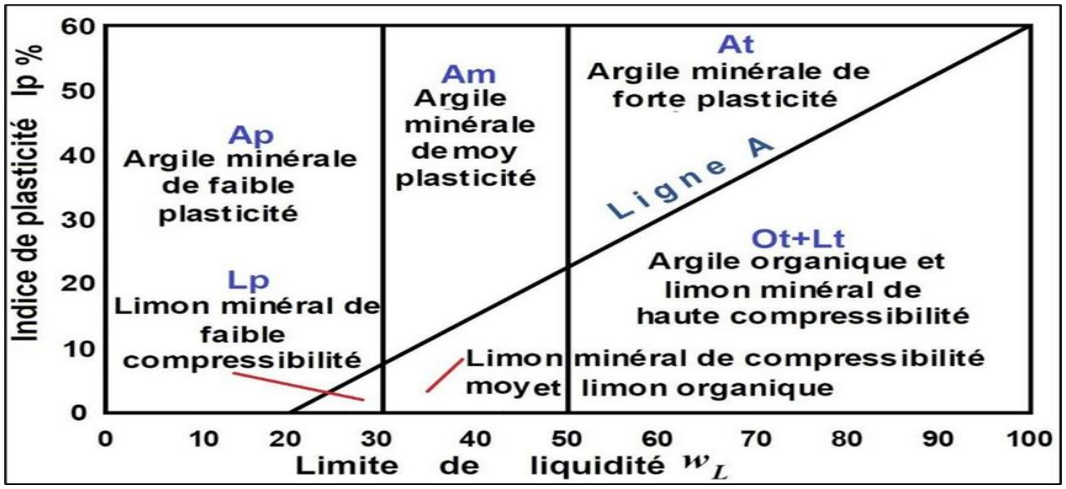


Figure 4.13 : Abaque de Cassagnarde utilisable dans la classification L.P.C. des sols fins.

a) **Indices de plasticité (IP) (NF P94-051)**

L'indice de plasticité est donné par : **IP=WL-WP**

IP=23,54-17,9=5,64



Figure 4.14 : Nature du sol selon IP.

La valeur de l'indice de plasticité classe le sol en question comme un sol **faible argilosité**

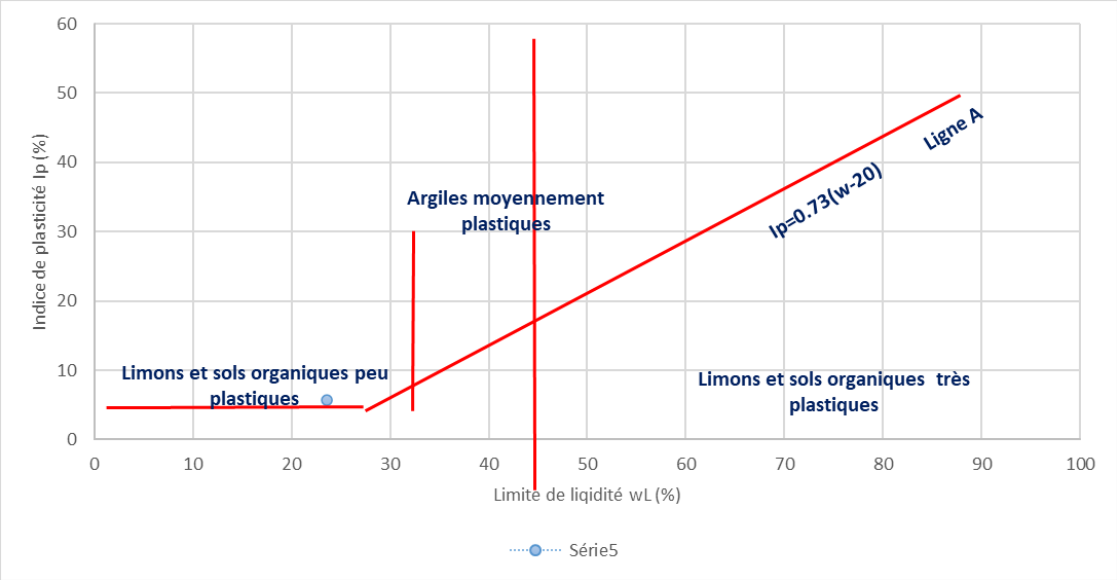


Figure 4.15 : Diagramme d'Indices de plasticité en fonction Limite de liquidité.

b) Détermination de l'indice de consistance (I_C) (NF P 94-051)

L'indice de consistance est donné par :

$$I_C = \frac{WL-W}{Ip}$$

$$IC=\frac{23,54-2,8}{5,74}=3,61$$

Tableau 4.5: Classification de l'indice de consistance.

I_C	**Consistance**
I_C <0	Liquide
0<I_C<0.25	Pâteuse ou très molle
0.25< I_C<0.5	Molle
0.5< I_C<0.75	Ferme
0.75< I_C<1	Tés Ferme
I_C>1	Dure

I_C>1

Donc : sol est **une argile Dure**

4.2.3. Classement possible

Si l'analyse a révélé un peu plus de fines plastiques (argileuses), il pourrait être classé (**SC)sable argileux.**

5. Essai au bleu de méthylène (VBS) (NFP 94-068)

5.1. Définition : L'essai au bleu de méthylène, également appelé « essai au bleu », est un essai utilisé en géotechnique pour déterminer la propreté d'un sable, d'un granulat et plus généralement d'un sol, et les différents types d'argiles qu'il contient.

5.2. But de l'essai

L'essai au bleu méthylène a pour but de révéler la présence de fines de nature argileuse et d'en déterminer la concentration.

5.3. Matériel Utilisé

- Étuve
- Papier filtre
- Tige en verre
- Agitateur ailettes
- Balance
- Chronomètre
- Eau distillée
- Bleu méthylène
- Tamis de 5mm

5.4. Étapes de l'essai

– Verser un échantillon de 100g de sol sec dans le Bécher et ajouter avec de l'eau distillée
– Jusqu'au trait de jauge. Agiter sans arrêt le mélange à l'aide de l'agitateur à ailettes.
– Ajouter 5 cm^3 de bleu de méthylène dans le Bécher.
– Prélever une goutte de mélange et la placer sur papier filtre.

Si la tache centrale est entourée d'une auréole bleu turquoise, le test est positif. Dans ce cas l'essai est terminé, les particules argileuses sont alors saturées en Bleu de Méthylène. On recommence l'essai à l'identique, cinq fois à intervalle d'une minute pour le confirmer. Si la tâche est entourée d'une auréole humide incolore, le test est négatif. Dans ce cas, on ajoute du bleu de méthylène par prises de $5cm^3$ jusqu'à ce que le teste soit positif. On répète l'essai à l'identique, cinq fois à intervalle d'une minute pour le confirmer.

.



Figure 4.16 : les étapes d'essai bleu méthylène.

5.5. Calculs et expression des résultats

VBS = $\frac{B}{M0} * 100$

B = Volume de bleu utilisé (cm^3)*0,01

M_0 = Masse de sol(g)

$$VBS=\frac{35*0,01}{100} \times 100$$

VBS=0,35

Tableau 4.6: Classification de sol par valeur de bleu de méthylène.

Valeur de VBS	**Valeur de bleu de méthylène**
$V_{BS} < 0,1$	Sol insensible à l'eau
$0,2 \leq V_{BS} < 1,5$	Sol sablo limoneux, sensible à l'eau
$1,5 \leq V_{BS} < 2,5$	Sol sable argileux, peu plastiques
$2,5 \leq V_{BS} < 6$	Sol limoneux de plasticité moyenne
$6 \leq V_{BS} < 8$	Sol argileux
$V_{BS} > 8$	Sol très argileux

Le tableau montre que : **0,2<VBS<1,5**

Donc **:** **Sol sablo limoneux, sensible à l'eau.**

6. Essai mesure Ph

6.1. But d'essai	6.2. Matériel nécessaire	6.3. Étapes de l'expérience
Mesurer le pH du sol	✓ Échantillon de sol. ✓ Eau distillée. ✓ PH-mètre ou bandelettes de test de pH. ✓ Bécher ou récipient propre. ✓ Cuillère ou bâton pour mélanger.	✓ **Préparation de l'échantillon :** _Placer une petite quantité de sol dans le bécher. _Ajouter égale d'eau distillée et mélanger bien jusqu'à obtenir une pâte. ➢ **Mesure du pH :** **_Si vous utiliser des bandelettes de test :** Tremper la bandelette dans la pâte et comparer sa couleur au tableau fourni pour déterminer le pH.

6.4. Expression des résultats



Figure 4.17: Résulta de mesure pH du sol

D’après la figure, nous pouvons constater que : **6<PH≤7**

Presque **PH= 6,8**

Tableau 4.7 : Classification de sol par **PH**

[2]**Statut Acido-Basique**	**Valeur du PH**
Sol très acide	PH≤5,5
Sol acide	5,5<PH≤6
Sol peu acide	6<PH≤6,5
Sol neutre	6,5<PH≤ 7
Sol peu Basique	7<PH≤7,5
Sol Basique	PH>7,5

6,5< PH=6,8≤7 Sol neutre

Tableau 4.7 : Synthèse des résultats obtenus.

Nature de sol		Les résultants
A-Caractérisation physique		
Teneur en eau naturelle w_n(%) hiver/été		**2,8%**
Masse spécifique (g/cm^3)		**3,6**
La densité apparente (g/cm^3)		**1,665**
La densité relative (état dense) (g/cm^3)		**2,155**
Coefficient de courbure (Cc)		**0,38**
Coefficient d'unifourmté (Cu)		**12,21**
Type de sol : SM		
Limites d'atterberg	**Limite de liquidité w_L(%)**	**23,54**
	Indice de plasticité I_P(%)	**5,64**
L'indice de consistance (I_C)		**3,61**
PH		**6,8**
La valeur de VBS		**0,35**

B-Caractérisation mécanique

1.Essais œdomètrique (XP P 94-090-1)

Sous l'effet des charges exercées (fondations, remblais, etc.), des contraintes verticales se forment dans le sol, conduisant à des déformations. On nomme tassements les mouvements verticaux vers le bas. Le tassement est attribué à la capacité du sol à se compresser, c'est-à-dire à réduire son volume. Étant donné que les grains solides sont jugés incompressibles, la compressibilité (et par conséquent le tassement) est essentiellement attribuée à la réduction du volume des espaces vides. Supposant généralement que le sol est saturé, la réduction du volume des espaces vides découle de l'élimination de l'eau présente dans ceux-ci. Ainsi, le sol connaît une réduction de volume équivalente au volume d'eau expulsé : ce processus est connu sous le nom de consolidation primaire et peut être de grande envergure (provoquant des affaissements significatifs). Dans les sols fins telle que les argiles.

1.1. Définition :

Un œdomètre est un dispositif qui permet d'appliquer une charge axiale à un échantillon cylindrique placé dans un cylindre rigide (où la déformation transverse est nulle) et de mesurer le changement ΔH de sa hauteur. Les disques de drainage sont en contact avec les surfaces supérieures et inférieure de l'éprouvette, qui est généralement immergée.

1.2. Objectif de l'essai :

L'objectif de l'essai œdométrique est d'examiner la consolidation des sols, qu'ils soient intacts ou modifiés. Sous l'effet de charges verticales, drainés dans cette orientation et soutenus latéralement par une structure, il est crucial d'anticiper l'ampleur et la durée des affaissements d'un sol :

- le coefficient de compression Cc
- la pression de pré consolidation σp'
- Coefficient de renforcement Cv

De plus, l'essai offre des informations sur l'histoire du chargement du sol.

1.3. Principe d'essai :

L'expérience se déroule sur un échantillon de sol placé dans une enceinte cylindrique rigide. Un appareil exerce une pression verticale axiale sur cet échantillon, qui est drainé à la fois en haut et en bas, et maintenu saturé durant l'expérience.

La charge est imposée par étapes progressivement croissantes et décroissantes, conformément à un programme établi. Durant l'essai, les changements de hauteur de l'expérience te sont enregistrés en fonction du temps d'exposition à la charge.

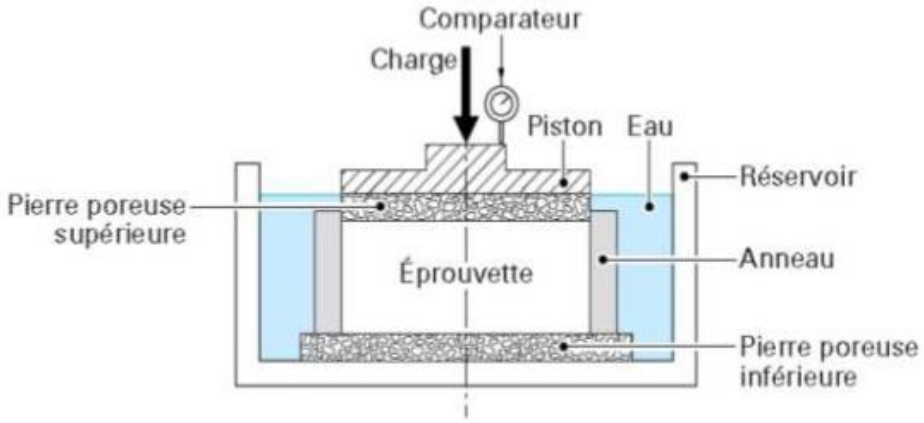


Figure 4.1: Principe de l'oedomètre.

1-4-Appareillage

L'équipement comprend :

1 -Le cadre en aluminium **(Le bâti)** qui sert à soutenir le moule et à appliquer des charges sur le couvercle du piston. Le chargement s'effectue via un Système de levier-cadre applique les charges normalement désirées en utilisant diverses masses.

L'équipement est également doté d'un vérin à vis qui soutient le levier lors de la suspension des masses et permet de vérifier l'application de la charge.

Repère	Désignation
1	Comparateur mesurant la consolidation verticale
2	Porte comparateur
3	Traverse de mise en charge
4	Cellule Oedométrique
5	Plateau de base
6	Support du comparateur
7	Niveau à bulle
8	Contre poids
10	Bras de levier
11	Bâti
12	Support à vis
13	Dispositif de suspension des poids
14	Banc

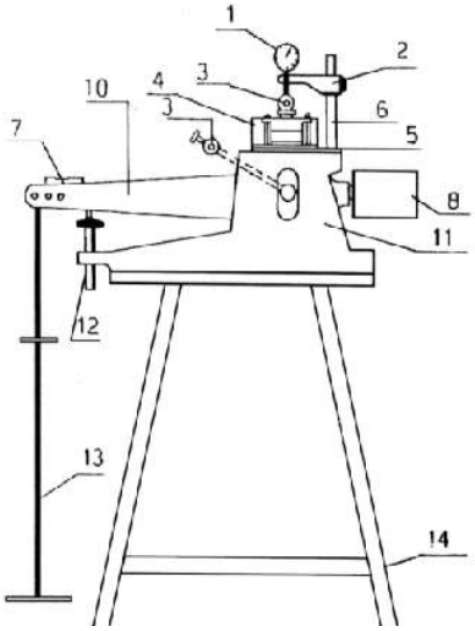


Figure 4.2 : Description de l'appareille.

2-La cellule œdométrique est comporte les éléments suivants :

- Une bague œdométrique terminée par une trousse coupante ou une enceinte Cylindrique rigide qui reçoit l'échantillon de sol.

- Pierres poreuses planes et éventuellement reliés à des orifices pour la circulation des fluides.

- Un réservoir servant de bac d'imbibition.

- Un piston transmettant l'effort axial appliqué sur l'éprouvette.



Figure 4.3: Elément entrant dans la composition de la cellule.

3- Dispositif d'application de la charge : le dispositif d'application de l'effort verticale doit être capable d'appliquer une force suivant la direction axiale, avec une incertitude de 2% et de la maintenir constante.

4- système de mesurage : le déplacement verticale ΔH du dispositif d'application de la charge placé à la partie supérieure de l'éprouvette est mesuré suivant son axe par rapport à un repère fixe (bâti) avec une incertitude inférieure à 10µm.

5- Matériel additionnel :

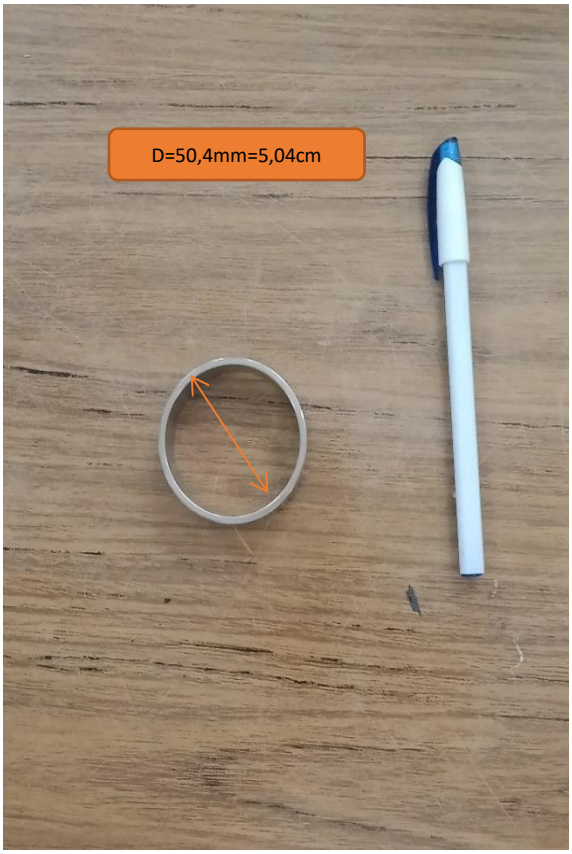
- Une balance pour mesurer le taux d'humidité.

- Une chambre de dessiccation ou une enceinte thermique dont la température est réglable à 50°C à 105°C.

- Un instrument pour mesurer les diamètres des éprouvettes. - Les équipements requis pour la coupe et la préparation des éprouvettes (couteaux pour tailler les éprouvettes, etc.).

-Un chronomètre qui indique les secondes.

1.4. Mode opératoire : -Mesurer le volume V de l'échantillon (hauteur initiale H0 ainsi que le diamètre D de la cellule).





- Calcul du poids de l'échantillon à mettre dans chaque cellule. En utilisant la loi du poids volumique apparent.

$$\Upsilon(\text{moyen}) = \frac{M}{V}$$

Exemple :

-Volume de cellule V2 = 39,9cm³

Le poids volumique à l'état moyen :

M1= 1945-280 =1665g et V1=1000cm³

Donc :

M1=1665g	M2=X
V1=1000cm³	V2=39,9cm³

$X=\frac{1665\times39,9}{1000}=66,43\approx66$

X=M2=66g

De la même manière nous trouvons la quantité d'échantillon dans l'état comprimé.

Le poids volumique à l'état comprimé (Y max) :

M'=2155g et V'=1000cm³ et V2=39,9cm³

Donc :

Y= M3=85,98g≈ 86g

Verser l'échantillon dans la cellule. Ajuster le placement vertical du mesureur de déplacement. Enregistrer la valeur d'origine emplacement du mesureur. Enregistrer la valeur d'origine. Arrêter la charge une fois le sol consolidé. Continuer la charge jusqu'à ce que le poids du système de charge soit atteint. Mesurer le déplacement vertical jusqu'à ce que la stabilisation soit obtenue ; répéter la cellule d'eau déminéralisée ; appliquer l'effort N sur la partie supérieure de la cellule ; et commencer la charge à intervalles de 24 heures. Jusqu' à ce que la stabilisation soit atteinte ; répéter la cellule d'eau déminéralisée ; appliquer l'effort N sur la partie supérieure de la cellule ; et commencer la charge à intervalles de 24 heures. La charge doit être arrêtée une fois le sol consolidé. Le déversement. Le déchargement doit être poursuivi jusqu'à ce que le poids du système d'application de la charge soit atteint. Jusqu' à ce que le poids du système d'application de charge soit atteint.

1-5-Expression des résultats :

1.5.1. Les calculs :

Les démenions de cellule	
Hauteur (mm)	20
Diamètre (mm)	50,4
Section (mm²)	1995,036
Volume (mm³)	39900

Tableau 4.1: Charges appliquées sur les éprouvettes en Kg/cm² et KPa.

	La charge (Kg)	Contraint(σ)(Kg/cm²)	Contrainte(σ) (KPa)	LOG(σ)	Ordre de charge
1	50	2,506265664	245,7807018	2,39054778	Chargement
2	100	5,012531328	491,5614035	2,691577776	Chargement
3	200	10,02506266	983,122807	2,992607771	Chargement
4	300	15,03759398	1474,684211	3,16869903	Chargement
5	400	10,02506266	983,122807	2,992607771	Chargement
6	500	20,05012531	1966,245614	3,293637767	Chargement
7	400	25,06265664	2457,807018	3,39054778	Décha
8	300	15,03759398	1474,684211	3,16869903	Décha
9	200	10,02506266	983,122807	2,992607771	Décha

Cycle 1 :

Tableau 4.2 : Corrélation entre la charge et le déplacement pour chaque Etat (cycle1).

