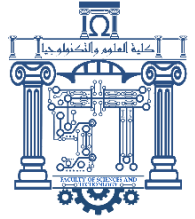




الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique Et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة العربي التبسي - تبسة

Université Larbi Tébessi – Tébessa –

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE

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

En : **Travaux Publics**

Spécialité : **Voies Et Ouvrages D'arts**

Par : AOUNALLAH ASMA et ACHOURI HADJER

Sujet

TRAITEMENT DES SOLS SUPPORTS D'UNE CHAUSSEE SOUPLE PAR DES REJETS DES MINES (BOUKHADRA)

Présenté et soutenu publiquement, le 12/06/2022, devant le jury composé de :

M MESSOUD FARID

MAA

Président

Melle MALAOUI RACHIDA

MAA

Rapporteur

M ABDERRAHIM LABED

MAA

Examinateur

Promotion : 2021/2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Dédicace

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.

Je dédie ce travail à :

A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études.

*A mes chères sœurs **Amira, Rayan, Chada, Sajida, Zakra** et **Mouna** pour leur encouragements permanents, et leur soutien moral.*

*A mes chers frères **Chawki, Sofiane, Said** pour leur appui et leur encouragement.*

A toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire.

*A mon encadreur **Mr. Malaoui R.***

*À mes amies **Maroua, Rawya, Nour, Houria, Aya, Imen***

***Rima** et **Bouthaina** et aussi mes amis qui me connaissent soit à la fac, à la cité ou hors études et toute la promo de **VOA**.*

*A mon binôme, ma sœur et ma copine **Hadjer Achouri**.*

Adoun Allah Asma

Dédicace

Du profond de mon cœur, je dédie cet effort à tous qui me sont cher.

A l'âme mon père Med Naceur, qu'ALLA ait pitié de son âme et l'amène dans ces spatiaux paradis, c'est pour lui que j'ai tout fait et finalement j'ai tenu ma promesse. Aucun mot ici ne serait décrire ce que tu es pour moi ni combien tu me manques je sais que le bonheur ne nous est jamais donné mais seulement prêté ce fut merveilleux de vivre avec toi J'aurais aimé que tu sois à mes côtés ce jour Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour.

A la source de ma force ma mère henia, aucune dédicace ne saurait exprimer mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être.

Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulé, le fruit de vos innombrables sacrifices. Puisse ALLAH, le très haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie.

A la source de succès A mes sœurs :kazo ,rahoma

A la source du bonheur de la joie mes nièces : saja, hanine, chahed

Aux plus chères cousines : Cyllia, rosa, Hadia, Amina, mimi

Aux personnes les plus chères de ma vie : akila, Yacine, mamia, bebouchi,

A le personne le plus cher à mon cœur : my panda

A mon encadreur : Mr mallaoui Rachida

A mes amies rawya , nour ,houria, safa, ouns, roumaissa, mariem, imen aouadi, chaima, imen chetouh, aya, koukou,

A mon adorable binôme ,ma sœur et ma copine, mon ami intime '' samsoumati''

A toute la famille ACHOURI et GOUASMA, tous mes amis et toutes les personnes que je n'ai pas cité.

ACHOURI HADJER



Remerciement

Le plus grand remerciement à ALLAH, créateur de l'univers de nous avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve et le bonheur.

*Nous adressons nos profondes gratitudes à Ms : **Malaoui R.** professeur à l'Université de **LARBI TEBESSI** qui à diriger et encadré ce travail de recherche, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter nos réflexions.*

Un grand merci qui s'adresse également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail, et qui nous feront le plaisir d'apprécier.

Nous remercions tous nos enseignants durant toute notre formation et tout le personnel administratif de l'université.

*Mon remerciement le responsable de laboratoire de l'université de Larbi TEBESSI, **ACHA Souad**, Ingénieur au laboratoire.*

*Après cela, nous tenons à remercier tout particulièrement les Professeurs **M^{ed} Redha Soltani, Ninouh Tarek, Massoud Farid** Professeurs à l'Université de Tébessa.*

Enfin nous tenons à exprimer notre reconnaissance à tous nos amis et collègues pour leur soutien moral et matériel.

Alou Allah Akbar

Achouri Hadjer

Listes des notations et symboles

$W_{(%)}$	Teneur en eau.
C_c	Coefficient de courbure.
C_u	Coefficient d'uniformité.
ρ_s	pois spécifique.
ρ	Densité apparente.
W_n	Teneur en eau naturelle.
W_L	Limite de liquidité.
W_P	Limite de plasticité.
I_P	Indice de plasticité.
γ_d	pois volumique sec.
W_{optm}	Teneur en eau optimale.
VBS	Valeur de bleue de méthylène.
Φ	Angle 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/s ²).
e	Indice des vides.
C°	Température.
D	Diamètre effectif.
I.CBR	indice CBR portant après immersion.
IPI	indice portant immédiat.
Δh	différence d'hauteur d'éprouvette avant et après immersion.
h	hauteur initiale de l'éprouvette avant immersion.
G	indice de gonflement
\varnothing	Diamètre des grains.
γ_s	Pois spécifique des grains du sol.
γ_d	Densité sèche.
P_h :	Pois totale humide.
P_{ts} :	Pois totale sec.
P_t :	Pois de la tare.
P_s :	Pois sec.
P_w :	Pois de l'eau.
W_{moy} :	Teneur en eau moyenne.
σ_c :	La pression de consolidation

ϕ'	L'angle De Frottement .
c'	La Cohésion .
ε_g	Le potentiel (ou taux) de gonflement.
σ_g	La pression de gonflement.
E_{oed}	Le module oedométrique.
ΔV	La variation de volume.
C_g	Coefficient de gonflement.
P_g	pression de gonflement.
C_c	Coefficient de compression.
t	Le temps de tassement.
h_d :	La hauteur de drainage de la couche.
T_v :	Le facteur temps.
ΔH	La variation de la hauteur.
a_v :	Coefficient de compressibilité.
mv	Coefficient de compressibilité volumétrique.
SNT	sols non traité
ST	sols traité

Liste des tableaux

Tableau 3.1 Occurrence des minéraux argileux dans le sol en fonction du climat. [18].....	28
Tableau 3.2 La composition minéralogique des régions de la carte de répartition du COLE.....	59
Tableau 3.3 Potentiel de gonflement d'après Holtz, Dakshanamurthy et Raman (1973).....	59
Tableau 5.1 Les résultats de méthode de paraffine.....	75
Tableau 5.2 Granulométries du sol par tamisage.....	78
Tableau 5.3 Résultats d'essai Sédimentométrie.....	79
Tableau 5.4 La limite de liquidité de sol non traité.	83
Tableau 5.5 les résultats de la limite de liquidité de fer.....	84
Tableau 5.6 les résultats de la limite de liquidité de sol traité 8% déchet de fer.	84
Tableau 5.7 Les résultats de la limite de liquidité de sol traité 10% déchet de fer.....	85
Tableau 5.8 Les résultats de la limite de liquidité de sol traité 12% déchet de fer.....	85
Tableau 5.9 Les résultats de la limite de plasticité de sol non traité.....	88
Tableau 5.10 Les résultats de la limite de plasticité de sol traité 8%.	88
Tableau 5.11 Les résultats de la limite de plasticité de sol traité 10%.	89
Tableau 5.12 Les résultats de la limite de plasticité de sol traité 10%.	89
Tableau 5.13 Classification de l'indice de consistance.	92
Tableau 5.14 Classification de sol par valeur de bleu de méthylène.	96
Tableau 5.15 Valeur de ph en fonction de pourcentage de déchet de fer.	97
Tableau 5.16 Valeur de matériau utilisé dans l'essai.....	97
Tableau 5.17 Les résultats de Proctor normal sol non traité.....	102
Tableau 5.18 Les résultats de Proctor normal sol traité8 % de déchet de fer.	103
Tableau 5.19 Les résultats de Proctor normal sol traité10 % de déchet de fer.	103
Tableau 5.20 Les résultats de Proctor normal sol traité12% de déchet de fer.	103
Tableau 5.21 Les résultats de Proctor modifier sol non.....	104
Tableau 5.22 Les résultats de Proctor modifier sol traité 8% déchet de fer.	104
Tableau 5.23 Les résultats de Proctor modifier sol traité 10% déchet de fer.	104
Tableau 5.24 Les résultats de Proctor modifier sol traité 12% déchet de fer.	105
Tableau 5.25 Les résultats d'essai CBR immersion.	108
Tableau 5.26 Les résultats d'essai CBR immersion.	109
Tableau 5.27 Les résultats d'essai CBR immédiate.....	110
Tableau 5.29 Les résultats de l'indice CBR.....	111

Tableau 5.30 Classification des sols en fonction du CBR. [47]	112
Tableau 5.31 Valeur du gonflement libre pour chaque type du matériau.....	113
Tableau 5.32 Le calcul de la déformation.....	113
Tableau 5.33 Les valeurs de Module de Yong.	115
Tableau 7.34 Les résultats de sol non traité d'essai ultrasonique.....	118
Tableau 5.35 Les résultats de sol traité 8% déchet de fer d'essai ultrasonique.....	119
Tableau 5.36 Les résultats de sol traité 10% déchet de fer d'essai ultrasonique.....	119
Tableau 5.37 Les résultats de sol traité 12% déchet de fer d'essai ultrasonique.....	120
Tableau 5.38 Compression de sol non traité et sol traité 8% après 24 h.....	124
Tableau 5.39 Compression de sol traité10% et sol traité12% après 24 h.....	124
Tableau 5.40 Compression de sol non traité et sol traité 8% après 7 jours.....	125
Tableau 5.41 Compression de sol traité10% et sol traité 12% après 7 jours.....	125
Tableau 5.42 Compression de sol non traité et sol traité 8% après 14 jours.....	126
Tableau 5.43 Compression de sol traité 10% et sol traité 12% après 14 jours.....	126
Tableau 5.44 Compression de sol non traité et sol traité 8% après 28 jours.....	127
Tableau 5.45 Compression de sol traité 10% et sol traité 12% après 28 jours.....	127
Tableau 5.46 Charges appliquées sur les éprouvettes en Kg/cm ²	138
Tableau 5.47 Relation charge-déplacement pour différent pourcentages de déchet de fer.....	139
Tableau 5.48 Les résultats œdométrique d'état charge.....	140
Tableau 5.49 Les résultats œdométrique d'état charge.....	141
Tableau 5.50 Classification des sols vis-à-vis des valeurs de l'Indice de gonflement.....	141
Figure 5.53 La classification de la compressibilité du sol.....	142
Tableau 5.51 Les résultats de Module œdométrique d'état charge en fonction pourcentages de déchet de fer.....	143
Tableau 5.52 La détermination du type de sol par rapport module œdométrique E_{eod}	143
Tableau 5.53 : les valeurs de (σ'_c) du la courbe de compressibilité.....	146
Tableau 5.54 Résultat de gonflement libre à l'oedomètre.....	147
Tableau 5.55 Résultat de cisaillement de sol non traité.....	150
Tableau 5.56 Résultat de cisaillement de sol traité 8%.....	150
Tableau 5.57 Résultat de cisaillement de sol traité 10%	150
Tableau 5.58 Résultat de cisaillement de sol traité 12%.....	150
Tableau 5.59 Résultats de l'essai de cisaillement direct.....	153

Liste des figures

Fig 1.1 Carte de Situation géographique de BOUKHADRA.....	5
Fig 1.2 Situation géographique de mine de BOUKHADRA.....	6
Fig 1.3 Minerai de fer BOUKHADRA.....	7
Figure 2.1 Localisation de la ville de Tébessa.....	11
Figure 2.2 Localisation de la ville de Tébessa et Djebel Doukane.....	12
Figure 2.3 Représentation en 3D de la plaine Djebel Doukane.....	13
Figure 2.4 (a) La zone de prélèvement.....	13
Figure 2.5 (b) Relief et aspect du site Doukane.....	14
Figure 3.1 Argile.....	21
Figure 3.2 Représentation structurale d'un minéral argileux de type T-O (Poppe et al, 2001). Et structure particulière de la Kaolinite (Morel R. 1996).....	25
Figure 3.3 Représentation structurale d'un minéral argileux de type T-O-T (Pope et al, 2001) et structure d'illite (Morel R. 1996).....	25
Figure 3.4 Représentation la structure de La montmorillonite (Smectites) (Morel R. 1996).....	26
Figure 3.5 Types de phyllo silicates formés au cours de l'altération.....	27
Figure 3.6 Tableau de classification des phyllosilicates (d'après Caillère et Hénin, 1959, complété par Mitchell, 1993).....	29
Figure 3.7 Structure de la particule de kaolinite (Si ₄ O ₁₀) Al ₄ (OH) ₈	30
Figure 3.8 Structure des smectites (OH) 4 Si ₈ (Al _{10/3} Mg _{2/3}) O ₂₀ , n H ₂ O.....	30
Figure 3.9 Structure de la particule d'illite (K, H ₂ O) 2 Si ₈ (Al, Fe, Mg) 4,6 O ₂₀ (OH) ₄	31
Figure 3.10 Structure d'un chlorite (OH) 4 (Si Al) 8 (Mg, Fe) 6 O ₂₀	32
Figure 3.11 (a et b) Minéraux interstratifiés (Velde, 1995).....	33
Figure 3.12 Texture des sols gonflants.....	34
Figure 3.13 Photographies MEB de texture matricielle (a: Argile Verte de Romainville)et texture agrégée (b: Argile de Bavent).....	34
Figure 3.14 Structure des argiles.....	36
Figure 3.15 Projection d'une couche octaédrique idéale d'un minéral de type 1:1.....	39
Figure 3.16 Modèle structural d'un minéral de type 1:1 : cas de la kaolinite.....	39
Figure 3.17 Structure d'un minéral de type 2:1: cas de l'illite.....	40
Figure 3.18 Structure cristalline des chlorites.....	41
Figure 3.19 Tableau de classification des principaux groupes des minéraux argileux et leurs espèces.....	42
Fig 3.20 Fissuration due au retrait et gonflement des sols.....	43
Figure 3.21 Schéma présentant les différentes origines du gonflement (Gens et Alonso, 1992). [25].....	47

Figure 3.22 Représentation schématique du fractionnement des particules lors de l'hydratation (Saiyouri, 1996). [25].....	49
Figure 3.23 (a) VIJAYVERGIYA ET GHAZALI (1973).....	52
Figure 3.24 (b) WILLIAMS ET DONALDSON (1980).....	52
Figure 3.25 (c) SEED ET AL. 1962.....	53
Figure 3.26 Méthode de classification à partir des essais D'identification.....	53
Figure 3.27 Plot des résultats d'identification des sols selon l'abaque de Williams et DONALDSON (1980) d'après les proportions statistiques simulées.....	54
Figure 3.28 Dispersion des points en aperçu de l'impact de l'eau dans le potentiel de Gonflement. Vijayvergiya et Ghazzaly (1973).	54
Figure 3.29 Exemple des courbes de la norme ASTM (méthode A et C) réalisé sur E5.....	55
Figure 3.30 : Les résultats d'essais de gonflement sur les argiles de Médéa.....	56
Figure 3.31 carte de répartition du linéaire(COLE) minéralogique de Casagrande (1948) Situation des argiles.	58
Figure 3.32 Diagramme de la répartition coefficient d'extensibilité et Holtz et Kovac (1981).	58
Figure 3.33 Formes et Directions de Fissuration, (Mouroux et al, 1988).....	60
Figure 3.34 Conséquences du gonflement sur les chaussée.....	61
Figure 3.35 Conditions d'utilisation de la stabilisation Chimique.....	62
Figure 4.1 Courbe de compactage.....	65
Figure 4.2 Influence de l'énergie de compactage sur l'optimum Proctor.	66
Figure 4.3 Stocke des déchet de fer.	71
Figure 5.1 les étapes de paraffinée l'échantillon.....	75
Figure 5.2 Manipulations d'essai granulométrie par tamisage	77
Figure 5.3 Matériel nécessaire d'essai granulométrie par sédimentométrie.	79
Figure 5.4 : courbe granulométrique de sol d'étude.	80
Figure 5.5 Représentations des limites d'Atterberg.....	81
Figure 5.6 Appareil de Casagrande et échantillon préparer.	83
Figure 5.7 Les courbes de la limite de liquidité de nombre de coup en fonction de teneur en eau de %pourcentage déchet de fer.	86
Figure 5.8 détermination de la limite de plasticité W.	87
Figure 5.9 Nature du sol selon IP.....	90
Figure 5.10 Diagramme de l'indice de plasticité en fonction des différents pourcentages de déchet.	90
Figure 5.11 Abaque de Casagrande utilisable dans la classification L.P.C. des sols fins.....	91
Figure 5.12 Diagramme d'Indices de plasticité en fonction Limite de liquidité.	91
Figure 5.13 La tache formée de bleu au méthylène	93

Figure 5.14 Les étapes d'essai bleu méthylène.....	95
Figure 5.15: Nature du sol selon VBS.	96
Figure 5.16 Valeur ph.	96
Figure 5.17 Essai Proctor normal.....	99
Figure 5.18 Tableau de modalités d'exécution des essais Proctor normal et modifié. [37].....	101
Figure 5.19 Schéma de principe de la répartition des coups de dame sur une couche.	101
Figure 5.20 Appareillage spécifique pour l'essai Proctor.	102
Figure 5.21 Les courbes de Proctor normal du poids volumique sec en fonction de teneur en eau.	104
Figure 5.22 Les courbes de Proctor modifier du poids volumique sec en fonction de teneur en eau.	105
Figure 5.23 Diagramme effort-enfoncement de CBR immersion.....	109
Figure 5.24 Diagramme effort-enfoncement de CBR immédiate.....	110
Tableau 5.28 Les résultats d'essai CBR immédiate.....	111
Figure 5.25 Diagramme d'indice CBR en fonction des différents pourcentages de déchet de fer.	112
Figure 5.26 Courbe contrainte –déformation à base de l'essai CBR.	114
Figure 5.27 Courbe contrainte –déformation à base de l'essai.	114
Figure 5.28 Diagramme de module de Yong en fonction des différents pourcentages de déchet de fer a base de (CBR immersion)	115
Figure 5.29 Type de propagations d'ondes [44].	117
Figure 5.30 Les échantillons dans l'enceinte climatique.	117
Figure 5.31 Temps des ondes ultrasoniques sur des éprouvettes.....	117
Figure 5.32 Temps des ondes ultrasoniques sur les éprouvettes.....	120
Figure 5.33 Vitesse (m/s) des ondes ultrasoniques sur les éprouvettes.	121
Figure 5.34 Module d'élasticité sur les éprouvettes.....	121
Figure 5.35 Type des ruptures des éprouvettes.....	122
Figure 5.36 La préparation des éprouvettes et rupture des échantillons et l'écrasement avec CBR tester.	123
Figure 5.37 Courbe de sol non traité de la force axiale en fonction de temps pendant les jours d'écrasement.	128
Figure 5.38 Courbe de sol traité 8% de la force axiale en fonction de temps pendant les jours d'écrasement.	128
Figure 5.39 Courbe de sol traité 10% de la force axiale en fonction de temps pendant les jours d'écrasement.	129
Figure 5.40 Courbe de sol traité 12% de la force axiale en fonction de temps pendant les jours d'écrasement.	129

Figure 5.41 Courbe comparative de compression simple après 24 h (sol non traité, sol traité 8%, sol traité 10%, sol traité 12%).....	130
Figure 5.42 Courbe comparative de compression simple après 7j (sol non traité, sol traité 8%, sol traité 10%, sol traité 12%).....	130
Figure 5.43 Courbe comparative de compression simple après 14j (sol non traité, sol traité 8%, sol traité 10%, sol traité 12%).....	131
Figure 5.44 Courbe comparative de compression simple après 28j (sol non traité, sol traité 8%, sol traité 10%, sol traité 12%).....	131
Figure 5.45 Courbe comparative contrainte _déformation de compression simple après 24 h (sol non traité, sol traité 8%, sol traité 10%, sol traité 12%).	132
Figure 5.46 Courbe comparative contrainte _déformation de compression simple après 7j(sol non traité, sol traité 8%, sol traité 10%, sol traité 12%).....	132
Figure 5.47 Courbe comparative contrainte _déformation de compression simple après 14j (sol non traité, sol traité 8%, sol traité 10%, sol traité 12%).....	133
Figure 5.48 Courbe comparative contrainte _déformation de compression simple après 28j (sol non traité, sol traité 8%, sol traité 10%, sol traité 12%).....	133
Figure 5.49 Représentation schématique d'une cellule œdométrique.	134
Figure 5.50 Courbe de consolidation.	135
Figure 5.51 Courbe de compressibilité œdométrique.	136
Figure 5.52 Emplacement d'argile muni de l'anneau dans la cellule de l'œdomètre.	137
Figure 5.54 Courbe des indices (cc, cg, mv, av) en fonction pourcentages de déchet de fer.	144
Figure 5.55 Courbe œdométrique de l'indice du vide en fonction de Log contrainte d'état charge et décharge.	144
Figure 5.56 Les Courbes de Module œdométrique en fonction de la charge par palier.	145
Figure 5.57 La Courbede Module œdométrique en fonction pourcentages de le déchet de fer.	145
Figure 5.58 Courbe œdométrique de l'indice du vide en fonction de Log contrainte d'état charge et décharge de différent pourcentage de déchet de fer.....	146
Figure 5.59 La machine de cisaillement.	148
Figure 5.60 Principe d'un essai de cisaillement Rectiligne à la boite.....	149
Figure 5.61 Préparation et résultat d'essai de cisaillement.	149
Figure 5.62 Courbe de contrainte normal en fonction de contrainte de cisaillement de sol non traité.	151
Figure 5.63 Courbe de contrainte normal en fonction de contrainte de cisaillement de sol traité 8%	151
Figure 5.64 Courbe de contrainte normal en fonction de contrainte de cisaillement de sol traité 10%. ..	152
Figure 5.65 Courbe de contrainte normal en fonction de contrainte de cisaillement de sol.	152

Résumé :

En Algérie, les résidus miniers issus des opérations minières sont abondants, toujours stockés dans des décharges et jamais réutilisés (le manque de compréhension de leur comportement limite leur réutilisation). Cependant, l'utilisation de ces déchets comme matériaux de construction routière est l'une des plus grandes préoccupations de nombreux chercheurs, et en raison de l'abandon de ces matériaux de construction, d'autre part, d'éviter la pollution de l'environnement, de trouver des granulats à faible coût, d'économiser les ressources naturelles des granulats et de réduire le stockage des déchets inertes.

L'Utilisation des adjuvants chimiques tels que chaux, ciment et le bitume, etc. pour la stabilisation des sols est très coûteux. Il est donc préférable de remplacer ces matériaux manufacturés par un autre type d'additifs de sol pour réduire le coût. Cette recherche étudie une méthode expérimentale étude pour stabiliser un sol argileux avec de le déchet de fer en remplacement de la chaux commerciale afin de réduire la fragilité des sols stabilisés par le déchet de fer, et son effet sur les propriétés techniques du sol.

On a utilisé trois différents pourcentages de déchet de fer (8%,10%,12% en poids de sol sec), Pour faire quatre groupes d'échantillons de sol stabilisé pour obtenir le pourcentage optimal de l'argile(DOUKAN) traité au déchet de fer (BOUKHADRA).

Les effets du traitement sont mesurés à travers des paramètres mécaniques et physiques, en effectuant une série d'essai, y compris, essais de compactage Proctor, essais CBR, essais de mesure de PH, essais de résistance à la compression simple et essais ultrasonique, les résultats a montré que l'influence de déchet de fer positive par rapport les propriétés technique et physique de sol.

Mots-clés : argile gonflante, stabilisation des sols, déchet de fer, traitement,DOUKAN,BOUKHADRA.

Abstract:

in Algeria, mine tailings from mining operations are abundant, always stored in landfills and never reused (lack of understanding of their behaviour limits their reuse). However, the use of these wastes as road construction materials is one of the greatest concerns of many researchers, and due to the abandonment of these construction materials, on the other hand, to avoid pollution of the environment, to find low-cost aggregates, to save the natural resources of aggregates and to reduce the storage of inert waste.

The use of chemical additives such as lime, cement and bitumen, etc. for soil stabilization is very expensive. It is therefore preferable to replace these manufactured materials with another type of soil additives to reduce the cost. This research studies an experimental study method to stabilize clay soil with waste iron as a replacement for commercial lime in order to reduce the fragility of soils stabilized by waste iron, and its effect on the technical properties of the soil.

Three different percentages of waste iron (8%,10%,12% by weight of dry soil weight) were used to make four groups of stabilized soil samples to obtain the optimum percentage.

Treatment effects are measured through mechanical and physical parameters, by performing a series of tests including, Proctor Compaction Tests, CBR Tests, PH Tests, PH Tests, PH Tests, ultra-resist measurement tests the results showed that the positive influence of iron waste with respect to the technical and physical properties of soil.

Key words: swelling clay, soil stabilization, iron ore waste, treatment, DOUKAN, BOUKHADRA.

ملخص

تتوفر مخلفات البقايا المنجمية المنحدرة من عمليات التعدين بكميات كبيرة في الجزائر، تبقى مخزنة في أماكن النفايات ولم يتم استخدامها من قبل، إن نقص المعرفة حول سلوكها يحد من إعادة استخدامها. ومع ذلك، فإن استخدام هذه النفايات كمواد بناء الطرق هو أحد أكبر الأهداف التي نالت انتباه كثير من الباحثين. وبسبب إهمال هذه المواد تم تكريس العديد من الجهود البحثية لهذا الموضوع للتعويض عن بعض مواد البناء، من ناحية أخرى لتجنب تلوث البيئة. وإيجاد حبيبات منخفضة التكلفة، اقتصاد الموارد الطبيعية من الحبيبات والحد من أحجام تخزين النفايات الخاملة .

استخدام المضافات الكيماوية مثل الجير والاسمنت والاسفلت، الخ. لتثبيت التربة مكلف للغاية لذلك يفضل استبدال هذه المواد المصنعة بنوع آخر من مضافات التربة لتقليل التكلفة. يدرس هذا البحث طريقة تجريبية لتثبيت التربة الطينية بمسحوق مخلفات البقايا المنجمية كبديل للجير التجاري لتقليل هشاشة التربة المستقرة بمسحوق مخلفات البقايا المنجمية وتأثيرها على خواص التقنية للتربة.

تم استخدام ثلاث نسب مختلفة من المخلفات المنجمية (8 %، 10، 12 % من وزن التربة الجافة) لعمل أربع مجموعات من عينات التربة المستقرة للحصول على النسبة المثلى للطين بالمخلفات المنجمية .

وتم قياس تأثير العلاج باستخدام الاعدادات الميكانيكية والفيزيائية، من خلال إجراء سلسلة من الاختبارات، بما في ذلك تجربة الدمك المعدل، تجربة فحص نسبة الحمل الكاليفورنيا، تجربة الكمون الهيدروليكي، تجربة الضغط البسيط، تجربة الموجات فوق الصوتية وقد بينت النتائج تأثير المخلفات المنجمية بشكل إيجابي على الخواص الفيزيائية والميكانيكية للتربة.

الكلمات المفتاحية: طين الانتفاخ، تثبيت التربة، البقايا المنجمية، العلاج الذكان، بوخضرة.