	État moyen		État dense	
La charge	$\Delta H*10^{-2}$ (mm)(S)	$\Delta H*10^{-2}$ (mm)(NS)	$\Delta H*10^{-2}$(mm) (S)	$\Delta H*10^{-2}$(mm) (NS)
50	142,2	145	130	55,5
100	169	77,5	165	84
200	209	217,8	214	125
400	246	260	257,2	168
500	258,5	272,6	277,4	183
400	257	272	276,4	182,1
200	253,5	267,4	272,4	178

Remarque : S : Saturé ; NS : Non saturé

1-5-2-Détermination des paramètres de compressibilité

Paramètres d'identification :

- Densité des grains solides γs=3,6 g / cm3

- Poids d'échantillons :

Etat dense : W_S=88g

Etat moyen : Ws=66g

-Section :S=19,95 cm²

1-5-2-1-Calcul l'indice des vides (e) :

e_0=(H0-hs)/hs et e=(h-hs)/hs

h=H0-ΔH hs= $\frac{Ws}{S*Ys}$

hs : hauteur des grains solides (cm)

H0 : hauteur d'échantillon initiale H0=20mm= 2cm

e0 :Indice de vide initiale

Indice de vide initiale état moyen	Indice de vide initiale état dense
1,178649237	0,670843776

Tableau 4.3 Les résultats œdométrique d'état charge (cycle1).

H0-ΔH (EMS)(cm)	H0-ΔH (EMNS)(cm)	H0-ΔH (EDS)(cm)	H0-ΔH (EDNS)(cm)	Indice de vide (EMS)	Indice de vide (EMNS)	Indice de vide (EDS)	Indice de vide (EDNS)
1,8578	1,855	1,87	1,9445	1,02374728	1,02069717	0,56223893	0,62447786
1,831	1,8225	1,835	1,916	0,99455338	0,98529412	0,53299916	0,60066834
1,791	1,7822	1,786	1,875	0,95098039	0,94139434	0,49206349	0,56641604
1,754	1,74	1,7428	1,832	0,91067538	0,89542484	0,45597327	0,5304929
1,7415	1,7274	1,7226	1,7226	0,89705882	0,88169935	0,43909774	0,5256
1,743	1,728	1,7236	1,8179	0,89869281	0,88235294	0,43993317	0,51871345
1,7465	1,7326	1,7276	1,822	0,90250545	0,88736383	0,44327485	0,52213868

Remarque : EMNS : Etat moyen non saturé ; EMS : Etat moyen saturé ; EDS : Etat dense saturé ; EDNS : Etat dense non saturé

Cycle 2 :

Tableau 4.4: Corrélation entre la charge et le déplacement pour chaque Etat (cycle2).

	État moyen		État dense	
La charge	$\Delta H*10^{-2}$ (mm)(S)	$\Delta H*10^{-2}$(mm)(NS)	$\Delta H*10^{-2}$(mm)(S)	$\Delta H*10^{-2}$(mm)(NS)
50	236 ,5	249,3	254,4	157,2
100	241,5	252,8	260,8	160,3
200	249	264,6	267,2	164,5
300	252,5	271,6	271,2	168,1
400	255,3	282,7	276,2	170,5
500	258,5	302,5	283	176,3
400	258,5	299,6	282,2	175,5
300	258,5	298	281,2	174,4
200	256,6	294	278,7	172,2

L'indice des vides (e)

	État moyen		**État dense**	
L'indice des vides initiale	S	NS	S	NS
	0,90250545	0,88736383	0,44327485	0,52213868

Tableau 4.5 Les résultats œdométrique d'état charge (cycle2).

H0-ΔH (EMS)(cm)	H0-ΔH (EMNS)(cm)	H0-ΔH (EDS)(cm)	H0-ΔH (EDNS)(cm)	Indice de vide (EMS)	Indice de vide (EMNS)	Indice de vide (EDS)	Indice de vide (EDNS)
1,7635	1,7507	1,7456	1,8428	0,92102397	0,90708061	0,45831245	1,00959651
1,7585	1,7472	1,7392	1,8397	0,91557734	0,90326797	0,45296575	1,00621592
1,751	1,7354	1,7328	1,8355	0,90740741	0,89041394	0,44761905	1,00163577
1,7475	1,7284	1,7288	1,8319	0,90359477	0,88278867	0,44427736	0,99770992
1,7447	1,7173	1,7238	1,8295	0,90054466	0,87069717	0,44010025	0,99509269
1,7415	1,6975	1,717	1,8237	0,89705882	0,84912854	0,43441938	0,98876772
1,7415	1,7004	1,7178	1,8245	0,89705882	0,85228758	0,43508772	0,98964013
1,7415	1,702	1,7188	1,8256	0,89705882	0,8540305	0,43592314	0,99083969
1,7434	1,706	1,7213	1,8278	0,89912854	0,8583878	0,4380117	0,52698413

Remarque : EMNS : Etat moyen non saturé ; EMS : Etat moyen saturé ; EDS : Etat dense saturé ; EDNS : Etat dense non saturé

Cycle 3 :

Tableau 4.6: Corrélation entre la charge et le déplacement pour chaque Etat (Cycle 3).

	État moyen		État dense	
La charge	$\Delta H*10^{-2}$ (mm)(S)	$\Delta H*10^{-2}$ (mm)(NS)	$\Delta H*10^{-2}$ (mm)(S)	$\Delta H*10^{-2}$ (mm)(NS)
50	212,3	284,1	222,1	162,2
100	218,1	284,2	225,4	176,2
200	232,2	288	231,4	178,2
300	249,3	290,9	236,3	179,3
400	268,3	293,3	240,1	182,9
500	288,1	297,4	244,3	185,4
400	286,1	295,9	243,3	184,3
300	283,6	294,9	242,3	182,3
200	278,1	293,4	241,3	180,3

L'indice des vides (e)

	État moyen		**État dense**	
L'indice des vides initiale	S	NS	S	NS
	0,89912854	0,8583878	0,4380117	0,52698413

Tableau 4.7: Les résultats œdométrique d'état charge (cycle 3).

H0-ΔH (EMS)(cm)	H0-ΔH (EMNS)(cm)	H0-ΔH (EDS)(cm)	H0-ΔH (EDNS)(cm)	Indice de vide (EMS)	Indice de vide (EMNS)	Indice de vide (EDS)	Indice de vide (EDNS)
1,7877	1,7159	1,7779	1,8378	0,94738562	0,86917211	0,48529657	0,53533835
1,7819	1,7158	1,7746	1,8238	0,94106754	0,86906318	0,48253968	0,52364244
1,7678	1,712	1,7686	1,8218	0,92570806	0,86492375	0,47752715	0,5219716
1,7507	1,7091	1,7637	1,8207	0,90708061	0,86176471	0,47343358	0,52105263
1,7317	1,7067	1,7599	1,8171	0,88638344	0,85915033	0,47025898	0,51804511
1,7119	1,7026	1,7557	1,8146	0,86481481	0,8546841	0,46675021	0,51595656
1,7139	1,7041	1,7567	1,8157	0,86699346	0,85631808	0,46758563	0,51687552
1,7164	1,7051	1,7577	1,8177	0,86971678	0,85740741	0,46842105	0,51854637
1,7219	1,7066	1,7587	1,8197	0,87570806	0,85904139	0,46925647	0,52021721

Remarque : EMS : Etat moyen saturé ; EMNS : Etat moyen non saturé ; EDS : Etat dense saturé ; EDNS : Etat dense non saturé

Cycle 4 :

Tableau 4.8: Corrélation entre la charge et le déplacement pour chaque Etat (Cycle 4).

	État moyen		État dense	
La charge	$\Delta H*10^{-2}$ (mm)(S)	$\Delta H*10^{-2}$ (mm)(NS)	$\Delta H*10^{-2}$ (cm)(S)	$\Delta H*10^{-2}$ (cm)(NS)
50	211,3	284,1	219,4	162,2
100	218,3	284,2	226,4	176,2
200	240	288	232,4	178,2
300	248	290,9	237,3	179,3
400	270	293,3	241,1	182,9
500	290	297,4	245,3	185,4
400	286,1	295,9	244,3	184,3
300	285,1	294,9	243,3	182,3
200	284	293,4	242,3	180,3

L'indice des vides (e)

	État moyen		**État dense**	
L'indice des vides initiale	S	NS	S	NS
	0,87570806	0,8583878	0,46925647	0,52021721

Tableau4.9 : Les résultats œdométrique d'état charge (cycle 4).

H0-ΔH (EMS)(cm)	H0-ΔH (EMNS)(cm)	H0-ΔH (EDS)(cm)	H0-ΔH (EDNS)(cm)	Indice de vide (EMS)	Indice de vide (EMNS)	Indice de vide (EDS)	Indice de vide (EDNS)
1,7887	1,7159	1,7806	1,8378	0,94847495	0,86917211	0,48529657	0,53533835
1,7817	1,7158	1,7736	1,8238	0,94084967	0,86906318	0,48253968	0,52364244
1,76	1,712	1,7676	1,8218	0,91721133	0,86492375	0,47752715	0,5219716
1,752	1,7091	1,7627	1,8207	0,90849673	0,86176471	0,47343358	0,52105263
1,73	1,7067	1,7589	1,8171	0,88453159	0,85915033	0,47025898	0,51804511
1,71	1,7026	1,7547	1,8146	0,8627451	0,8546841	0,46675021	0,51595656
1,7139	1,7041	1,7557	1,8157	0,86699346	0,85631808	0,46758563	0,51687552
1,7149	1,7051	1,7567	1,8177	0,86808279	0,85740741	0,46842105	0,51854637
1,716	1,7066	1,7577	1,8197	0,86928105	0,85904139	0,46925647	0,52021721

Remarque : EMNS : Etat moyen non saturé ; EMS : Etat moyen saturé ; EDS : Etat dense saturé ; EDNS : Etat dense non saturé

1-5-3-Calcule les coefficients

a-Coefficient de compressibilité (av)

av = - (Δe /$\Delta\sigma$)

Tableau 4.10: Les résultats de Coefficient de compressibilité de chaque cycle.

Les cycles	État moyen		État dense	
	S	NS	S	NS
1	$4{,}0997*10^{-5}$	$4{,}67588*10^{-5}$	$3{,}67099*10^{-5}$	$3{,}65399*10^{-5}$
2	$3{,}10248*10^{-6}$	$1{,}22991*10^{-5}$	$4{,}24883*10^{-6}$	$2{,}66217*10^{-6}$
3	$1{,}89473*10^{-5}$	$3{,}21328*10^{-6}$	$4{,}16385*10^{-6}$	$9{,}34743*10^{-7}$
4	$8{,}86423*10^{-6}$	$3{,}21328*10^{-6}$	$4{,}1639*10^{-6}$	$9{,}3474*10^{-7}$

Remarque : S : Saturé ; NS : Non saturé

b-Coefficient de compressibilité volumétrique *mv* :

mv = ($\Delta\sigma$ /1+e) $\Delta\sigma$ / mv = εv $\Delta\sigma$ avec : = Δv $V0$ = ΔH $H0$ = Δe 1+$e0$

mv =Δe $\Delta\sigma*$ (1 /1+$e0$).

Tableau 4.11: Les résultats de Coefficient de compressibilité volumétrique par chaque cycle.

Les cycles	État moyen		État dense	
	S	NS	S	NS
1	9,83122807	9,944441714	8,60667093	0,49180977
2	1,383640655	2,911763702	3,92272223	3,36032813
3	3,479310864	0,937686616	1,47542509	0,49180836

Remarque : S : Saturé ; NS : Non saturé

c- Calcul de l'indice de :

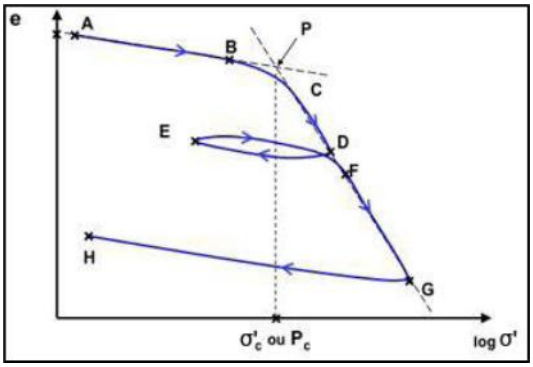


Figure4.4 : Courbe de compressibilité œdométrique.

c-1-Compressibilité Cc :

Le coefficient de compression Cc (sans unité) utilisé pour estimer la compaction de la couche de sol lorsqu'elle est exposée à une pression supérieure à σ'p, correspond à la déclivité de la section linéaire **CG (**figure 4.18**).**

$$Cc = (\Delta e / \Delta \log(\sigma))$$

Tableau 4.12: Les résultats de Coefficient de compressibilité (Cc) par chaque cycle.

	Etat Saturé		Etat Non saturé	
Les cycle	Moyen	Dense	Moyen	Dense
1	0,00542799	0,00277521	0,002171195	0,022876623
2	0,03596985	0,02372128	0,071649429	0,014862919
3	0,15519589	0,0275859	0,046086372	0,021551485
4	0,14037381	0,02266906	0,021397287	0,009361313

Remarque : S : Saturé ; NS : Non saturé

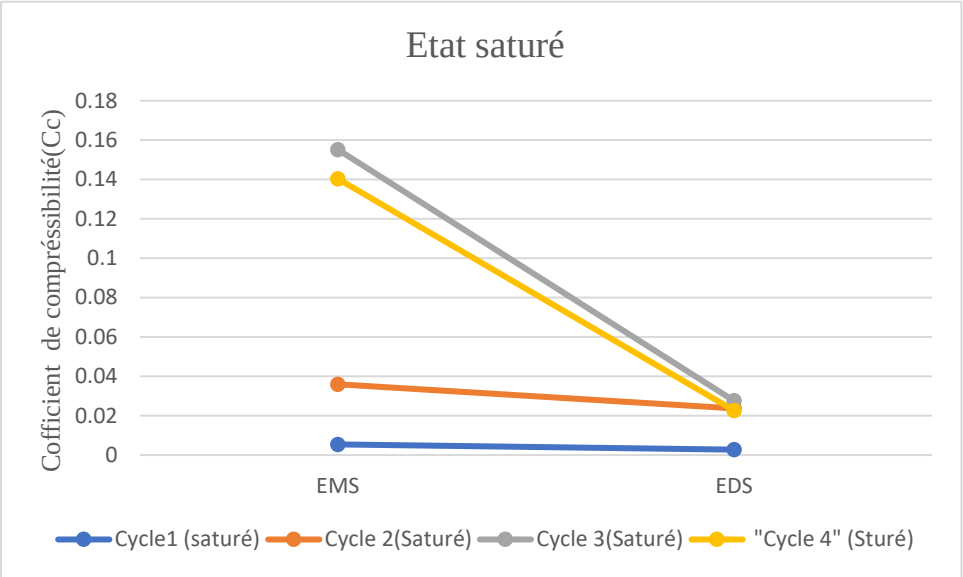


Figure4.5 : Courbe représentant l'indice de compressibilité (Cc) pour chacun de échantillons (saturés).

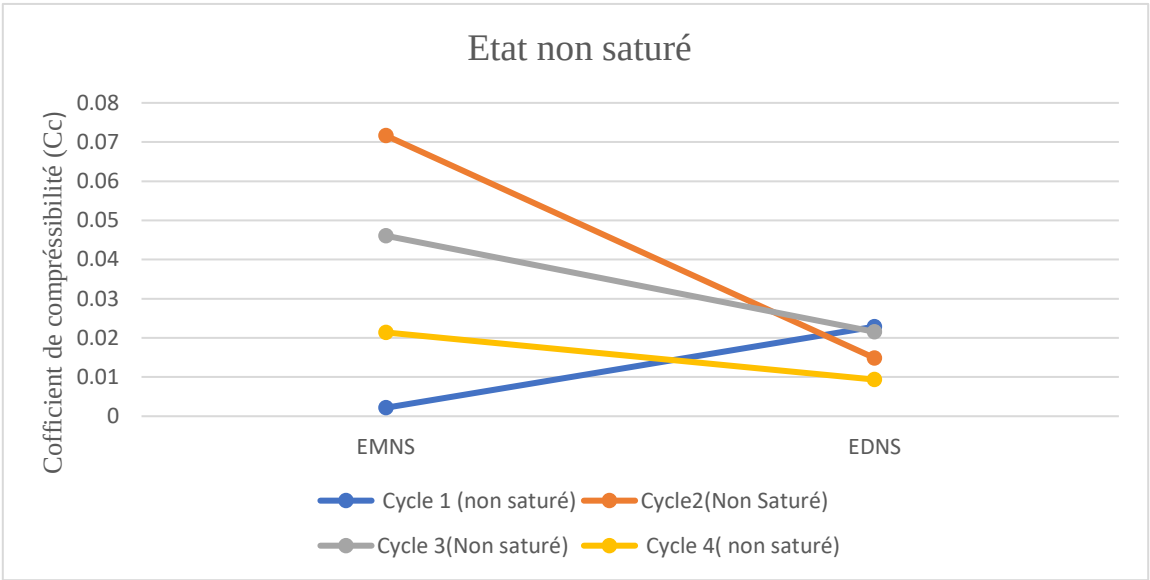


Figure 4.6 : Courbe représentant l'indice de compressibilité (Cc) pour chacun de échantillons (Non saturés).

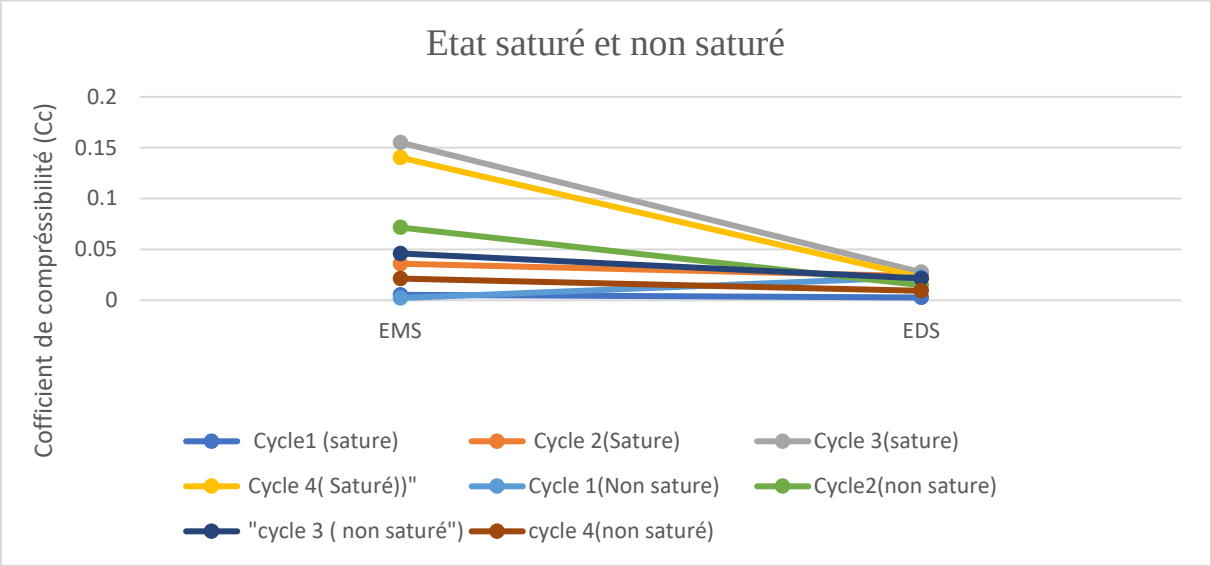


Figure 4.7 : Courbe globale représentant l'indice de compressibilité (Cc) pour chacun des échantillons (saturés et Non saturé).

c-1-1-L'interprétation de la courbe :

Ce graphique montre la relation entre le coefficient de compressibilité (Cc) et la densité relative d'un échantillon de stériles ferreux, dans deux états différents : saturé et non saturé, et ce durant trois cycles de chargement successifs. Le but de cette analyse est de comprendre comment ce type de sol (issu des déchets miniers) réagit à l'humidité et au chargement répété.

- **Effet de la densité relative :**

On remarque à travers les courbes que le coefficient de compressibilité diminue lorsque la densité relative augmente. Cela signifie que les échantillons plus denses sont moins compressibles, ce qui est logique car il y a moins de vides entre les particules, ce qui rend le sol plus résistant à la compression.

- **Effet de la saturation:**

Les résultats montrent que les échantillons saturés en eau sont plus compressibles que ceux non saturés. Cela s'explique par le fait que l'eau réduit les frottements entre les particules, facilitant leur déplacement et leur réarrangement sous l'effet du chargement.

- **Effet du chargement cyclique :**

Lorsqu'on répète les cycles de chargement, surtout dans l'état saturé, on observe que la valeur de Cc diminue à chaque cycle. Cela indique qu'il y a un écrasement progressif des particules, ce qui modifie la structure interne du sol. Après plusieurs cycles, tous les échantillons tendent à avoir un comportement similaire, quel que soit leur état initial. Ce phénomène est connu sous le nom de courbe de compression limite.