Table des matières

1. Introduction :	4
2. Historique de la mine :	4
3. Situation géographique :	5
4. Contexte géologique et minéralisation du massif de BOUKHADRA :	6
5. Hydrogéologie du gisement :	8
6. Hydrologie :	8
7. Tectonique :	8
8. Minéralisation :	9
8.3. Gîte principal :	9
8.2. Gîte Sud :	9
1. Introduction :	11
2. Identification le site étudié :	12
3. Morphologie du site étudié :	12
4. Caractéristiques géologique du site d'étude :	14
4.1. MARNO-calcaire du crétacé inférieur et moyen :	14
4.2. Calcaires massif du Crétacé supérieur :	14
4.3. Les failles sont de direction est- ouest ou nord-est et sud-ouest :	14
4.4. Argilo-sableux du pliocène :	15
4.5. Matériel d'épandage ancien du Quaternaire :	15
5. Aspect géotechnique du site d'étude :	15
6. Les zones favorables à l'urbanisation avec conditions :	15
6.1. Les zones moyennement favorables à l'urbanisation :	16
6.2. Les zones faiblement favorables à l'urbanisation :	16
6.3. Les zones défavorables à l'urbanisation :	16
7. Relief et topographie du site :	16
7.1. Pentes inférieure à 8% :	16
7.2. Pentes de 8 à 16% :	16
7.3. Pentes de 16 à 25% :	17
7.4. Pentes supérieure 25% :	17
8. Réseau Hydrographique :	17
1. Introduction :	20

2. Origine des argiles :	20
3. Définition des argiles :	20
4. Définition géotechnique des argiles :	22
5. Histoire de l'argile :	22
5.1. Sa place dans l'histoire :	22
5.2. Sa place dans le quotidien :	23
5.3. Sa place en thérapeutique :	23
5.4. Sa place aujourd'hui :	23
6. Les types des argiles :	24
6.1. La Kaolinite (type de feuillet T-O) $(Si_4O_{10}) Al_4 (OH)_8$:	24
6.2. L'illite (type de feuillet T-O-T) $(K, H_2O)_2 Si_8 (Al, Fe, Mg)_{4,6} O_{20} (OH)_4$:	25
6.3. La montmorillonite (Smectites) $(OH)_4 Si_8 (Al+3/3, Mg_{2/3}) O_{20}, n H_2O$:	26
7. Minéralogie des argiles :	26
8. Les différentes familles de minéraux argileux :	28
8.1 Famille de la kaolinite :	29
8.2. Famille des smectites :	30
8.3. Famille de l'illite :	31
8.4. Famille des chlorites :	31
8.5. Famille des interstratifiés :	32
9. Texture d'une argile :	33
10. Les différentes couleurs d'argile :	35
11. Structure des argiles :	36
12. Propriétés et rôle des minéraux argileux :	37
12.1. Densité de charge spécifique :	37
12.2. Capacité d'échange cationique (CEC) :	38
12.3. Surface spécifique :	38
13. Classification des argiles :	38
13.1. Minéraux de type 1:1 ou minéraux T-O Les minéraux de type 1: 1 (T-O) :	38
13.2. Minéraux de type 2:1 ou minéraux T-O-T :	39
13.3. Structure cristalline des chlorites :	41
13.4. Minéraux inters stratifiés :	41
14. Problèmes des sols argileux :	42
14.1. Tassement des sols :	42
14.2. Glissements de terrain :	42

14.3. Gonflement des sols argileux :	43
15. Le gonflement :	43
16. Nature du phénomène :	43
17. Les paramètres du gonflement :	45
17.1. La pression de gonflement :	45
17.2. Le potentiel de gonflement :	45
17.3. L'indice de gonflement Cs :	45
18. Mécanismes de gonflement des argiles :	45
18.1. Gonflements au sens physico-chimique :	45
18.1.1. Hydratation des espaces interfoliaires :	46
18.1.2. Répulsion entre les particules :	46
18.2. Le Gonflement au sens mécanique :	47
18.3. Évolution de la structure des argiles en fonction de différentes sollicitations :	48
18.3.1 Influence d'une sollicitation hydrique :	48
18.3.2. Influence d'une sollicitation hydrique :	49
18.3.3. Influence d'une sollicitation mécanique :	50
18.3.4. Influence des caractéristiques physico-chimiques sur le gonflement dans les argiles :	50
18.3.5. Influence de la densité de charge surfacique des particules argileuses :	50
18.3.6. Influence de la capacité d'échange cationique et de la surface spécifique :	50
18.3.7. Influence des valences des cations :	51
19. Méthodes d'estimation du gonflement :	51
19.1. Potentiel de gonflement :	51
19.2. Méthode indirecte :	51
19.3. Méthode directe :	54
19.4. Présentation de la méthode de covar- Lytton :	56
20. Les conséquences et les dégâts du gonflement des argiles :	59
20.1. Causes du gonflement :	59
20.2. Conséquences du gonflement sur les bâtiments :	59
20.3. Conséquences du gonflement sur les chaussées :	60
20.4. Conséquences du gonflement sur les voiries et réseaux divers :	61
21. Stabilisations des sols argileux :	61
21.1. Des stabilisations chimiques :	62
21.2. Des stabilisations physico-chimiques :	62
1. Introduction :	64

2. définition de la stabilisation :	64
3. But de la stabilisation :	64
4. Différentes techniques de stabilisation :	64
4.1. La stabilisation mécanique :	65
4.1.1. Compactage :	65
4.1.2. Drainage :	66
4.1.3. Substitution :	66
4.1.4. Application de fortes pressions :	66
4.1.5. Préhumidification :	66
4.1.6. Utilisation de fondations et d'édifices spéciaux :	66
4.2 Traitement thermique :	67
4.3. La stabilisation physique :	67
4.4. Stabilisation chimique:	68
4.5. Stabilisations par ajout des matériaux (déchet de fer) :	68
4.5.1. Minerai de fer :	68
4.5.2. Généralité sur le déchet de fer :	70
1. Introduction :	73
2. Protocole expérimental et essais de caractérisation :	73
3. Masse spécifique de déchet de fer :	74
3.1. Matériel utilisé :	74
3.2. Matériaux utilisés :	74
3.3. L'étape de travaille :	74
3.4. Calculs et expression des résultats :	75
4. Analyse granulométrique :	76
4.1. Analyse granulométrique par Tamisage (NF P 94 056) :	76
4.1.1. Equipement nécessaire :	76
4.1.2. Exécution de l'essai :	76
4.2. Analyse granulométrique par Sédimentométrie (NF P94- 057) :	78
5. Essais de consistance des sols :	80
5.1. Matériel nécessaire :	81
5.2. Limite de liquidité (NF P94-051) :	82
5.2.1. Détermination de limite de liquidité :	82
5.3. Limite de plasticité W_P (NF P 94-051) :	86
5.3.1. Détermination de limite de plasticité :	87

5.4. Indices de plasticité (IP) (NF P94-051) :.....	90
5.5. Détermination de l'indice de liquidité (I _L) (NF P 94-051) :.....	92
4. Essai au bleu de méthylène (VBS) (NFP 94-068) :.....	93
4.1. Principe de l'essai :.....	93
4.2. Matériel nécessaire :.....	93
4.3. Matériaux utilisés :.....	94
4.4. Procédure de l'essai :.....	94
4.5. Calculs et expression des résultats :.....	95
5. Essai mesure Ph :.....	96
6. Essais Proctor (NF- P 94-093) :.....	97
6.1. Généralités :.....	97
6.2. Principe de l'essai :.....	98
6.3 Matériel utilisé :.....	98
6.4. Exécution de l'essai :.....	99
6.5. Expression des résultats :.....	102
7. Essai CBR (NF P 94-078) :.....	106
7.1. Principe de l'essai :.....	106
7.2. Préparation et mode opératoire de l'essai :.....	107
7.3. Expressions des résultats :.....	108
8. Essai ultrasonique (NF P 18- 418) :.....	115
8.1. Exécution de l'essai :.....	115
8.2. Travaux préparatoires :.....	116
8.3. Expression des résultats :.....	118
9. Essais de compression simple (NF P 98323231) :.....	122
9.1. Principe de l'essai :.....	122
9.2. Exécution de l'essai.....	122
10. Essais œdomètre (XP P 94-090-1) :.....	134
10.1. Principe de l'essai :.....	134
10.1.1. La contrainte de pré consolidation σ'_c :.....	135
10.1.2. L'indice de compression :.....	136
10.1.3. L'indice de gonflement :.....	136
10.1.4. L'indice de gonflement :.....	136
10.1.5. L'indice de compression :.....	136
10.2. Mode opératoire :.....	136

10.3. expressions des résultats :.....	138
10.4. Calcul de l'indice des vides :.....	139
11. Essais Pression de Gonflement (XP 94-091) :.....	147
11.1. Principe de l'essai :.....	147
11.2. Expression des résultats :	147
12. Essais de cisaillement direct :	147
12.1. Principe de l'essai :.....	147
12.2. Expression des résultats :	150
13. Conclusion :	153
Conclusion générale :.....	156
Références :.....	159

Introduction Générale

Introduction Générale :

L'argile est un matériau très important en géologie et en ingénierie (génie civil), elle est souvent observée dans tous les travaux liés aux sols.

Généralement nous trouvons beaucoup de difficultés dues à plusieurs facteurs. L'argile est également de faible résistance et a une forte susceptibilité à la résistance à la compression et affectée par les changements de volume. L'argile a besoin d'amélioration avant d'être utilisée, que ce soit pour la construction de routes, de barrages ou pour tout travail effectué avec la terre.

Cette amélioration avec une diminution d'humidité, ainsi qu'une résistance accrue et une capacité à travailler avec la suspension. L'argile est un sol à grains fins, mais tous les sols à grains fins ne sont pas argileux. Les minéraux sont très actifs électriquement et affectent donc la structure fine du sol. En raison de ces caractéristiques, il y avait de nombreux problèmes de sol importants liés à l'argile dans le passé, qui tiennent maintenant à les éviter pour obtenir les meilleurs résultats.

Problématique :

Le gonflement des argiles est devenu un problème très courant souvent permis par l'augmentation des prélèvements d'eau, des eaux souterraines et du changement climatique ce phénomène s'étend sur de vastes zones géographiques, forme et affecte différents types de structures dans le nombreux matériaux pour ces raisons il est nécessaire de tester les sols en laboratoire par des essais de gonflement pour caractériser ce comportement et déterminer les paramètres pertinents utiles à la conception.

Méthodologie :

La méthodologie utilisée pour la réalisation de ce projet s'organise autour de cinq chapitres principaux, dont les cinq premiers ont un caractère bibliographique et le dernier décrit les recherches effectuées.

- **Le premier chapitre :** présente une introduction et une description de la zone d'où nous avons pris le déchet de fer et la morphologie du site BOUKHADRA.
- **Le deuxième chapitre :** est réservé à la description géologique des différentes formations rencontrées et l'étude hydrogéologique de la région de djebel Douken ainsi la situation de la zone de prélèvement.
- **Le troisième chapitre :** décrit l'aspect Généralité sur les argiles, en présentant leurs propriétés physiques, chimiques et mécaniques et présente Caractérisation et les Mécanismes de gonflement.

- **Le quatrième chapitre :** présente stabilisation des sols argileux avec le déchet de fer.
- **Le cinquième chapitre :** est la dernière partie importante du projet de recherche expose la procédure expérimentale, présente les résultats des essais réalisés au laboratoire de l'université de LARBI TEBESSI d'approfondir les connaissances sur le comportement d'argile et analyser les résultats obtenus en relation avec les essais réalisés.

Le mémoire se terminer par une conclusion générale et une liste des références.

CHAPITRE I :
PRESENTATION DE LA PREMIERE ZONE D'ETUDE
(LA MINE BOKHADRA)

1. Introduction :

La mine de BOUKHADRA utilise une méthode d'exploitation minière combinée (à ciel ouvert et souterrain) caractérisée par un relief montagneux. Elle exploite le minerai de fer de type hématite avec une teneur moyenne de 50 % par contre, elle génère annuellement des milliers de tonnes de déchets miniers en roches stériles qui sont déposés à proximité du village minier situé en aval de la mine. Cependant, ces rejets miniers peuvent nuire à l'environnement et en particulier à la santé humaine, ce qui nécessite des solutions urgentes. Pour résoudre ce problème environnemental, une gestion intégrée par la valorisation des déchets miniers est exigée d'une part à réduire le volume des stocks et d'autre part à minimiser leurs impacts environnementaux. De ce fait, la valorisation et la gestion intégrée des déchets miniers sont les préoccupations majeures d'un développement durable de l'industrie minière Algérienne. [1]

2. Historique de la mine :

L'exploitation de la mine de BOUKHADRA fut entamée durant l'époque romaine pour l'extraction de cuivre dans la zone du PIC ; par la suite l'exploitation a porté sur le zinc et autres polys métaux par la concession de BOUKHADRA.

De 1903 à 1926, la concession de MOKTA EL HADID avait entrepris des travaux de recherches systématiques par des galeries entre les niveaux 845_1225.

De 1926 à 1966, date de nationalisation des mines, c'était la société d'OUENZA qui exploitait de la gîte de BOUKHADRA. Cette dernière avait effectué de la recherche systématique par des travaux miniers et par des sondages sur gisement de BOUKHADRA.

Durant la période de 1967 à 1984 la SONAREM était chargée de l'exploitation et des recherches sur les gîtes ferrifères d'OUENZA et BOUKHADRA.

Après la restructuration des entreprises (1983_1984) c'était FERPHOS qui gérait, exploitait et développait sur l'ensemble des gîtes ferrifères existant sur le territoire national.

Depuis la date du 18/10/2021, et dans le cadre du partenariat avec l'étranger, le holding L.N.M.N.V. a signé l'accord de partenariat avec HADID OUENZA _BOUKHADRA filiale FERPHOS avec 70% pour ISPAT Tébessa, qui est devenue MittalSteel Tébessa et aujourd'hui ArcelorMittal Tébessa. [2]

3. Situation géographique :

Le Djebel de BOUKHADRA se situe sur l'Atlas saharien, à l'Est Algérien. L'unité de BOUKHADRA qui se trouve à une altitude de 850 m, le point culminant du Djebel est de 1463 mètres. La ville de BOUKHADRA fait partie de la WILAYA de TEBESSA. Elle se situe à 45Km au Nord - Est-ce celle-ci, à 200Km au sud de la ville côtière de ANNABA, et à 18Km de la frontière Tunisienne. Elle est reliée à ANNABA par une voie ferrée qui assure le transport du minerai de fer au complexe d'EL HADJAR. La situation géographique de la mine est montrée sur (**La Fig.1.1**).

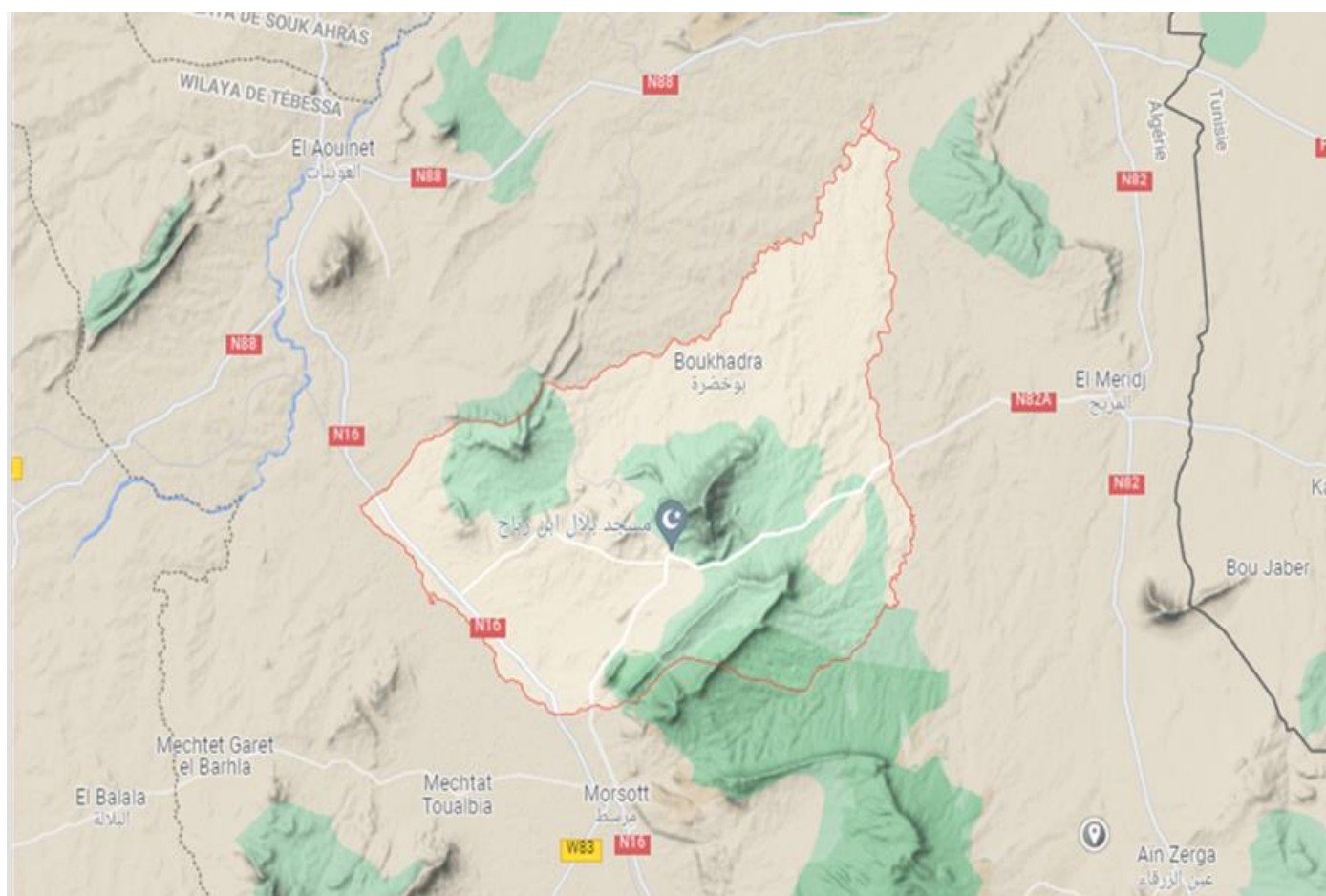


Fig 1.1 Carte de Situation géographique de BOUKHADRA.



Fig 1.2 Situation géographique de mine de BOUKHADRA.

Le climat est continental et sec, les températures varient entre 40°C en été et 0°C en hiver, la pluviométrie est faible avec parfois de faibles chutes de neige. [3]

4. Contexte géologique et minéralisation du massif de BOUKHADRA :

Le massif de BOUKHADRA présente une structure anticlinale orientée NE-SW, recoupée par le fossé de Tébessa-Morsott d'orientation NW-SE. L'ossature de l'anticlinal est constituée par les terrains du Crétacé moyen (AptienVraconien) qui dessinent dans la partie N'une fermeture périclinale. Les terrains les plus anciens reconnus à l'affleurement sont représentés par les évaporites du Trias, ils sont le plus souvent en contact tectonique avec les formations du Crétacé. [3]



Fig 1.3 Minerai de fer BOUKHADRA.

Les études hydrogéologiques ont montré que la zone de BOUKHADRA souffre d'un grand manque d'eau, ne répond ni aux besoins de la population, ni à ceux des installations minières. Selon le relief la géomorphologie, deux sources apparaissent en surface. Dans le niveau 977m, une source à débit faible (Ain Zazia) qui aide à combler le manque d'eau rencontré auprès de la population. Dans le niveau amont 926m, un mince filet d'eau apparaît entre les marnes. Cette eau est récupérée par une citerne pour l'arrosage de la piste ainsi dans les forages. [3]

5. Hydrogéologie du gisement :

Les études hydrogéologiques ont montré que la zone de BOUKHADRA souffre d'un grand manque d'eau, ne répond ni aux besoins de la population, ni à ceux des installations minières. Selon le relief la géomorphologie, deux sources apparaissent en surface. Dans le niveau 977m, une source à débit faible (Ain Zazia) qui aide à combler le manque d'eau rencontré auprès de la population. Dans le niveau amont 926m, un mince filet d'eau apparaît entre les marnes. Cette eau est récupérée par une citerne pour l'arrosage de la piste ainsi dans les forages. [3]

6. Hydrologie :

Selon la géologie, on ne peut pas parler d'oueds, ou de réseau hydrographique proprement dit, mais on remarque des talwegs secs pendant une longue période de l'année et à faible écoulement. Leurs captages pratiquement impossibles à cause de la topographie et leurs faibles quantités. [3]

7. Tectonique :

Le massif de BOUKHADRA se trouve dans le même anticlinal que l'OUENZA de direction Nord-est et coupant le biais du Sud Constantinois et le Nord TUNISIEN ; dans cette zone se trouvent des anticlinaux et synclinaux d'axe Nord-est ; Sud-ouest. BOUKHADRA est située sur l'un des axes anticlinaux passant également par le milieu des collines ; ces formes anticlinales synclinales sont des plis de couvertures dues aux plissements alpins. Ils sont coupés par des fosses d'effondrement pliocène dues à une tectonique profonde du socle s'abaissant par endroit.

Dans le cas de BOUKHADRA ; son axe anticlinal est coupé au Nord-est et Sud-ouest par un effondrement coupant net les terrains du DJ BOUKHADRA. Cet effondrement est une partie de l'effondrement formant la vallée de TEBESSA_MORSSOT ; le gisement est coupé par une faille N-E de 55° à 65° de pendage aux environs des niveaux 1045 et 1000 ; on voit nettement des surfaces de glissement.

Du côté des calcaires cette zone est formée par des débris détritiques (débris et blocs de calcaires marnes ; argile).

Plus bas ; elle est recouverte en partie par l'éboulement et plonge dans les accumulations triasiques. L'origine de cette faille est sûrement liée aux mouvements dyapiriques du trias.

8. Minéralisation :

L'allure générale des corps minéralisés et leurs dimensions sont très variables. Ils sont représentés par quatre grands corps et quelques petites veines de moindre importance, qui se joignent dans la partie occidentale, pour former un seul corps minier. Sur la base des travaux d'exploitations de la mine, on distingue deux principaux gîtes dans le gisement du BOUKHADRA. [2]

8.3. Gîte principal :

Le gîte principal est constitué de deux grands filons : Nord et médian et deux petites veines qui se joignent ensemble en un grand corps c'est le corps principal. Il est caractérisé par une longueur de 250 à 300m, une largeur de 100m, allant vrai semblablement jusqu'au niveau sidéritique qui se trouverait à une altitude de 820m, soit à quelques mètres sous le niveau le plus bas de la carrière.

Ce corps, stratoïde, représente la racine des autres corps minéralisés, et est situé dans la partie Ouest du gisement et c'est celui qui a été concerné par l'exploitation à ciel ouvert. La concordance des corps minéralisés n'est apparente qu'à une échelle hectométrique, dans le détail les limites du minerai sont sécantes et discordant sur les strates aptiennes.

8.2. Gîte Sud :

Le gîte Sud se présente sous la forme d'un filon. Il change de direction trois fois, et rejoignant le gîte principal dans sa partie centrale. Ce gîte fait l'objet d'une exploitation souterraine dans sa partie Nord-ouest et fait aussi objet d'une exploitation combinée (souterraine à ciel ouvert) dans cette même dernière partie. La position de ces corps (principal, Nord, médian et Sud) par rapport à l'encaissant est particulièrement bien visible au niveau de la carrière principale.

CHAPITRE II :
PRESENTATION DE LA DEUXIEME ZONE
(DOUKANE)

1. Introduction :

Les types de sols diffèrent d'une région à l'autre et d'un endroit à l'autre. Parmi les types de sol, il y a le sol argileux, qui est l'un des pires types de sol convenant à la construction, qui est connu sous le nom de sol gonflé, car il est très gonflé, et chaque augmentation de l'eau provoque un rétrécissement.

La zone de DOUKANE à TEBESSA, au nord-est de l'Algérie, est connue comme une zone aux sols argileux gonflés, ce qui pose plusieurs problèmes dont les plus importants sont les fissures dans les bâtiments, les fissures et la détérioration des routes, etc.

La WILAYA de TEBESSA, est une WILAYA ALGERIENNE située à l'extrême nord-est du Pays, elle est délimitée au nord par la WILAYA de SOUK AHRAS, à l'est par la TUNISIE, à l'ouest par les WILAYAS de KHENCHELA et d'OUN EL BOUAGHI, au sud par la WILAYA d'EL OUED. [4]



Figure 2.1 Localisation de la ville de Tébessa.



Figure 2.2 Localisation de la ville de Tébessa et Djebel Doukkane.

2. Identification le site étudié :

La région d'étude présente au fait l'allure d'une dépression dont la forme d'une cuvette. Son altitude au centre de la cuvette varie entre 1050m et 1300m vers le nord de la région étudiée, le sommet le plus haut de la région est le Djebel DOUKKANE situé au nord et qui présente une altitude de 1712m.

La partie centrale de la région est constituée d'une plaine à pente douce encadrée par des massifs calcaires au nord et au sud. [5]

3. Morphologie du site étudié :

Le site de DOUKANE, est un terrain accidenté entrecoupé d'un important réseau hydrographique composé de grandes vallées qui traversent la ville et causent d'importants dégâts dans les basses terres au nord. La présence de ces vallées a divisé le site en plusieurs entités morphologiques en forme de colline, rendant difficile la connexion de ces entités. [6]

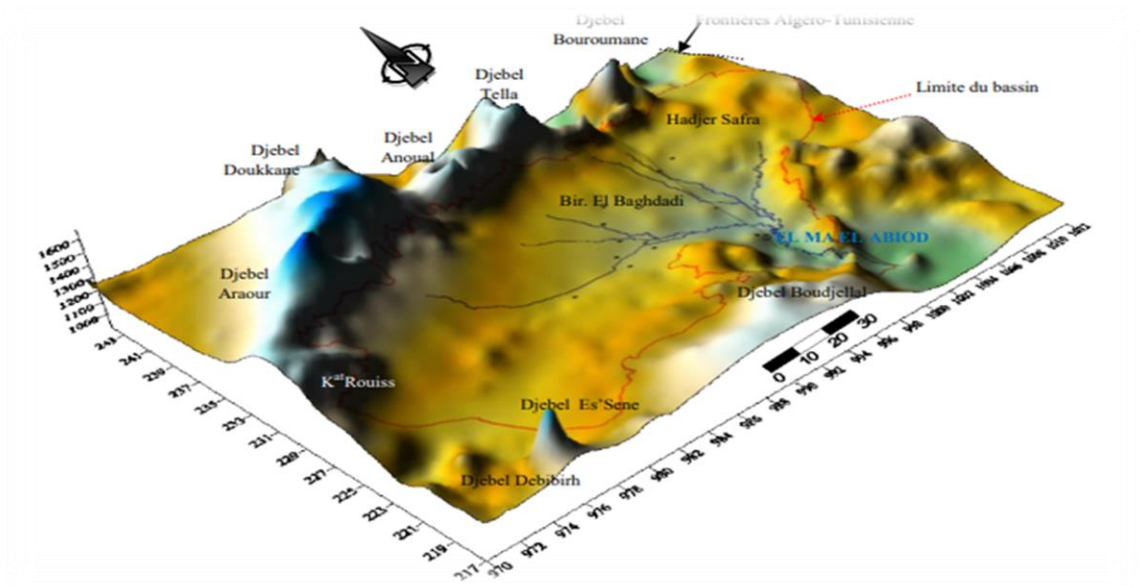


Figure 2.3 Représentation en 3D de la plaine Djebel Doukane.



Figure 2.4 (a) La zone de prélèvement.



Figure 2.5 (b) Relief et aspect du site Doukane.

4. Caractéristiques géologique du site d'étude :

Une reconnaissance du site d'étude réalisée dans le cadre de création de la nouvelle zone d'habitation urbaine à DOUKANE-Tébessa, montre les formations suivantes :

4.1. MARNO-calcaire du crétacé inférieur et moyen :

Épaisse série formant les reliefs entourant la plaine. Ces terrains, riches en fossiles, sont composés de calcaires en plaquettes alternant avec des marnes noires, vertes ou grises, et des calcaires beiges ou blancs plus ou moins massifs. L'ensemble de la série varie de 4 à 6 m d'épaisseur est recoupé de failles allongés E-W.

4.2. Calcaires massif du Crétacé supérieur :

Calcaire constituant les massifs de KOUDIAT SOLTANE au sud-ouest de la ville, de Kef ELABIED, de REZAKA à l'ouest, ils forment les massifs montagneux des djebels MESTIRI, DOUKANE, METAGJINARO. On rencontre cette même série au nord-est dans le ksar GOURAYA et au nord du djebel GUENIFIDA.

4.3. Les failles sont de direction est- ouest ou nord-est et sud-ouest :

Bordant les massifs.

4.4. Argilo-sableux du pliocène :

Largement au nord-est au pied du GUENIFIDA et de GOURAYA, cet ensemble très épais et très consolidé il n'affleure pas dans la partie Sud.

4.5. Matériel d'épandage ancien du Quaternaire :

Il recouvre tout le plateau Sud au pied du Djebel OZMOR, c'est sur cet ensemble que repose la ville de Tébessa. Peu épais, matériel mixte, surtout argileux parfois impliquant des débris calcaires crétacés, et ensemble paraît assez stable et consolidé dans certains vallées, entaillés par les oueds, où on remarque un pendage Nord très faible.

Alluvions anciennes de bordures de la MERDJA : Argileuses ou caillouteuses, ces alluvions sont assez consolidées et présentent une assez importante épaisseur. On les retrouve au nord et sud de la faille, encadrant la vallée de la MERDJA.

Alluvions gypseuses et limoneuses de la Medjda : Récentes peu ou pas consolidées, elles occupent le centre de la plaine suivant un axe chemin wilaya. Localement on y rencontre des dépôts évaporitiques. [6]

5. Aspect géotechnique du site d'étude :

L'étude du plan d'occupation du sol (P.O.S 28), montre des différences liées aux formations géologiques, à la qualité géotechnique des sols, au relief et aux conditions hydrogéologiques (présence d'eau souterraine) et hydrologiques (ravin, Oueds, zone inondables) et des dégradations du sol dues à l'érosion. Ces constatations donnent une idée sur le choix des terrains à aménager. [6]

6. Les zones favorables à l'urbanisation avec conditions :

La zone de DOUKANE est caractérisée par une croûte calcaire en couches, des sols caillouteux et argileux sur des marnes crétacées et parfois des marnes ou MARNO-calcaires crétacé en surface avec des pentes allant à 16 %. Donc c'est une zone d'instabilité et de mouvement de terrain et avec la présence des zones inondables, elle devient sensible à l'eau et donc susceptible au gonflement, ce qui peut avoir une influence sur les constructions fondées sur ce site. De ce fait la construction sur ces terrains nécessite certaines précautions à savoir :

- Après une campagne de reconnaissance et réalisation des sondages, une caractérisation physique et mécanique du sol de la région.
- La présence des zone inondables et humide, nécessite la vérification du sol vis-à-vis au risque rentait-gonflement.

- Certains endroits de zone d'étude nécessitent des renforcements et des ouvrages de soutènement.
- Les constructions et ouvrages importants (équipements, habitats collectifs à plusieurs niveaux) nécessite une étude géotechnique spécifique. Des fondations profondes sont conseillées.
- Imperméabilisation et suppression de toutes les zones de stagnation d'eau pour éviter toute infiltration d'eau dans le sol des fondations.

6.1. Les zones moyennement favorables à l'urbanisation :

Terrain ayant les mêmes caractéristiques géotechniques, mais la morphologie est compliquée (pentes raides) de 16 à 25%.

6.2. Les zones faiblement favorables à l'urbanisation :

Terrains très ravinés et chahutés par de nombreuses lignes d'écoulement. Les eaux de ruissellement difficiles à canaliser.