Dans l'état non saturé, le changement de Cc est moins marqué, surtout pour les échantillons de faible densité. Cela signifie que les sols secs subissent moins de dégradation interne, ce qui rend leur comportement plus stable au fil des cycles.

c-2- gonflement Cg ou Cs :

On désigne la pente de la droite **GH** (figure 4.18), par « indice de gonflement » et on l'exprime

$\mathbf{C_g = \Delta e / (\log \sigma')}$

Tableau 4.13: Les résultats de Coefficient de gonflement (Cg) par chaque cycle.

Les cycles	État saturé		État non saturé	
	Moyen	Dense	Moyen	Dense
1	0,415901408	0,372409666	0,474352417	0,370685547
2	0,01175366	0,004744255	0,006186137	0,009488511
3	0,015465342	0,010545803	0,008684779	0,000305128
4	0,006186137	0,006186137	0,004744255	0,009488511

Remarque : S : Saturé ; NS : Non saturé

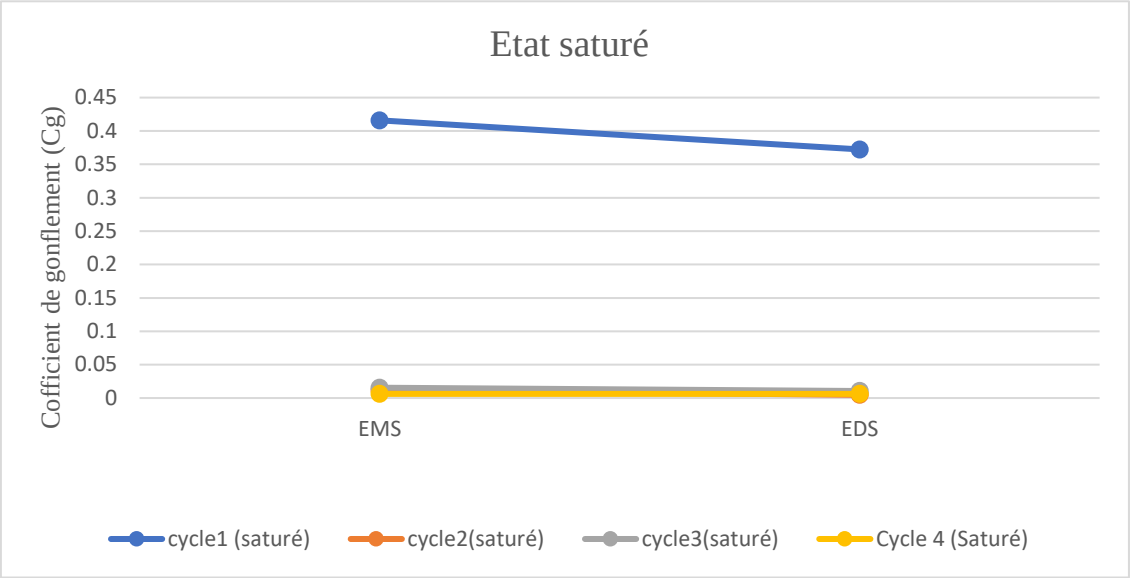


Figure4.8 : Courbe représentant l'indice de gonflement (Cg) pour chacun des échantillons (saturés).

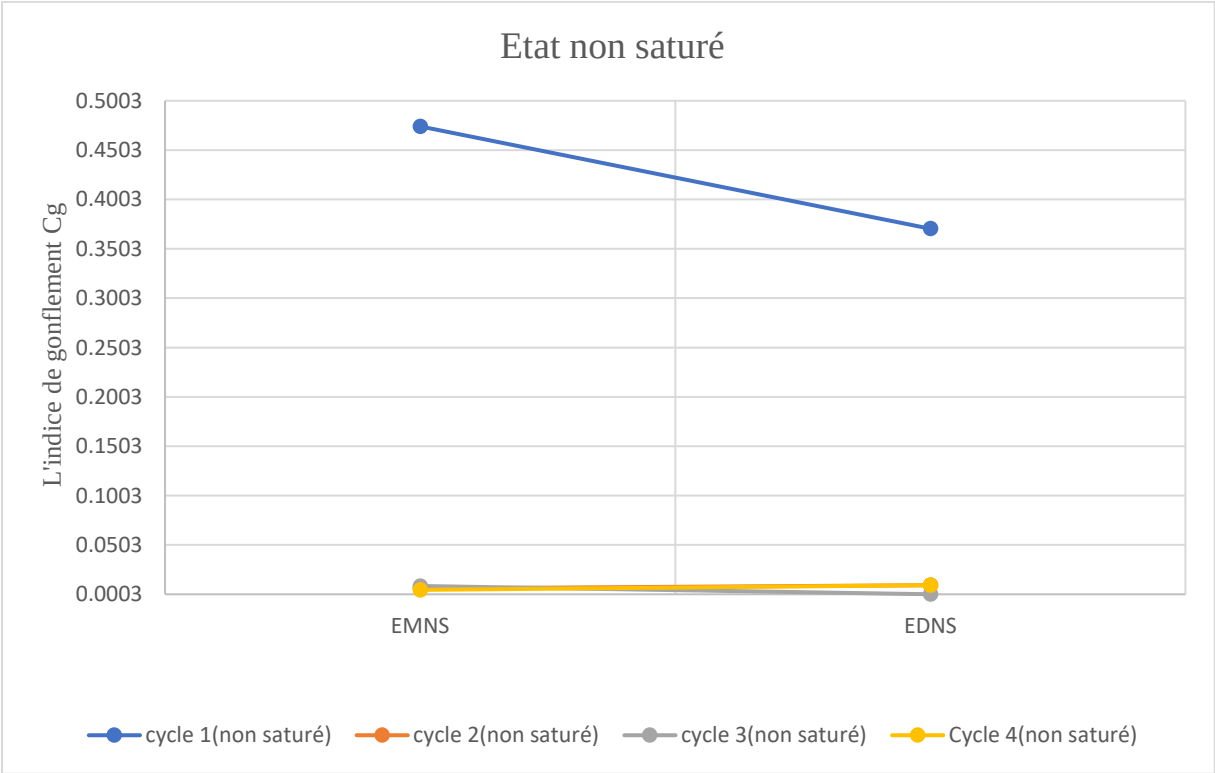


Figure4.9 : Courbe représentant l'indice de gonflement (Cg) pour chacun des échantillons (non saturés).

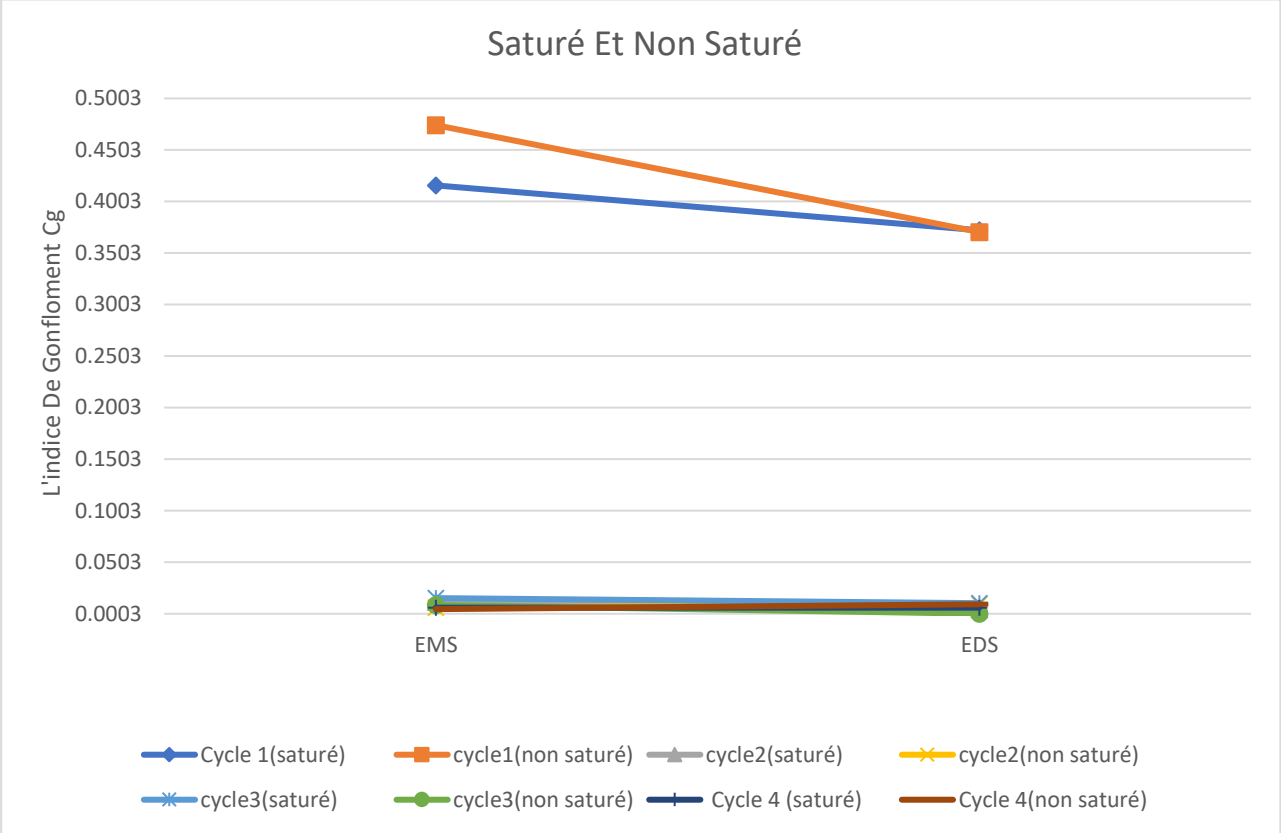


Figure 4.10: Courbe globale représentant l'indice de gonflement (Cg) pour chacun des échantillons (saturés et Non saturé).

c-2-1-L'interprétation de la courbe :

Ce graphique illustre l'évolution de l'indice de gonflement (Cg) en fonction de la densité pour des échantillons de stériles ferreux, soumis à trois cycles de chargement, dans deux conditions différentes : saturée et non saturée.

On remarque que l'indice de gonflement est plus élevé au premier cycle, en particulier pour l'état non saturé. Cela signifie que lors du premier contact avec l'eau ou la charge, le sol a tendance à gonfler davantage, surtout lorsqu'il n'est pas encore saturé.

- **Effet de la saturation :**

Les courbes montrent que le gonflement est généralement plus prononcé dans l'état non saturé au début (cycle 1). Cela peut s'expliquer par l'absorption rapide de l'eau par les pores du sol sec, provoquant une expansion plus importante. En revanche, lorsque l'échantillon est déjà saturé, l'eau est déjà présente dans les pores, ce qui limite le gonflement supplémentaire.

- **Effet du chargement cyclique :**

Au fur et à mesure que les cycles avancent (cycles 2 et 3), l'indice de gonflement diminue fortement, quel que soit l'état de saturation. Cela s'explique par la réorganisation des particules et la réduction progressive des vides, ce qui réduit la capacité du sol à se gonfler à nouveau. L'effet est plus net dans l'état saturé, où les valeurs de Cg deviennent très faibles dès le deuxième cycle.

c-2-2-Les résultats :

Tableau 4.14 : Classification des sols vis-à-vis des valeurs de l'Indice de gonflement.

Indice de gonflement	Les dégradés de gonflement
Cg> 0.05	Sol gonflant
Cg< 0.05	Sol peu gonflant

-Dans presque tous les résultats de chaque cycle, Indice de gonflement (Cg) est inférieur à 0,05, nous pouvons donc généraliser et dire que le **sol peu gonflant.**

Tableau 4.15: la classification de la compressibilité du sol.

Nature du sol	Les dégradés de la compressibilité	Indice de compressibilité Cc
Sables	incompressible	Cc < 0,02
	très peu compressible	0,02 < Cc < 0,05
	peu compressible	0,05 < Cc < 0,10
Kaolinites	moyennement compressible	0,10 < Cc < 0,20
Illites	assez fortement compressible	0,20 < Cc < 0,30
	très compressible	0,30 < Cc < 0,50
Montmorillonites	extrêmement compressible	0,50 < Cc

Dans presque tous les résultats de chaque cycle, Indice de compressibilité **0,02<(Cc) < 0,05,** nous pouvons donc généraliser et dire que le sol **très peu compressible.**

c-Calcul de contrainte effective (σ'_{v0}):

$Y_h = \rho_d * Yw$

Etat moyen : $Y_d = 1,665*1000*9,81 = 16330 N/m^3 = 16,330 KN/m^3$

Etat Dense : $Y_{dmax=}$ $2,155*1000*9,81 = 21140 N/m^3 = 21,140 KN/m^3$

Remarque :

- $Yw = 9,81 m/s^2$

- 1g/cm³ =1000 Kg/m³ et 1N/m³=10^{-3}KN/m ^{3}

Contrainte effective (σ'$_0$) :

σ'v0= Y_d *Z

Z=50cm =0,5m Donc σ'v_0(Etat moyen) =8,165KPa

σ'v_0(Etat dense)=10,57KPa

d- La contrainte de pré consolidation σ'_p Module œdométrique E

Cycle1 :

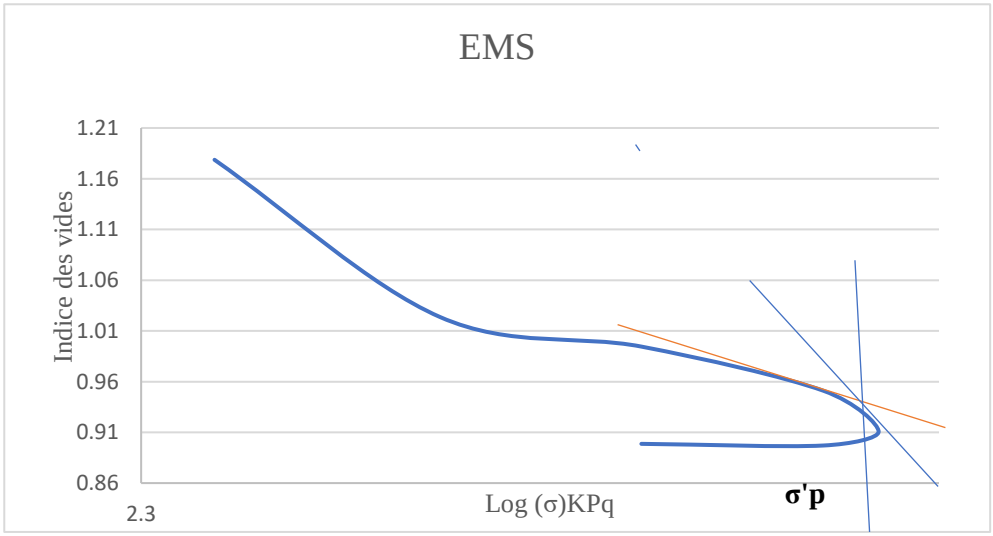


Figure 4.11 : Courbe de Corrélation entre les contrainte et les indice des vides (état moyen saturé).

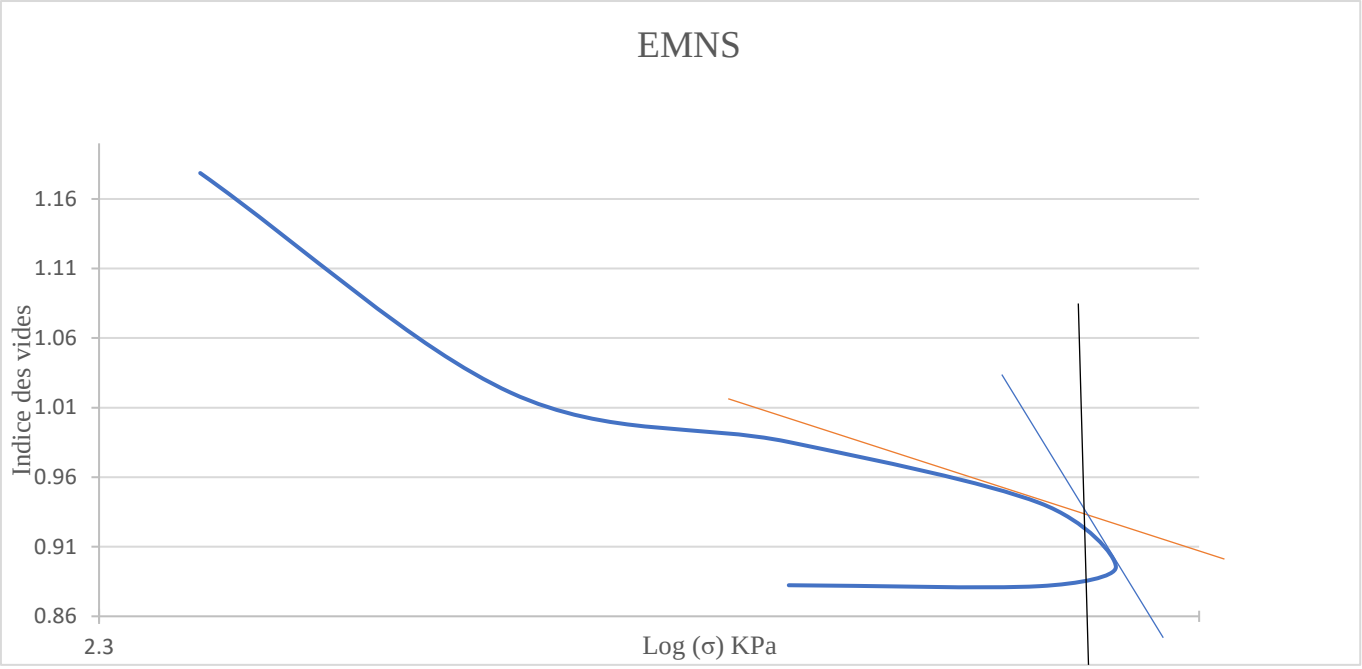


Figure 4.12 : Courbe de Corrélation entre les contrainte et les indice des vides (état moyen non saturé)

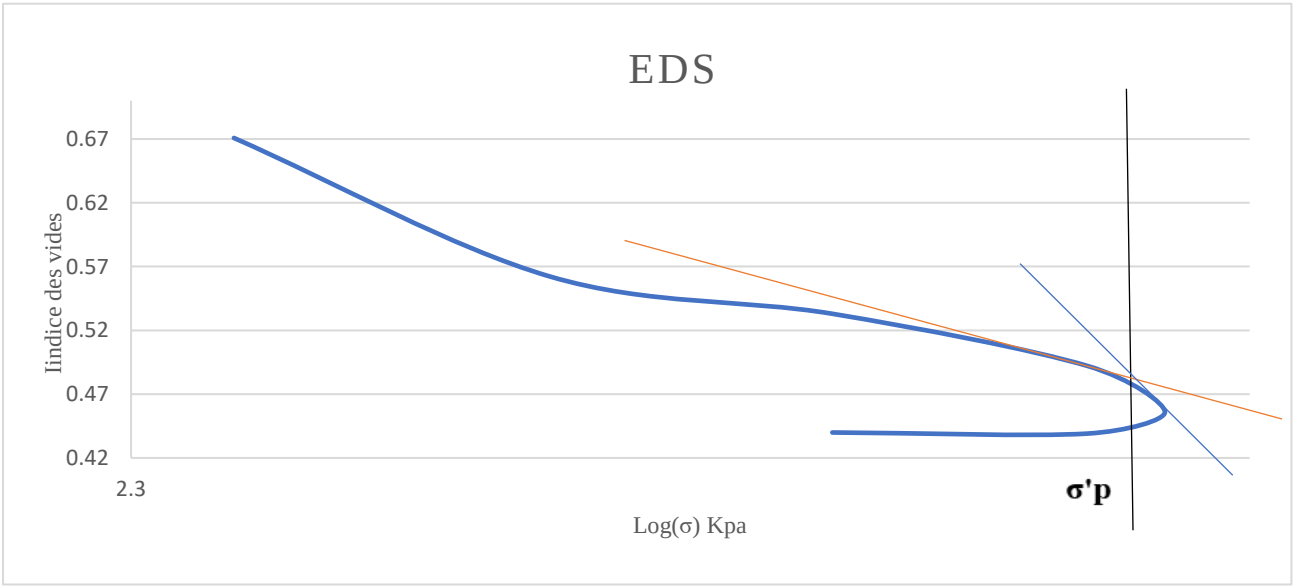


Figure 4.13: Courbe de Corrélation entre les contraintes et les indice des vides (état dense saturé).