6.3. Les zones défavorables à l'urbanisation :

Ce sont les zones où le processus d'érosion est très marqué, ainsi que les fonds d'oued et ravins et leurs servitudes. [7]

7. Relief et topographie du site :

La connaissance au préalable de la topographie d'un site avant son urbanisation est primordiale, car la déclivité du terrain exprimée en pourcentage permet d'avoir une idée sur les volumes des terrassements et la nature des constructions à implanter. Ces éléments constituent des indices importants sur les coûts de réalisation et les aspects techniques de différentes constructions que peut recevoir le terrain (VRD et création des murs de soutènements, dressage, etc. ...). Dans un cadre général, la topographie du site en question est représentée par pentes allant de 0 % à supérieur à 25%. [7]

7.1. Pentes inférieure à 8% :

Cette topographie est apte à recevoir toute sorte de construction nécessitant des terrains ayant une faible pente (équipements, habitat collectif, ... etc.). Elle permet la bonne exécution des voiries et réseaux divers avec un minimum de dépenses et travaux de terrassement.

7.2. Pentes de 8 à 16% :

Elle permet de réaliser n'importe quel type de projet, mais avec un coût de viabilisation plus important surtout pour les équipements qui nécessitent de grandes surfaces. Les différents projets doivent être conçus

et implantés en tenant compte du relief du terrain pour avoir un tissu urbain homogène intègre et épousant la forme du terrain.

7.3. Pentes de 16 à 25% :

La réalisation des équipements collectifs, des infrastructures diverses nécessite un grand soin et une étude approfondie, les travaux de terrassements seront beaucoup plus importants, surtout pour les constructions nécessitant de grandes superficies, les différents projets doivent être conçus et implantés en tenant compte de relief du terrain pour avoir un tissu urbain homogène intègre et épousant la forme du terrain et pour réduire le volume et le coût énorme des terrassements. Le tracé de la voirie doit être conçu en parallèle des courbes de niveau afin d'éviter les fortes pentes pour les voies carrossables et réduire les vitesses d'écoulements des différents réseaux.

7.4. Pentes supérieure 25% :

Ce sont des terrains très accidentés, déconseillé pour les constructions (l'urbanisation sur ces sites demande des techniques un peu spéciales et coûteuses) à réserver de préférence aux espaces verts.

8. Réseau Hydrographique :

La commune de Tébessa fait partie du sous – bassin de l'Oued CHABBRO qui s'étale sur un territoire (1560 Km²) regroupant cinq vastes communes (El KOUIF, BEKKARIA, El Hammamet, BIR EL MOKADEM, El maa LABIOD). Concernant la commune de Tébessa les apports d'eau de surface ; volume annuel utilisable 0.88 hm³.

Dans le bassin de l'Oued CHABBRO, chaque année, le volume des apports solides est estimé à 6.24 millions de tonnes de terre charriés par les principaux Oueds. Ceci est dû à la fragilité des sols, au régime torrentiel des précipitations et au faible couvert végétal. En effet le taux de couverture forestière est relativement faible car il ne couvre que les 17 % du territoire.

La zone d'étude se caractérise par un réseau hydrographique dense composé essentiellement de ravins et ravineaux qui prennent leurs débuts dans les montagnes environnantes vers la grande dépression qui correspond à la plaine, plusieurs paramètres conditionnent la formation de ce réseau à savoir :

- La grande différence d'altitude (montagne-plaine).
- La nature des sols fragile et peut résistante au élément d'érosion.
- Couvert végétal très peu dense.

-
- Les oueds importants dans le site se caractérisent par des largeurs qui varient entre 10 et 40 m ainsi que des profondeurs qui arrivent jusqu'à 10 m. Ces oueds nécessitent des servitudes dans un intervalle de 30-50 m qui doivent être respectés ; et cela avant leurs aménagements étude de sol. [8]

CHAPITRE III :
GENERALITE SUR LES AGILES ET LES
PHENOMENES DE GONFLEMENT

1. Introduction :

Les argiles constituent une famille de matériaux omniprésents dans notre quotidien comme dans notre environnement. Sèches, elles semblent aussi solides que des roches, boueuses, elles s'écoulent comme des huiles. Elles sont maintenant utilisées dans des constructions de très grands ouvrages et forment souvent le sous-sol des agglomérations urbaines. [9]

En effet, si les argiles sont des matériaux remarquables de par leurs propriétés (propriétés rhéologiques qui en font des boues de forage performantes, faible perméabilité qui leur permet d'assurer l'étanchéité des ouvrages...), elles sont cependant à l'origine de nombreux problèmes en génie civil. Leur détection dans un sol destiné à recevoir une chaussée ou un bâtiment nécessite de mettre en œuvre un certain nombre de mesures spécifiques (adapter le dimensionnement de l'ouvrage, renforcer les fondations ou l'ouvrage, traiter le sol...). Au contraire dans le cadre du stockage de déchets, les propriétés de gonflement des argiles (responsable des désordres sous les bâtiments en période de sécheresse) sont mises à profit pour assurer l'étanchéité de l'ouvrage. [10]

2. Origine des argiles :

Les argiles résultent de la désagrégation en surface de roches silicatées très répandues dans la couche terrestre comme le granit, le gneiss ou les schistes. Ils sont transportés par l'eau et déposés. Certains dépôts se transforment par diagenèse (déshydratation et compactage), et forment des roches argileuses compactes et des schistes. Les sédiments argileux ayant subi une métamorphose sont souvent structurés en couches minces en raison de la présence de phyllo silicates. Ces derniers sont des minéraux argileux (les micas par exemple) dont la dimension des feuillets peut atteindre $5\mu\text{m}$, donc une taille supérieure à celle des argiles au sens strict. Ces phyllo silicates confèrent aux roches argileuses la structure litée typique des schistes. La dissolution du calcaire donne également naissance à des dépôts argileux. L'activité végétale produit également des argiles, jusqu'à 30 kg par an et par hectare. [11]

3. Définition des argiles :

Les argiles sont des matériaux naturels répandus sur tous les continents et utilisés depuis l'antiquité. Le mot argile vient du grec "argilos" dérivé de "argos" qui veut dire blanc. Une argile résulte essentiellement de la désintégration physicochimique et thermique des roches. En tant que matière première brute, l'argile est un mélange de minéraux argileux et d'impuretés cristallines sous forme de débris rocheux de composition infiniment diverse.

Le terme argile définit aussi un domaine granulométrique comprenant des particules minérales, dont le diamètre est inférieur à $2\mu\text{m}$. [12]

L'argile étant pratiquement imperméable, elle est souvent employée comme matériaux d'étanchéité dans les noyaux de barrage en terre ou de digues. Toutefois, sa compressibilité est élevée, et en générale, les charges qu'elle peut supporter sont de loin inférieures à celles que supportent les graviers et les sables. Les particules d'argile, contrairement à celles des autres types de sol, sont attirées les unes vers les autres et se regroupent. Cette attraction qui porte le nom de cohésion, est à l'origine de la consistance.

Dans des conditions d'humidité favorables, la consistance est telle que l'argile, devient plastique et qu'il est possible de façonner, une opération pratiquement irréalisable avec le gravier ou le sable.

En général des silicates d'aluminium plus ou moins hydratés présentant une structure feuilletée (phyllosilicates) expliquant leur plasticité, ou fibreuse (sépiolite et palygorskite) expliquant leur qualité d'absorption. [13]



Figure 3.1 Argile.

4. Définition géotechnique des argiles :

Du point de vue du géotechnicien, les argiles désignent la fraction des particules du sol dont la taille est inférieure à $4\mu\text{m}$. Les particules d'une taille inférieure de $2\mu\text{m}$ ne sont plus visibles avec un microscope optique. Il faut alors recourir à la sédimentométrie pour pouvoir de déterminer la quantité de particules contenues dans un sol et déterminer la nature à l'aide des méthodes basées sur la diffraction des rayons X (DRX). En effet, la nature des argiles a une grande incidence sur les propriétés mécaniques des sols, en particulier sur leur comportement avec l'eau.

Les argiles constituent la fraction la plus fine des sols. A l'opposé, la fraction la plus grossière des sols est appelée «squelette» qui comprend des pierres et des blocs. Entre ces deux extrêmes, on trouve la fraction des limons ou silts, des sables et des graviers. La définition géotechnique des argiles est liée aux caractéristiques chimiques de ceux-ci. Les argiles sont des minéraux des phyllosilicates, ils se distinguent par une structure en feuillets formés de cristaux en arrangement octaédrique (O) ou tétraédriques (T) capable d'intégrer des cations hydratés (Ca, Na, Fe, Al...etc.) dans les espaces inter foliaire. Le critère de classement des argiles est basé sur la forme de succession des couches dans les feuillets. Il y'a trois grandes classes : les feuillets TO, TOT et TOTO. Dans la pratique, on utilise très souvent le terme générique de «fines». Il s'agit alors des argiles telles qu'elles sont définies plus haut et des limons. Les normes européennes définissent les fines comme le pourcentage (massique) des passants au tamis de $0,063\text{mm}$. [14]

5. Histoire de l'argile :

L'argile d'hier à demain.

5.1. Sa place dans l'histoire :

Une équipe de scientifiques américains de la NASA soutient que la vie sur Terre aurait pris naissance dans l'argile et non dans « la soupe originelle ». La Montmorillonite (type d'argile décrite ultérieurement) serait le catalyseur au niveau des acides nucléiques. Sa charge anionique (ionique négative) ainsi que son pH spécifique permettent de catalyser une réaction d'activation des acides nucléiques entraînant la formation d'ARN. La NASA a également évoqué la présence d'argile sur Mars dont de la Montmorillonite.

Dès trente-cinq mille ans avant notre ère, l'argile était utilisée par la main de l'homme, en tant que matériau pour produire des dessins dans les grottes, des histoires, traces du passé. L'argile a permis la sédentarisation. Les premières traces d'habitation sont situées en Mésopotamie, sur les rives du tigre et de l'Euphrate. Aujourd'hui plus d'un tiers des habitations sont à base d'argile.

Les premiers contenants à base de terre cuite découverts, datent du septième millénaire avant notre ère. Les plus anciens écrits sont retrouvés sur des tablettes d'argiles. Le papier est apparu bien plus tard.

5.2. Sa place dans le quotidien :

Les romains blanchissaient les tissus, leurs vêtements à partir d'une eau argileuse. Les Égyptiens, quant à eux, l'utilisaient entre autre à des fins de soins et durant le rite de la momification.

L'argile n'était pas uniquement employée pour les défunts, elle fait des apparitions dans la pharmacopée égyptienne de ce temps.

Les médecins grecs et romains dont Dioscoride, Pline l'ancien (Histoire naturelle) ou encore Galien, ont travaillé sur l'utilisation de ce matériau.

La porcelaine est fabriquée à partir d'une argile particulière, blanche, pure, le kaolin. C'est au septième siècle, que la Chine produisit à partir de terre cuite ces poteries. Ce n'est autre que Marco polo qui permit à l'Europe de découvrir la porcelaine.

5.3. Sa place en thérapeutique :

Au Moyen Âge, l'argile était couramment utilisée pour soigner. Un grand médecin et savant perse, Avicenne, a relaté douze types d'argiles différentes ainsi que leurs utilisations, en usage externe et en usage interne, en particulier en tant qu'antipoison. Les premières méthodes de filtration de l'eau se faisaient dans des lits de sable et d'argile.

Au début du siècle dernier, des thérapeutes se servaient d'argile pour traiter des affections par voie externe ou interne. Durant la première guerre mondiale, les soldats français ayant consommé de la moutarde comprenant de l'argile dans sa formule, utilisée comme excipient géifiant, se révélèrent être moins sujets à la dysenterie. Les soldats russes se voyaient distribués des compléments alimentaires d'argile.

5.4. Sa place aujourd'hui :

De nos jours, l'argile est utilisée pour la fabrication de céramiques pour prothèses dentaire ou osseuse ; en agroalimentaire on s'en sert pour purifier des huiles. L'industrie pétrolière utilise l'argile dans le cadre des forages et du raffinage du pétrole en essence. Des couches argileuses sont également retrouvées dans le stockage des déchets radioactifs.

La peinture contient des argiles, qui augmentent le pouvoir couvrant, opacifient, permettent une diminution des quantités de liants nécessaires à sa fabrication (généralement le talc). Des argiles gonflantes seront incorporées à certains types de peintures pour éviter le coulage et l'égouttage.

Les argiles sont présentes dans des matériaux composites comme par exemple les plastiques (le plastique coûte cher car provient du raffinage des hydrocarbures), cela n'entraîne aucune modification du comportement des matériaux plastiques.

Des études ont été menées au fil des années afin d'utiliser les propriétés des argiles au profit d'autres matières (la résistance aux chocs, à la déformation, à la chaleur, aux rayons UV...).

L'argile est surtout utilisée pour son imperméabilité face aux liquides ainsi qu'aux gaz dans les emballages alimentaires, les balles de tennis... Pour ses propriétés mécaniques, on l'incorpore à certains matériaux pour rigidifier les structures, améliorer la résistance à la traction, la flexion ainsi qu'au choc, au vieillissement. Elle est pour cette raison retrouvée dans la carrosserie, les pare-chocs mais aussi le mobilier de jardin, permettant une résistance aux intempéries et aux longs séjours en extérieur. Elle a un rôle inhibiteur ou du moins retardateur de flamme dans le bâtiment. Elle va donc recouvrir les portes coupe-feu, les gaines des fils électriques, les conduits de chaufferie ainsi que les réservoirs de combustibles. Lors d'une combustion, une couche carbonneuse se forme à la surface du matériau, riche en argile, cela crée un film imperméable qui va étouffer la flamme, la contenant et diminuant son apport en oxygène.

On retrouve aussi l'argile dans la matrice des vêtements de protection. (Elle y joue un rôle d'isolant thermique pyrofuge.) Additionnée à la lessive, elle va piéger les corps gras dans sa structure en millefeuilles qui, de plus, se dissocie facilement des tissus. Retrouvée également dans les litières pour chats, elle capte odeurs et urines. [15]

6. Les types des argiles :

6.1. La Kaolinite (type de feuillet T-O) $(Si_4O_{10})Al_4(OH)_8$:

Le feuillet est constitué d'une couche tétraédrique et d'une couche octaédrique l'équidistance caractéristique est d'environ $7,1 \text{ \AA}$, Ce type correspond le groupe de la kaolinite.

Le contact se fait entre un plan contenant les ions hydroxyles OH^- de l'octaèdre, et celui contenant les ions d'oxygène O^{2-} - du tétraèdre.

Dans ce cas, les liaisons interfoliaires résultent de l'effet, composé de liaisons hydrogène et de forces d'attraction moléculaire, ce qui se traduit par un lien assez fort.

Ainsi une particule de kaolinite sera constituée, par exemple, de quelques centaines de feuillets et pourra avoir une épaisseur de quelques dizaines de micromètres. Ces particules sont stables et leur structure élémentaire n'est pas affectée par la présence d'eau. [16]

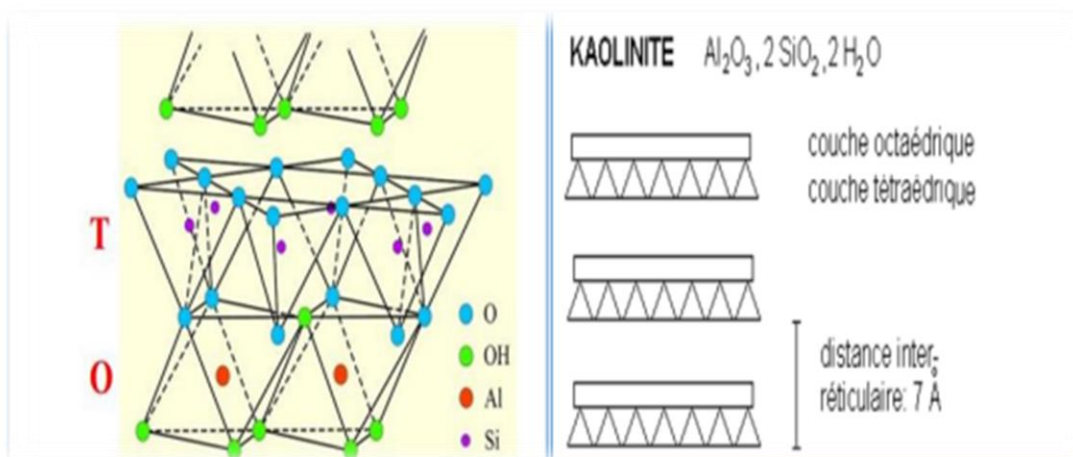


Figure 3.2 Représentation structurale d'un minéral argileux de type T-O (Poppe et al, 2001). Et structure particulière de la Kaolinite (Morel R. 1996).

6.2. L'illite (type de feuillet T-O-T) (K, H₂O) 2 Si₈ (Al, Fe, Mg) 4,6 O₂₀ (OH)₄ :

Ce feuillet élémentaire est composé d'une couche d'alumine comprise entre deux couches de silice. Dans les couches de silice, un ion Si⁺⁴ sur quatre est remplacé par un ion Al⁺³. Le déficit de charge qui en résulte est compensé par les ions potassium K⁺ qui assurent des liaisons assez fortes entre les feuillets. La particule d'illite comportera, par exemple, une dizaine de feuillets et pourra avoir une épaisseur de quelques centièmes de micromètres. L'espace créé à l'intérieur du feuillet de silice est occupé par un ion K⁺ qui, par sa présence, induit un lien fort entre les couches. [16]

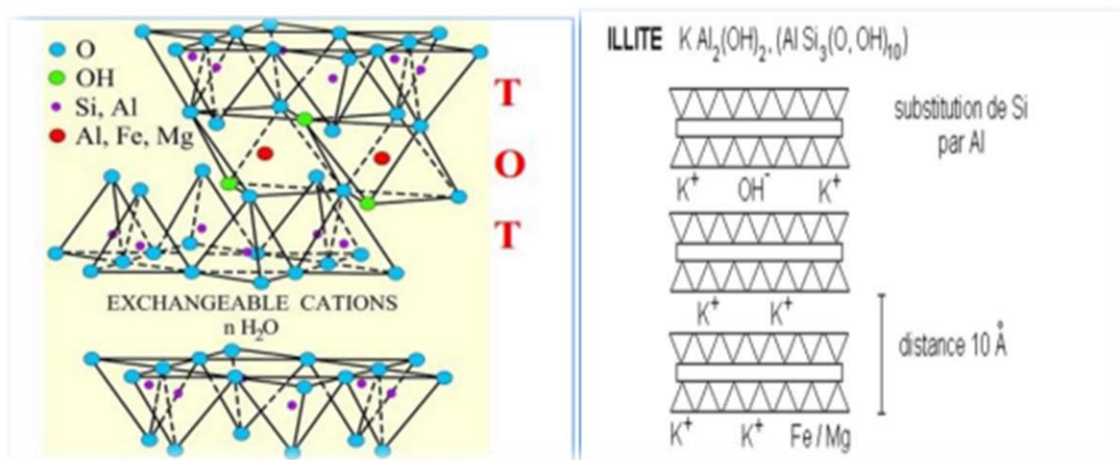


Figure 3.3 Représentation structurale d'un minéral argileux de type T-O-T (Pope et al, 2001) et structure d'illite (Morel R. 1996).

6.3. La montmorillonite (Smectites) $(OH) 4 Si_8 (Al+310/3, Mg2/3) O_{20}, n H_2O :$

Le feuillet élémentaire est composé, comme pour l'illite, d'une couche d'alumine comprise entre deux couches de silice. Un ion Al^{3+} est remplacé par un ion Mg^{2+} dans les couches d'alumine. Le déficit de charge qui en résulte est compensé par des ions Ca^{2+} (montmorillonite calcique) ou par des ions Na^+ (montmorillonite sodique). La valence des ions sodium étant plus faible que celles des ions calcium, c'est la montmorillonite sodique qui aura la plus grande surface spécifique. Les liaisons entre feuillets étant très faibles, ces argiles sont très sensibles à la teneur en eau et ont un fort potentiel de gonflement. L'épaisseur d'une particule de montmorillonite peut- être très faible puisque, contrairement aux autres argiles, on peut isoler un feuillet élémentaire.

La montmorillonite fait partie de la famille générale des smectites définies comme argiles gonflantes. [16]

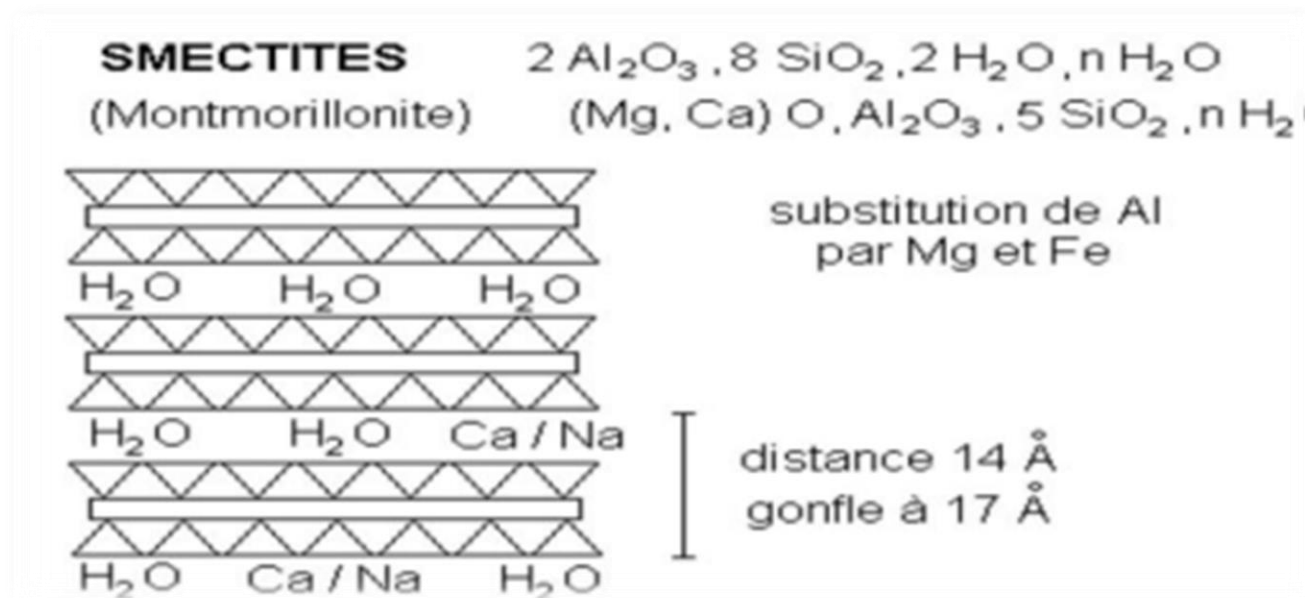


Figure 3.4 Représentation la structure de La montmorillonite (Smectites) (Morel R. 1996).

7. Minéralogie des argiles :

Les minéraux argileux sont de très petites particules très actives sur le plan électrochimique. Lorsque le pourcentage d'argile augmente, l'influence de la portion argileuse sur le comportement global du sol augmente proportionnellement. [17]

Selon le climat, l'origine des minéraux est variable :

- **Héritage** : à partir de la roche-mère.
- **Transformation** : à partir d'autres minéraux argileux ;

- **Néof ormation** : formés à partir des ions transportés par l'eau du sol.

La nature de la roche-mère joue un rôle :

- L'altération d'une roche acide, comme le granite, donne plutôt de la kaolinite.
- L'altération d'une roche basique, comme le basalte, donne plutôt des smectites.

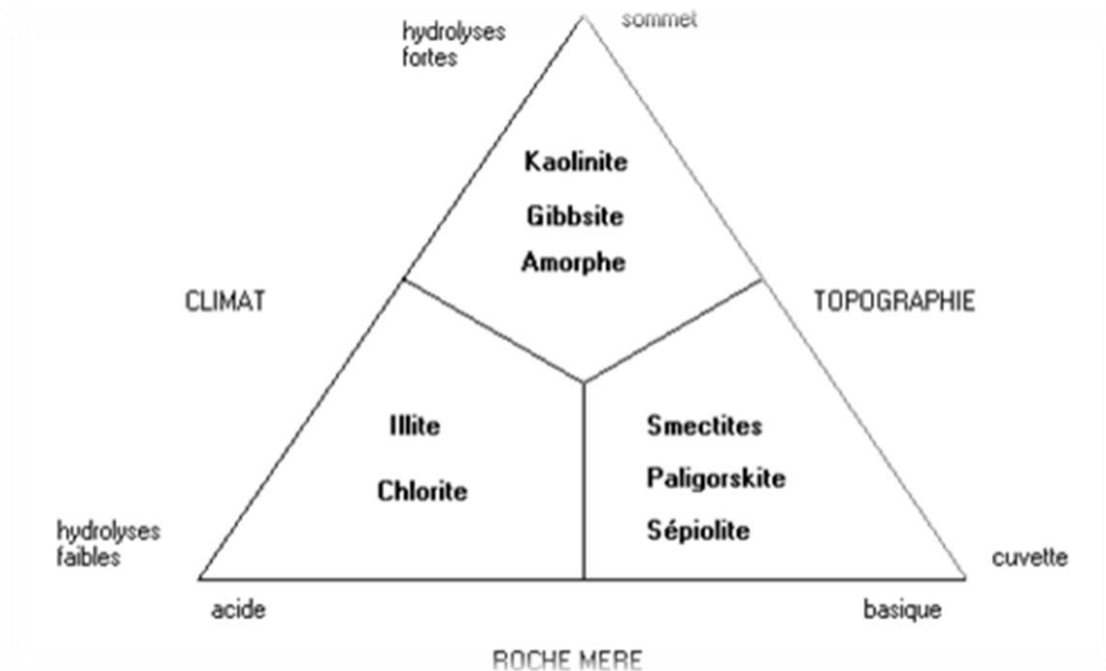


Figure 3.5 Types de phyllo silicates formés au cours de l'altération.

La topographie, qui commande le drainage, intervient également :

- Sur une pente, où le drainage et le lessivage sont bons, la formation de kaolinite est favorisée;
- Dans une cuvette, milieu confiné où se concentrent les solutions, se forment plutôt des smectites.

Tableau 3.1 : Occurrence des minéraux argileux dans le sol en fonction du climat. [18]

Climat	Végétation et sol	Origine des argiles	Minéraux fréquents
Glaciaire	Toundra	Héritage	Illite ; chlorite
Boréal tempère	Tagia et foret podzol et sols bruns	Transformation héritage	Vermiculite, interstratifiés illite, chlorite, Smectites
Méditerranéen subtropical	Steppes, savane FerSiAlitique	Transformation néoformation héritage	Smectites
Désertique	néant	héritage	illite, chlorite
équatorial	Foret ferralitique	néoformation	Gibbsite, kaolinite

8. Les différentes familles de minéraux argileux :

En se basant sur la combinaison des couches d'octaèdres (O) et de tétraèdres (T) dans un feuillet élémentaire. La charge de la couche et la nature du matériel dans l'espace Interfoliaire, on peut distinguer différentes familles de minéraux argileux disposant de caractéristiques structurales, morphologiques et microscopiques Spécifiques.

Selon la force des liens unissant les feuillets d'argiles, Ceux-ci autorisent ou non l'arrivée d'eau dans l'espace Interfoliaire. Pour certaines argiles (kaolinites), l'eau ne peut s'infiltrer entre les feuillets. Ces argiles sont dites faiblement « gonflantes » (Caillère et Hénin, 1959).

En revanche, dans les smectites, la faible liaison entre les feuillets permet à chaque espace interfeuille de S'hydrater ; les smectites font partie des argiles dites « gonflantes ». L'amplitude du phénomène dépend de l'état initial et des contraintes appliquées. En fonction du climat et des roches mères, d'autres minéraux intermédiaires peuvent se former comme les illites et les interstratifiés.

Nature du feuillet	Nature des cations interfoliaires	Groupe	Nature de la couche octaédrique	Exemples
1/1	Pas de cations ou seulement de l'eau	<i>Kaolinite</i>	Diocatédrigue	Kaolinite, halloysite, nacrite, dickite
2/1	Pas de cations	<i>Pyrophyllites</i>	Diocatédrigue	Talc
	Cations hydratés et échangeables	<i>Smectites</i>	Diocatédrigue	Montmorillonite, nontronite, beidellite, saponite
		<i>Vermiculites</i>	Diocatédrigue	Vermiculite diocatédrigue à trioctatédrigue
	Cations monovalents non-hydratés	<i>Micas</i>	Diocatédrigue	Muscovite, Illite, Paragonite, biotite
	Cations divalents non-hydratés	<i>Micas durs</i>	Diocatédrigue	Margarite, clintonite
Hydroxyles	<i>Chlorites</i>	Diocatédrigue	Donbassite, sudoite, Clinohore	
2/1 fibreux	/	<i>Palygorskites, Sépiolites</i>	Diocatédrigue	Sépiolite, Palygorskite

Figure 3.6 Tableau de classification des phyllosilicates (d'après Caillère et Hénin, 1959, complété par Mitchell, 1993).

8.1 Famille de la kaolinite :

Les kaolinites sont des argiles diocatédrigues de type 1:1 (ou T-O) avec une épaisseur du feuillet de l'ordre de 7,2 Å (**Figure 3.7**). Quand deux feuillets de kaolinite sont superposés, les O- présents sur la surface supérieure et les H+ de la surface inférieure développent entre eux une liaison hydrogène O-H forte, assurant avec les liaisons de Van der Waals une grande stabilité à un empilement de feuillets vis-à-vis des actions de l'eau.

Par conséquent, les particules sont stables et leur structure élémentaire n'est pas affectée par l'eau. Les Cristallites qui résultent de cet empilement, sont des plaquettes rigides dont l'extension latérale est de quelques centaines de nm et qui ne permettent pas la Pénétration de l'eau au sein de l'espace interfoliaire et la substitution entre les feuillets. La liaison hydrogène forte entre les feuillets explique l'importance du nombre De Feuillet par particule de kaolinite (de quelques dizaines à quelques centaines de feuillets solidement liés l'un à l'autre) et la faible valeur de la surface spécifique qui ne dépasse pas généralement 45 m² /g.

Les substitutions isomorphes sont peu fréquentes dans ce type d'argiles grâce à la stabilité physique de sa structure, et le pouvoir de fixation des cations ne dépasse pas 15 méq/100g.

La kaolinite se forme dans les sols bien Drainés, par pH acide surtout en climat subtropical et tropical. Suite à l'addition d'eau entre les feuillets, L'espace interfeuillelet augmente à 10 Å et un minéral d'halloysite se forme par altération de la kaolinite.

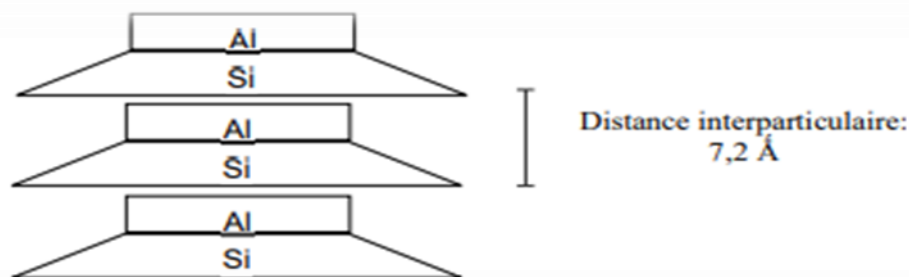


Figure 3.7 Structure de la particule de kaolinite ($\text{Si}_4 \text{O}_{10}$) $\text{Al}_4 (\text{OH})_8$.

8.2. Famille des smectites :

Le feuillet élémentaire (type 2:1 ou T-O-T) est constitué de deux couches tétraédriques de silice encadrant une couche octaédrique d'alumine. L'empilement des feuillets est désordonné : chaque feuillet est tourné dans son plan par rapport au précédent et a une extension latérale extrêmement importante par rapport à son épaisseur qui est d'environ 9,6 Å (**Figure 3.8**).

Ce désordre de feuillets et la constitution des faces inférieures/supérieures de ces argiles ne permettent pas le développement d'une liaison hydrogène entre les feuillets, ce qui facilite leur écartement et l'adsorption des molécules variées (cations, eau, molécules organiques) au niveau de l'espace interfoliaire qui s'écarte. Par conséquent, les smectites sont très sensibles à l'eau et un important gonflement de la particule peut se produire par adsorption de molécules d'eau entre les feuillets. L'épaisseur du feuillet peut alors varier de 9,6 Å à 15 Å voire plus selon la nature du cation compensateur et l'hydratation de l'espace interfoliaire. Les smectites, ou montmorillonites, sont généralement calciques, plus rarement sodiques suivant la nature du cation prédominant (calcium, sodium). Il est connu que le sodium confère des propriétés de gonflement supérieures à celles permises par la présence de calcium comme cation échangeable dans une argile.

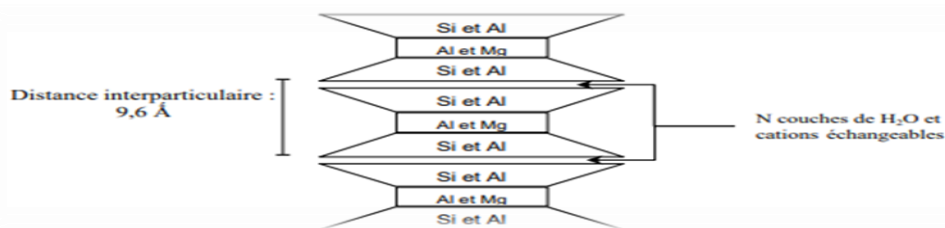


Figure 3.8 Structure des smectites $(\text{OH})_4 \text{Si}_8 (\text{Al}_{10/3} \text{Mg}_{2/3}) \text{O}_{20}, n \text{H}_2\text{O}$.

Les smectites comportent un empilement de feuillets variant entre 1 à 10 unités, voire plus pour une montmorillonite sodique. Les substitutions d'atomes sont importantes, la capacité d'échange cationique de ces argiles est comprise entre 80 et 150 méq/100g.

Les feuillets de smectites peuvent s'organiser régulièrement, Ou irrégulièrement avec d'autres feuillets argileux, souvent illitiques. L'ensemble forme alors des interstratifiés.

Les smectites comportent un empilement de feuillets variant entre 1 à 10 unités, voire plus pour une montmorillonite sodique. Les substitutions d'atomes sont importantes, la capacité d'échange cationique de ces argiles est comprise entre 80 et 150 méq/100g. Les feuillets de smectites peuvent s'organiser régulièrement ou irrégulièrement avec d'autres feuillets argileux, souvent illitiques. L'ensemble forme alors des interstratifiés.

8.3. Famille de l'illite :

Leur structure (type 2:1) est proche de celle des smectites mais elles possèdent un déficit de charge plus élevée dû aux substitutions ioniques par des cations interfoliaires de potassium K^+ (**Figure 3.9**). Les cations K^+ ont la particularité de posséder exactement la même dimension que les cavités de surface où ils sont piégés. Cette liaison des feuillets par les ions potassium anhydre est très forte et empêche que les molécules d'eau ne parviennent à entrer entre les feuillets, rendant ces ions non échangeables et hydratables.

Les illites ont des feuillets d'équidistance fixe à $9,6 \text{ \AA}$. Ce caractère leur confère un plus faible potentiel de gonflement que celui des smectites et la constitution de particules de grandes tailles. Les particules sont généralement composées d'un empilement de 5 à 20 feuillets et le pouvoir de fixation des cations d'illite est compris entre 10 et 40 méq/100g.

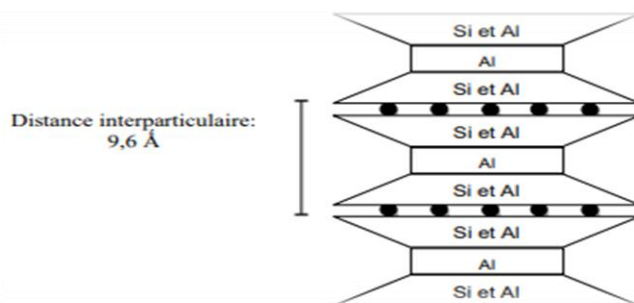


Figure 3.9 Structure de la particule d'illite (K, H_2O) $2 Si_8 (Al, Fe, Mg)_4,6 O_{20} (OH)_4$.

8.4. Famille des chlorites :

Initialement, il s'agit d'une structure type 2:1 ou T-O-T dont l'espace interfoliaire est totalement occupé par des Mg^{2+} . Les ions hydroxyles interfeuillets des feuillets élémentaires T-O-T arrivent à se regrouper

pour former une couche octaédrique supplémentaire donnant naissance à un assemblage de type TOT-O très stable, d'une épaisseur de 14 Å (**Figure 3.10**).

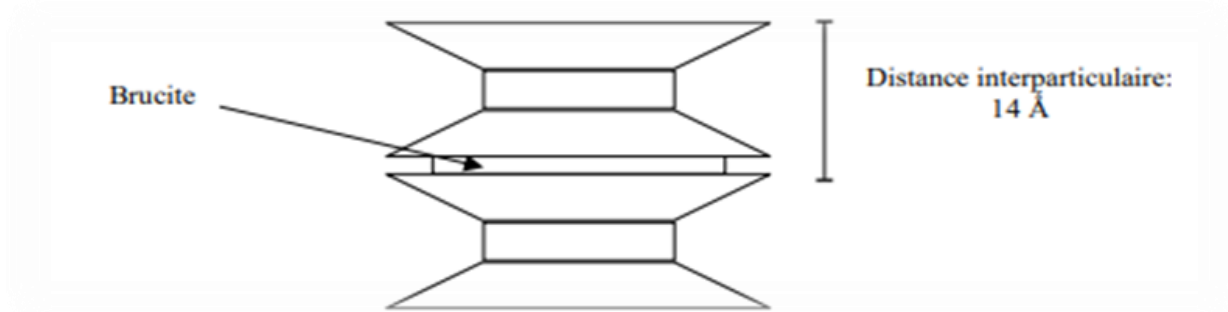


Figure 3.10 Structure d'un chlorite (OH) 4 (Si Al) 8 (Mg, Fe) 6 O20.

8.5. Famille des interstratifiés :

Les minéraux interstratifiés se caractérisent par la superposition, selon un empilement vertical, de plusieurs types de couches.

L'interstratification est due :

- aux liaisons fortes dans les couches individuelles mais faibles entre les couches,
- à la configuration proche de toutes les couches avec l'oxygène pointant vers l'extérieur.

Il s'agit de minéraux fréquents dans le milieu naturel et souvent négligés car difficiles à détecter et à quantifier par des analyses de diffractométrie aux rayons X (DRX).

Les feuillets peuvent alors s'intercaler régulièrement ou irrégulièrement avec d'autres feuillets argileux, souvent illitiques, et avec des espaces gonflants. Parmi ces interstratifiés, on peut citer :

- les inters stratifiés réguliers (**Figure 3.11-a**) : ils sont représentés par un empilement régulier de feuillets (structure A et B) qui se répètent de façon périodique.
- les inters stratifiés irréguliers (**Figure 3.11-b**), représentés par un empilement aléatoire des feuillets (structure A et B) et ne présentant aucune périodicité.

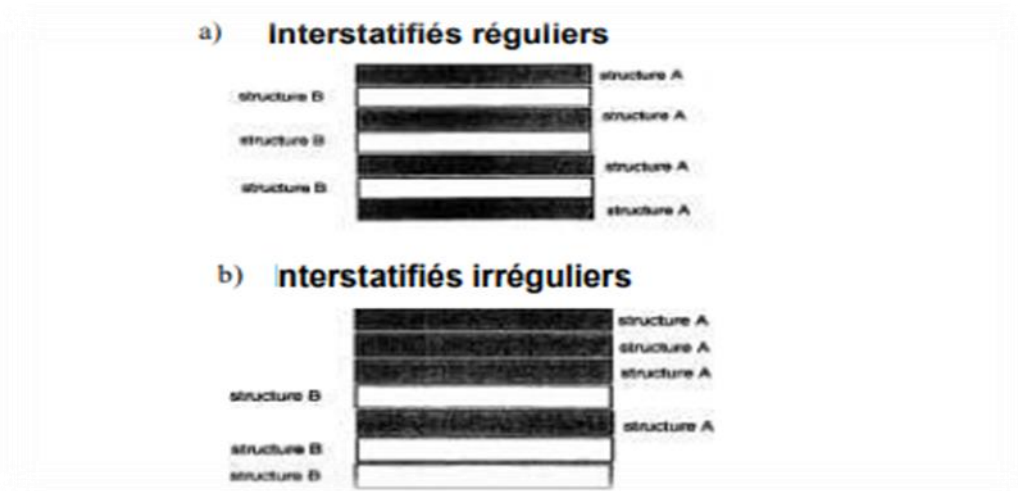


Figure 3.11 (a et b) Minéraux interstratifiés (Velde, 1995).

Les propriétés bien particulières de ces différentes familles d'argiles sont conditionnées :

- par les propriétés structurales des minéraux tels que la charge des feuillets, le type et la charge des ions

Compensateurs, la taille et la surface spécifique des particules.

- par les conditions environnantes telles que la température, le climat, la nature de la roche mère, etc...[18]

9. Texture d'une argile :

Tout comme la structure cristalline des argiles, la texture est un paramètre important car il conditionne les propriétés physiques du minéral. La texture concerne l'assemblage des minéraux (argileux ou pas) sous forme d'agrégats ainsi que l'arrangement ou la distribution spatial(e) de ces agrégats. Aubouin et al définissent la texture comme «la forme, la dimension et la disposition d'un certain nombre de minéraux naturellement groupés en une population au sein de la roche».

Cette organisation peut faire l'objet de différentes classifications. Ces classifications sont valables pour les sols argileux. Gens et Alonso ont été établis une classification pour les sols gonflants, à partir des travaux de Collins et McGown.

Cette classification se base sur l'organisation des particules élémentaires argileuses:

- Texture «matricielle» figure (I, 05), texture dont la base est une pâte homogène avec les particules élémentaires disséminées dans cette pâte. Cette texture est une caractéristique des sols naturels ou des sols compactés du côté humide de l'optimum Proctor.
- Texture «agrégée» ou «compactée» figure (I, 06), texture compactée avec les particules élémentaires assemblées sous forme de mottes ou d'agrégats. Cette texture est une caractéristique des sols compactés, du côté sec de l'optimum Proctor.

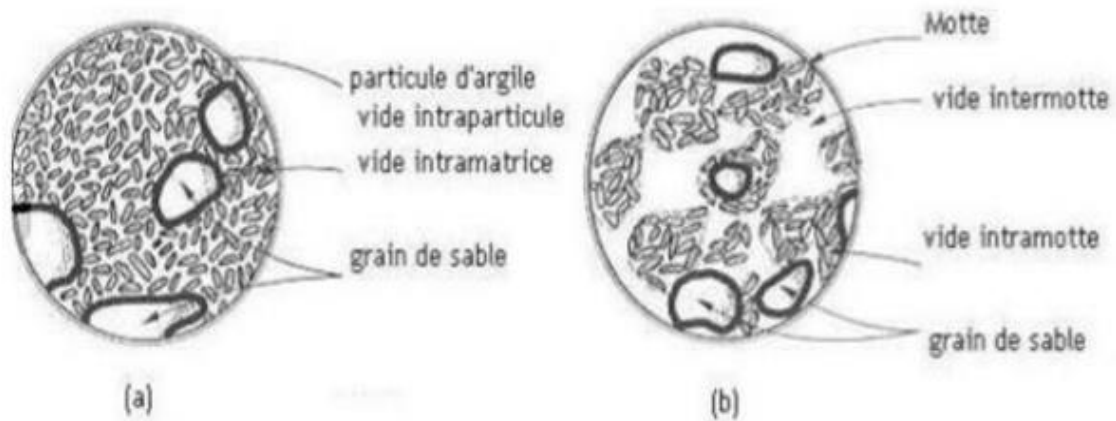


Figure 3.12 Texture des sols gonflants.

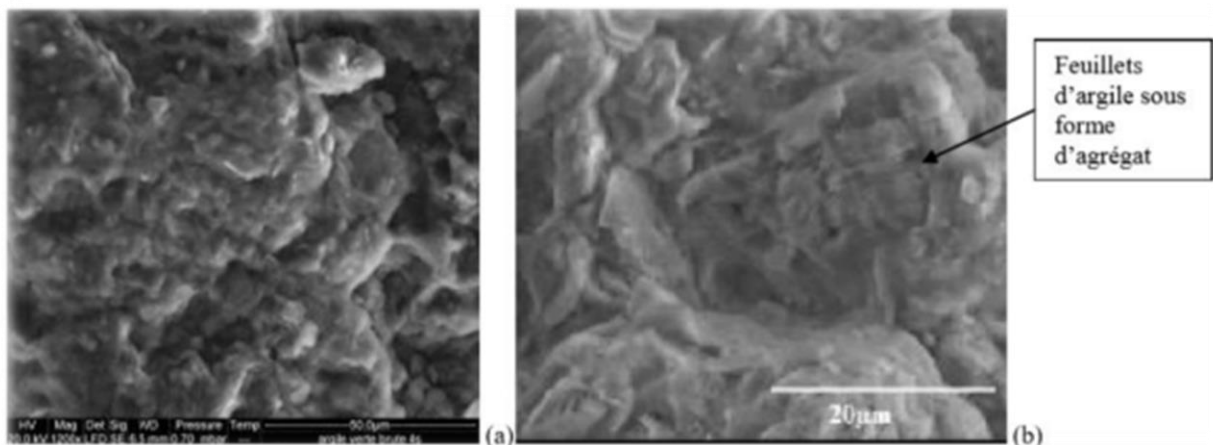


Figure 3.13 Photographies MEB de texture matricielle (a: Argile Verte de Romainville) et texture agrégée (b: Argile de Bavent).

Il est rare de rencontrer des sols argileux composés uniquement d'argile, et au sein même de la fraction argileuse, plusieurs types d'argiles peuvent coexister. La texture des sols argileux peut varier fortement en fonction du type de minéraux argileux, du mode de sédimentation et de l'état de consolidation. Une roche argileuse qui présente une organisation serrée et orientée des particules d'argiles n'a pas le même gonflement qu'un sol argileux dont la sédimentation a été rapide et récente et pour lequel la distance entre les plaquettes est maximale. Cette organisation des minéraux argileux est la principale cause du gonflement anisotrope. La texture des matériaux argileux se superpose donc aux organisations des autres minéraux non argileux. Cette hétérogénéité rend la structure et la texture extrêmement complexes, surtout lorsque les minéraux argileux sont cimentés par d'autres minéraux carbonatés. [19]

10. Les différentes couleurs d'argile :

Les argiles ne sont pas identifiées par leur couleur. Une couleur peut être attribuée à plusieurs types d'argiles.

La couleur verte par exemple est retrouvée chez la montmorillonite, l'illite ou encore le chlorite,... la variation de couleur constatée est fonction de la concentration en oxyde de fer

➤ **Verte :**

Les argiles vertes présentent une faible teneur en fer, ce sont généralement les montmorillonites, les illites et les smectites.

➤ **Blanche :**

Ces argiles ne contiennent aucune substance colorée. Leur formation n'a donc pas été perturbée, elle a été uniforme. On retrouve le plus souvent des kaolinites mais également des smectites

➤ **Rose :**

Ces roches argileuses ne sont pas retrouvées au naturel, telles quelles. Il s'agit d'un mélange d'argile rouge et d'argile blanche. Ce mélange a pour but d'augmenter la concentration en oligo-éléments de l'argile blanche tout en diminuant la concentration en fer de l'argile rouge.

➤ **Rouge :**

Généralement des illites, ces argiles sont riches en oxyde de fer Très reminéralisantes, elles sont idéales en usage externe pour les peaux irritées, fatiguées ou ternes qu'elles adoucissent et purifient.

➤ **Jaune :**

Ces illites riches en oxyde de fer et magnésie vont apaiser de nombreuses douleurs (articulaires, musculaires), et tonifier la peau. Appliquées en masques, la peau et les cheveux normaux l'apprécient tout particulièrement. [14]

11. Structure des argiles :

Les argiles s'organisent par des structures en feuillets:

- Empilement de minéraux d'oxyde de silicium (cristaux tétraédriques ou octaédriques) en feuillets entrecoupés par des espaces. Souvent, l'atome de silicium est remplacé par Al (tétraédrique) ou Al, Fe, Mg, Li (octaédriques).
- Charges négatives à la surface (généralement en raison de l'incorporation d'hydroxyles OH).
- Les charges négatives sont compensées par l'incorporation de cations dans les espaces entre les couches.

L'illustration ci-après montre la structure d'une montmorillonite (droite et gauche), avec l'alternance des couches T et O, ici une séquence TOT avec l'adsorption d'eau dans l'espace interfoliaire (en vert).

La macroscopie du milieu représente un empilement de kaolinite qui est beaucoup moins réactive avec l'eau, c'est pourquoi elle est utilisée pour fabriquer la porcelaine. La montmorillonite, qui peut absorber énormément d'eau, serait inapte à la fabrication de poterie ou de porcelaine en raison du retrait lors de la cuisson. [13]

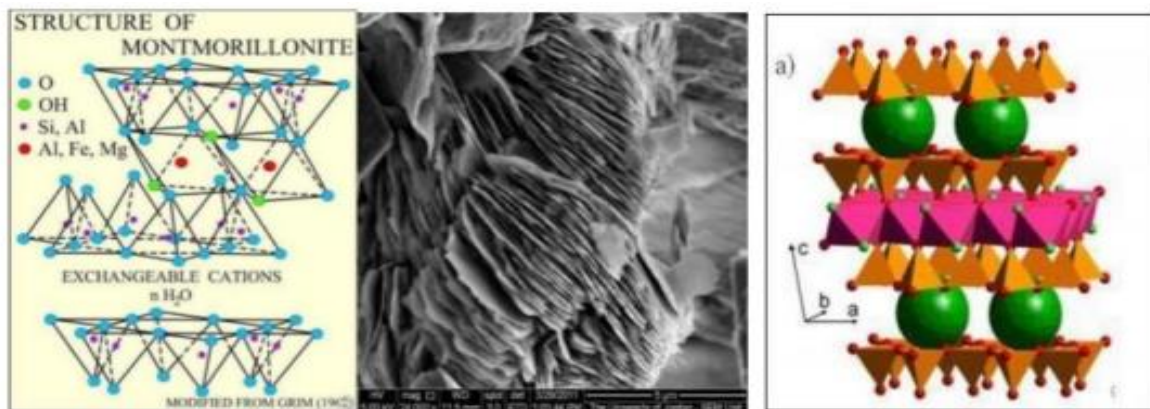


Figure 3.14 Structure des argiles.

12. Propriétés et rôle des minéraux argileux :

Les propriétés bien particulières des minéraux argileux sont dues à la petite taille, la structure en feuillets et la charge négative des particules. Elles forment avec l'eau des solutions colloïdales qui flocculent lorsque les charges de surface des particules sont neutralisées par des ions. Ce phénomène est réversible: les particules retrouvent l'état dispersé lorsque les ions sont éliminés par rinçage. Les argiles fixent l'eau par adsorption à leur surface et augmentent de volume par gonflement. Elles constituent ainsi une réserve d'eau. L'argile sèche développe une tension de succion importante pour l'eau qui peut s'opposer à celle des racines des plantes. Avec adjonction croissante d'eau, la tension de succion diminue, l'ensemble eau-argile devient plastique, puis visqueux et finalement les particules d'argile se dispersent dans l'eau en formant une solution colloïdale.

L'argile imprégnée d'eau qui se dessèche se rétracte et se casse par des fentes de retrait. Les argiles confèrent au sol sa structure et ses propriétés mécaniques. Elles sont associées aux autres composants et constituent les complexes argilo-humiques (ou organominéral); leur teneur peut atteindre 50%. Elles sont généralement à l'état flocculé, généralement par l'action des ions Ca^{+2} et H^{+} , ce qui donne au sol ses qualités agronomiques: bonne aération entre les agrégats, retrait modéré à la dessiccation, bonne perméabilité à l'air et l'eau. En revanche, les sols dont les argiles sont dispersées, et non flocculées, présentent des caractères défavorables à la culture: mauvais état structural, mauvaise circulation de l'air et de l'eau, retrait important à la dessiccation, forte adhérence aux outils travaillant le sol. Les mêmes inconvénients se retrouvent dans les sols saturés par l'ion sodium, comme dans les polders; leur mise en culture exige au préalable un lessivage du sol par les eaux douces, de façon à éliminer le Na^{+} qui est remplacé par l'ion Ca^{+2} fourni sous forme de sulfate (gypse).

Les principales caractéristiques des minéraux argileux qui influencent le gonflement sont les suivantes:

12.1. Densité de charge spécifique :

Deux types de charge existent dans les milieux argileux :

- Une charge permanente ou structurelle liée aux substitutions ioniques (dans la couche tétraédrique ou octaédrique) ;
- Une charge de surface variable selon le pH du milieu lié aux réactions chimiques, qui se produisent à la surface des minéraux.

La densité de charge spécifique renseigne sur le pouvoir de la particule à repousser les autres, cette répulsion étant la capacité de gonflement des minéraux argileux. L'augmentation de la densité de charge spécifique réduit le gonflement ou la pression de gonflement des matériaux argileux. Cette augmentation entraîne l'attraction des ions, ce qui va provoquer une condensation de la double couche, donc une diminution de son épaisseur. Plus cette concentration est élevée, plus la couche est mince ou comprimée, donc induit une diminution de gonflement.

12.2. Capacité d'échange cationique (CEC) :

La capacité d'échange cationique est exprimée en milliéquivalent par 100 grammes d'argiles, et varie dans le même sens que la densité de charge surfacique. Donc, pour les argiles ayant une valeur élevée de CEC, elles ont tendance à peu gonfler, et cela à surfaces spécifiques égales.

12.3. Surface spécifique :

L'argile est composée de la surface externe comprise entre les particules, et la surface interne correspondant à l'espace interfoliaire. L'augmentation de la surface spécifique donne un pouvoir de gonflement plus important, et par conséquent un potentiel de gonflement plus élevé. [20]

13. Classification des argiles :

Il existe différentes classifications des argiles, La plus classique est basée sur l'épaisseur et la structure du feuillet, On distingue ainsi quatre groupes.

13.1. Minéraux de type 1:1 ou minéraux T-0 Les minéraux de type 1: 1 (T-O) :

Sont constitués de feuillets comprenant une couche octaédrique accolée à une couche tétraédrique et dont la distance basale varie entre 7,1 et 7,3 Å. Dans la couche tétraédrique, chaque tétraèdre SiO_4 est lié aux tétraèdres voisins par trois de ses sommets, le quatrième assurant le lien avec le cation octaédrique.

Quant à la couche octaédrique, elle est formée de deux plans (O, OH) pourvus de trois sites octaédriques (A, B) distincts, et qui se distinguent par la répartition des oxygènes et des hydroxyles apicaux (**figure 3.15**).

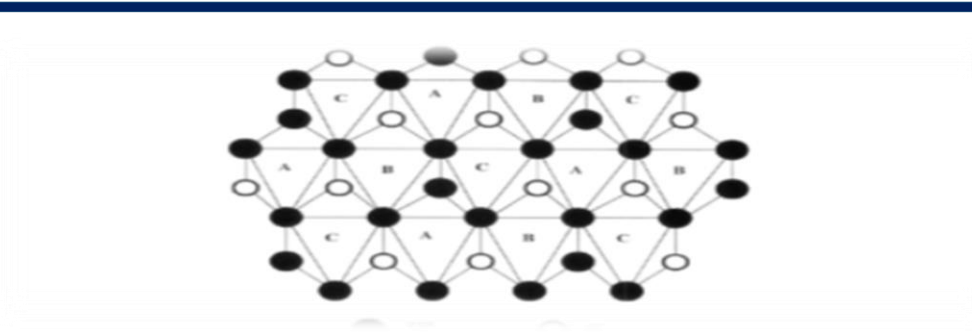


Figure 3.15 Projection d'une couche octaédrique idéale d'un minéral de type 1:1.

Les particules constituant les minéraux de type 1:1 comme la kaolinite (**figure 3.16**), ont leurs feuillets successifs empilés de telle sorte que le plan d'oxygène d'un feuillet se trouve en face d'hydroxyles du feuillet voisin. La Conséquence d'une telle disposition est la stabilisation du réseau par liaison hydrogène interfeuillet.

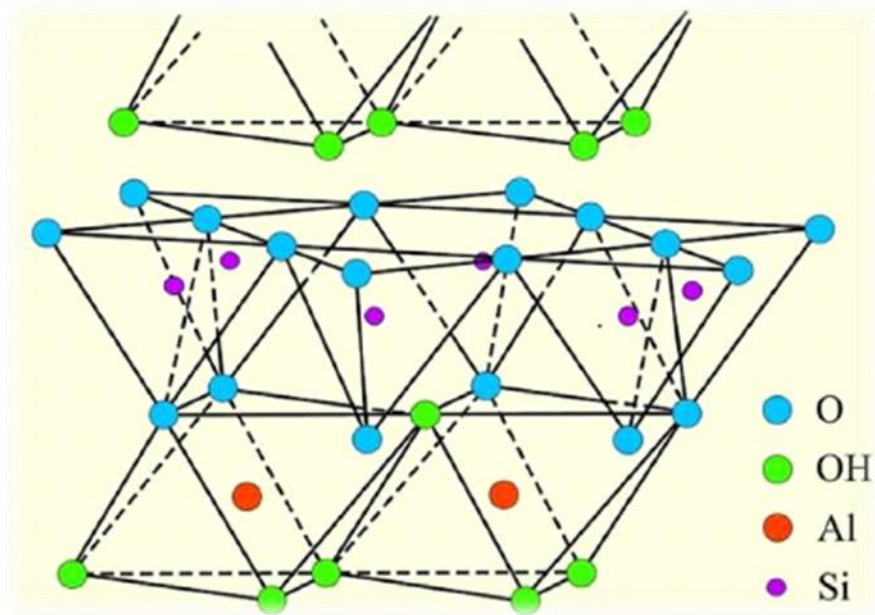


Figure 3.16 Modèle structural d'un minéral de type 1:1 : cas de la kaolinite.

13.2. Minéraux de type 2:1 ou minéraux T-0-T :

Les feuillets de ces minéraux sont constitués de deux couches tétraédriques siliceuses encadrant une couche octaédrique alumineuse ou magnésienne (**figure 3.17**).

Chaque couche tétraédrique forme un pavage « bidimensionnel » constitué d'anneaux pseudo hexagonaux de six tétraèdres ayant chacun trois sommets en commun avec les tétraèdres voisins. Les atomes d'oxygène mis en commun avec les tétraèdres sont appelés « oxygène pontant ».

L'oxygène apical de chaque tétraèdre fait le lien avec les cations de la couche octaédrique.

Chaque octaèdre est défini par quatre atomes d'oxygène apicaux et deux groupements OH.

Dans l'espace interfoliaire se trouvent le plus souvent des cations éventuellement hydratés qui ont pour rôle de compenser le déficit induit par des substitutions atomiques affectant le feuillet suivant l'importance de ces substitutions, il est possible de différencier les phyllosilicates 2:1.

Pour un déficit de charge nulle, il n'y a pas de cations dans l'espace interfoliaire. la distance basale est alors minimale et est comprise entre 9,1 et 9,4 Å. Lorsque le déficit de charge est maximum et que le cation compensateur n'est pas hydraté, la distance basale peut atteindre 10,1 Å.