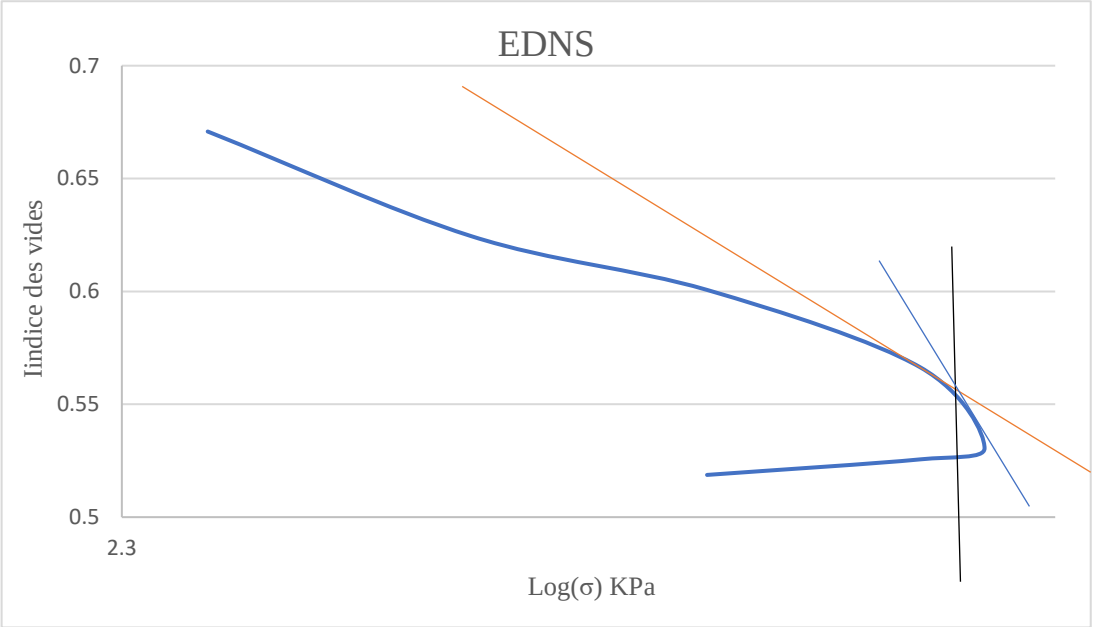


Figure 4.14 : Courbe de Corrélation entre les contraintes et les indice des vides (état dense non saturé).

-La contrainte de pré consolidation σ'_p

La contrainte de pré consolidation σ'_p(KPa)	EMS	EMNS	EDS	EDNS
	700	562	316	354,8

Remarque : EMNS : Etat moyen non saturé ; EMS : Etat moyen saturé ; EDS : Etat dense saturé ; EDNS : Etat dense non saturé

-Module œdométrique E'

$\Delta\sigma / E = \Delta h / h = \Delta e / 1 + e = cc.e.\log (1 + \Delta\sigma / \sigma)$

Donc on aura

$E = (1 + e / cc).\Delta\sigma / \log (1 + \Delta\sigma / \sigma)$

$E' = [(1 + e) / Cc]. \Delta\sigma / \log (1 + \Delta\sigma / \sigma)$

Tableau 4.16 : Les résultats de Module œdométrique d'état charge par chaque état (cycle 1).

(Kg) Palier	Δσ (kPa)	$E_o$ed moyen (S)	$E_o$ed moyen (NS)	$E_o$ed dense (S)	$E_o$ed dense (S)
50 → 100	245.78	0.01340	18,341.79	0.03375	7,282.37
100 → 200	491.56	0.02000	24,578.00	0.07015	7,007.27
200 → 400	983.12	0.01850	53,141.62	0.02110	46,593.36
400 → 500	491.57	0.00625	78,651.20	0.00630	78,026.98
500 → 400	491.57	0.00075	655,426.67	0.00030	1,638,566.67
400 → 200	983.12	0.00175	561,782.86	0.00230	427,443.48

Cycle 2 :

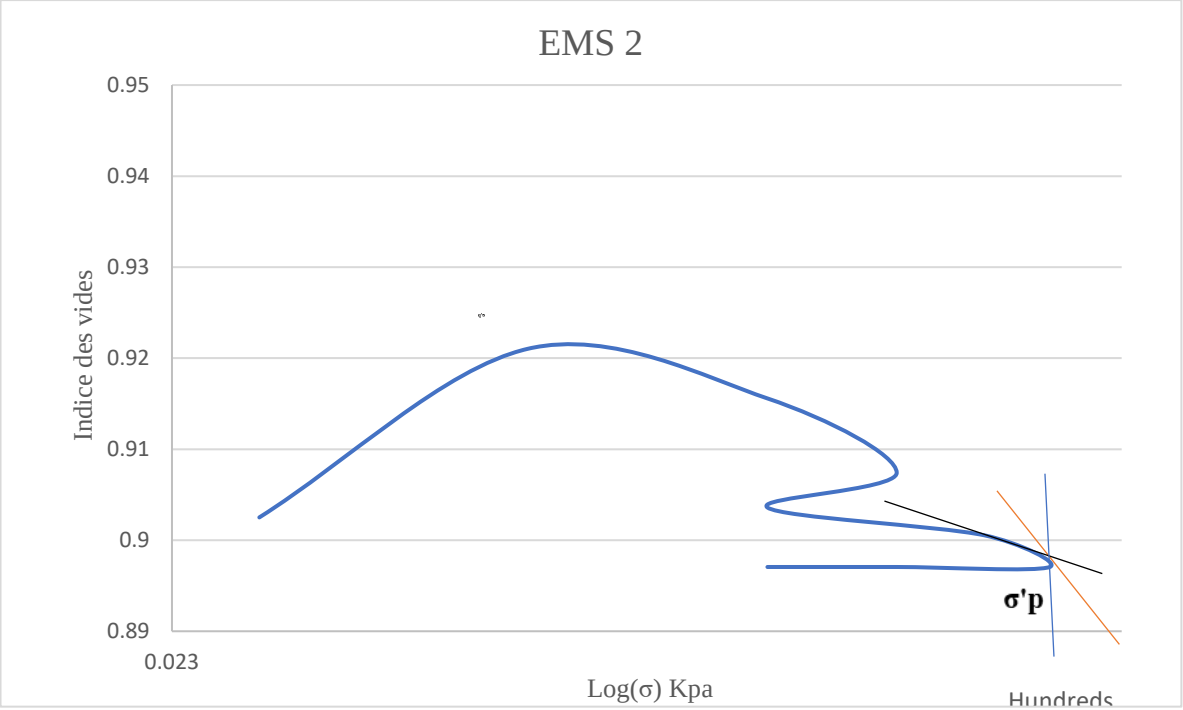


Figure 4.15: Courbe de Corrélation entre les contraintes et les indice des vides (état moyen saturé)

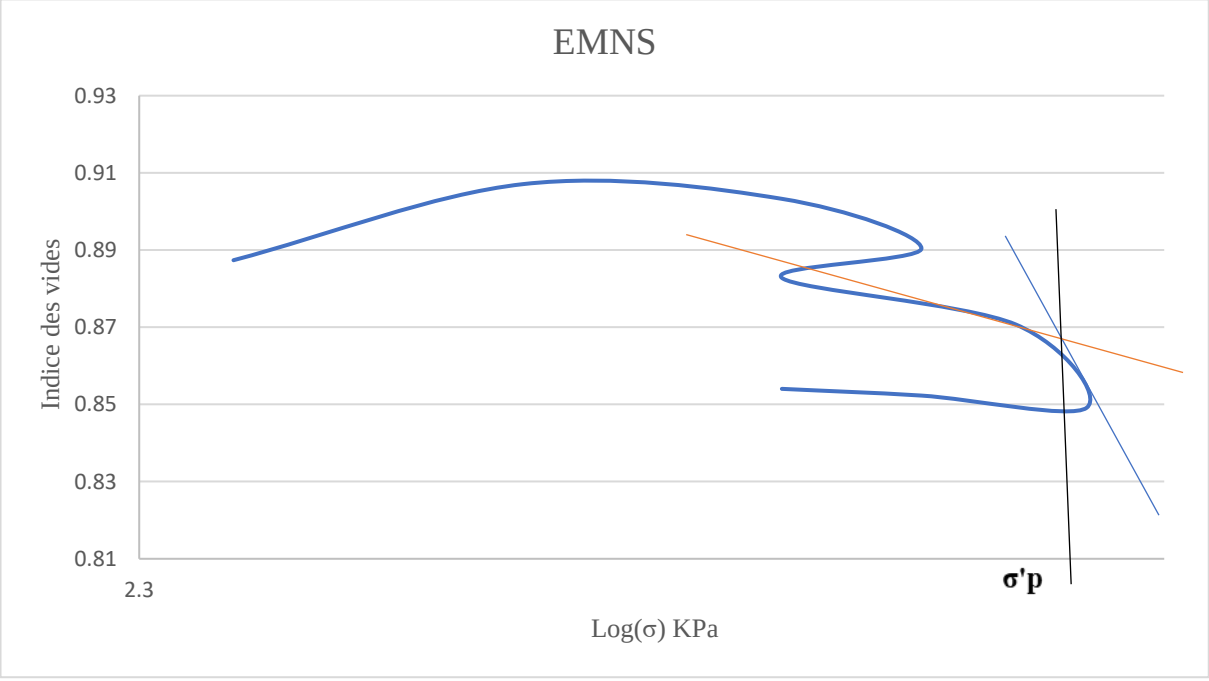


Figure 4.16 : Courbe de Corrélation entre les contraintes et les indice des vides (état moyen non saturé)

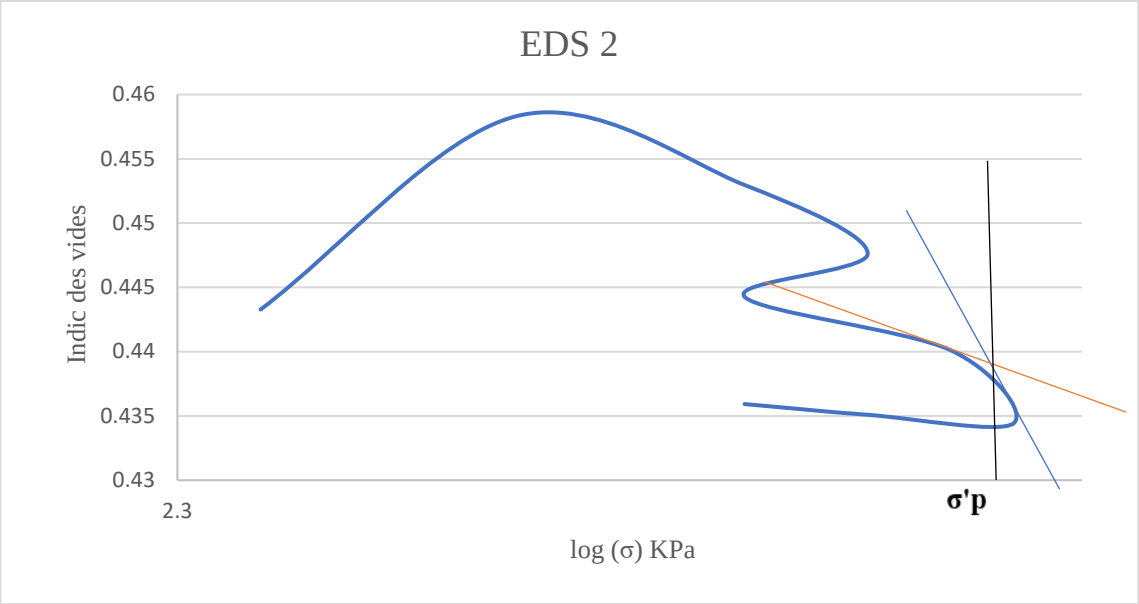


Figure 4. 17 : Courbe de Corrélation entre les contraintes et les indice des vides (état dense saturé).

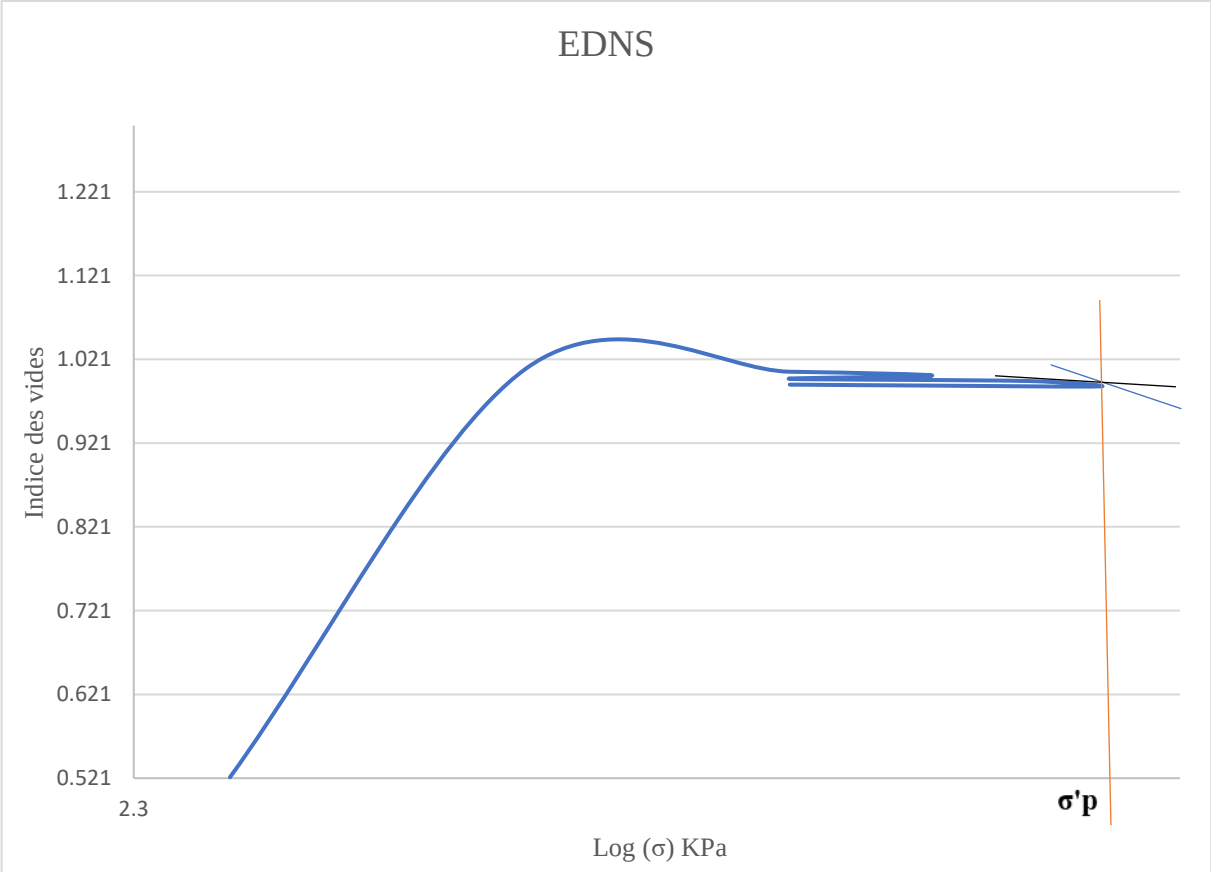


Figure 4.18 : Courbe de Corrélation entre les contraintes et les indice des vides (état dense non saturé).

-La contrainte de pré consolidation σ'_p

La contrainte de pré consolidation σ'_p(KPa)	EMS	EMNS	EDS	EDNS
	245	1330	1305	1305

-Module œdométrique E'

Tableau 4.17 : Les résultats de Module œdométrique d'état charge (cycle 2).

Palier	Δσ (kPa)	$E_o$ed moyen (S)	$E_o$ed moyen (NS)	$E_o$ed dense (S)	$E_o$ed dense (NS)
50 → 100 kg	245.78	98 312	140 445.7	76 806.3	158 567.7
100 → 200 kg	491.56	131 083	83 315.3	153 612.5	234 076.2
200 → 300 kg	491.56	280 891.4	140 445.7	245 780.0	273 088.9
300 → 400 kg	491.57	351 121.4	88 571.2	196 628.0	409 641.7
400 → 500 kg	491.56	307 225.0	49 652.5	144 576.5	169 503.4
500 → 400 kg	491.56		339 006.9	1 228 900.0	1 228 900.0
400 → 300 kg	491.57		614 462.5	983 140.0	893 763.6
300 → 200 kg	-491.56	517 431.6	245 780.0	393 248.0	446 872.7

Cycle 3

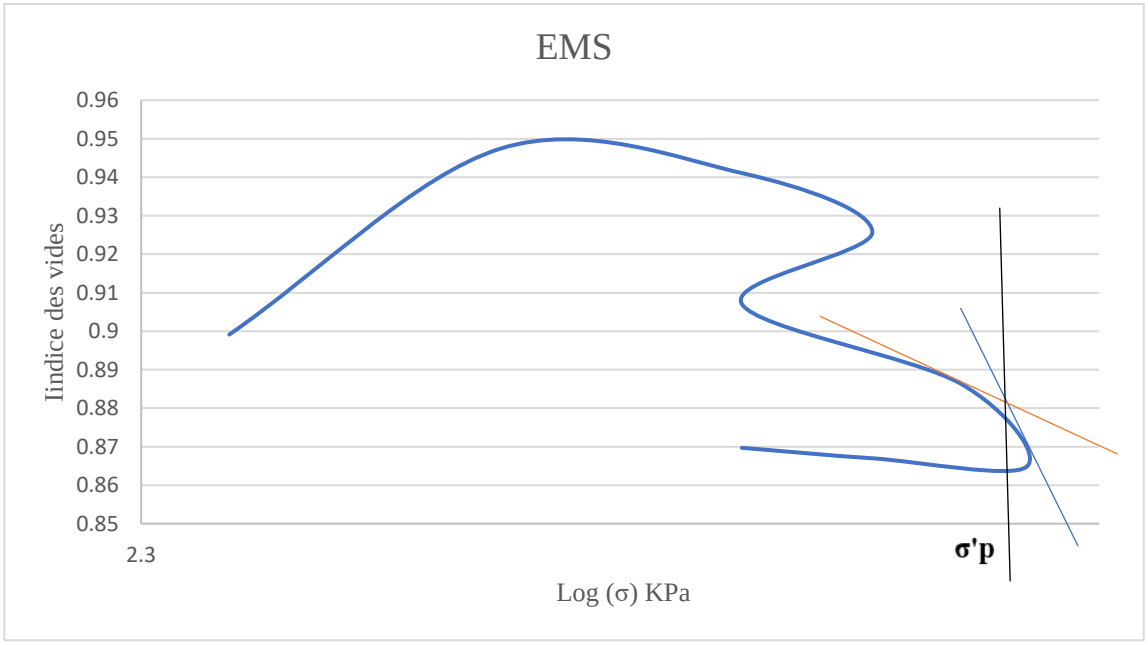


Figure 4.19 : Courbe de Corrélation entre les contraintes et les indice des vides (état moyen saturé)

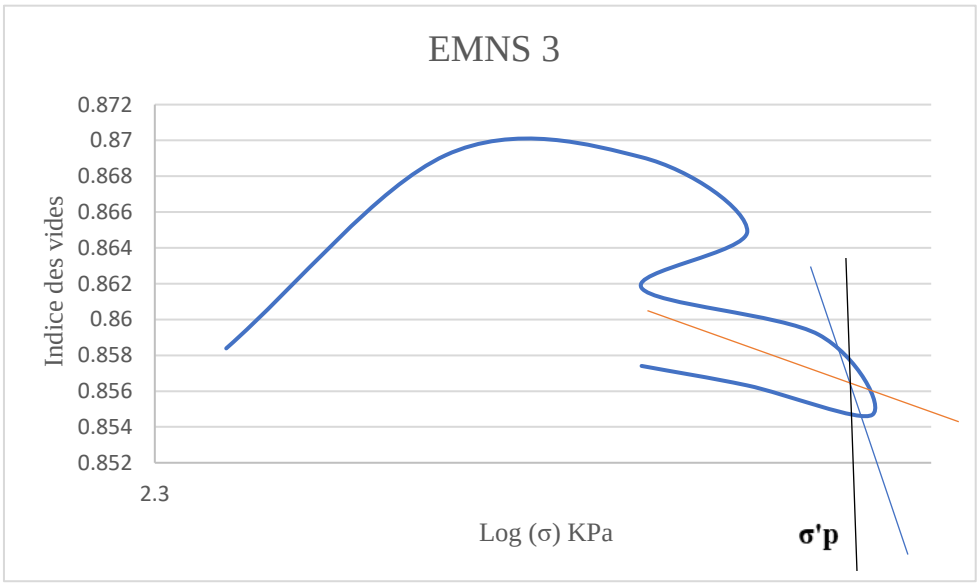


Figure 4.20 : Courbe de Corrélation entre les contraintes et les indice des vides (état moyen non saturé).