Enfin, lorsque le déficit de charge est moyen, les cations interfoliaires sont hydratés et la distance basale est maximale et peut atteindre 14 Å.

La distance basale est alors fonction de la charge et du nombre de molécules d'eau associées à ces cations.

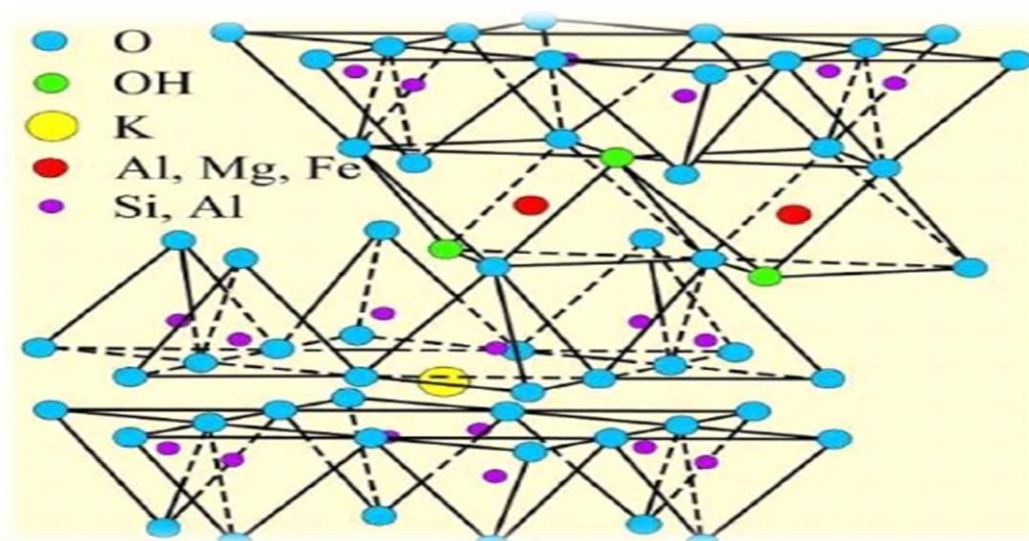


Figure 3.17 Structure d'un minéral de type 2:1: cas de l'illite.

Dans ces sites octaédriques, u^+ peut aussi remplacer Fe^{2+} ou Mg^{2+} . Ces différentes substitutions dans cette structure créent un déficit de charges qui est compensé par des cations (K^+ , Na^+ , Ca^{2+} , Mg^{2+} ou même Al^{3+} ...) dans l'espace Interfoliaire.

13.3. Structure cristalline des chlorites :

Le feuillet est constitué par l'alternance de feuillets T-O-T et d'une couche octaédrique inter foliaire. L'équidistance caractéristique est alors d'environ 14 Å.

Les couches tétraédriques sont formées de tétraèdres SiO_4 ou Si est souvent substitué par Al^{3+} , plus rarement Par Fe^{3+} . Le déficit de charge qui en résulte est compensé par un excès de charge octaédrique, soit dans le feuillet T-O-T, soit dans la couche brucitique (octaèdre : Mg, Fe) $(OH)_6$.

C'est le cas typique des minéraux de la famille des Chlorites (**figure 3.18**).

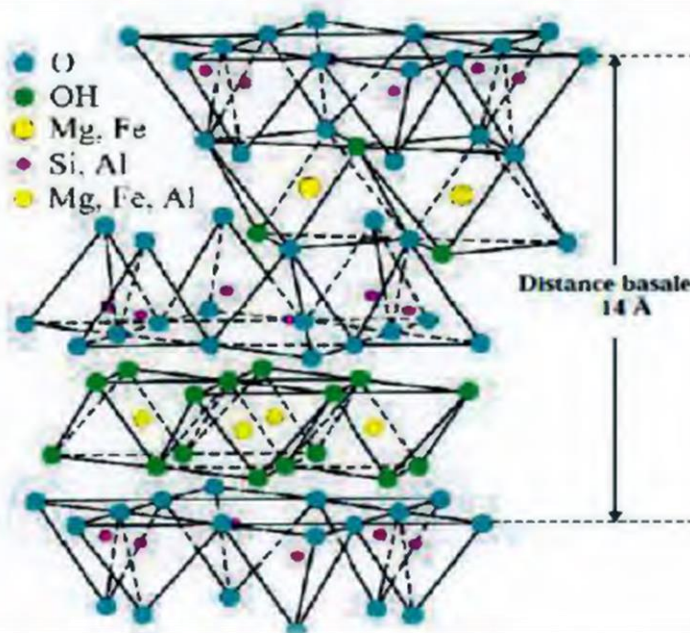


Figure 3.18 Structure cristalline des chlorites.

13.4. Minéraux inters stratifiés :

Il existe bien entendu des minéraux inters stratifiés, formés d'un empilement régulier ou irrégulier de feuillets de deux types différents.

Lorsque l'un des feuillets et de types smectites, le comportement peut s'avérer gonflant. C'est le cas de la kaolinite-montmorillonite, la saponite-chlorite, montmorillonite-micas, l'illite-montmorillonite. Ainsi on peut résumer dans un tableau récapitulatif les différents groupes des minéraux argileux. [21]

Groupe de Minéraux Argileux	Espèce Minérale	Structure
Kaolinites	Kaolinite Halloysite Dickite	Minéraux à 2 couches T-O T-O
Smectites	Montmorillonite Saponite Beidellite Nontronite	Minéraux à 3 couches T-O-T T-O-T
Illites Vermiculites Micas	Illite Vermiculite Muscovite Biotite	H ₂ O, cations
Chlorites	Chlorite	Minéraux à 4 couches T-O-T-O T-O-T-O
Sepiolites Palygorskites	Sepiolite (écume de mer) Attapulgite	Minéraux en lattes <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">T-O-T</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">T-O-T</div> </div> <div style="display: flex; justify-content: center; align-items: center; margin-top: 5px;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">T-O-T</div> </div>

Figure 3.19 Tableau de classification des principaux groupes des minéraux argileux et leurs espèces.

14. Problèmes des sols argileux :

En Algérie le gonflement, le glissement et le tassement sont des risques multipliés selon la sismicité de la zone, et aussi de l'activité anthropique.

14.1. Tassement des sols :

Il s'agit de la diminution de volume de certains sols très compressibles (vases, tourbes, argiles) sous l'effet de charges appliquées, et de l'abaissement du niveau des nappes aquifères par surexploitation.

14.2. Glissements de terrain :

Ces mouvements, au sens large du terme, consistent en un déplacement plus ou moins continu d'un versant instable de montagne ou de colline. Le mouvement est engendré par l'action de la gravité, de forces extérieures (hydraulique ou sismiques) ou d'une modification des conditions aux limites.

La masse de matériaux meubles ou rocheux fracturés se détache suivant une ou plusieurs surfaces de rupture par cisaillement, qui correspondent souvent à des discontinuités préexistantes visibles ou non, et de formes diverses.

14.3. Gonflement des sols argileux :

Ce phénomène est lié au changement d'humidité de certains sols très argileux (Montmorillonites, saponites et autres natronites), ou tourbeux qui sont capables de fixer l'eau disponible mais aussi de la perdre en se rétractant en cas de sécheresse. Le retrait-gonflement est un mouvement de tassement différentiel du sol spécifique aux terrains argileux (les argiles sont gonflantes, et varient en fonction de leur teneur en eau); la variation de volume d'un terrain est consécutive à l'alternance des périodes de sécheresse (déshydratation superficielle), et des périodes pluvieuses (réhydratation), et elle provoque des désordres dans les constructions (fissuration, décollement d'élément jointifs). [16]

15. Le gonflement :

Le gonflement est le terme utilisé pour dire que le volume du sol augmente lorsqu'il absorbe de l'eau. Ce phénomène est au moins partiellement réversible et un sol gonflant subit un retrait (une diminution de volume) quand sa teneur en eau diminue. Dans les pays à climat sec, l'accent est mis sur le gonflement, mais dans les pays dont le climat est humide c'est sur le retrait que l'on insiste (**Figure 3.20**). [22]



Fig 3.20 Fissuration due au retrait et gonflement des sols.

16. Nature du phénomène :

En général, le retrait/gonflement des sols se caractérise par des mouvements de terrains différentiels de petite amplitude, provoqués par des variations de volume de certains sols argileux lorsque leur teneur en eau se modifie.

Cet aléa ne concerne que certains sols argileux particulièrement en présence de minéraux gonflants. Les sables et les limons sableux présentent également des cycles de retrait et de gonflement suivant les fluctuations de leur teneur en eau, mais d'une amplitude bien plus petite. Ce phénomène est à l'origine des dégâts importants aux bâtis au cours des périodes de sécheresse prolongée.

En climat tempéré, les argiles sont souvent proches de leur état de saturation, si bien que leur potentiel de gonflement est relativement limité, elles sont donc éloignées de leur limite de retrait, ce qui explique que les mouvements les plus importants sont observés en période sèche. La sécheresse se traduit par une baisse du niveau des nappes. La tranche la plus superficielle de sol, sur 1 à 2 m de profondeur, est alors soumise à l'évaporation. Il en résulte un retrait des argiles, qui se manifeste verticalement par un tassement et horizontalement par l'ouverture de fissures, classiquement observées dans les fonds de mares qui s'assèchent.

Les mouvements du sol qui sont à l'origine des désordres des constructions sont dus essentiellement aux diminutions de teneur en eau. De nombreux facteurs sont susceptibles de modifier les conditions d'équilibre hydrique des sols. Le principal facteur de prédisposition est lié à la nature du sol et à la géométrie des couches. La végétation voisine de la construction exerce un rôle aggravant. En effet, la présence d'arbres accentue l'ampleur du phénomène en augmentant l'épaisseur du sol asséché. Les racines soutirent l'eau du sol, et peuvent s'étendre jusqu'à 1,5 fois la hauteur de l'arbre. Certains facteurs complémentaires interviennent : circulation d'eau, drains, fuite de réseaux, etc. Pour limiter l'effet de ces facteurs secondaires, le principe général sera de rechercher une atténuation des variations d'humidité. Par ailleurs, lors de précipitations, les sols se réhumidifient, ils gonflent et des soulèvements différentiels peuvent être à l'origine de nouveaux désordres. Contrairement aux phénomènes de tassement par consolidation, les effets ne s'atténuent pas avec le temps mais augmentent quand la structure perd de sa rigidité. Les sols gonflants compactés, en raison de leur très faible perméabilité, sont utilisés pour la construction de bassins de rétention ainsi que de barrières ouvragées dans les sites de stockage de déchets nucléaires. En effet, ces matériaux possèdent des propriétés qui répondent favorablement aux exigences posées par le problème d'enfouissement des déchets aussi bien en surface qu'en grande profondeur. Après leur mise en place, ces matériaux sont soumis à des sollicitations complexes qui peuvent influencer de manière très importante leurs propriétés hydromécaniques. [23]

17. Les paramètres du gonflement :

Dans la littérature géotechnique, on distingue trois principaux paramètres pour la caractérisation des Paramètres hydromécaniques des sols gonflants.

Ces paramètres sont : la pression de gonflement, le potentiel de gonflement et l'indice de gonflement.

17.1. La pression de gonflement :

D'un élément de sol, dont l'état physique initial est connu, peut être définie comme l'état de contrainte à exercer pour maintenir son volume constant pendant l'imbibition sans distorsion jusqu'à sa saturation complète. Cette définition de la pression de gonflement est la plus usitée mais elle n'est pas la seule.

17.2. Le potentiel de gonflement :

D'un sol, dont l'état physique initial est connu, est la déformation maximale (A_h/h_0) que provoque l'imbibition de cet élément soumis à un état De contrainte nulle ou quasi nulle jusqu'à sa saturation complète.

17.3. L'indice de gonflement C_s :

D'un sol traduit l'importance de la déformation de gonflement induite par un déchargement par rapport à un état de contrainte donnée, il est défini par la pente de la courbe $e = f(\log x)$ obtenue en déchargement lors d'un essai œdométrique classique. Il n'y a pas de proportionnalité entre la pression de gonflement et le potentiel de gonflement. Ainsi, certains matériaux possèdent une pression de gonflement très élevée mais un potentiel de gonflement très faible, pour d'autres matériaux c'est l'inverse. Il faut donc connaître ces deux paramètres pour caractériser le gonflement. [24]

18. Mécanismes de gonflement des argiles :

Le processus de gonflement met en jeu séparément ou de façon combinée des phénomènes physico-chimiques et mécaniques variés.

18.1. Gonflements au sens physico-chimique :

Il est bien connu qu'au contact de l'eau, l'argile est un matériau qui a la faculté de gonfler. D'après Morel (1996), le phénomène de gonflement paraît relever de deux causes:

- l'hydratation des espaces interfoliaires entraînant un accroissement de leurs dimensions (augmentation de la porosité interfoliaire) : gonflement cristallin ;
- la répulsion entre les particules (augmentation de la porosité interfoliaire et interparticulaire) : gonflement osmotique.

18.1.1. Hydratation des espaces interfoliaires :

Lors de l'hydratation d'une éprouvette d'argile sèche, l'eau pénètre à l'intérieur des particules (dans l'espace interfoliaire) et s'organise en couches monomoléculaires, puis interagit avec les feuillets et les cations déjà présents. Cette hydratation favorise la création d'une pression, appelée pression de disjonction, qui a pour conséquence une augmentation de la distance interfoliaire et donc un gonflement de l'ensemble des deux feuillets : c'est le gonflement cristallin. Ce gonflement n'est possible que lorsque les liaisons interfeuillets sont très faibles pour laisser pénétrer l'eau dans l'espace interfoliaire. C'est le cas, par exemple, de la montmorillonite. Le phénomène de gonflement est influencé par la nature des cations interfoliaires. Ainsi, la montmorillonite sodique (Na^+) gonfle plus qu'une montmorillonite calcique (Ca^{2+}) (Dardaine et al., 1985);(Saiyouri, 1996) (20). En effet, le rayon ionique de Na^+ est plus proche de la taille de la molécule d'eau et son interaction avec cette dernière est plus faible que pour Ca^{2+} . L'eau se répartit alors plus facilement à la surface du feuillet. Dans les argiles illitiques, le gonflement cristallin est très faible et il est quasiment inexistant dans les kaolinites. D'après Tessier, 1990, ce type de gonflement ne représente environ qu'une dizaine de % du gonflement macroscopique total. Il est donc nécessaire selon lui d'envisager un autre mécanisme de gonflement que celui relevant des seules variations interfoliaires.

18.1.2. Répulsion entre les particules :

L'adsorption des cations par les particules argileuses et la formation de la double couche diffuse sont responsables de la répulsion de deux particules (Mitchell, 1993). En effet, dans une argile sèche, les cations sont très fortement adsorbés à la surface des feuillets argileux.

Les cations en excès de ceux nécessaires à assurer l'électroneutralité des particules argileuses et les anions associés sont présents sous forme de sels. Si l'argile sèche est placée au contact de l'eau, les sels se dissolvent dans la solution, mais les différents ions se répartissent de manière non homogène : la concentration en cation devient très forte au voisinage des surfaces argileuses (surfaces externes), tandis qu'les anions ont plutôt tendance à s'éloigner des surfaces argileuses. La zone perturbée, ainsi créée par cette répartition non-homogène de cations et d'anions est la double couche diffuse. Comme cette dernière est chargée positivement, l'électroneutralité du système (argile/couche diffuse) est alors assurée. La théorie de la double couche diffuse a permis de démontrer mathématiquement que le recouvrement de deux couches diffuses de même signe est responsable de la répulsion de deux particules. Appliquée à la multitude de particules constituant une éprouvette d'argile, cette théorie permet donc d'expliquer le gonflement à l'échelle macroscopique. Une autre approche plus fréquemment utilisée permet, toujours selon Mitchell

,1993 d'expliquer le gonflement de manière plus pratique c'est le concept de pression osmotique. Dans cette approche, du fait des différences de concentration au sein de la couche diffuse, des pressions osmotiques sont développées à chaque fois que les doubles couches de deux particules se chevauchent. La surface argileuse chargée négativement, jouerait alors un rôle comparable à celui d'une membrane semi-perméable, séparant deux solutions de concentration en sel différente (aucun cation ne vient cependant traverser la surface argileuse). La différence de pression osmotique créée entre les deux particules et la solution à l'équilibre environnant les particules d'argile est appelée "pression de répulsion interparticule". On imagine bien qu'à l'échelle macroscopique, ce phénomène d'origine microscopique, répété un très grand nombre de fois, se répercute par l'apparition d'un gonflement observable.

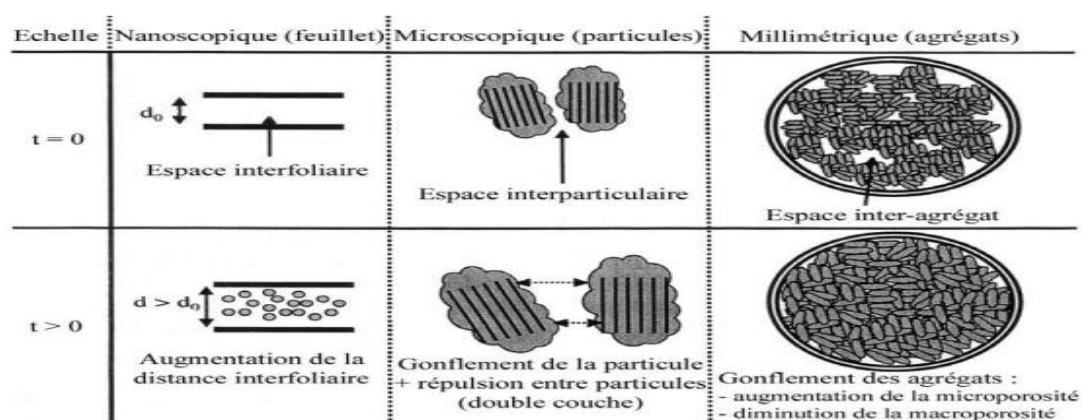


Figure 3.21 Schéma présentant les différentes origines du gonflement (Gens et Alonso, 1992). [25]

18.2. Le Gonflement au sens mécanique :

Le phénomène de gonflement, de même que le tassement, peut provenir d'une modification de l'état de contraintes dans le sol en présence d'eau. En effet, considérons un élément de sol saturé à l'équilibre. Si une contrainte extérieure σe est appliquée à cet élément de sol, l'eau étant moins compressible que le squelette solide, la contrainte σe est immédiatement reprise par la phase liquide et au temps initial $t = 0$ on:

$$u_w = \sigma e$$

$$\sigma' = 0$$

Avec u_w désignant la pression interstitielle à savoir la pression de l'eau des pores et σ' la contrainte effective, c'est-à-dire la contrainte qui s'exerce réellement sur le squelette solide.

Si l'on permet alors au sol de se drainer, un phénomène de consolidation va se développer, correspondant à l'expulsion de l'eau et au transfert de contrainte de l'eau sur le squelette solide. Un nouvel équilibre va alors s'établir pour l'état de contraintes :

$$\mathbf{u}_w = \mathbf{0}$$

$$\sigma' = \sigma e$$

Si la contrainte σe est alors supprimée, le même phénomène se produit en sens inverse, et immédiatement :

$$\mathbf{u}_w = -\sigma e$$

$$\sigma' = \sigma e$$

La pression interstitielle devient négative et opposée à la variation de contrainte totale. Dans des conditions de libre circulation de l'eau, un phénomène de gonflement va alors se développer, exprimant l'absorption de l'eau et le transfert de contrainte négative de l'eau sur le squelette solide, jusqu'à l'état final :

$$\mathbf{u}_w = \mathbf{0}$$

est donc possible d'affirmer que si la consolidation exprime une diminution de la pression interstitielle jusqu'à son annulation, le gonflement exprime quant à lui la diminution de la succion ($-u_w$) jusqu'à son annulation. [25]

18.3. Évolution de la structure des argiles en fonction de différentes sollicitations :

La structure d'un sol est en état d'équilibre dans des conditions données. La modification des conditions hydrique et/ou mécanique, va provoquer une modification de cette structure. L'objectif de ce paragraphe est de montrer comment la structure d'un sol argileux change en fonction de différents types de sollicitations :

18.3.1 Influence d'une sollicitation hydrique :

Humidification Saiyouri (1996) montre que dans le cas de deux montmorillonites, une sodique et une calcique, lors de l'humidification, le gonflement libre s'exécute en deux phases : un gonflement intracristallin (ou intraparticulaire) et un gonflement inter-cristallin (ou interparticulaire). Le gonflement intracristallin, correspond aux valeurs de succions supérieures à 6,92 MPa, composé d'un processus d'insertion de molécules d'eau couche par couche dans l'espace interfoliaire générant un gonflement de la particule elle-même. Ce processus génère progressivement une microdivision des particules, faisant passer le nombre de feuillets au sein d'une particule d'une centaine de feuillets, pour les fortes valeurs de succion ($s = 107$ MPa), à une dizaine de feuillets, pour les plus faibles valeurs de succions ($< 6,92$ MPa). Ce qui

conduit à la création de sous particules qui agissent indépendamment les unes par rapport aux autres. Ce processus est suivi, pour des succions inférieures à 6,92 MPa, d'un gonflement inter-cristallin, produisant un éloignement progressif de ces sous-particules formées. Du point de vue de la structure interne des éprouvettes, le gonflement se traduit par une réduction de la macroporosité (Cui et al. 2002). [26]

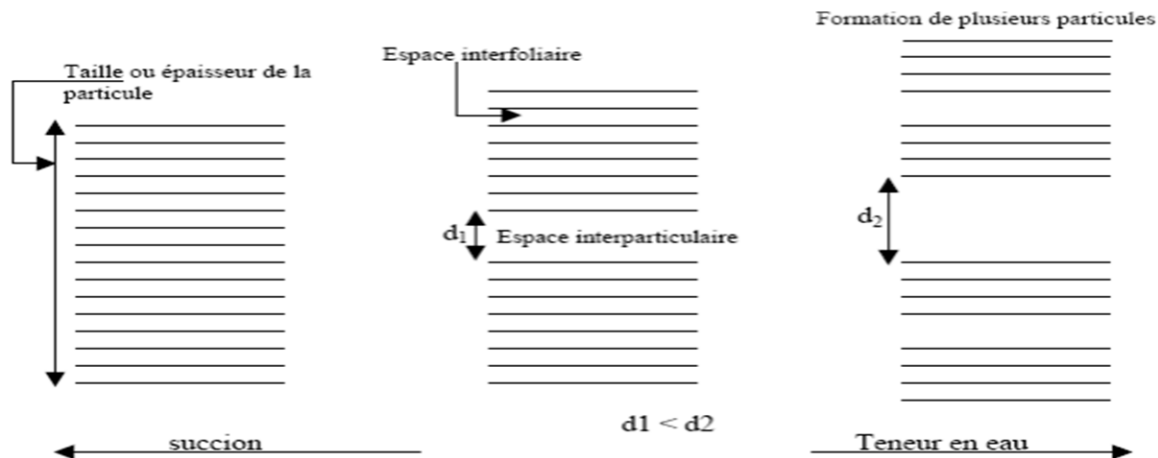


Figure 3.22 Représentation schématique du fractionnement des particules lors de l'hydratation (Saiyouri, 1996). [25]

18.3.2. Influence d'une sollicitation hydrique :

Dessiccation Au cours de la dessiccation, les particules argileuses ont tendance à suivre en sens inverse le processus d'humidification qui est réversible. En revanche, la dessiccation tend à augmenter le nombre de feuillets par empilement élémentaire. Ainsi, d'après Tessier 1991, trois étapes successives peuvent être considérées au cours de la dessiccation d'une montmorillonite calcique. Tout d'abord entre 0 et environ 1 MPa, où l'augmentation de suction provoque le départ d'eau située entre les empilements élémentaires, ce qui a pour effet une diminution de la distance interfoliaire. Ce phénomène se poursuit entre 1 et 5 MPa environ, mais associé à une formation d'empilements élémentaires de plus grande taille comprenant un nombre de feuillets croissant. Au-delà de 5 MPa, l'état d'hydratation de l'espace interfoliaire change, l'eau interfoliaire tend à s'éliminer. Le nombre de feuillets par empilement élémentaire continue de croître. Le départ d'eau progressif provoque ainsi une réduction de volume de la particule argileuse par diminution de la distance interfoliaire. Cette réduction du volume des particules argileuses produit une contraction macroscopique du matériau : c'est le phénomène de retrait. Cette contraction du matériau s'interrompt à partir d'un certain seuil de suction car l'air occupe toutes les espaces de macropores et l'état du volume

constant sera atteint, la teneur en eau correspondante étant la limite de retrait. Il y a de plus au cours de la dessiccation un développement de la macroporosité due à la contraction des agrégats.

18.3.3. Influence d'une sollicitation mécanique :

Les travaux de Delage et al. sur une argile du Québec et de Qi, sur une la pointe Na ont montré que la réduction d'indice des vides au cours d'une sollicitation mécanique était due à une réduction de la macroporosité, la microstructure restant pratiquement inchangée. En effet, l'application des contraintes extérieures tend dans un premier temps à rapprocher les agrégats, ensuite à les aplatir, puis à les souder si les sollicitations sont importantes.

18.3.4. Influence des caractéristiques physico-chimiques sur le gonflement dans les argiles :

Les variations de volume des sols argileux ne sont pas seulement proportionnelles aux variations de leur teneur en eau, elles dépendent également de leur composition et de leur nature minéralogique, c'est-à-dire, de leur composition physico-chimique.

18.3.5. Influence de la densité de charge surfacique des particules argileuses :

La densité de charge surfacique (D_s) n'est autre que le rapport de la capacité d'échange cationique (CEC) et de la surface spécifique de la particule (S_a). Ce rapport informe sur la capacité d'une particule à en repousser d'autres, contenant des charges de même signe.

$$DS = CEC/sa$$

L'augmentation de la densité de charge spécifique fait diminuer la pression de gonflement. En effet, l'augmentation de la densité de charge fait qu'elle va attirer beaucoup de cations, ce qui va provoquer une condensation de la double couche, donc une diminution de son épaisseur. Ceci implique par la suite, une répulsion moindre entre particules et un gonflement moins important que pour des particules faiblement chargées.

18.3.6. Influence de la capacité d'échange cationique et de la surface spécifique :

La CEC évolue dans le même sens que la densité de charge surfacique, car elle lui est proportionnelle. Donc les argiles ayant une grande valeur de CEC auront tendance à peu gonfler, cela à surfaces spécifiques égales par ailleurs. L'augmentation de la surface spécifique entraîne la diminution de la densité de charge surfacique, donc favorise le gonflement. Les argiles, dont les particules ont des S_a grandes sont très gonflantes par rapport à celles qui auraient le reste des caractéristiques voisines.

18.3.7. Influence des valences des cations :

L'amplitude du gonflement d'un sol varie suivant la nature des cations fixés sur les minéraux argileux qu'il contient. En effet, la valence de ces cations est inversement proportionnelle à l'épaisseur de la double couche diffuse. Ce qui diminue donc son importance et par conséquent la capacité du matériau à gonfler. Ceci peut expliquer les différences de comportement entre les argiles sodique (Na^+) et calcique (Ca^{2+}). De la même manière, la valence des cations de l'eau d'hydratation du matériau doit être faible pour provoquer un gonflement plus important (Dardaine et al, 1986) ;(Lefevre et a, 1987). Une confirmation de cette influence a été présentée par Lin (2000). Il montre que suivant la nature du cation contenu dans la solution qui humidifie le sol, le gonflement est différent. Si le cation a une valence élevée, le potentiel de gonflement est moins important.

19. Méthodes d'estimation du gonflement :

19.1. Potentiel de gonflement :

Il existe plusieurs méthodes de prédiction du gonflement qualitatif et quantitatif d'un sol. Parmi elles, les méthodes empiriques, qui, à partir des paramètres géotechniques de granulométrie et de plasticité du sol, prédisent le gonflement que celui-ci pourrait exhiber. Parmi les méthodes d'appréciation du potentiel de gonflement qui méritent d'être reprises dans ce travail, celles testées par plusieurs auteurs et sur plusieurs sites algériens, dont les résultats convergent généralement sur la qualité de gonflement. L'estimation du gonflement quantitatif est objet de plusieurs méthodes aussi, L'application de ces méthodes revient dans plusieurs études des argiles gonflantes.

19.2. Méthode indirecte :

De nombreuses méthodes ont été proposées dans la littérature pour évaluer le potentiel de gonflement d'un sol à partir de la mesure des paramètres de plasticité et de granulométrie.

Pour les argiles présentées dans cette étude, le potentiel de gonflement est analysé à l'aide des méthodes de BRE.