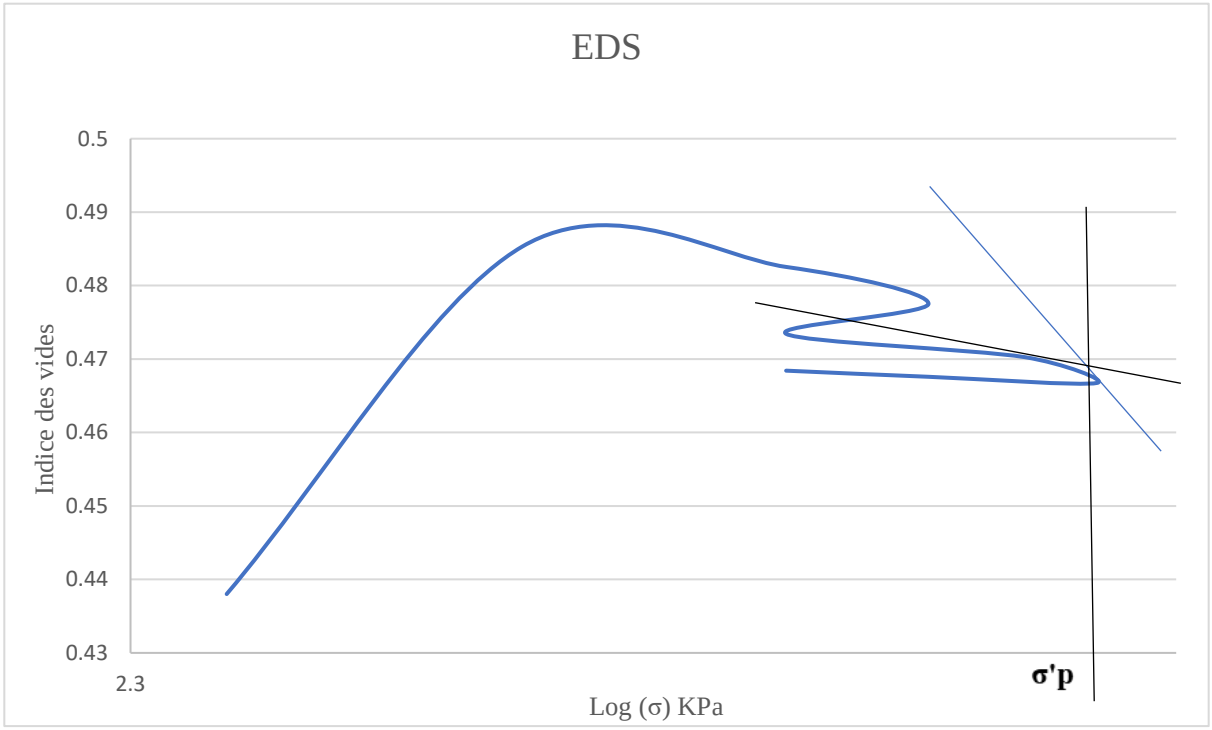


Figure 4.21 : Courbe de Corrélation entre les contraintes et les indice des vides (état dense saturé)

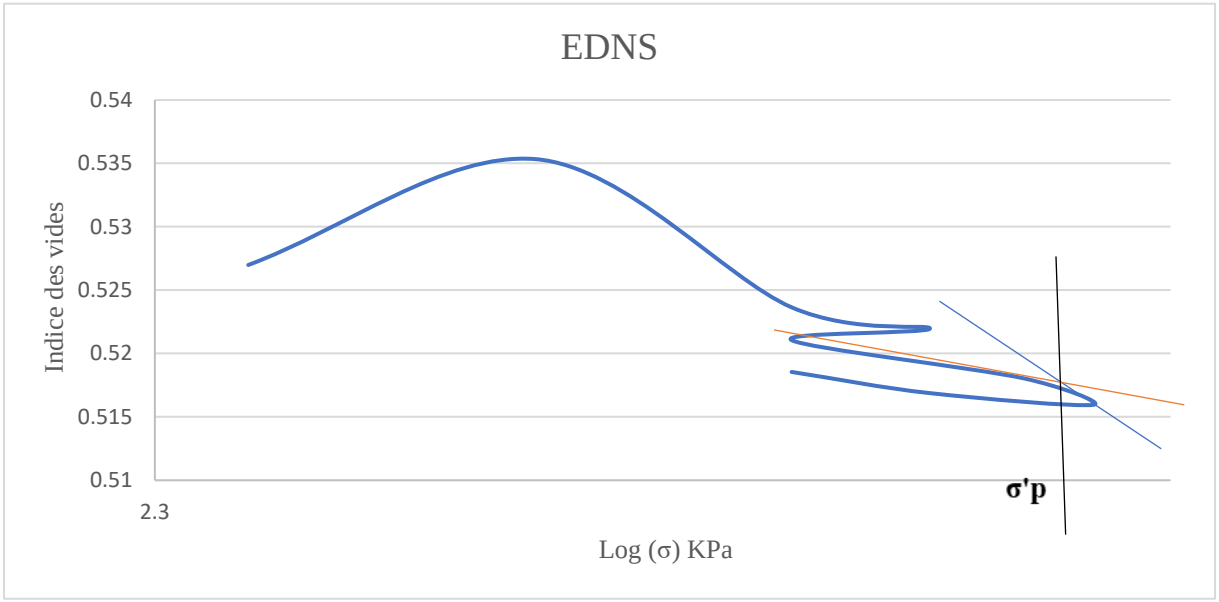


Figure 4.22 : Courbe de Corrélation entre les contraintes et les indice des vides (état dense non saturé).

-La contrainte de pré consolidation σ'_p

La contrainte de pré consolidation σ'_p(KPa)	EMS	EMNS	EDS	EDNS
	1558	1796	1357	2597

-Module œdométrique E'

Tableau 4.19 : Les résultats de Module œdométrique d'état charge (cycle 3).

Palier	**Δσ (kPa)**	**$E_o$ed moyen (S)**	**$E_o$ed moyen (NS)**	**$E_o$ed dense (S)**	**$E_o$ed dense (NS)**
50 → 100 kg	245.78	84 751.72	**4 915 60.**	148 957.58	35 111.43
100 → 200 kg	491.56	69 724.82	258 715.79	163 853.33	491 560.00
200 → 300 kg	491.56	57 492.40	339 006.90	200 636.73	893 745.45
300 → 400 kg	491.57	51 744.21	409 641.67	258 721.05	273 094.44
400 → 500 kg	491.56	49 652.53	239 785.37	234 076.19	393 248.00
500 → 400 kg	-491.56	491 560.00	655 413.33	983 120.00	893 745.45
400 → 300 kg	-491.57	393 256.00	983 140.00	983 140.00	491 570.00
300 → 200 kg	-491.56	178 749.09	655 413.33	983 120.00	491 560.00

Cycle 4 :

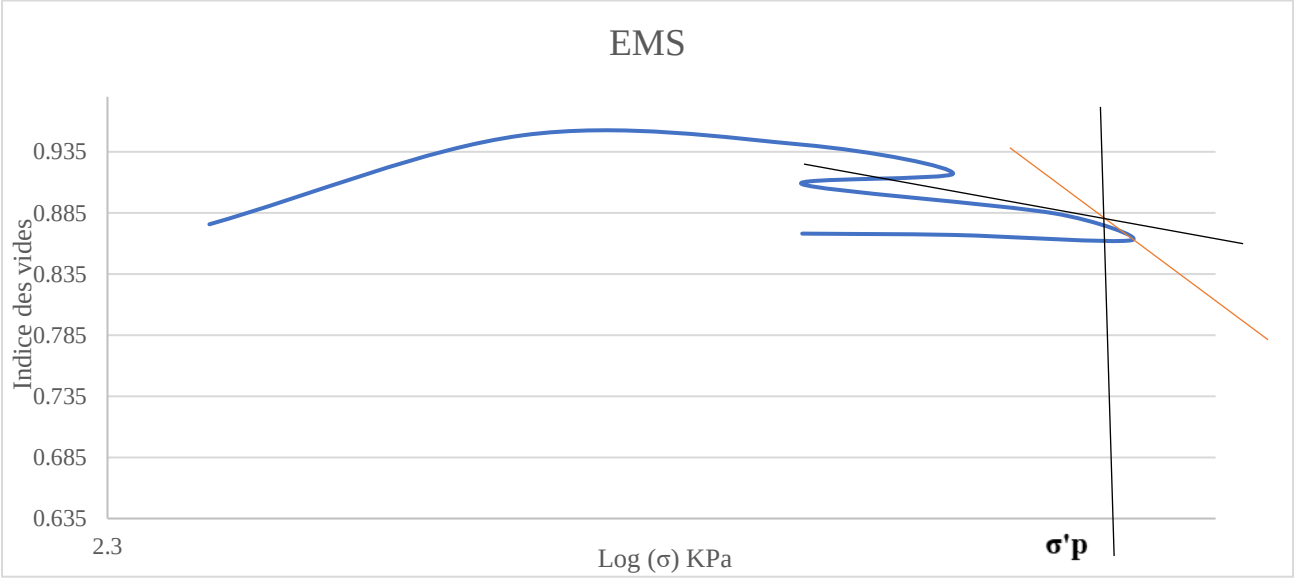


Figure 4.23 : Courbe de Corrélation entre les contraintes et les indice des vides (état moyen saturé)

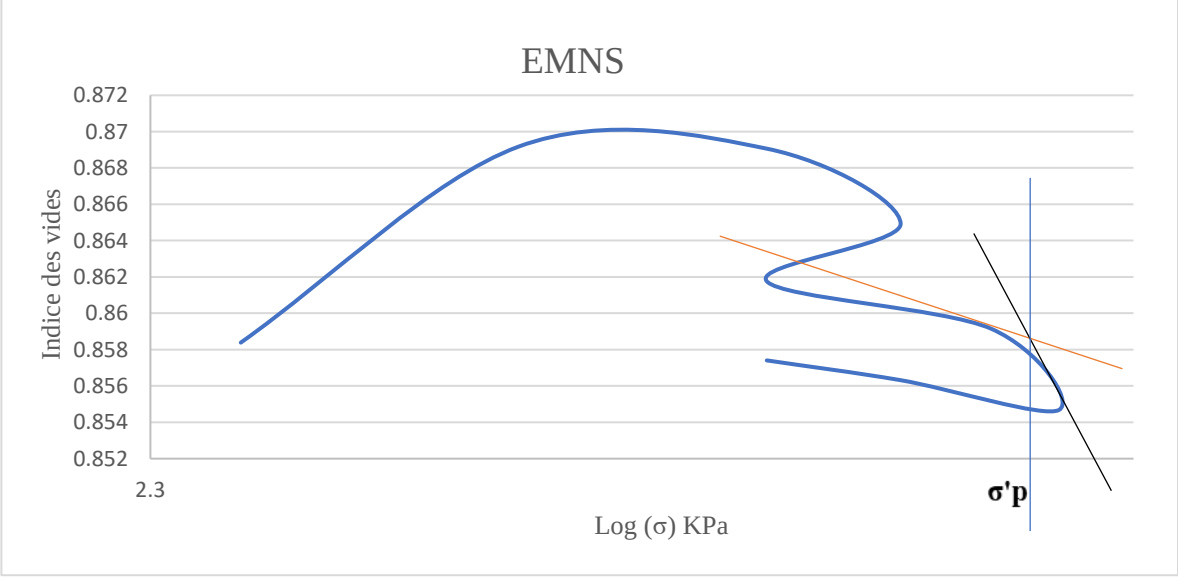


Figure 4.24 : Courbe de Corrélation entre les contraintes et les indice des vides (état moyen non saturé).

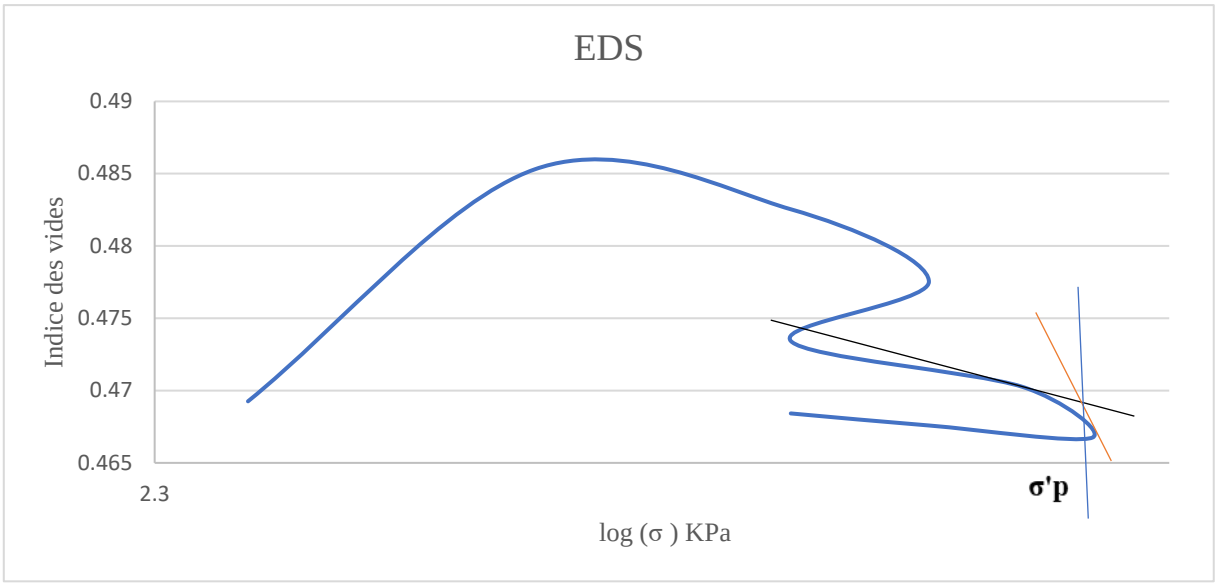


Figure 4.25 : Courbe de Corrélation entre les contraintes et les indice des vides (état dense non saturé)

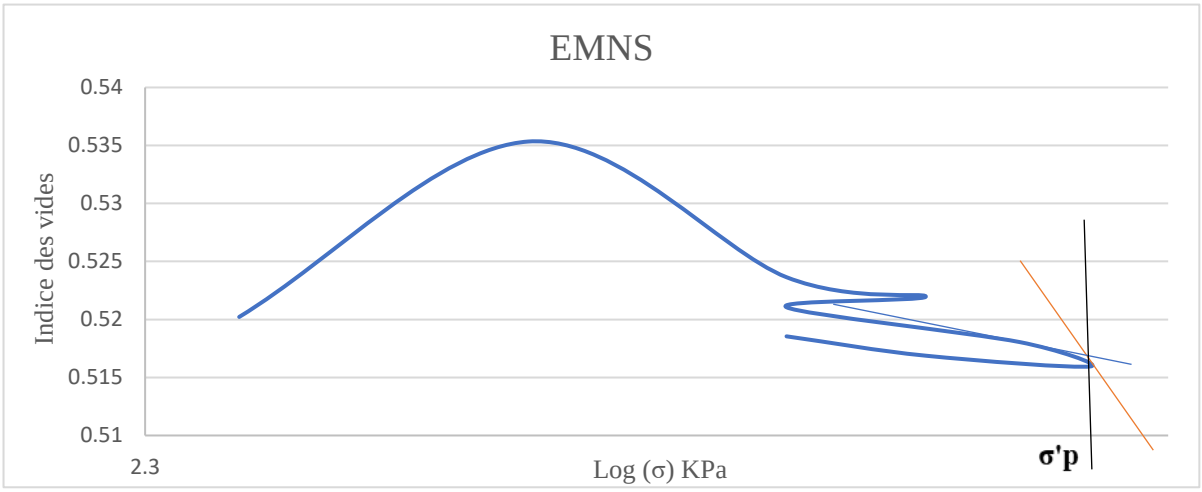


Figure 4.26: Courbe de Corrélation entre les contraintes et les indice des vides (état dense non saturé)

-La contrainte de pré consolidation σ'_p

La contrainte de pré consolidation σ'_p(KPa)	EMS	EMNS	EDS	EDNS
	955	1,780	1288	3162

-Module œdométrique E'

Tableau 4.19 : Les résultats de Module œdométrique d'état charge (cycle 4).

Palier	**Δσ (kPa)**	**Eoed moyen (S)**	**Eoed moyen (NS)**	**Eoed dense (S)**	**Eoed dense (NS)**
50 → 100 kg	245.78	70 222.86	4 915 6	70 222.86	35 111.43
100 → 200 kg	491.56	45 305.07	258 715.79	163 853.33	491 560.00
200 → 300 kg	491.56	122 890.00	339 006.90	200 636.73	893 745.45
300 → 400 kg	491.57	44 688.18	409 641.67	258 721.05	273 094.44
400 → 500 kg	491.56	49 156.00	239 785.37	234 076.19	393 248.00
500 → 400 kg	-491.56	252 082.05	655 413.33	983 120.00	893 745.45
400 → 300 kg	-491.57	983 140.00	983 140.00	983 140.00	491 570.00
300 → 200 kg	-491.56	893 745.45	655 413.33	983 120.00	491 560.00

Tableau 4.20 La détermination du type de sol par rapport module œdométrique E_{eod}

Type de sol	Module œdométrique E'
Sable	100-3000 bars
Argile raide	15-100 bars
Argile molle	1-10 bar

Presque tous les résultats confiné 100-3000 bars donc type de sol : **Sable**

❖ Les courbes globales

-EMS : état moyen saturé.

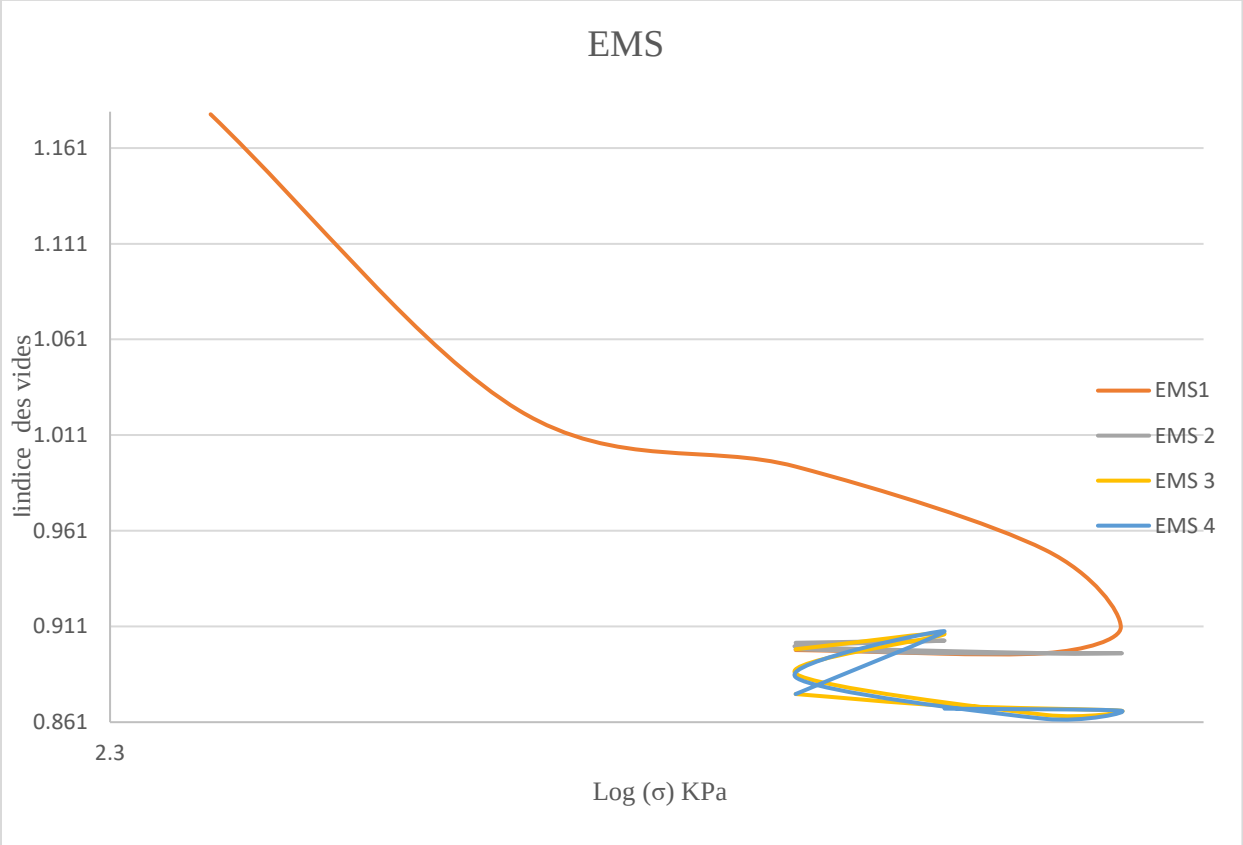


Figure 4.27 : Courbe globale pour état moyen saturé (EMS).

✓ Interprétation de la courbe e – log(σ):

Le diagramme produit illustre la variation de l'indice des vides (e) en fonction du logarithme décimal de la contrainte verticale log(σ), qui est exprimée en kPa. Dans le domaine de la géotechnique, on utilise fréquemment ce genre de courbe pour examiner la réaction à la compression des sols fins ou des matériaux granuleux fins sous une charge verticale lors d'un test oedométrique.

_La courbe EMS1 montre une tendance caractéristique des sols compressibles :

• Dans la première phase du chargement (zone de faible contrainte), la courbe indique une inclinaison modérée :

La réduction de l'indice des vides se fait lentement. C'est ce qu'on appelle la phase de recompression (ou élasticité apparente), durant laquelle la structure du sol ne subit pas encore de modifications majeures.