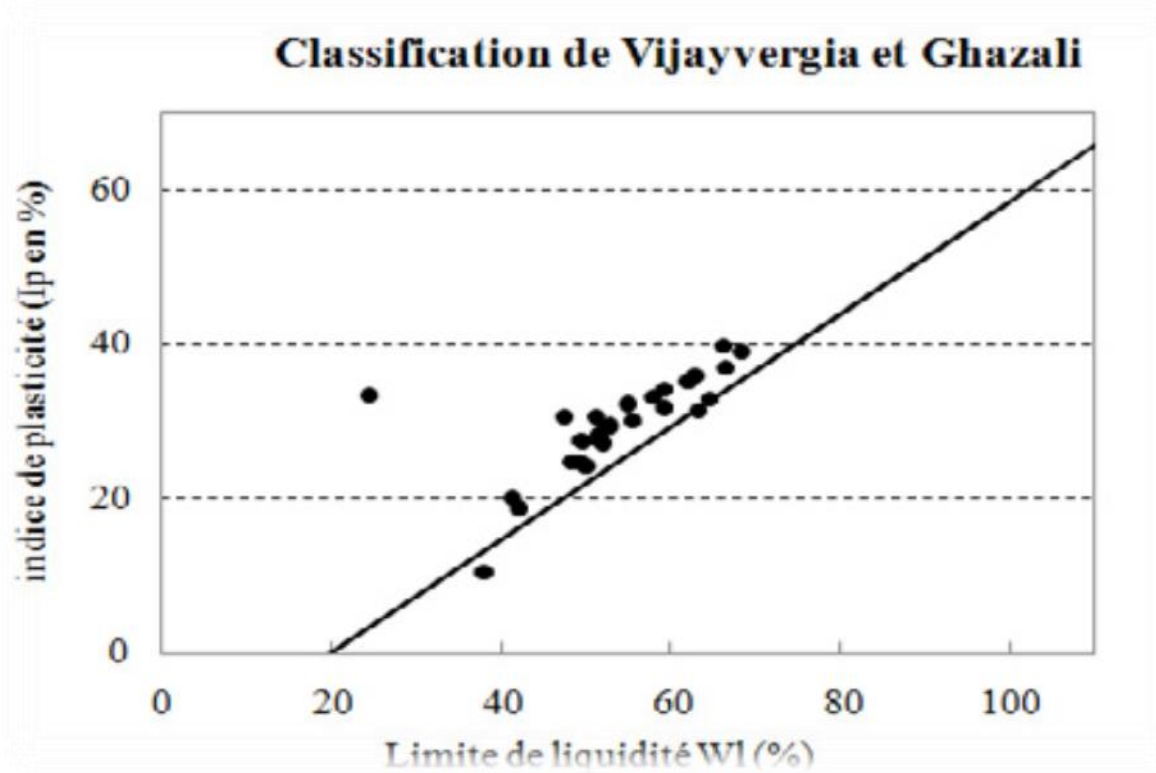


Figure 3.23 (a) VIJAYVERGIYA ET GHAZALI (1973).

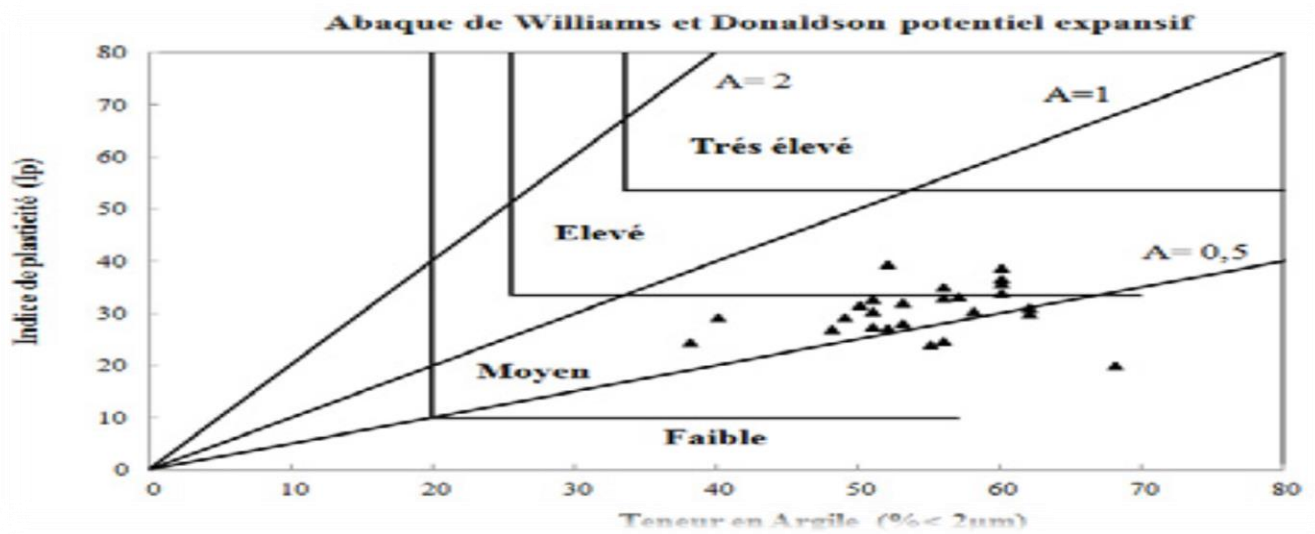


Figure 3.24 (b) WILLIAMS ET DONALDSON (1980).

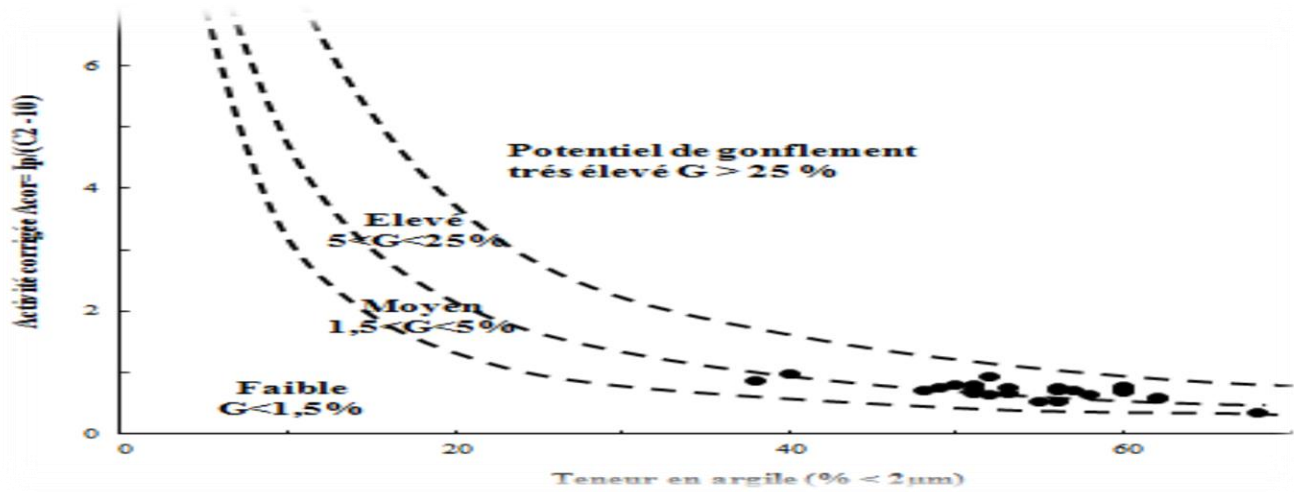


Figure 3.25 (c) SEED ET AL. 1962.

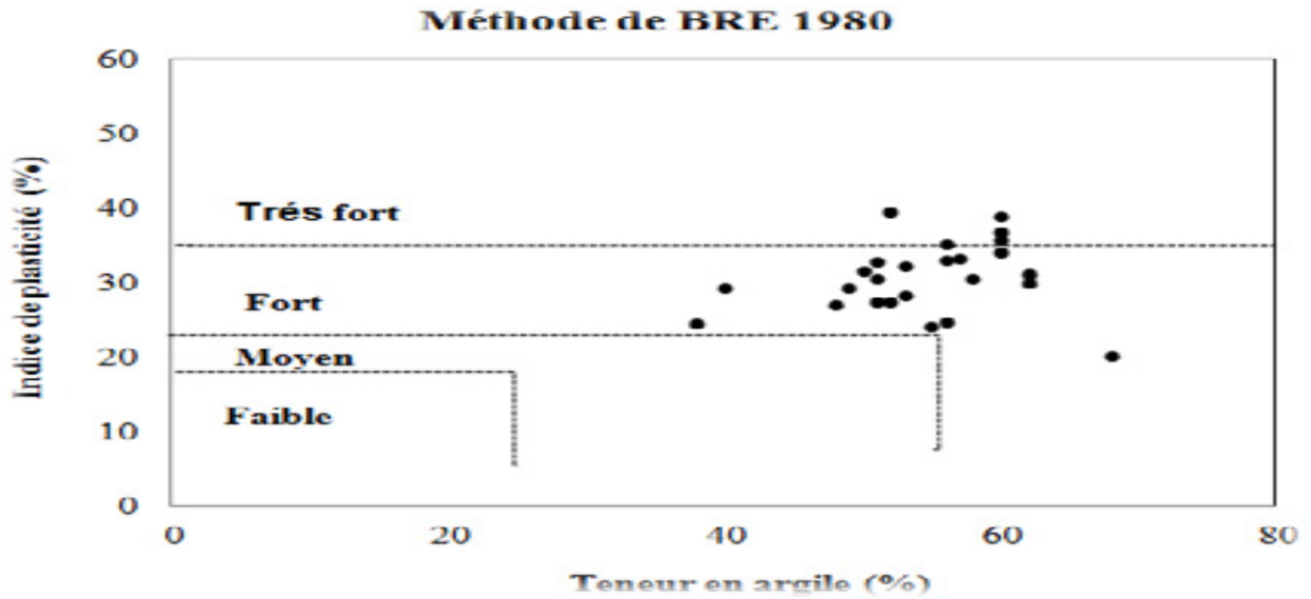


Figure 3.26 Méthode de classification à partir des essais D'identification.

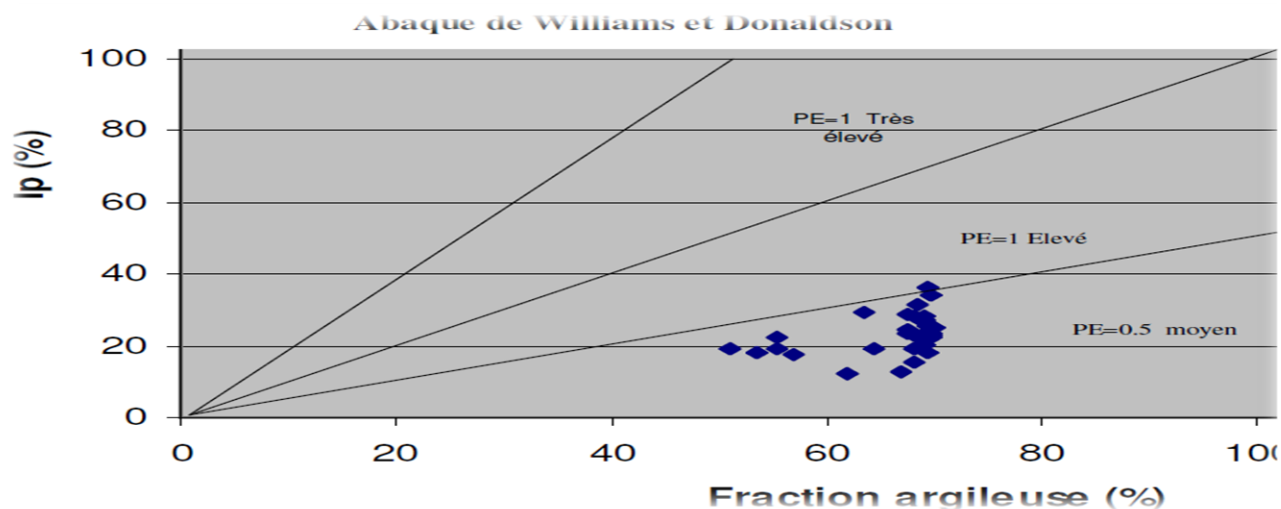


Figure 3.27 Plot des résultats d'identification des sols selon l'abaque de Williams et DONALDSON (1980) d'après les proportions statistiques simulées.

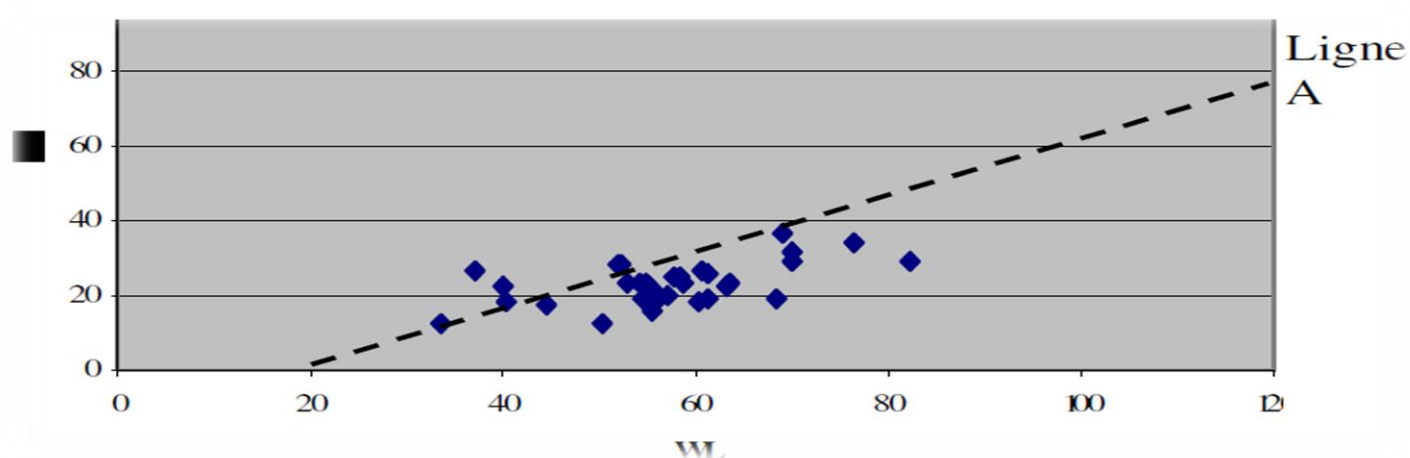


Figure 3.28 Dispersion des points en aperçu de l'impact de l'eau dans le potentiel de Gonflement. Vijayvergiya et Ghazzaly (1973).

19.3. Méthode directe :

Dans la mesure directe, trois paramètres sont utilisés pour qualifier le gonflement : le taux de gonflement ou gonflement libre, défini par $A_g = dh/h_0$, la pression de gonflement P_g , pression qu'il faut appliquer à l'échantillon de sol pour empêcher son gonflement lors de l'hydratation et l'indice de gonflement C_g qui traduit l'importance de la déformation de gonflement induit par un déchargement par rapport à un état de contraintes donné.

A partir de carottes d'argile extraites du site de Médéa, des échantillons cylindriques sont taillés et leurs faces sont dressées de façon à obtenir des surfaces planes, parallèles entre elles et perpendiculaires à l'axe

de l'échantillon. Le diamètre est de 63,5 mm et la hauteur varie entre 25,4 et 20,4 mm. Deux modes d'essai de gonflement sont utilisés pour la méthode de gonflement libre, Une fois l'échantillon est taillé, il est placé dans la cellule œdométrique sous une pression verticale correspondante au poids de la pierre poreuse et du piston, l'éprouvette est ensuite soumise à la contrainte des terres au repos jusqu'à stabilisation des déformations. Cette charge est enlevée et l'éprouvette est mise au contact de l'eau.

Dans la méthode à volume constant, la déformation verticale est empêchée par l'application d'un chargement croissant d'une manière à garder constante la hauteur initiale de l'échantillon jusqu'à ce que l'échantillon ne présente plus de tendance au gonflement.

La norme ASTM est caractérisée par la correction de l'effet de remaniement de l'échantillon en lui appliquant une contrainte égale à la charge des terres au repos σ_{v0} **figure (3.29)**. L'évolution du gonflement unidimensionnel est appréciée à l'aide d'un capteur de déplacement au 1/1000 mm Les mesures sont enregistrées électroniquement, à des intervalles de temps croissants. 5,0/5,50 m.

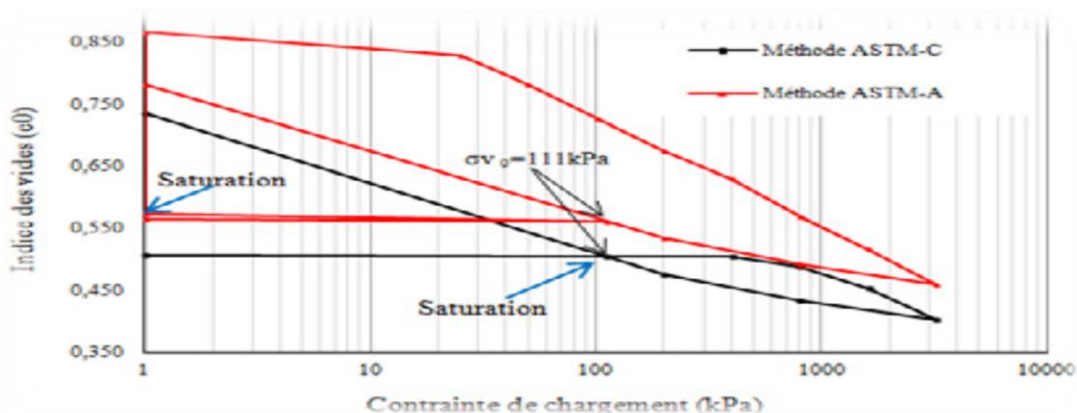
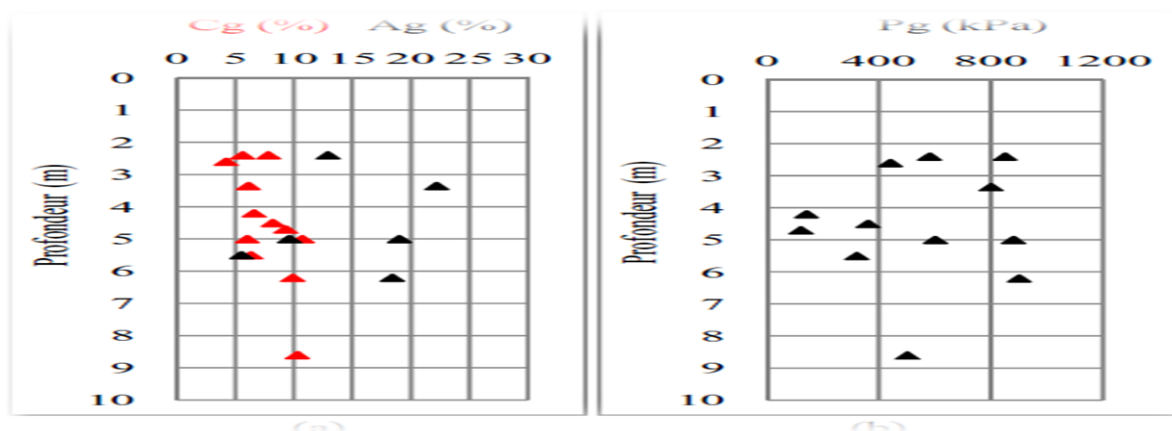


Figure 3.29 Exemple des courbes de la norme ASTM (méthode A et C) réalisé sur E5.

(La figure 3.30): récapitule les différents résultats d'essais de gonflement à l'œdomètre. On note sur cette figure que la pression, le taux et l'indice de gonflement varient respectivement entre 100 et 900 KPa, 5 et 22 % et 4 et 11 %. La pression de gonflement est élevée d'après le taux de gonflement est élevé ($A_g > 5\%$) dans ce site, les valeurs de C_g indiquent un potentiel de gonflement moyen à élever.

L'ensemble de ces résultats sont en concordance avec ceux obtenus à partir des méthodes de classification, tenant en compte la surestimation du potentiel de gonflement par quelques méthodes vu qu'elles ne prennent pas en considération l'état initial représenté par la teneur en eau ainsi que la densité des échantillons.



(a) Amplitude et indice de gonflement

(b) Pression de gonflement

Figure 3.30 : Les résultats d'essais de gonflement sur les argiles de Médéa.

19.4. Présentation de la méthode de covar- Lytton :

La méthode de prédiction de gonflement que propose Lytton (Covar, and Lytton), est le fruit de l'étude de plus de 25000 échantillons du sol, qui proviennent de 50 états des Etats-Unis d'Amérique. Les paramètres géotechniques exploités de la base de données ainsi confectionnée, sont surtout les paramètres de granulométrie et de plasticité. [18]

La synthèse de longues études affirme que le changement de volume qui s'opère dans le sol est sensiblement fonction de la composition du sol en éléments fins, de son activité argileuse et de sa capacité d'échange de cations. Pour la prévision de la variation totale du volume que subit le sol, Lytton (2002), propose une relation (équation 1), composée de trois termes correspondants respectivement à l'apport de changement (entre l'état initial et l'état final) de l'humidité (état de la succion dans le sol), de l'état de contrainte et de la variation de la concentration des sels dans la phase liquide du sol :

$$\Delta V/V = -\gamma_h \log_{10} \left(\frac{h_f}{h_i} \right) - \gamma_\sigma \log_{10} \left(\frac{\sigma_f}{\sigma_i} \right) - \gamma_\pi \log_{10} \left(\frac{\pi_f}{\pi_i} \right) \dots \dots (1)$$

Où h_i , h_f : succion matricielle initiale et finale.

σ_i , σ_f : contraintes principales initiale et finales.

π_i , π_f : succion osmotique initiale et finale.

γ_h , γ_σ et γ_π : indices de compression dus respectivement, à la succion matricielle, à la contrainte principale et à la succion osmotique.

En l'absence de variation de contraintes principales et en considérant une constance dans la pression osmotique, l'expression (1) peut se simplifier en :

$$\Delta V/V = -\gamma_h \log_{10} (h_f/h_i) \dots \dots (2)$$

L'idée de base pour la détermination de l'indice de compression relatif à la variation de la succion matricielle γ_h , est de situer les échantillons du sol étudié sur l'abaque de Casagrande (1948), Holtz et Kovac (1981), selon leurs

Limites de liquidité et l'indice de plasticité. D'où la déduction du groupe minéralogique auquel ils appartiennent (**figure 3.31**).

Ce diagramme compte 8 groupes minéralogiques, pour chacun des groupes l'indice de compression dû à la succion est déterminé selon la formule :

$$\gamma_h = \left[\frac{\gamma(\text{gonflement}) + \gamma(\text{retrait})}{2} \right] \dots \dots (3)$$

$$\gamma(\text{gonflement}) = \left[\left(\frac{\text{COLE}}{100} + 1 \right)^3 - 1 \right] \dots \dots (4)$$

$$\gamma(\text{retrait}) = \left[1 - \frac{1}{\left(\frac{\text{COLE}}{100} + 1 \right)^3} \right] \dots \dots (5)$$

Le coefficient d'extensibilité linéaire COLE, est déterminé à partir d'un test de retrait (apparition de fissures), il est utilisé pour caractériser le gonflement, ce coefficient est représenté par une carte (**figure 3.32**), répartie en 5 régions relatives à la constitution argileuse du sol. (**Le tableau 3.2**), donne ces différentes constitutions. [4]

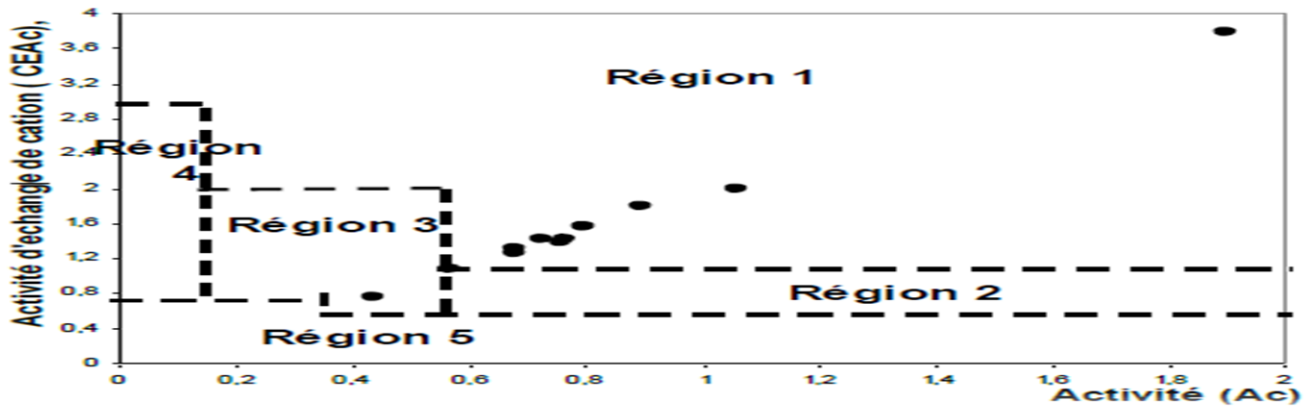


Figure 3.31 carte de répartition du linéaire(COLE) minéralogique de Casagrande (1948) Situation des argiles.

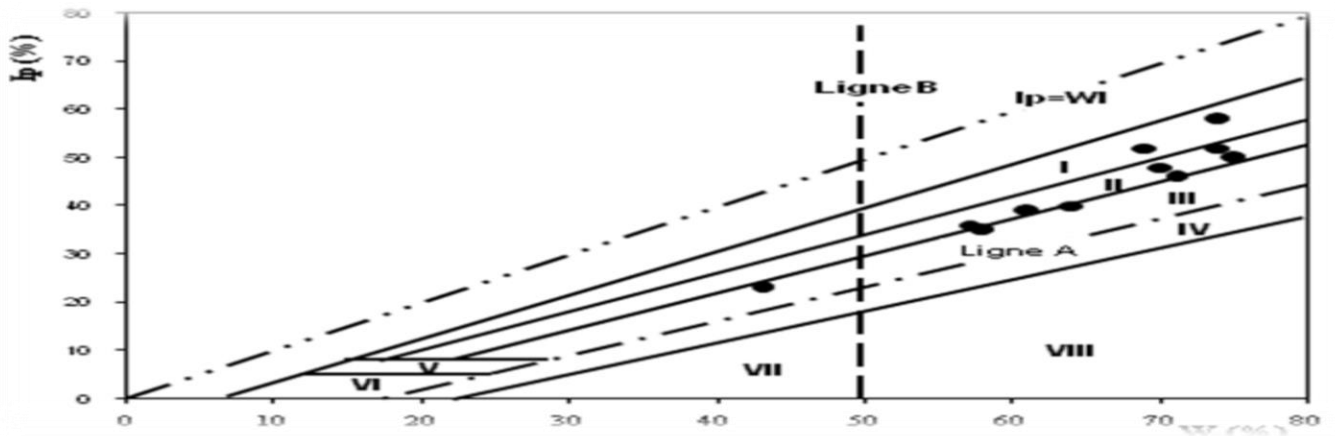


Figure 3.32 Diagramme de la répartition coefficient d'extensibilité et Holtz et Kovac (1981).

Tableau 3.2 La composition minéralogique des régions de la carte de répartition du COLE.

Région	Pourcentage de la fraction argileuse			
	Smectite	Illite	Kaolinite	Vermiculite
1	> 50	Aucune	Aucune	aucune
2	> 50	tr ^a – 25	tr – 25	aucune
3	5 – 50	5 – 25	Aucune	aucune
4	tr – 25	Aucune	10 – 50	25 - 50
5	Tr	tr – 25	10 – 50	Tr

Tableau 3.3 Potentiel de gonflement d'après Holtz, Dakshanamurthy et Raman (1973).

Ip (%)	Ws (%)	WL	Potentiel de gonflement
<18	>15	20-35	Faible
15-25	10-15	35-50	Moyen
25-35	7-12	50-70	Fort

20. Les conséquences et les dégâts du gonflement des argiles :

20.1. Causes du gonflement :

Pour que le sol gonfle, « l'expansion minérale » doit pouvoir entrer en contact avec l'eau. En fait, toutes les observations axées sur les conséquences présumées du gonflement du sol, qu'il s'agisse de construire des tunnels, des habitats ou des routes, ont conduit à la formation de cette équation :

« Minéraux expansifs + eau = gonflement ». [30]

20.2. Conséquences du gonflement sur les bâtiments :

Les bâtiments, en particulier les maisons individuelles construites sans précautions sur des sols gonflés, montrent souvent des signes de détérioration tels que des fissures dans les murs porteurs, même le remplissage des murs, le gonflement d'un radeau potentiel, etc. Parfois, cela conduit à l'instabilité générale du bâtiment en déchirant ou en enlevant les fondations des éléments qui les portent (**figure 3.33**).

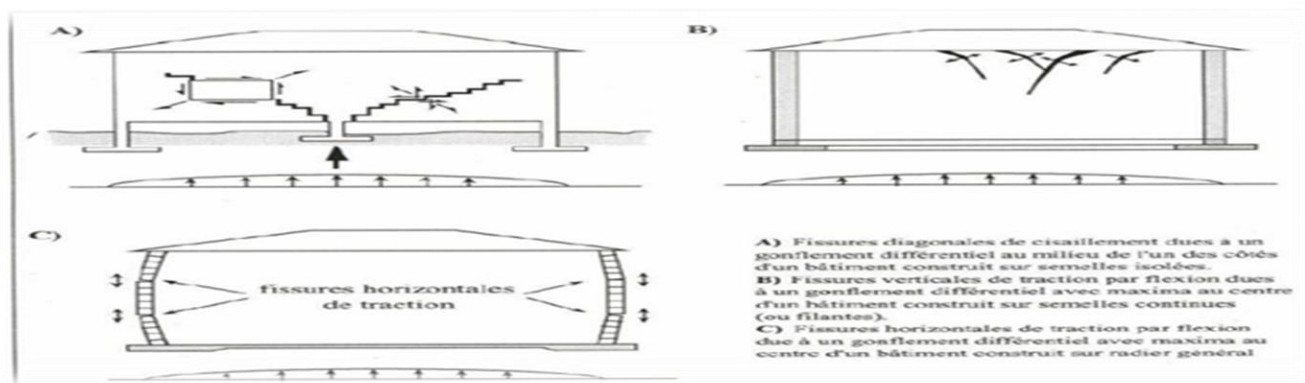


Figure 3.33 Formes et Directions de Fissuration, (Mouroux et al, 1988).