• Dès qu'une certaine contrainte (environ log(σ)≈2.9) est atteinte, la courbe commence à se raidir :

• C'est le début de la compression primaire (zone plastique), où les particules se réarrangent et les espaces vides diminuent plus rapidement.

• On utilise fréquemment ce changement de pente pour identifier la contrainte de préconsolidation σ_p, une caractéristique essentielle dans l'étude de la consolidation.

_Comportement des courbes restantes (EMS2, EMS3, EMS4) :

• Les courbes EMS2, EMS3 et EMS4 présentent une longueur et un aplatissement notables, affichant très peu de fluctuation de l'indice des vides malgré la hausse ou la baisse de la contrainte.

-Une phase de décharge/recharge.

- Un comportement résiduel élastique.

- Ou bien un matériau densifié présentant une compressibilité extrêmement faible. Ceci pourrait être attribué à :

- Une phase de décharge/recharge.

-Un comportement résiduel élastique.

- Ou bien un matériau densifié présentant une compressibilité extrêmement faible.

Analyser la technique

• L'indice des vides baisse généralement avec la croissance de log (σ), attestant d'une nature compressible du matériau examiné.

• La courbe EMS1, avec sa forme concave, dénote un sol homogène ou une stérile sableuse argilo- présentant un caractère plastique significatif.

• La détermination du module oedométrique (E) peut se faire à chaque niveau en se basant sur les pentes locales de la courbe.

➢ **EMNS :** état moyen non saturé

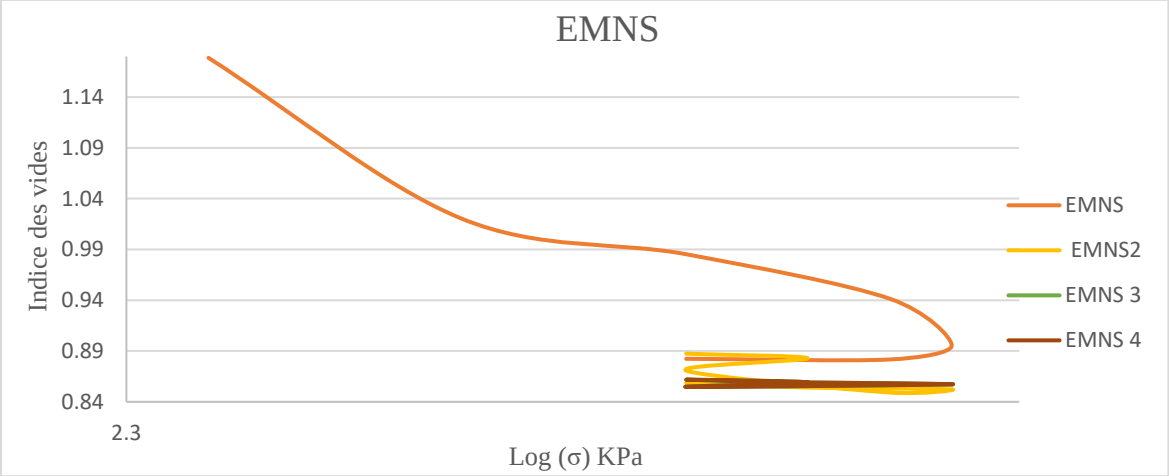


Figure 4.28 : Courbe globale pour état moyen non saturé (EMNS).

Interprétation de la courbe e – log(σ) :

Le diagramme ci-dessus présente la progression de l'indice des vides ee en relation avec le logarithme décimal de la contrainte verticale log(σ) pour des échantillons en condition moyenne non saturée. Cela inclut quatre courbes expérimentales (EMNS, EMNS2, EMNS3, EMNS4).

-Examen du comportement global :

- Étape de recompression :

• Les sections initiales des graphiques montrent une inclinaison légère, indiquant une réduction modeste de l'indice des vides à mesure que la contrainte augmente.

• Il s'agit d'un comportement pseudo-élastique typique, où les particules subissent de légers réarrangements.

-Étape de compression initiale :

• Au-delà d'un certain point (approximativement log(σ) ≈ 2.9), une inclinaison plus marquée se manifeste, surtout sur la courbe principale EMNS (en orange), signalant un passage à un comportement plastique.

-Articularités dues à l'état non saturé :

• Ce changement d'inclinaison nous permet de déterminer la contrainte de préconsolidation σp′.

• Globalement, le comportement est moins compressible que celui constaté en état de saturation.

• Étant donné l'absence ou la présence partielle d'eau interstitielle, les particules présentent une stabilité accrue, notamment la diminution du volume de leurs vides .

• Dans certaines phases, les modules oedométriques sont supérieurs, indiquant une rigidité manifeste plus importan.

➢ **EDS :** état moyen saturé

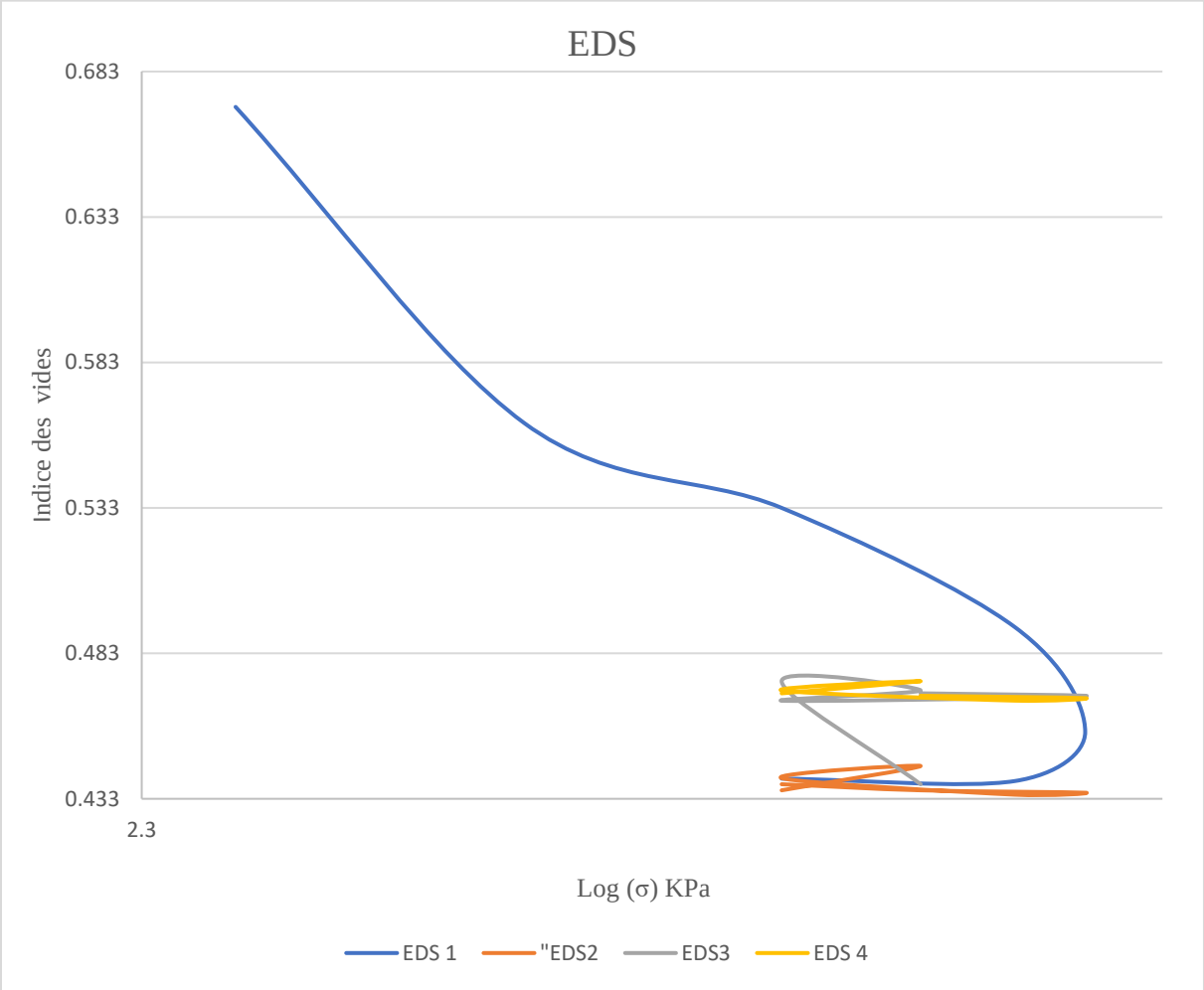


Figure 4.29 : Courbe globale pour état dense saturé (EMD).

✓ Interprétation de la courbe e – log(σ) :

Ce diagramme illustre l'évolution de l'indice des vides (e) en lien avec le logarithme de la contrainte verticale log (σ), appliqué à des échantillons de sol qui sont denses et saturés. Il englobe diverses courbes (EDS 1 à EDS 4), illustrant des tests effectués sur des échantillons semblables.

-Analyse du comportement global :

-Courbe EDS1 :

• Elle illustre une réaction compressible typique, avec un indice des vides qui décroît graduellement à mesure que la contrainte verticale s'accroît.

• La courbe débute par une inclinaison douce, indiquant une phase de recompression, suivie d'un changement plus marqué signalant une compression primaire.

• Ce comportement reflète l'excellente compacité initiale de l'échantillon :
la diminution des vides devient complexe, sauf sous de fortes contraintes.

- EDS2, EDS3, EDS4 :

• Ces courbes se montrent très aplaties avec un indice des vides très bas et constant (~0.43 à 0.48).

• Cela indique que le matériau a atteint une densité presque maximale et démontre peu de réactivité face à l'augmentation de contraintes additionnelles.

• Leurs formes dénotent un comportement quasi rigide, fréquemment observé dans les matériaux hautement denses ou artificiellement compactés.

➢ **EDNS :** état dense non saturé

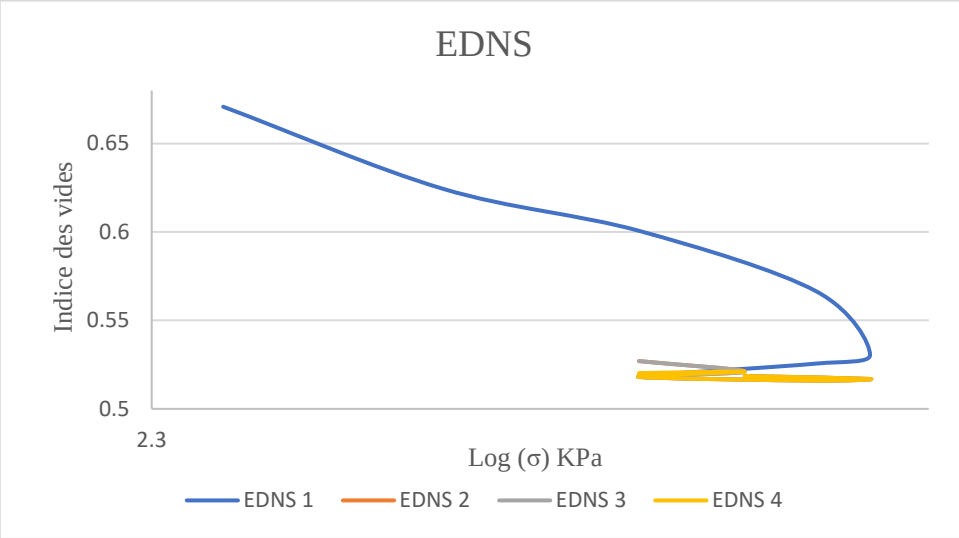


Figure 4.30 : Courbe globale pour état dense non saturé (EDNS).

✓ Interprétation de la courbe e – log(σ) :

Le graphique illustre l'indice des vides (qui est le rapport entre le volume des espaces vides et celui des solides) en lien avec le logarithme de la contrainte effective (Log(σ) exprimé en kPa), pour quatre échantillons distincts du même type de sol, identifiés sous les noms EDNS 1, EDNS 2, EDNS 3 et EDNS 4.

-Observations :

1. Les quatre courbes présentent une tendance similaire, montrant une baisse de l'indice des vides à mesure que la contrainte effective s'accroît.
2. Pour les contraintes faibles (sur la gauche du graphique), les indices des vides oscillent approximativement entre 0,55 et 0,65.
3. Quand la contrainte réelle s'accroît, l'indice de porosité se réduit progressivement, atteignant environ 0,5 pour les contraintes les plus élevées (sur le côté droit du graphique).

4. Les quatre courbes montrent un léger décalage les unes par rapport aux autres, ce qui suggère probablement des disparités de comportement parmi les quatre échantillons examinés.

2-Essais cisaillement (NF P94-071) :

1-1-Cisaillement direct (La boit de Cassagnarde) (NF P94-071-1)

Le test de cisaillement direct est une technique expérimentale employée en géotechnique pour déterminer la capacité d'un sol à résister à la déformation et au glissement lorsqu'il est exposé à une contrainte de cisaillement. Ce paramètre est essentiel pour évaluer le comportement du sol face aux charges appliquées, qu'il s'agisse de constructions, de routes ou d'autres infrastructures civiles.

2-2-Principe d'essai :

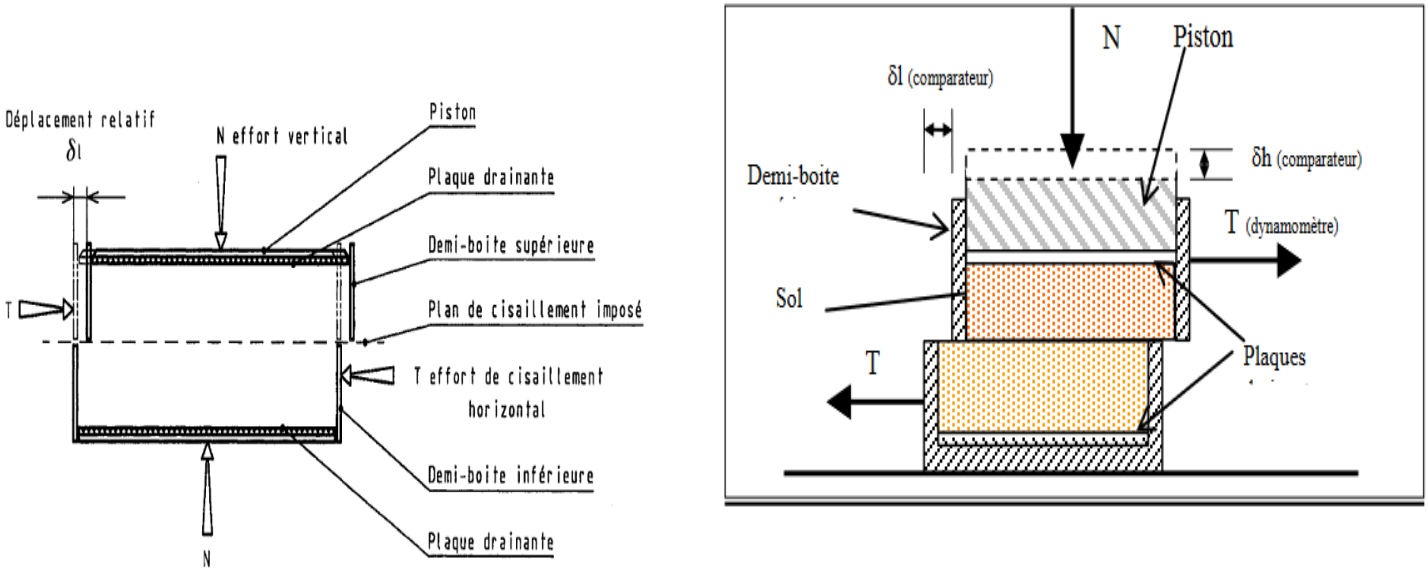


Figure 4.31 : Principe d'un essai de cisaillement.

L'essai est réalisé sur un échantillon de sol placé dans une structure de cisaillement composée de deux demi-bottes autonomes. Le plan de séparation des deux demi-bottes est un plan de glissement. Quni correspond au schéma de cisaillement de l'expérience te.

Le test implique de : - exercer une force verticale sur le dessus de l'expérience te (N), maintenue constante tout au long de la durée du test (σ = N/s),

- Générer, suite à la consolidation de l'expérience te sous tension (N), un cisaillement dans l'expérience te en suivant le plan horizontal de glissement des deux demi-bottes qui se déplacent l'une par rapport à l'autre en leur imposante une vitesse constante δl, - Enregistrer la force (T) correspondante (τ= T/s).

.

L'essai est réalisé sur une série d'au minimum 3 éprouvettes en faisant augmenter à chaque éprouvette la valeur de l'effort vertical (N). La contrainte verticale maximale **σmax= Nmax /S** appliquée à la série d'éprouvette doit être supérieure à la contrainte effective verticale induite dans le sol après travaux.

Avec : S : section d'échantillon (mm^2) ou (cm^2).

2-3-Appareillage :

L'appareillage spécifique à l'essai comprend :

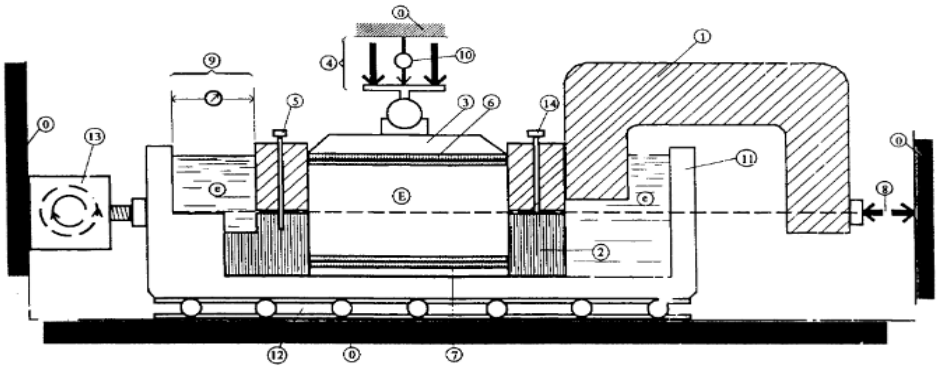
-le bâti

-la boite de cisaillement.

-le dispositif d'application de l'effort normale sur l'éprouvette.

-le dispositif produisant de déplacement relatif horizontale entre le deux demi- boites.

-Le système de mesurage des efforts des déplacements et du temps.



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 δh
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 Éprouvette de sol

Figure 4.32 : Schéma de la boite de cisaillement.

2-4- Résultats et analyse de l'essai de cisaillement direct :

➢ **Courbe de cisaillement**

La courbe de cisaillement est le résultat principal de l'expérience.

Elle illustre :

-La contrainte de cisaillement ***(τ)*** en lien avec le déplacement horizontal.

- Le comportement du sol soumis à la contrainte.

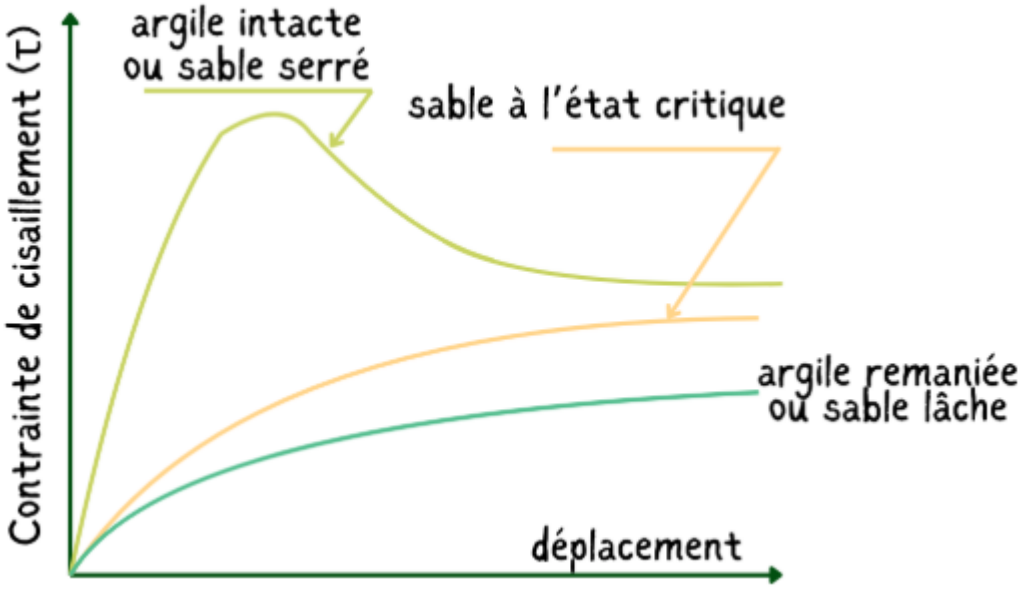


Figure 4.33: Graphiques standards de cisaillement.