Ces perturbations sont causées par le caractère différentiel qui prend les mouvements du sol de base (tassement ou gonflement) qui accentue la structure en flexion. Ces mouvements proviennent également de l'hétérogénéité du sol de fondation, à commencer par les forces exercées par la structure au sol, ainsi que par les différentes perturbations que le bâtiment peut provoquer (Mouroux et al, 1987).

En 1976, aux États-Unis (LIVERON, 1984), les dommages aux bâtiments sur des sols gonflants étaient estimés à 2,25 milliards de dollars. Ils montrent divers types de dommages à un bâtiment situé sur des sols gonflants ou lors du retrait. [29]

20.3. Conséquences du gonflement sur les chaussées :

Le gonflement peut endommager gravement les travaux routiers. La raison de ce phénomène est la différence de teneur en eau du sol.

Selon JENNINGS (1962), cela peut être attribué au climat et à la surcharge. Rapportent que sur les routes à moyenne levée en Grèce, malgré le renouvellement de l'asphalte, différents types de fissures apparaissent. Les perturbations du trottoir, en général, des fissures apparaissent à la fin de la saison sèche et sur les épaules du trottoir descendent pendant la saison des pluies.

Ces fissures permettent à l'eau de pénétrer plus facilement ce qui conduit à la saturation de ces zones et donc à leur gonflement, ce qui conduit à l'apparition de déformations à la surface de la terre.

De plus, l'apparition de fissures longitudinales qui peuvent être corrigées par la chute de l'ascenseur dans les zones latérales de la route, conduisant à la bordure des bords.

Ces phénomènes sont accélérés par l'écoulement de la route (AFES, 1987). Ces perturbations augmentent avec le début de la saison sèche. [28]

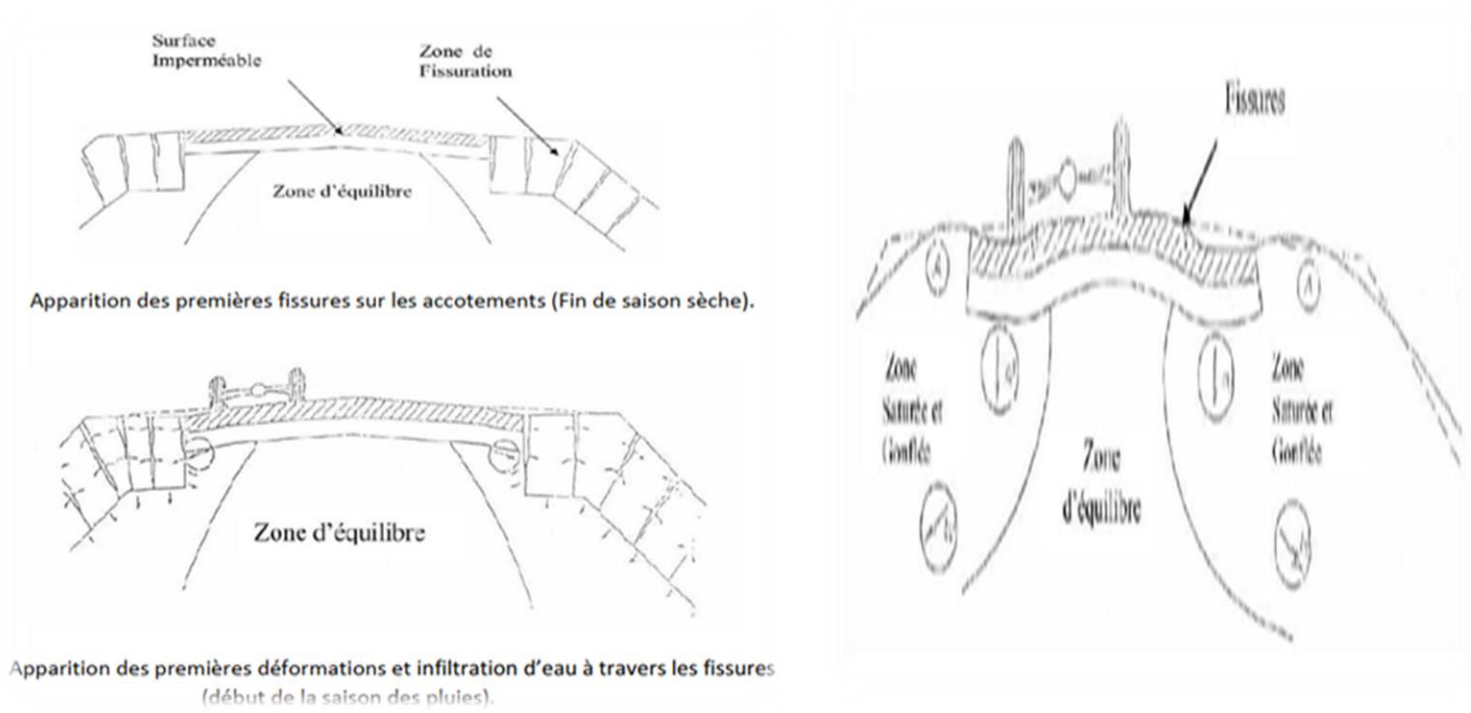


Figure 3.34 Conséquences du gonflement sur les chaussées.

20.4. Conséquences du gonflement sur les voiries et réseaux divers :

Le gonflement affecte également les voiries et réseaux divers. Les réseaux de drainage peuvent par exemple subir des inversions de pente qui provoquent le débordement des drains alimentant de cette façon le phénomène de gonflement. Les routes non conçues pour les sols gonflants peuvent facilement être détruites par enchaînement des phénomènes d'évaporation de l'eau, de retrait des sols, de fissuration d'infiltration de l'eau à travers les fissures, puis de gonflement plus en profondeur. [31]

21. Stabilisations des sols argileux :

D'après les conséquences des sols expansifs, Plusieurs chercheurs ont étudié la stabilisation des sols expansifs. Le gonflement des sols argileux est un phénomène très complexe qui fait intervenir un grand nombre de paramètres intrinsèques et environnants. Cette complexité est due principalement à la structure minéralogique de l'argile (mélange d'illites et montmorillonites). Au début des années 80, beaucoup d'auteurs se sont intéressés aux problèmes des sols gonflants et leur stabilisation. Les deux techniques de stabilisation chimiques les plus utilisées :

21.1. Des stabilisations chimiques :

Ce sont par exemple les sables, les graviers, utilisés en mélange avec les argiles gonflantes. Ces matériaux inertes réduisent le pourcentage global d'éléments actifs (inférieurs à 2 microns) et réduisent, par la même, l'activité du gonflement de l'argile. L'efficacité de ce mode de traitement sera fonction du pourcentage d'éléments inertes, de leur granulométrie et du mode de mise en place du mélange.

21.2. Des stabilisations physico-chimiques :

Ils sont employés surtout pour des sols contenant une certaine quantité d'argile. Ils ont pour effet de réagir avec la fraction argileuse et de modifier leur environnement chimique et sa structure minéralogique. Parmi les stabilisations les plus couramment utilisées on distingue :

- Stabilisation de chaux
- Stabilisation au ciment
- Stabilisation cendres volantes, L'organigramme donné par (la figure 3.44), aide à choisir la stabilisation chimique appropriée pour un projet. [25]

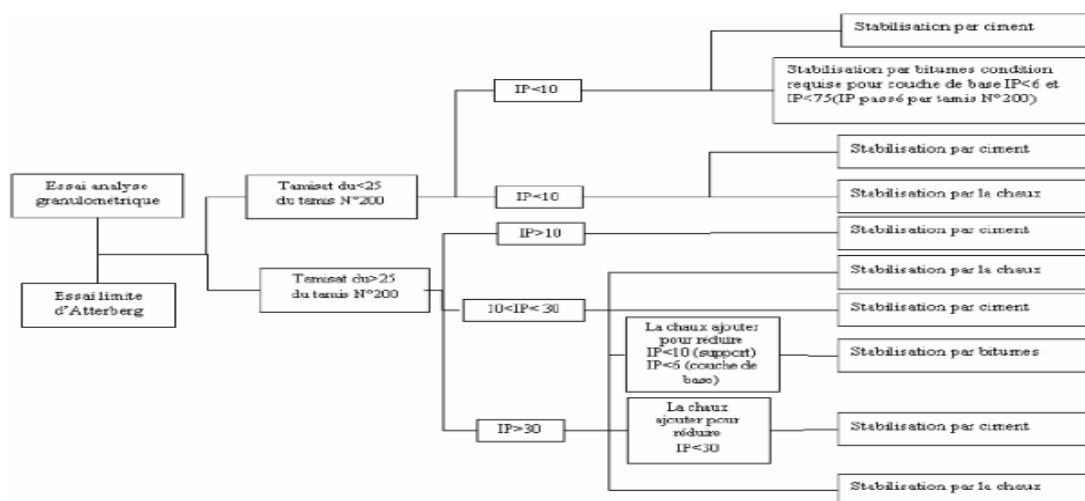


Figure 3.35 Conditions d'utilisation de la stabilisation Chimique.

CHAPITRE IV :
STABILISATION DES SOLS ARGILEUX AVEC
LE DECHET DE FER

1. Introduction :

Malgré ses propriétés de résistance, lorsque le sol naturel est simplement compactée, puis mise en œuvre et soumis aux conditions extérieures il devient très sensible aux variations de températures et d'hygrométrie. La stabilisation du sol a pour objet essentiel, de rendre ce matériau moins sensible aux variations de sa teneur en eau et de l'empêcher, à la fois de se transformer en boue ou de s'effriter sous l'action de l'humidité.

Dans ce chapitre, nous allons passer en revue le processus d'installation.

2. définition de la stabilisation :

Stabiliser la terre c'est modifier les propriétés d'un système terre-eau-air pour obtenir des propriétés permanentes compatibles avec une application particulière ou encore on appelle stabilisation des sols, l'ensemble des procédés permettant d'améliorer leurs caractéristiques. [32]

3. But de la stabilisation :

- Réduire le volume des vides entre les particules solides (augmenter la compacité).
- Colmater les vides que l'on peut supprimer.
- Créer des liens et améliorer les liaisons existantes entre particules (résistance mécanique).

Ces trois objectifs permettent d'améliorer la résistance mécanique, et de diminuer la sensibilité à l'eau.[33]

Et pour résoudre un problème de stabilisation, il sera donc nécessaire de connaître :

- Les propriétés de la terre à traiter.
- Les améliorations souhaitées.
- Les produits, matériaux, ou procédés utilisables.
- Les diverses technologies de mise en œuvre.
- Les exigences de réalisation de l'ouvrage, tels que couts et délais. [34]

4. Différentes techniques de stabilisation :

Parmi les techniques de stabilisation les plus couramment utilisées, on distingue : (BABOURI ,2008)

- La stabilisation mécanique.
- La stabilisation thermique.
- La stabilisation physique.
- Stabilisation chimique, (par additifs).

4.1. La stabilisation mécanique :

4.1.1. Compactage :

Le compactage est une étape importante de la stabilisation. Un simple compactage permet de réduire la porosité du sol en expulsant l'air emprisonné. Les caractéristiques optimales de compactage du sol sont déterminées par l'essai Proctor normal. Les caractéristiques mesurées, c'est-à-dire la teneur optimale en eau (W_{opt}) permettant l'obtention de la densité sèche du sol la plus élevée (ρ_{opt}) est utilisée lors des études de la stabilisation et aussi lors du chantier.

La granulométrie, la morphologie des particules du sol, l'abrasivité et la teneur en argile, ont une influence sur le comportement du sol lors du compactage. En raison de leur petite taille (quelques microns) les particules d'argiles permettent d'augmenter la densité sèche du sol en comblant sa porosité. Le comportement du sol dépend de la teneur en argile. [33]

Le compactage est influencé par certains paramètres, Proctor (1933) démontre que le compactage est fonction de la masse volumique du sol, de la teneur en eau, de l'énergie de compactage, de la méthode de compactage utilisée et enfin du type de sol (granularité, présence des minéraux argileux). [32]

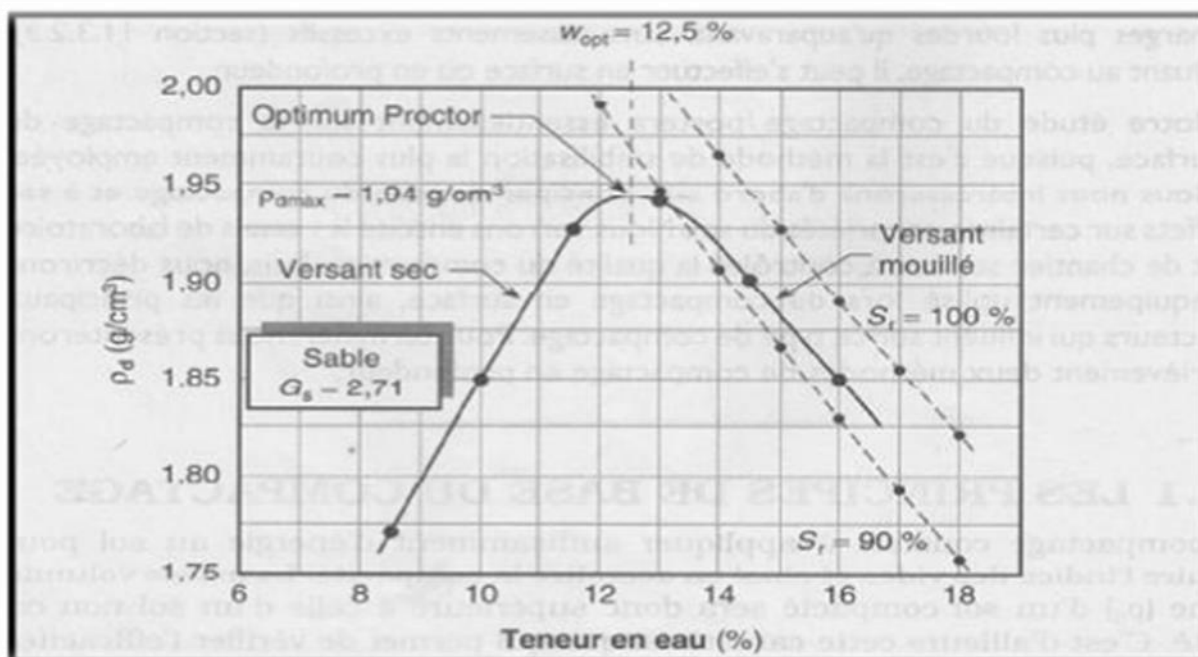


Figure 4.1 Courbe de compactage.

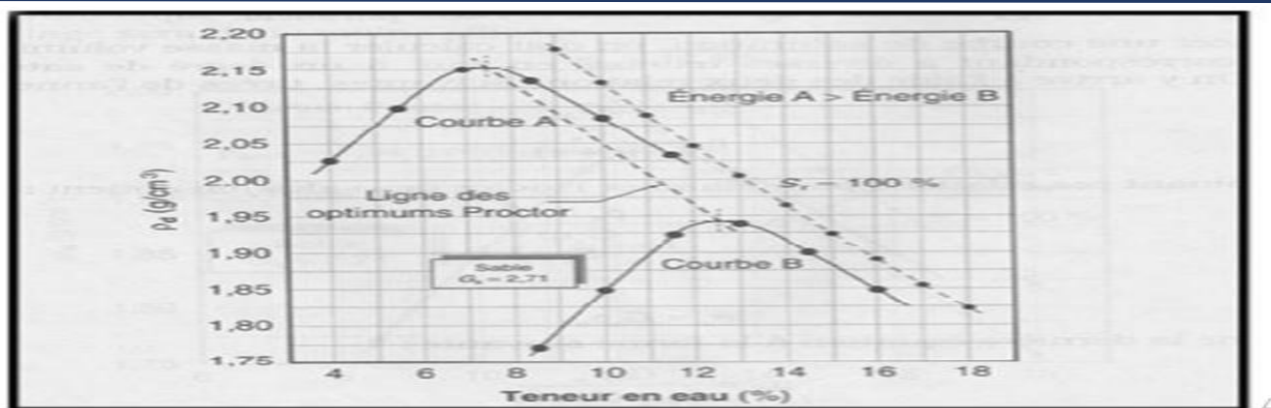


Figure 4.2 Influence de l'énergie de compactage sur l'optimum Proctor.

4.1.2. Drainage :

C'est la technique la plus classique qui est mise en œuvre. Plusieurs procédés sont utilisés ; comme les tranchées drainant, drains de carton, drains de sables verticaux. [32]

4.1.3. Substitution :

C'est la suppression de la couche du sol gonflant. C'est la solution la plus évidente. Si la couche a une grande épaisseur, la suppression totale ne peut être envisagée. Elle consiste à excaver jusqu'à une certaine profondeur puis remblayer avec des sable, ou autres matériaux graveleux. C'est une solution très coûteuse. [33]

4.1.4. Application de fortes pressions :

Le gonflement peut être évité en appliquant au sol des pressions supérieures à la pression de gonflement. Il s'agit de pression de gonflement réelle, c'est-à-dire σ_v correspondant à la pression limite minimum nécessaire pour empêcher le sol de gonfler par des chemins de contraintes réelles, in situ, cette pression peut être appliquée soit par l'édifice lui-même, soit par des surcharges qui sont généralement des remblais des sols non gonflants (MOUROUX, 1969). [32]

4.1.5. Préhumidification :

On crée ainsi un gonflement avant construction et si une forte teneur en eau est maintenue. Le volume restera sensiblement constant par la suite. Deux techniques sont utilisées BOJANA DOLINAR, 2006, cité par AZZOUZ, 2006 :

- Simple arrosage par jet.
- Création de bassins au-dessus du sol gonflant, et c'est beaucoup plus utilisé. [32]

4.1.6. Utilisation de fondations et d'édifices spéciaux :

Elles sont utilisées, soit pour réduire le gonflement, soit pour dissiper les pressions du gonflement. L'étude la plus intéressante était faite par JENNING et EVANS cité par MOUROUX, 1969. Elle donne, en effet, plusieurs types de construction suivant le soulèvement estimé.

- Des renforcements en acier des murs pour assurer une plus grande rigidité.

- Des « constructions Split », c'est-à-dire, conçues pour assurer le déplacement sans dommage d'une partie de l'édifice.
- Des reports de charges sur des semelles isolées.
- Des pieux fondés sur une couche peu gonflante. Par ailleurs, on peut placer un tapis graveleux entre l'argile et la construction pour amortir l'effet du gonflement. [32]

4.2 Traitement thermique :

Une augmentation de la température peut améliorer la résistance d'une argile en réduisant la répulsion électrique entre les particules, sous l'effet de la chaleur on provoque un écoulement de l'eau interstitielle due au gradient thermique appliqué. [32]

4.3. La stabilisation physique :

Les propriétés d'un sol peuvent être modifiées en intervenant sur la texture du mélange constitué de fraction de grains différents. Il s'agit d'une stabilisation avec apport de stabilisants chimiquement inertes.

Ces stabilisants agissent essentiellement sur la composition granulométrique du matériau, donc sur les propriétés mécaniques. Généralement, ils sont plus ou moins stables, leur friction interne est forte à l'état sec. Ils n'ont aucune cohésion ni plasticité.

Ces stabilisants ajoutés à des sols réduisent les effets néfastes du retrait. On peut évoquer :

➤ Les minéraux :

Les sables et graviers dont le rôle favorable est bien connu et est particulièrement bien exploité dans les pisés.

➤ Les fibres :

Cette méthode de stabilisation est intéressante car elle est adaptable à différents modes de mise en œuvre de

La terre, à l'état liquide ou à l'état plastique et même par compression.

Les fibres sont principalement employées pour la confection des blocs moulés par pétrissage, avec des terres

Plutôt argileuses présentant souvent un important retrait.

Les fibres peuvent être utilisées en combinaison avec d'autres stabilisants, avec le ciment, avec la chaux ou le bitume.

On utilise trois variétés de fibres lors de la stabilisation

- Les fibres végétales : Pailles de toutes espèces : orge, seigle, blé, froments, escourgeons, la Lavande et balle de céréales telles que riz et orge, etc. ...
- Les fibres animales : poils et crins du bétail.
- Les fibres synthétiques : cellophane, aciers, fibres de verre.

Les fibres végétales ou animales sont très efficaces peu chères et que l'on utilise dans la confection des briques.

La stabilisation chimique est une méthode efficace pour améliorer les propriétés mécaniques des sols.

En effet, ces pratiques de stabilisation sont utilisées depuis plusieurs millénaires.

A cette époque, les pyramides de Sherri au Tibet étaient construites à partir d'un mélange de chaux et d'argile compactée.

Ce n'est que vers la fin des années 1940 aux Etats-Unis que les premières études de mélanges chaux-argiles ont été effectuées en laboratoire.

Aujourd'hui, les divers produits et techniques font partie d'une pratique courante des grands ouvrages du génie civil à l'échelle mondiale. La chaux, le ciment et les cendres volantes sont les produits stabilisants les plus couramment utilisés mélange de chaux et d'argile compactée, Ce n'est que vers la fin des années 1940 aux Etats-Unis que les premières études de mélanges chaux-argiles ont été effectuées en laboratoire.

Aujourd'hui, les divers produits et techniques font partie d'une pratique courante des grands ouvrages du génie civil à l'échelle mondiale.

La chaux, le ciment et les cendres volantes sont les produits stabilisants les plus couramment utilisés.[32]

4.4. Stabilisation chimique:

La stabilisation chimique est une méthode efficace pour améliorer les propriétés mécaniques des sols. En Effet, ces pratiques de stabilisation sont utilisées depuis plusieurs millénaires.

A cette époque, les pyramides de Shersi au Tibet étaient construites à partir d'un mélange de chaux et d'argile Compactée. Ce n'est que vers la fin des années 1940 aux Etats-Unis que les premières études de mélanges chaux-argiles Ont été effectuées en laboratoire.

Aujourd'hui, les divers produits et techniques font partie d'une pratique courante des grands ouvrages du génie Civil à l'échelle Mondiale. La chaux, le ciment et les cendres volantes sont les produits stabilisants les plus couramment Utilisés.

4.5. Stabilisations par ajout des matériaux (déchet de fer) :

4.5.1. Minerai de fer :

Le minerai de fer est une roche contenant du fer, généralement sous la forme d'oxydes, comme l'hématite.

Les minerais de fer ont une teneur en fer variable selon le minéral ferrifère ; sachant également que l'isomorphisme, presque toujours présent dans les minéraux naturels, réduit la teneur théorique.

Les principaux minerais de fer sont des sulfures, des carbonates et des oxydes.

- Les sulfures, dont les représentants principaux sont la pyrite et la pyrrhotite, ne sont jamais utilisés directement pour la production du fer à cause de l'effet fragilisant du soufre sur les alliages ferreux. Ils constituent en revanche une matière primaire importante pour la production

de dioxyde de soufre, obtenu grâce au grillage. Il reste un résidu d'oxyde de fer (« cendres de pyrite ») qui est pulvérulent et peut contenir encore des quantités gênantes de soufre son utilisation comme minerai de fer peut donc se révéler problématique.

- Comme carbonate, on trouve la sidérite ou *sidérose*, FeCO_3 , qui donne l'oxyde par calcination. À l'air humide, la sidérite se transforme en lépidocrocite ou, plus rarement, en goethite. La sidérite est fréquemment associée à la pyrite, la magnésite, la chaux, le manganèse. On distingue le *fer carbonaté spathique*, minerai cristallin blanc, légèrement jaunâtre, très répandu, et la *sphérosidérite*, en masses sphéroïdales, mélangé à des matières terreuses, rare en France mais connu en Allemagne comme œuf de Lebach. Le minerai de fer des gisements de houille renferme du charbon : il est de couleur noire et de grillage facile. Au Royaume-Uni, il est connu comme blackband.
- La magnétite, spinelle ferrimagnétique Fe_3O_4 , est le minéral de fer le plus riche en métal. Elle est souvent associée à l'hématite dans le même gîte, mais des gîtes de magnétite pure sont aussi connus. Densité 5,15, couleur noire, éclat métallique, souvent accompagnée d'impuretés comme la silice, la chaux, l'alumine et le phosphore.
- L'hématite $\alpha\text{-Fe}_2\text{O}_3$, est le composant le plus important des minéraux de fer traités dans l'industrie sidérurgique. Elle comporte plusieurs types :
 - l'oligiste cristallise en rhomboèdres
 - la spécularite consiste en agrégats de cristaux d'hématite à face lisse comme un miroir
 - l'hématite rouge ordinaire se présente en masses fibreuses, terreuses ou compactes
 - l'hématite rouge oolitique est formée de petites sphères agglomérées
 - la martite est une hématite en pseudomorphose de la magnétite
- La maghémite, $\gamma\text{-Fe}_2\text{O}_3$, est une forme métastable de l'hématite, $\alpha\text{-Fe}_2\text{O}_3$, qui se forme à partir de la magnétite par oxydation progressive. Elle a les mêmes caractéristiques magnétiques que la magnétite, alors que l'hématite est faiblement magnétique. La structure est spinelle, mais avec des lacunes d'atomes de fer.
- La limonite (ou hématite brune) est un mélange d'hydroxydes de fer à l'état microcristallin. Ces hydroxydes constituent le « chapeau de fer ». Il s'agit d'un minerai d'origine sédimentaire qui contient de la goethite, de la lépidocrocite et en faibles quantités de l'hématite, des hydroxydes d'aluminium, de la silice colloïdale, des minéraux argileux, des phosphates, des arsénates, ainsi que des composés organiques. En masses fibreuses, la limonite est assez pure, mais lors qu'elle se présente en masses compactes ou terreuses, elle perd sa valeur sidérurgique, car elle contient des sulfures (de fer, mais aussi du plomb), des phosphates et arsénates. En France, il existe peu de limonite, mais on en trouve aux États-Unis, en Russie et en Scandinavie.

- L'ilménite, minéral à structure d'hématite, est utilisée plutôt pour l'extraction du titane, le fer ayant un intérêt accessoire.
- Les silicates ne sont pas utilisés pour l'extraction du fer, car le procédé d'enrichissement est complexe. De plus, sans traitement, ils sont incompatibles avec une utilisation dans un haut fourneau lorsqu'ils se présentent sous forme de sable car ils n'ont pas la perméabilité nécessaire pour laisser circuler les gaz réducteurs. [34]

4.5.2. Généralité sur le déchet de fer :

La notion de déchets miniers regroupe tous les types de déchets directement ou indirectement issus de l'exploitation minière, dans la mine elle-même, (poussières notamment), ou hors-de celle-ci. Ces déchets sont principalement :

- Les stériles (ou stérils) qui sont les matériaux géologiques trop pauvres pour être exploités dans les conditions techniques et économiques du moment. Ils sont souvent stockés sous forme de terrils ;
- Les déchets résultant du lavage ou du traitement (sur site ou à proximité du site) du minerai, charbon ou autre matériau extrait ; souvent dans un premier temps liquide, boueux, ils sont donc stockés dans des bassins protégés du public (ex. : « bac à schlamm » dans le cas de l'exploitation houillère) ;
- Les déchets produits par les techniques mises en œuvre pour l'exploitation (restes d'installations diverses, huiles...) ;
- Des outils, contenants ou machines contaminés (par des matériaux naturellement radioactifs (déchet NORM) ou toxiques), etc....

Dans ces quatre cas, les déchets peuvent être source de problèmes sanitaires ou environnementaux, par exemple quand ils sont hyper-acides (pH très bas) en cas de drainage minier acide ou très polluants (métaux lourds, métalloïdes, cyanures...). [35]



Figure 4.3 Stocke des déchet de fer.

CHAPITRE V :
PARTIE EXPERIMENTALE

1. Introduction :

Après une étude approfondit de la nature du sol au niveau de DOUKAN et de déchet de fer de BOUKHADRA, on a effectué deux groupes d'essai, le premier groupe concerne les essais de caractérisation, nécessaires à l'identification géotechnique du sol testé et le deuxième relatif aux essais de compressibilité à l'odomètre. Dans le but de déterminer la susceptibilité du gonflement d'argile nous présentons dans ce chapitre les résultats des essais que nous avons fait avec explication de chaque essai.

2. Protocole expérimental et essais de caractérisation :

Le tableau ci-dessous représente le programme expérimental.

Caractéristique physique
Masse spécifique
Analyse granulométrique
Essais de consistance
Essai Bleu de Méthylène
Essai mesure ph
Caractéristique mécanique
Essais de Proctor normal
Essais de Proctor modifiée
Essais CBR (immersion, immédiat)
Essais ultrasoniques
Essais de compression simple
Essais œdomètre
Essais Pression de gonflement
Essais cisaillement

3. Masse spécifique de déchet de fer :

Parmi les propriétés principales des matériaux de construction on a la masse volumique, dans cet essai on a utilisé la méthode de paraffine pour calculer la masse volumique.

3.1. Matériel utilisé :

- Eprouvette
- Balance
- Etuve pour faire fondre la paraffine.

3.2. Matériaux utilisés :

- Paraffine
- L'eau
- Déchet de fer

3.3. L'étape de travaille :

- Prendre un échantillon et le peser.
- Mettre la paraffine à l'étuve pour faire fondre la paraffine.
- Enduire l'échantillon de paraffine (on confirme à ce que tout l'échantillon soit recouvert de paraffine).
- Laissez l'échantillon à l'air libre.
- Peser l'échantillon paraffiné.
- Balancer l'éprouvette vide.
- Remplir l'éprouvette avec un volume d'eau.
- Ajouter l'échantillon paraffiné dans l'éprouvette et le peser.



Figure 5.1 les étapes de paraffinée l'échantillon.

3.4. Calculs et expression des résultats :

$M_1=193.87\text{g}$, $M_2=206.55\text{g}$, $v_1=500\text{ml}$. La masse volumique est donné par :

$$\rho_{\text{Paraffine}}=0.92\text{g/cm}^3$$

$$\rho = \frac{M}{V}$$

Voici le tableau qui exprime les résultats :

Tableau 5.1 Les résultats de méthode de paraffine.