➢ **Détermination des paramètres de résistance au cisaillement :**

Plusieurs tests sont effectués avec des contraintes normales variées pour déterminer l'angle de frottement interne (φ) et la cohésion (c). On dessine par la suite le contour de rupture sur le plan de Mohr.

La formule de cette ligne est : $\boldsymbol{\tau = c + \sigma \tan(\varphi)}$

Ou : **c** : la cohésion (intercept à l'origine).

φ : angle de friction interne (inclinaison de la ligne droite).

- **La couse de dessiner l'enveloppe de rupture dans le plan de Mohr**

-Préparation des données

À partir de plusieurs essais de cisaillement direct, obtenez les valeurs de contrainte normale (σ_n) et de contrainte de cisaillement à la rupture (τ_f).

-Traçage des cercles de Mohr

Pour chaque essai, tracez un cercle de Mohr en utilisant les valeurs de contrainte normale et de contrainte de cisaillement.

Le centre du cercle se trouve à (σ_n,0) et le rayon est τ_f.

-Enveloppe de rupture

Tracez une ligne tangente aux sommets des cercles de Mohr. Cette ligne est l'enveloppe de rupture. Cette ligne est généralement représentée par l'équation de Coulomb :

$$\tau = c + \sigma_n \tan(\phi)$$

2-3-Matériel Utilisé :



Figure 4.34 : La machine de cisaillement.

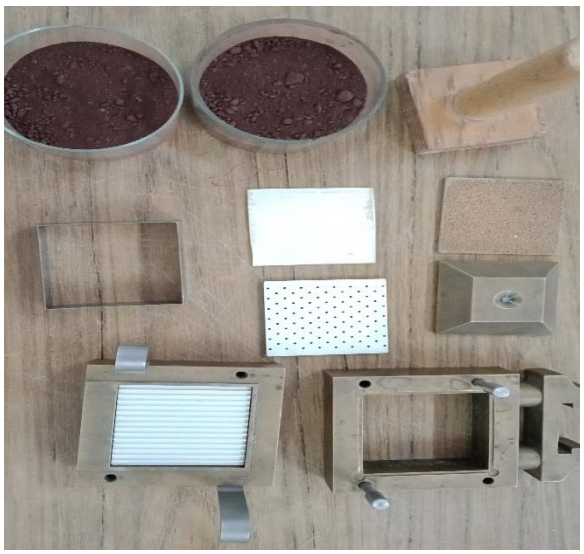
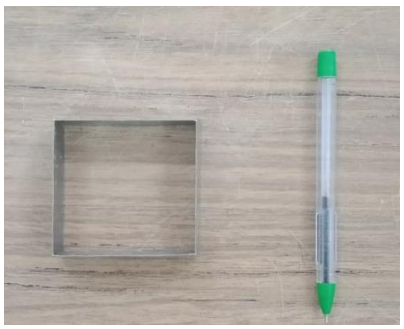


Figure 4.35 : La boit de Cassagnarde.





Hauteur (mm) :20 mm

B (mm) : 60 mm

Section : 3600(mm^2)

Volume (mm^3) :72000

2.4. Mode opératoire :

-Calcul du poids requis d'un échantillon de sol.

État moyen :

Le poids(g)	Volume (cm^3)
1665	1000
X	72

X= 119,8 g

État dense :

Le poids(g)	Volume (cm^3)
2155	1000
X	72

X= 155,16 g

-Empiler le sol dans La boite de Cassagnarde et remplacé la boit dans la machine.

-Répétez le processus trois fois pour chaque état (dense saturé, dense non saturé, moyen saturé, moyen non saturé).

-Application la Charge totale sur éprouvette (kg), Etat non saturé (50Kg, 150 Kg,200kg) et saturé (50Kg,70Kg,100Kg).

-Cisaillement à vitesse constante (0,7mm/s).

2-3-Expression des résultats

2-3-1-Etat de saturation :

- **Etat moyen Saturé :**

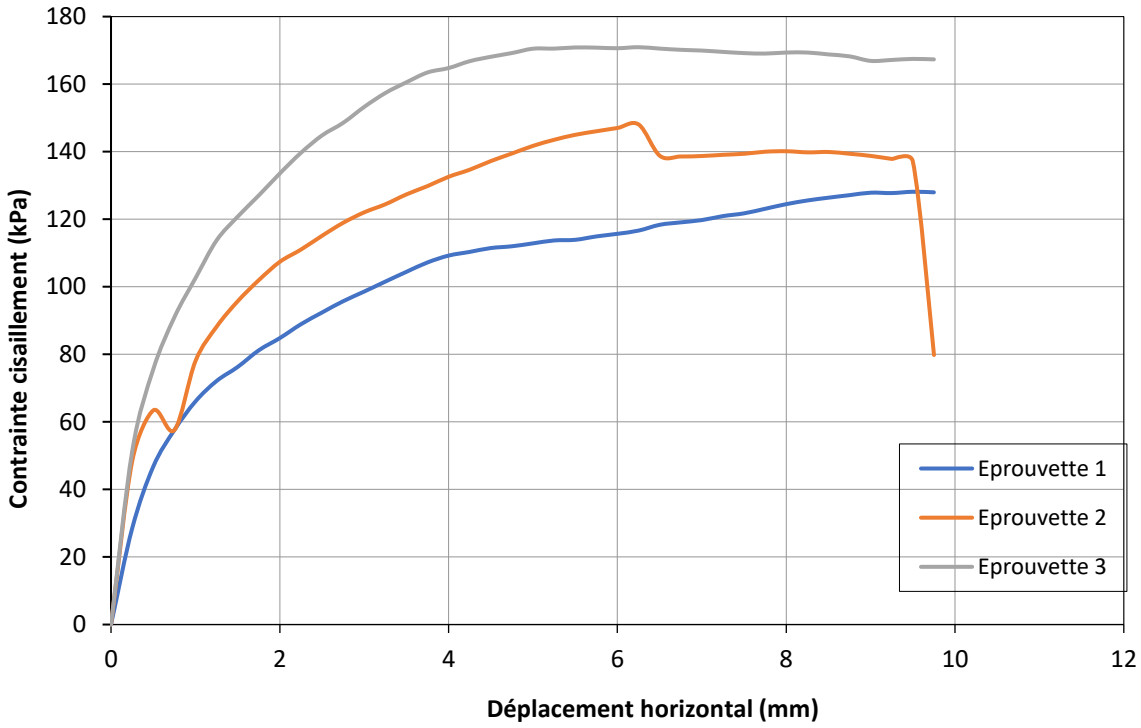


Figure 4.36: Variation de contrainte cisaillement en fonction de déplacement horizontal de sol avec état moyen saturé.

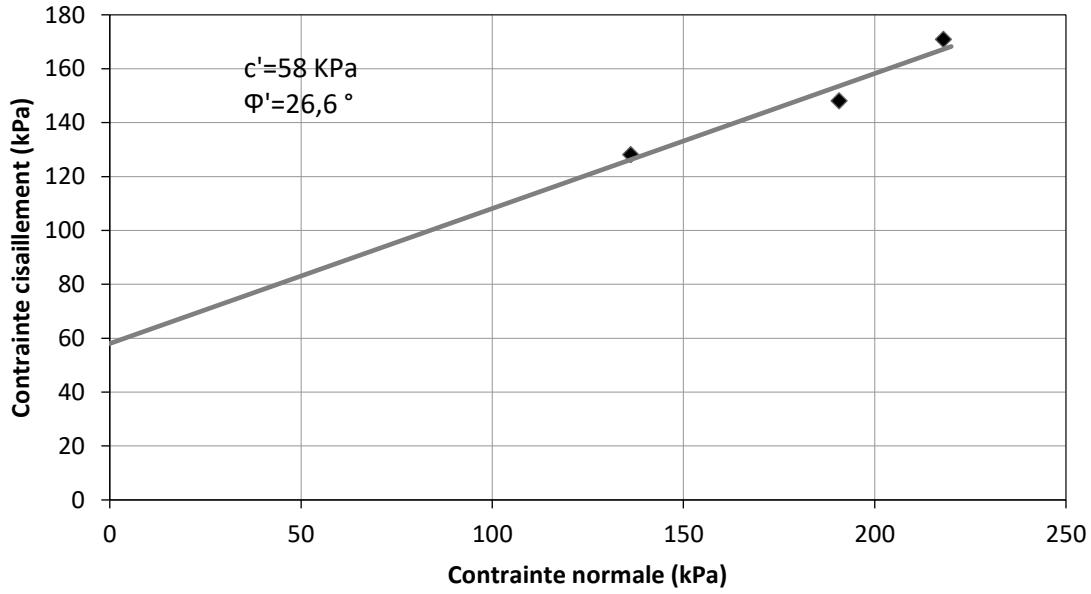


Figure 4.37 : Résultats d'un essai de cisaillement direct dans le plan de Mohr de sol (état moyen saturé).

➢ **Etat dense Saturé :**

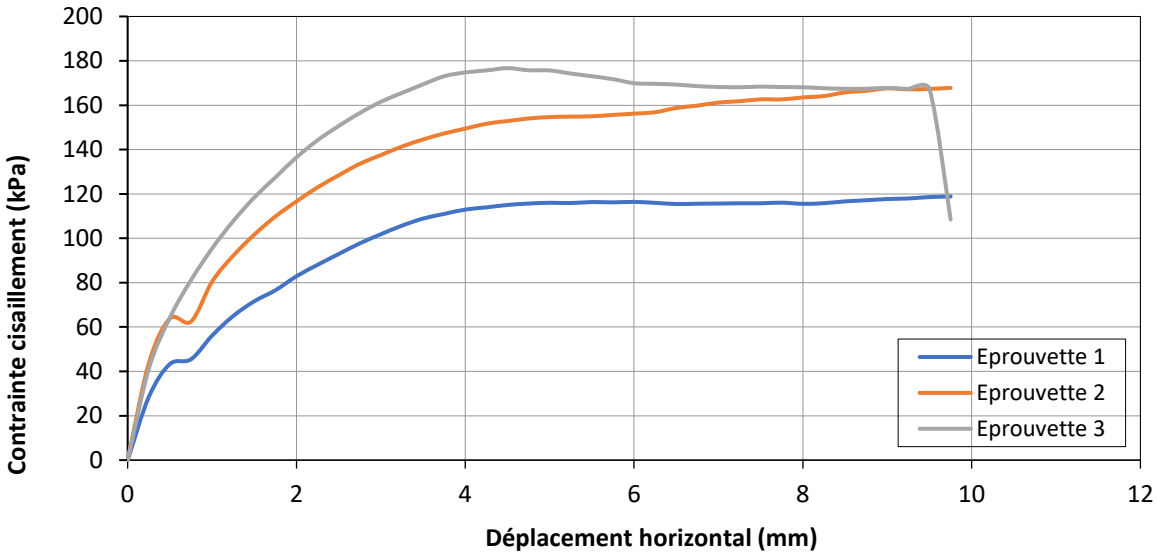


Figure 4.38 : Variation de contrainte cisaillement en fonction de déplacement horizontal de sol (état dense saturé).

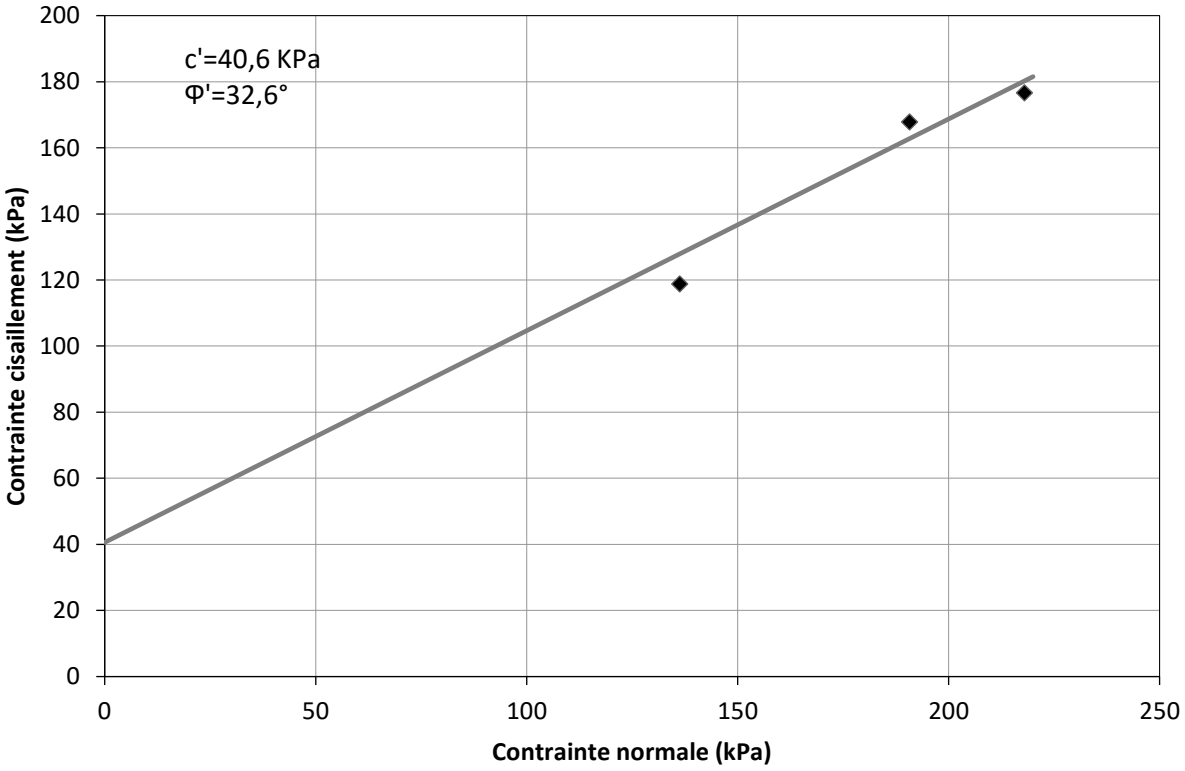


Figure 4.39 : Résultats d'un essai de cisaillement direct dans le plan de Mohr de sol (état dense saturé).

➢ **Etat moyen non Saturé :**

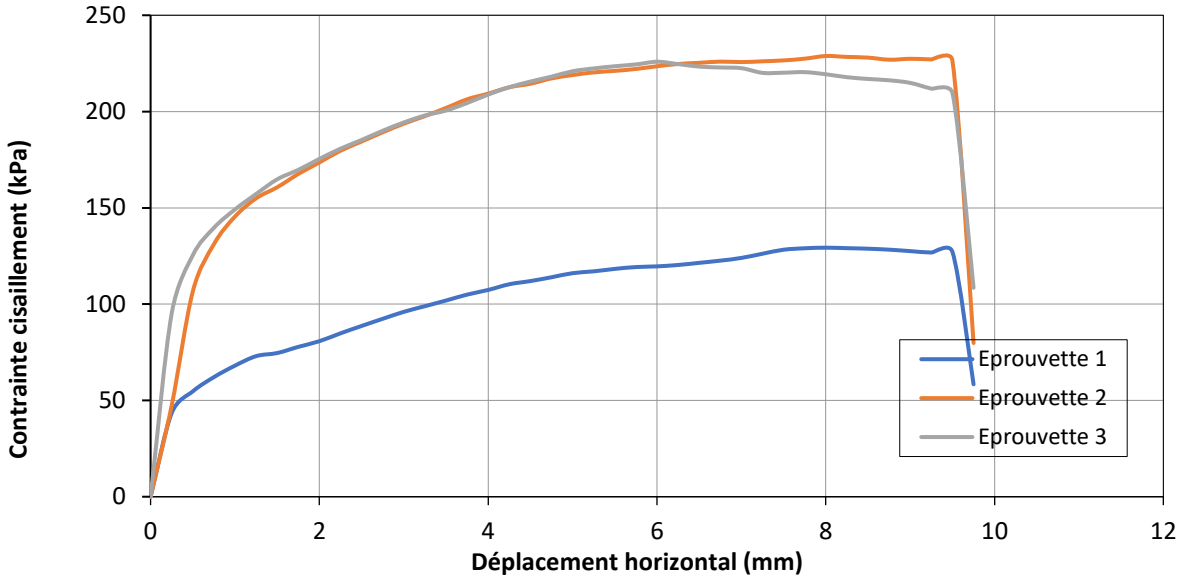


Figure 4.40 : variation de contrainte cisaillement en fonction de déplacement horizontal de sol (état moyen non saturé).

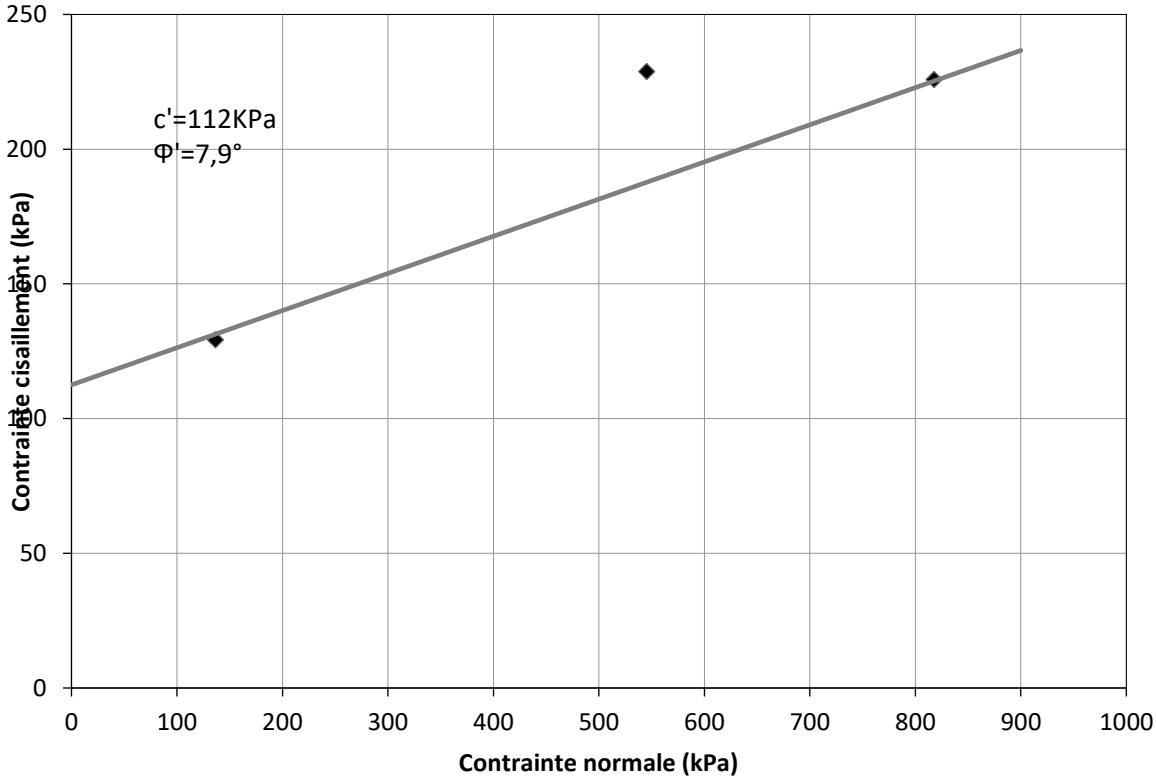


Figure 4.41 : résultats d'un essai de cisaillement direct dans le plan de Mohr de sol (état moyen non saturé).

➢ **Etat Dance non saturé :**

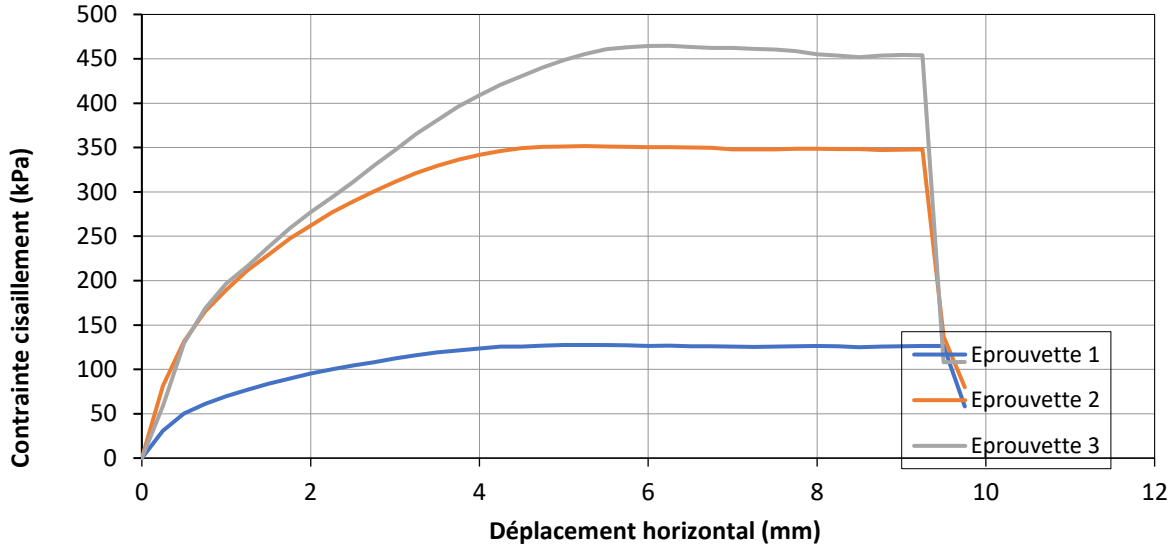


Figure 4.42 : variation de contrainte cisaillement en fonction de déplacement horizontal de sol (état dance non saturé).

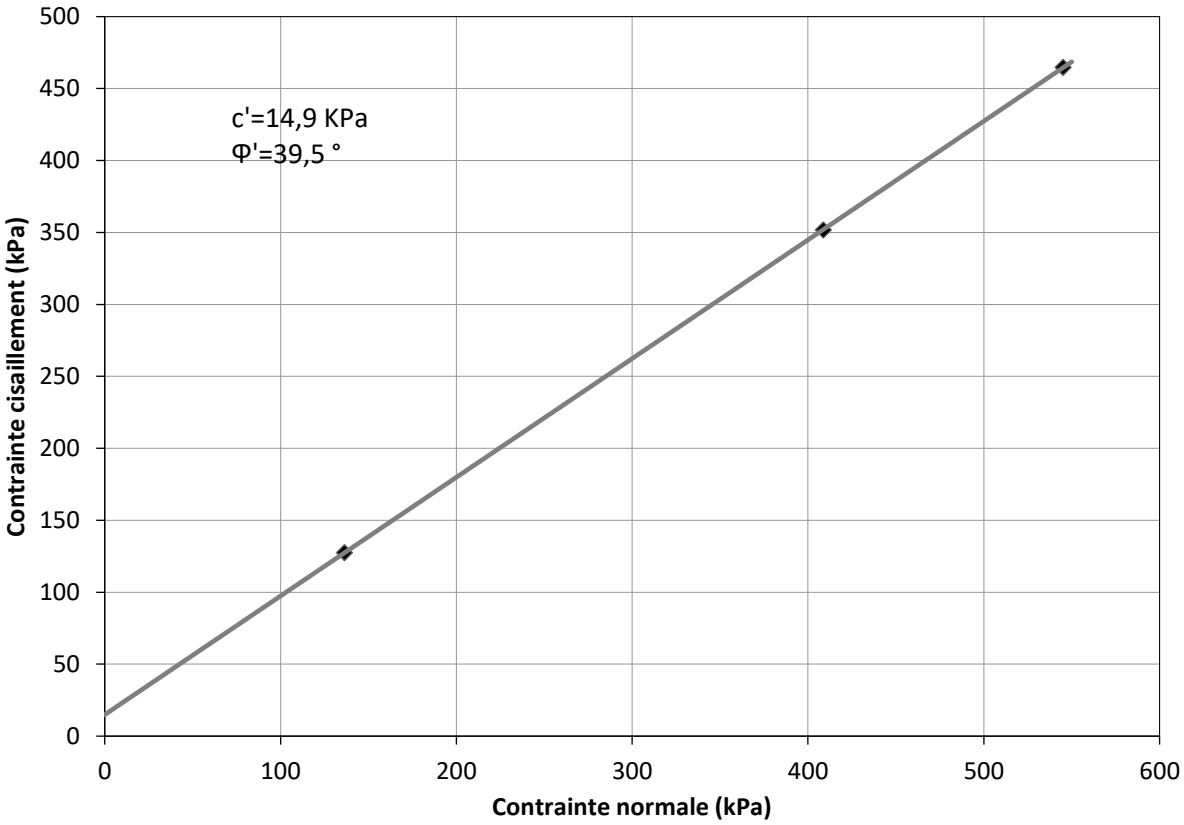


Figure 4.43 : résultats d'un essai de cisaillement direct dans le plan de Mohr de sol (état dance non saturé).

	Etat saturé		Etat non saturé	
	Moyen	Dense	Moyen	Dense
Cohésion (C') (KPa)	58	40,6	112	14,9
Angle de fortement (Ᵽ') (°)	26,6	32,6	7,9	39,5

2-3-2- courbes de saturation :

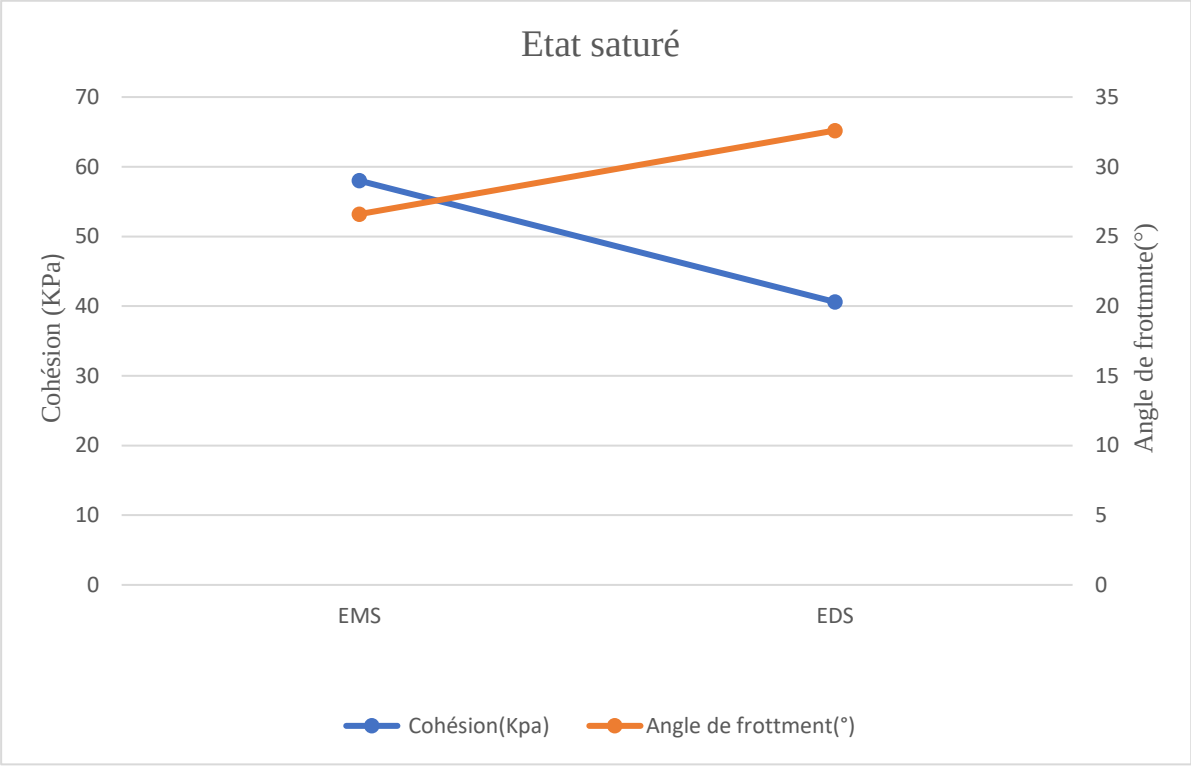


Figure 4.44 : Évolution de la cohésion et de l'angle de frottement en état saturé selon la densité.

- ✓ **L'interprétation de la courbe :**

Ce graphique montre comment changent la cohésion (Cohésion) et l'angle de frottement interne (Angle de frottement) dans un sol saturé en eau, entre deux états de densité :

EMS : densité moyenne (état moins dense).

EDS : densité élevée (état plus compact).

- ➢ **Comportement de la cohésion :**

D'après la courbe bleue, on remarque que la cohésion diminue lorsque la densité augmente, passant :

d'environ 58 kPa à 41 kPa.

Cela peut s'expliquer par le fait que la saturation réduit les forces de liaison entre les particules, surtout lorsque celles-ci se réorganisent dans un état plus dense.

- ➢ **Comportement de l'angle de frottement :**

À l'inverse, la courbe orange montre que l'angle de frottement augmente avec la densité :
il passe de 26° à environ 33°.
Ce phénomène est lié au fait que les particules sont plus serrées et mieux imbriquées dans un sol dense, ce qui améliore la résistance au cisaillement.

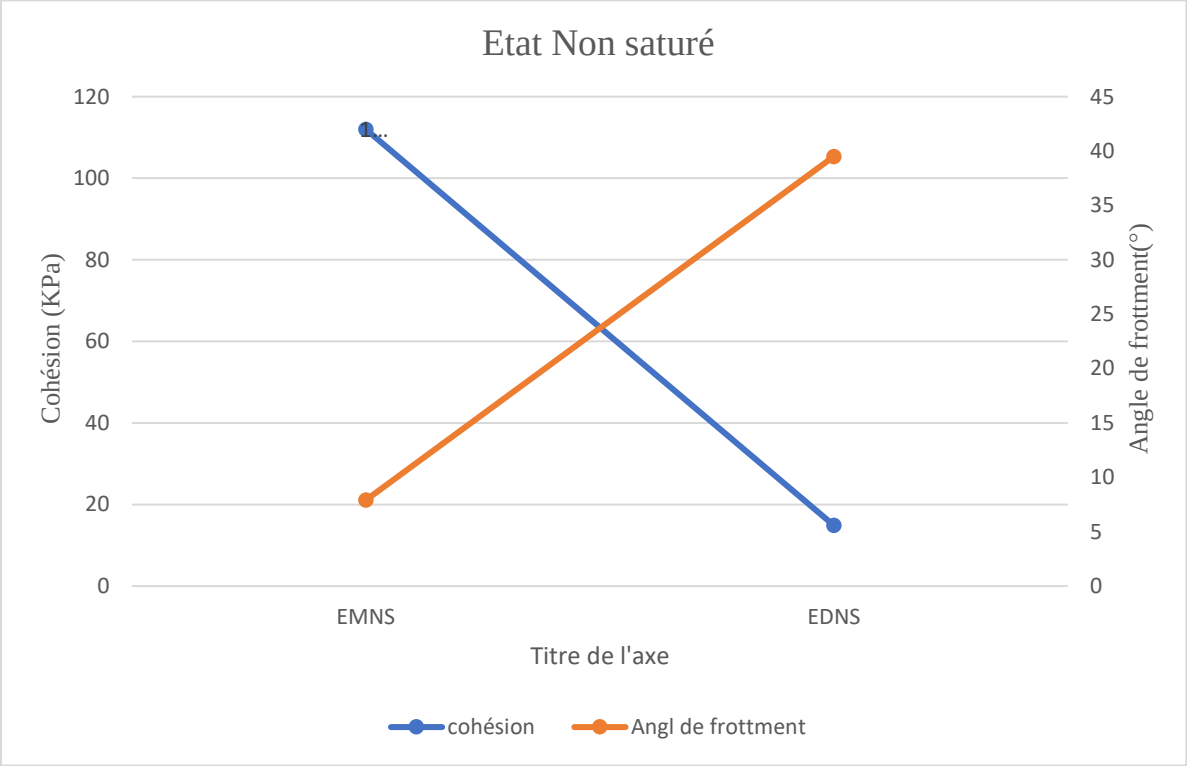


Figure 4.45 : Variation de la cohésion et de l'angle de frottement en état non saturé selon la densité.

Ce graphique montre comment changent la cohésion (Cohésion) et l'angle de frottement interne (Angle de frottement) dans un sol non saturé, entre deux niveaux de densité :

EMNS : état non saturé avec faible densité,

EDNS : état non saturé avec densité élevée.

- **Comportement de la cohésion :**

On remarque que la cohésion diminue fortement quand on passe de EMNS à EDNS :

-Elle passe d'environ 110 kPa à seulement 15 kPa.

Cette baisse s'explique probablement par la réduction des forces de succion (capillarité), qui sont importantes dans un sol non saturé mais deviennent moins efficaces à forte densité.

- **Comportement de l'angle de frottement :**

En revanche, l'angle de frottement augmente nettement avec la densité :

-Il passe de 21° à 40°.

Cela montre que la résistance au cisaillement devient plus élevée, car les particules sont plus serrées et mieux en contact dans un sol plus dense.

C-Conclusion

Ce segment a exposé les attributs physiques et mécaniques des résidus miniers issus de la mine de fer d'Ouenza, grâce à une suite de tests effectués en laboratoire. Les données recueillies ont délivré des éclaircissements essentiels concernant la réaction de ces matériaux face à diverses contraintes mécaniques, compris la compression (essai oedométriques monotones et cycliques) et le cisaillement (essai de cisaillement direct).

L'étude des essais oedométriques a révélé que les résidus ont une compressibilité assez élevée, particulièrement en présence d'eau.

Cette sensibilité à l'eau nécessite une surveillance stricte du niveau d'humidité lors de leur application. De plus, les tests de cyclicité ont démontré que la structure du matériau peut se modifier sous des contraintes répétées, ce qui pourrait affecter sa stabilité sur le long terme dans une construction de remblai.

Les essais de cisaillement ont servi à déterminer la résistance globale des résidus à la rupture. Malgré une faible cohésion, l'angle de frottement interne demeure assez satisfaisant pour envisager son emploi dans des remblais non critiques.

Conclusion Générale

Conclusion générale :

Cette note visiterait à étudier les caractéristiques géotechniques des résidus miniers issus de la mine de fer de Ouenza, afin d'évaluer leur adéquation pour les travaux de remblaiement. Le travail a commencé par une présentation générale sur la réalité des déchets miniers et leurs impacts environnementaux, en mettant l'accent sur l'importance de rechercher des solutions efficaces pour les réutiliser plutôt que de les laisser s'accumuler inutilement.

La nature géologique de la région, les conditions de formation des sédiments, ainsi que les concepts de base liés au comportement des sols graveleux et leur classification et analyse ont été étudiés. La recherche a également inclus une présentation succincte des utilisations du remblai en ingénierie civile et des conditions générales qui doivent remplir les matériaux utilisés.

La partie expérimentale a constitué le cœur du travail, où une série de tests physiques et mécaniques a été réalisée sur des échantillons de sédiments. Les résultats ont montré que ces matériaux présentent un comportement variable en fonction de leur degré d'humidité et de leur état de compactage. Plus leur densité augmente et plus nous contrôlons leur teneur en eau, meilleures sont leurs propriétés géométriques.

Il a également été démontré que sa résistance au cisaillement est davantage liée à sa structure granulaire qu'à sa cohésion. Sur la base de ces données, ces dépôts peuvent être retenus comme une option acceptable pour les projets de remblaiement non critique, à condition de respecter certaines conditions techniques de base.

Ce travail représente une première étape vers la valorisation des ressources locales négligées de manière pratique et économique, avec la possibilité d'élargir la recherche à l'avenir pour inclure des cas de charge et des conditions environnementales plus complexes.

- **Aperçus et suggestions**

1. Approfondir les essais œdométriques, en élargissant la gamme des charges appliquées et en prolongeant la durée des tests pour analyser la consolidation secondaire et les phénomènes de fluage.

2. Effectuer des essais in situ, tels que le test de plaque ou le SPT, afin de valider les résultats obtenus en laboratoire dans des conditions naturelles.

3 Analyser le comportement hydraulique des résidus, notamment leur perméabilité et leur réaction en cas de saturation, pour évaluer leur stabilité en milieu humide.

4. Étudier l'hétérogénéité spatiale des résidus à travers des prélèvements effectués à différents emplacements du site minier, afin d'évaluer la variabilité des propriétés géotechniques.

LES RÉFÉRENCE

Chapitre 1 : Aperçu Bibliographique

Géologie de mine d'Ouenza

[1]-SEMMACHE Mohamed Fouad, Mémoire de magister,(Etude de stabilité des talus des gradins et des bords de la mine à ciel ouvert de l'Ouenza (cas du quartier Zerga),(2016),(Ecole Nationale Polytechnique, Département de Génie Minier, Laboratoire de Génie Minier),page 18 et 19.

[2]- Chat GBT ((Deep Seek version 1011), Monica).

[3]- HOUAME Karime, CHALOUG Aymen, MEMOIRE DE MASTER Science de la Terre et de l'Univers Géologie, Géologie des bassins Sédimentaires, (Géologie et Métallogénie de complexe carbonaté Aptien de massif de l'Ouenza. (Willaya de Tebessa)) page 38.

[4]- BEGUIRET Lilia, BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY, Faculté des sciences de la Terre Années 2007, Département de Géologie, ETUDE GETOLOGIQUE ET GEOSTATISTIQUED DES MINERALISATIONS A Fe–Cu DU GISEMENT DE DOUAMIS (OUENZA–ALGERIE), page 12,14.

[5]-KHENKHAR Mohamed Islam, Ecole Nationale Polytechnique, Département de Génie Minier, Mémoire de Master (2018), Génie Minier (Les procédés d'Enrichissement et mise en tas du minerai de fer de l'Ouenza) page 31.

[6]- https://www.sgu.se/en/itp308/knowledge-platform/4-mining-waste/

[7]-Cours 2, traitement des déchets miniers, universite SIDI MOHAMED BEN ABD ELLAH, page 11.

[8]-Document de référence sur les meilleures techniques, Disponibles Gestion des résidus et stériles des activités minières, Janvier 2009, page 7,8.

Chapitre2 : Comportement mécanique des sols grenus

[1]- MECANIQUE DES SOLS 2ème année CHAPITRE 01 ,Sols et géologie page (1,2 ,3) https://fac.umc.edu.dz/fst/fichiers/L2 topo/S4/ mecanique des soles.pdf

[2]-Jacques Lérau ; géotechnique 1 cours ; chapitre 1 ; 3 ème A ingénierie de la construction. Département de Sciences et Technologies Pour l'Ingénieur ; institut national des sciences appliquées de Toulouse. 2005 - 2006

[3]- google photo

[4]-Chat GBT ((Deep Seek version 1011), Monica).

Chapitre 3 : Utilisation des remblais

[1]-Potvin, Y., Thomas, E., & Fourie, A. (Eds.). (2005). Handbook on Mine Fill. Perth, Australia: Australian Centre for Geomechanics.

[2]-Mitchell, J. K., & Soga, K. (2005). Fundamentals of Soil Behavior (3rd ed.). Hoboken, NJ: John Wiley & Sons.

[3]-Fourie, A. B., & Fahey, M. (1999). Analysis of the rate of loss of strength of cemented tailings. Canadian Geotechnical Journal, 36(4), 725–730.

[4]-Béraud, J., & Brosse, A. (1999). Conception et comportement des remblais miniers. Revue Française de Géotechnique, (86), 47–62.

[5]-Canadian Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum (CIM). (2010). Guidelines for Mine Backfill. CIM Publications.

[6]-Qian, X., Koerner, R. M., & Gray, D. H. (2002). Geotechnical Aspects of Landfill Design and Construction. Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall

[7]-otvin, Y., Thomas, E., & Fourie, A. (2005). Handbook on Mine Fill. Australian Centre for Geomechanics.

[8]-Mitchell, J. K., & Soga, K. (2005). Fundamentals of Soil Behavior (3rd ed.). John Wiley & Sons.

[9]-Fourie, A. B., & Fahey, M. (1999). Analysis of the rate of loss of strength of cemented tailings. Canadian Geotechnical Journal, 36(4), 725–730.

[10]- Béraud, J., & Brosse, A. (1999). Conception et comportement des remblais miniers. Revue Française de Géotechnique, (86), 47–62.

[11]-Canadian Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum (2010). Guidelines for Mine Backfill. CIM Publications.

[12]-Qian, X., Koerner, R. M., & Gray, D. H. (2002). Geotechnical Aspects of Landfill Design and Construction. Prentice Hall

[13]-Lancellotta, R. (2009). Geotechnical Engineering. Taylor & Francis.

[14]-Bell, F. G. (1996). Lime Stabilization of Soils. Ground Engineering, 29(1), 10–15.

[15]-Koerner, R. M. (2012). Designing with Geosynthetics (6th ed.). Xlibris Corporation.

[16]-Giroud, J. P., & Han, J. (2004). Design method for geogrid-reinforced unpaved roads. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(8), 775–786.

[17]-Consoli, N. C., Prietto, P. D. M., & Ulbrich, L. A. (1998). Influence of fiber and cement addition on behavior of sandy soil. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124(12), 1211–1214.

Chapitre 4: Étude Expérimentale

[1]- MEMOIRE ;Master Travaux Publics(Voies Et Ouvrages D'arts) ,DJAALALI CHerifa et HAOUAM CHihab Eddine(Étude expérimentale de stabilisation des sols argileux avec La poudre de coquille d'œuf de la ville de TEBESSA) page(70-142)

[2]- Chat GBT (Deep Seek version 1011)

[3] Les TP 2 Licence _ Université de Tébessa (Sciences et Technologies) Département de génie civil.

[4] https://moodle.univ-medea.dz/pluginfile.php/57127/mod_resource/content/1/Tpn2-Oedom .pdf Département de Génie civil - Laboratoire de Génie civilTravaux pratiques en, Mécanique Des Sols.Dirigé par : Mme Otsmane.

[5] https://geotechniquehse.com/essai-consolidation-sol/ Essais de Consolidation du Sol– L'Essai Œdométrique Expliqué