Expression des résultats	
Mesures	Essai propriétés physique
	Masse volumique
	Méthode de paraffine
Masse de l'échantillon sec (g)	193,87
Masse de l'échantillon paraffiné(g)	206,55
Masse de paraffine (g)	12,68
Volume d'eau initial(cm3)	500
Volume d'eau + échantillon paraffiné	580
Volume échantillon paraffiné(cm3)	80
Volume paraffine (cm3)	11,6656
Volume échantillon(cm3)	68,3344
Masse v de l'échantillon $\rho(\text{g/cm}^3)$	2,837077665

Masse de paraffine : $M_3=M_2-M_1$

Volume d'échantillon paraffiné : $V_3=V_2-V_1$

Volume de paraffine : $V_p = V_3 \times \rho_{\text{Paraffine}}$

Volume de l'échantillon : $V = V_3 - V_p$

Masse volumique de l'échantillon : $\rho = M1/V$

4. Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique sert pour déterminer la distribution en poids des particules d'un sol suivant leurs dimensions. Généralement, cette analyse est effectuée par deux procédés différents : le tamisage et la sédimentométrie pour la fraction inférieure ou égale 80 micromètres.

4.1. Analyse granulométrique par Tamisage (NF P 94 056) :

L'essai consiste à déterminer la répartition des grains de sol suivant leur dimension dans un échantillon, représenter de la répartition de la masse des particules à l'état sec en fonction de leur dimension.

Termes à retenir :

- **d** : dimension nominale d'ouverture d'un tamis
- **Tamisât** : partie du matériau passant à travers les mailles d'un tamis. [42]

4.1.1. Equipement nécessaire :

- Un vibrotamis.
- Une série de tamis avec un couvercle qui évite la perte de matériau.
- Une balance sensible au centigramme près.
- Une étuve avec thermostat.
- Des bacs.
- Une main d'écope.
- Une brosse métallique.

4.1.2. Exécution de l'essai :

Pour faire une analyse granulométrique rigoureuse, il est recommandé de faire l'expérience sur un échantillon représentatif du sol, on sèche notre échantillon et on détermine son poids sec.

- Commencer par dresser la colonne des tamis. Les ouvertures des tamis doivent être croissantes de bas en haut.
- Prendre 1 kg de sol.

- Verser le sol sur le tamis supérieur.
- On met la série dans une tamiseuse mécanique, on verse lentement notre échantillon dans le tamis supérieur et on met notre tamiseur en marche pendant 5 minutes. Après l'arrêt de la tamiseuse mécanique on pèse le refus de chaque tamis.
- Procéder à la pesée cumulée des refus des tamis en commençant par le tamis supérieur



Figure 5.2 Manipulations d'essai granulométrie par tamisage

Tableau 5.2 Granulométries du sol par tamisage.

Tamis (mm)	Refus(g)	R.C(g)	R.C%	Tamisa%
5	1	1	0,05	99,95
2,5	33,55	34,55	1,7275	98,2725
1,25	34,29	68,84	3,442	96,558
0,63	26,16	95,04	4,752	95,248
0,315	18,69	113,73	5,6865	94,3135
0,2	8,12	121,85	6,0925	93,9075
0,08	5,74	127,59	6,3795	93,6205
Fond	1800	1927,59	96,3795	3,6205

4.2. Analyse granulométrique par Sédimentométrie (NF P94- 057) :

La granulométrie par Sédimentométrie est un essai qui complète l'analyse granulométrique par tamisage, par la mesure de la vitesse de décantation des particules fines ($\phi \leq 80\mu\text{m}$) à l'aide de la loi de stokes, (**Figure 5.2**) On parvient à déterminer le diamètre des particules correspondant et établir ainsi la distribution en poids restante, (**Tableau 5.3**).

En plus d'appareillage usuel d'usage courant, on utilise :

- Un densimètre gradué de 0.995 à 1.030 gr / cm³ de forme torpille avec des graduations.
- Des éprouvettes de 2 litres de contenance de diamètre intérieur 85mm et de hauteur de graduation 450mm.
- Un agitateur mécanique dont la vitesse de rotation peut être modifiée de 0 à 10000 tr/min, et un agitateur manuel pour homogénéisation de la suspension avant l'essai.
- Un dé flocculant permet la séparation des grains (hexa métaphosphate de sodium).
- Un thermomètre gradué en 1/40 de degrés.
- Un chronomètre donnant la seconde. [42]

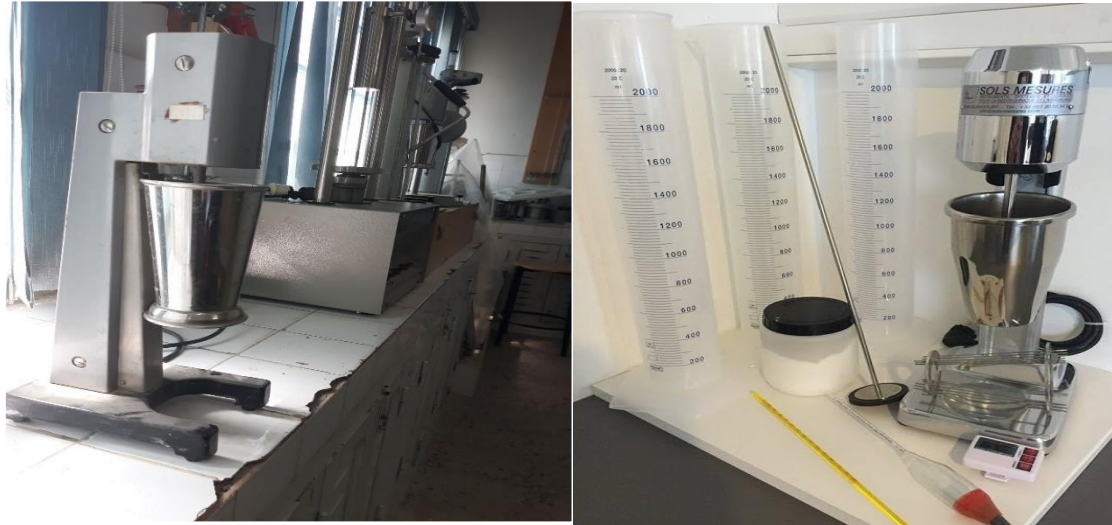


Figure 5.3 Matériel nécessaire d'essai granulométrie par sédimentométrie.

Tableau 5.3 Résultats d'essai Sédimentométrie.

Temps de lecture	Température °C	Lecture R	Correction M	Lecture Corrigé	Ø des grains μm	% des grains < d
15'	24	1015.6	2.78	1016.38	0.08	93.02
30'	24	1015.4	2.78	1016.18	0.085	93
1	24	1015	2.78	1015.18	0.065	92.97
2	24	1014.9	2.78	1015.88	0.058	92.97
5	24	1014.6	2.78	1015.38	0.045	92.93
10	24.7	1014.2	2.78	1014.98	0.019	92.89
20	24.7	1014	2.78	1014.78	0.014	92.87
40	24.9	1013.1	2.78	1013.88	0.0095	92.79
80	24.9	1011.7	2.78	1012.48	0.008	92.66
160	24.9	1011.2	2.78	1011.98	0.006	92.62
320	24.9	1010.1	2.78	1010.88	0.005	92.52
1440	25.5	1008.5	2.78	1009.28	0.004	92.37

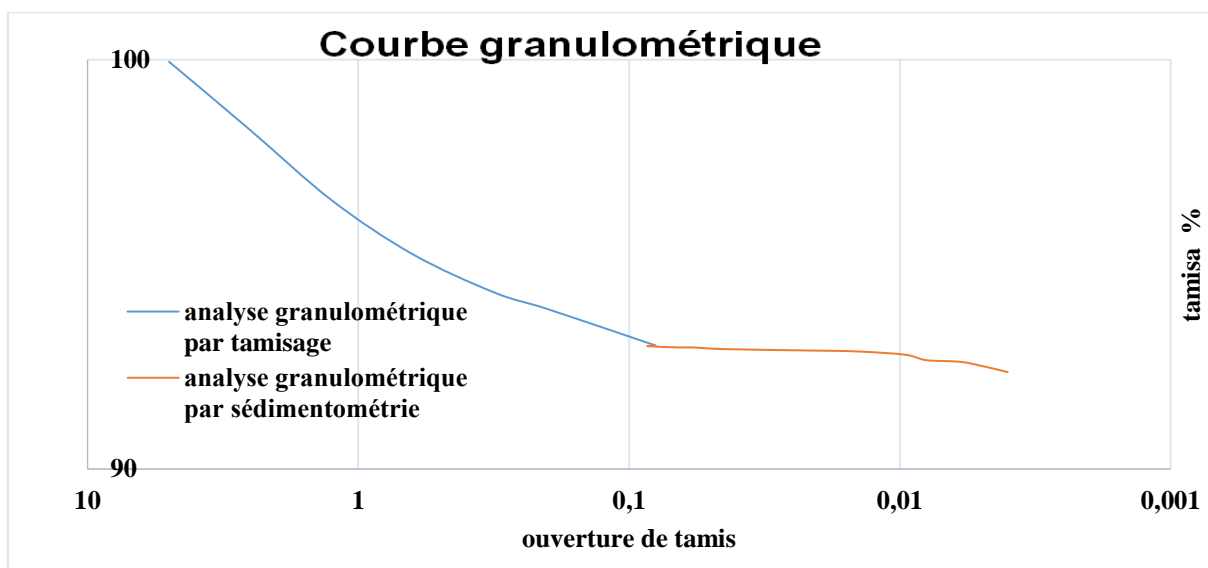


Figure 5.4 : courbe granulométrique de sol d'étude.

Le pourcentage de la fraction argileuse est égal = 92.9061 % <math> < 2\mu </math>

5. Essais de consistance des sols :

Les essais de consistance consistent à déterminer les états où se trouvent le sol et les limites entre ces états, ces derniers appelés limites d'Atterberg ou de consistance (NF P94-051).

Dans les sols fins, ou cohérents, où la surface spécifique des grains (rapport de la surface du grain à son volume) est grande, l'eau joue un rôle très important par son influence sur les forces qui s'exercent entre les particules.

Selon la valeur de la teneur en eau, les propriétés mécaniques d'un sol fin évoluent depuis celle d'un solide (w faible) jusqu'à celle d'un liquide (w élevé). Entre ces deux états, pour les teneurs en eau moyennes, le sol présente des propriétés plastiques, c'est à-dire qu'il est capable de se déformer rapidement et considérablement sans se casser, se fendiller ou changer de volume et sans présenter de déformation réversible notable.

L'état solide peut lui-même être séparé en deux états : un état dans lequel l'eau adsorbée est encore en place, appelé état solide avec retrait ; et un état dans lequel toute l'eau adsorbée a disparu, appelé état solide sans retrait. Le retrait est une diminution du volume qui accompagne l'élimination de l'eau adsorbée. [38]

Pour les sols fins, on définit :

- Une limite de retrait « W_r » qui sépare l'état solide sans retrait de l'état solide avec retrait.

- Une limite de plasticité « WP » qui sépare l'état plastique de l'état solide.

Une limite de liquidité « WL » qui sépare l'état plastique de l'état liquide

Ces limites sont désignées sous le nom de limites d'Atterberg. Elles ont été élaborées au début du XXème siècle par A. Atterberg, un pédologue suédois, qui s'intéressait à la plasticité des argiles en vue de la fabrication des produits céramiques. Les essais mis au point à cette époque ont été repris et modifiés par Casagrande, afin que leur interprétation puisse permettre d'établir un lien entre la teneur en eau du sol et son comportement.

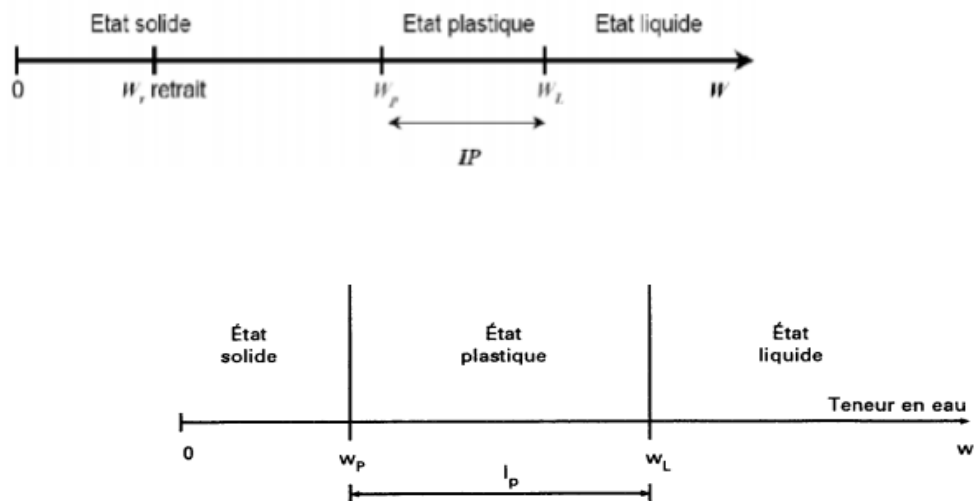


Figure 5.5 Représentations des limites d'Atterberg.

5.1. Matériel nécessaire :

Limite de liquidité :

- Appareil de Casagrande.
- Outil a rainuré.
- Cale d'épaisseur 10mm.

Limite de plasticité :

- Plaque de marbre.
- Sèche — cheveux.
- Capsules de pesée.

Divers :

- Étuve.
- Balance.
- Spatule.
- Pissette.
- Chronomètre indiquant la seconde.

Matériaux utilisés :

- Échantillon argileux déjà préparé.
- Déchet de fer.

5.2. Limite de liquidité (NF P94-051) :

D'après (NF P94-051) Pour déterminer la limite de liquidité WL est la teneur en eau

W (%) qui correspond à une fermeture en 25 coups, en utilise un appareil conforme aux spécifications qui porte le nom de Casagrande.

5.2.1. Détermination de limite de liquidité :

- Prendre environ 200 g de sol préalablement tamisé au tamis 0,4 mm .
Malaxer le sol avec une de l'eau afin d'obtenir une pâte homogène et presque fluide
- Prendre une partie de la pâte et l'étaler dans la coupelle de l'appareil de Casagrande à l'aide de la spatule.
- Pratiquer une rainure dans cette pâte afin de la diviser en deux. L'outil à rainurer devra être tenu perpendiculairement à la coupelle en présentant sa partie biseautée face à la direction du mouvement.
- Soumettre la coupelle et le matériau qu'elle contient à des chocs répétés avec une cadence de 2 coups par seconde.
- Arrêter les chocs quand les deux lèvres se rejoignent sur environ 2 cm, noter le nombre de coups N correspondant.
- Prélever des deux côtés des lèvres à l'endroit où elles se sont refermées environ 5 g de sol afin d'en déterminer la teneur en eau
- Homogénéiser le sol et le sécher un peu puis reprendre les opérations de 3 à 7. Il faut au moins trois essais avec un nombre de coups croissant et de préférence bien étalé entre 15 et 35. [38]



Figure 5.6 Appareil de Casagrande et échantillon préparé.

Tableau 5.4 La limite de liquidité de sol non traité.

EXPRESSION DES RESULTATS			
Mesures	Limite de liquidité		
	Sol non traité		
	Nombre de coup		
	18	28	34
Les essais	Essai 1	Essai 2	Essai 3
Poids de l'échantillon humide avec tare (g)	47,93	50,04	48,45
Poids de l'échantillon sec avec tare (g)	43,58	45,2	43,98
Poids de la tare(g)	34,03	34,23	33,66
Poids de l'échantillon sec(g)	9,55	10,97	10,32
Poids de l'eau (g)	4,35	4,84	4,47
Teneur en eau (%)	45,54973822	44,12032817	43,31395349

Tableau 5.5 les résultats de la limite de liquidité de fer.

EXPRESSION DES RESULTATS			
Mesures	Limite de liquidité		
	Fer		
	Nombre de coup		
	21	27	34
Les essais	Essai 1	Essai 2	Essai 3
Poids de l'échantillon humide avec tare (g)	61,51	60,01	67,28
Poids de l'échantillon sec avec tare (g)	57,18	56	62,24
Poids de la tare(g)	33,48	33,89	34,19
Poids de l'échantillon sec(g)	23,7	22,11	28,05
Poids de l'eau (g)	4,33	4,01	5,04
Teneur en eau (%)	18,27004219	18,13658978	17,96791444

Tableau 5.6 les résultats de la limite de liquidité de sol traité 8% déchet de fer.

EXPRESSION DES RESULTATS			
Mesures	Limite de liquidité		
	8% déchet de fer		
	Nombre de coup		
	18	28	29
Les essais	Essai 1	Essai 2	Essai 3
Poids de l'échantillon humide avec tare (g)	51,13	51,9	50,88
Poids de l'échantillon sec avec tare (g)	46,4	46,3	45,61
Poids de la tare (g)	33,79	33,43	33,65
Poids de l'échantillon sec(g)	12,61	12,87	11,96
Poids de l'eau (g)	4,73	5,6	5,27
Teneur en eau	37,50991277	43,51204351	44,06354515

Tableau 5.7 Les résultats de la limite de liquidité de sol traité 10% déchet de fer.

EXPRESSION DES RESULTATS			
Mesures	Limite de liquidité		
	10% déchet de fer		
	Nombre de coup		
	18	29	31
Les essais	Essai 1	Essai 2	Essai 3
Poids de l'échantillon humide avec tare (g)	63,67	64,87	66,1
Poids de l'échantillon sec avec tare(g)	54,7	55,53	56,42
Poids de la tare (g)	33,31	33,91	34,1
Poids de l'échantillon sec (g)	21,39	21,62	22,32
Poids de l'eau (g)	8,97	9,34	9,68
Teneur en eau (%)	41,93548387	43,20074006	43,36917563

Tableau 5.8 Les résultats de la limite de liquidité de sol traité 12% déchet de fer.

EXPRESSION DES RESULTATS			
Mesures	Limite de liquidité		
	12% déchet de fer		
	Nombre de coup		
	19	24	28
Les essais	Essai 1	Essai 2	Essai 3
Poids de l'échantillon humide avec tare (g)	57,62	51,83	57,87
Poids de l'échantillon sec avec tare (g)	49,79	46,49	50,34
Poids de la tare (g)	33,67	34,79	33,54
Poids de l'échantillon sec (g)	16,12	11,7	16,8
Poids de l'eau (g)	7,83	5,34	7,53
Teneur en eau (%)	48,57320099	45,64102564	44,82142857

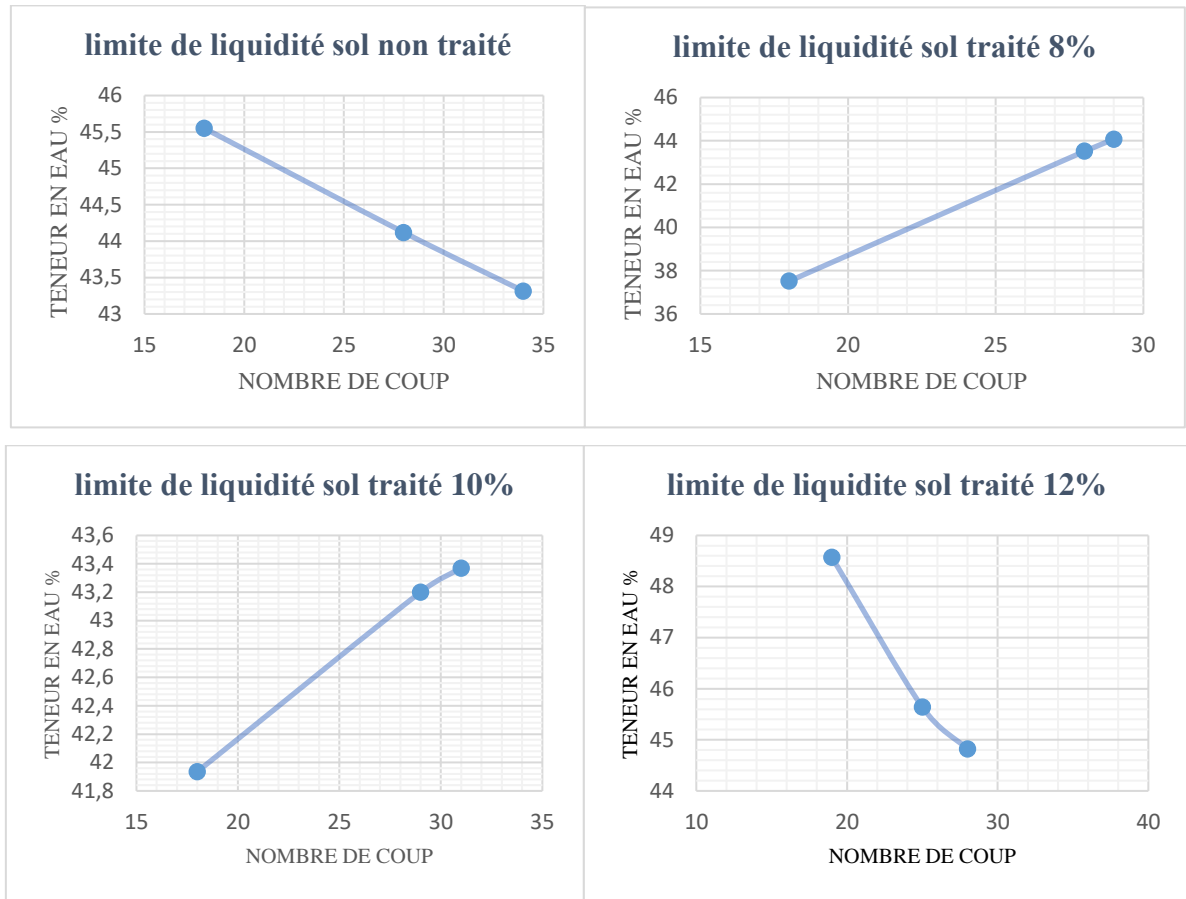


Figure 5.7 Les courbes de la limite de liquidité de nombre de coup en fonction de teneur en eau de %pourcentage déchet de fer.

On trace le nombre de coups en fonction de la teneur en eau, pour la limite de liquidité est la teneur en eau correspondant à la fermeture à 25 coups (W_L).

D'après les courbes la limite de liquidité de chaque essai est :

$$W_{L(Sv)} = 44,5\% ; W_{L(8\%)} = 41,8\% .$$

$$W_{L(10\%)} = 42,64\% ; W_{L(12\%)} = 45,52\% .$$

5.3. Limite de plasticité W_P (NF P 94-051) :

Pour déterminer la limite de plasticité, on prend une partie du mélange et on essaye de faire des petits rouleaux sur une plaquette jusqu'à obtenir un diamètre de 3mm.

Après on soulève le rouleau à 1 ou 2cm au-dessus du plancher, quand il se fissure et rompt. On prélève sur chaque morceau des échantillons pour déterminer la teneur en eau qui sera la valeur de W_P .

5.3.1. Détermination de limite de plasticité :

La teneur en eau naturelle de sol : $W=14.14\%$.

- Prendre un peu de matériau et former une petite boule.
- Rouler à la main sur la plaque de marbre cette boule afin d'obtenir un bâtonnet. Trois cas peuvent se présenter :
- Le bâtonnet commence à se fissurer quand il atteint une longueur de 10 cm et un diamètre de 3 mm. Dans ce cas, le sol est à la limite de plasticité et il faut mesurer sa teneur en eau.
- Le sol est encore fluide et vous n'arrivez pas à confectionner le bâtonnet. Il faut sécher un peu le matériau.
- Le bâtonnet commence à se fissurer trop tôt, le matériau est sec. Il faut l'humidifier un peu.

Il faut réaliser au moins deux essais pour la limite de plasticité. [38]

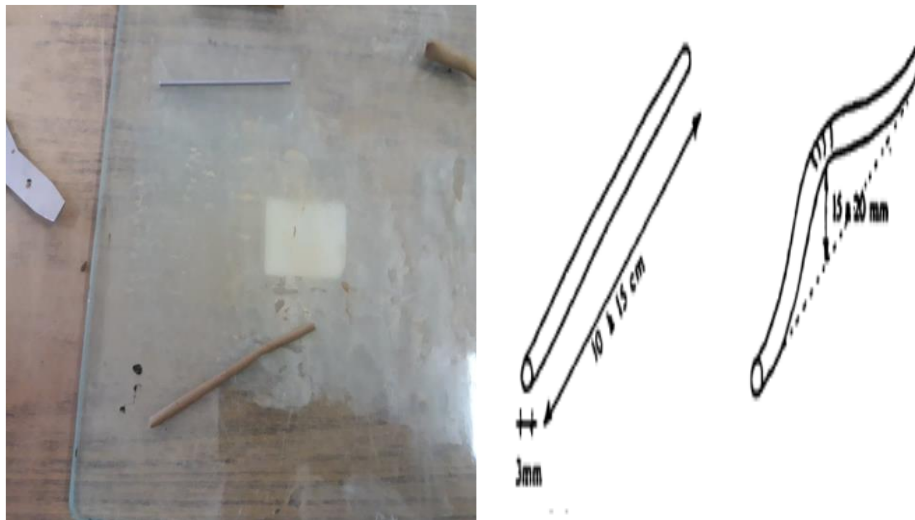


Figure 5.8 détermination de la limite de plasticité W .

Tableau 5.9 Les résultats de la limite de plasticité de sol non traité.

EXPRESSION DES RESULTATS			
Mesures	Limite de plasticité		
	Échantillon		
	Sol non traité		
Les essais	Essai 1	Essai 2	Essai 3
Poids de l'échantillon humide avec tare (g)	34,83	34,98	34,84
Poids de l'échantillon sec avec tare (g)	34,64	34,63	34,63
Poids de la tare(g)	33,98	33,51	33,54
Poids de l'échantillon sec(g)	0,66	1,12	1,09
Poids de l'eau (g)	0,19	0,35	0,21
Teneur en eau	28,78787879	31,25	19,26605505
Teneur en Eau Moyenne (%)	26,43464461		

Tableau 5.10 Les résultats de la limite de plasticité de sol traité 8%.

EXPRESSION DES RESULTATS			
Mesures	Limite de plasticité		
	Échantillon		
	Sol traité 8%déchet de fer		
Les essais	Essai 1	Essai 2	Essai 3
Poids de l'échantillon humide avec tare (g)	35,38	35,57	35,17
Poids de l'échantillon sec avec tare (g)	34,99	35,11	34,74
Poids de la tare(g)	33,76	33,67	33,32
Poids de l'échantillon sec(g)	1,23	1,44	1,42
Poids de l'eau (g)	0,39	0,46	0,43
Teneur en eau	31,70731707	31,94444444	30,28169014
Teneur en Eau Moyenne (%)	31,31115055		

Tableau 5.11 Les résultats de la limite de plasticité de sol traité 10%.

EXPRESSION DES RESULTATS			
Mesures	Limite de plasticité		
	Échantillon		
	Sol traité 10% déchet de fer		
Les essais	Essai 1	Essai 2	Essai 3
Poids de l'échantillon humide avec tare (g)	34,62	34,58	34,94
Poids de l'échantillon sec avec tare (g)	34,39	34,32	34,66
Poids de la tare(g)	33,68	33,48	33,83
Poids de l'échantillon sec(g)	0,71	0,84	0,83
Poids de l'eau (g)	0,23	0,26	0,28
Teneur en eau	32,394366	30,952381	33,73494
Teneur en Eau Moyenne (%)	32,3605623		

Tableau 5.12 Les résultats de la limite de plasticité de sol traité 10%.

EXPRESSION DES RESULTATS			
Mesures	Limite de plasticité		
	Échantillon		
	Sol traité 12% déchet de fer		
Les essais	Essai 1	Essai 2	Essai 3
Poids de l'échantillon humide avec tare (g)	35,44	35,34	59,37
Poids de l'échantillon sec avec tare (g)	35,07	34,98	59,03
Poids de la tare(g)	34,06	33,96	58,04
Poids de l'échantillon sec(g)	1,01	1,02	0,99
Poids de l'eau (g)	0,37	0,36	0,34
Teneur en eau	36,633663	35,294118	34,343434
Teneur en Eau Moyenne (%)	35,42373845		

5.4. Indices de plasticité (IP) (NF P94-051) :

D'après les calculs il vient l'indice de plasticité $IP = W_L - W_P$ alors :

- $IP_{(Sv)} = W_L - W_P = 44,5 - 26,43 = 18,07\%$.
- $IP_{(8\%)} = W_L - W_P = 41,8 - 31,31 = 10,49\%$.
- $IP_{(10\%)} = W_L - W_P = 42,64 - 32,36 = 10,28\%$.
- $IP_{(12\%)} = W_L - W_P = 45,52 - 35,42 = 10,1\%$.

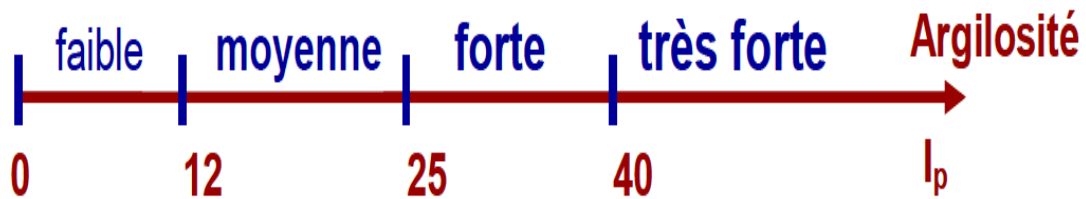


Figure 5.9 Nature du sol selon IP.

$$12 < IP_{(Sv)\%}, IP_{8\%}, IP_{10\%}, IP_{12\%} < 25$$

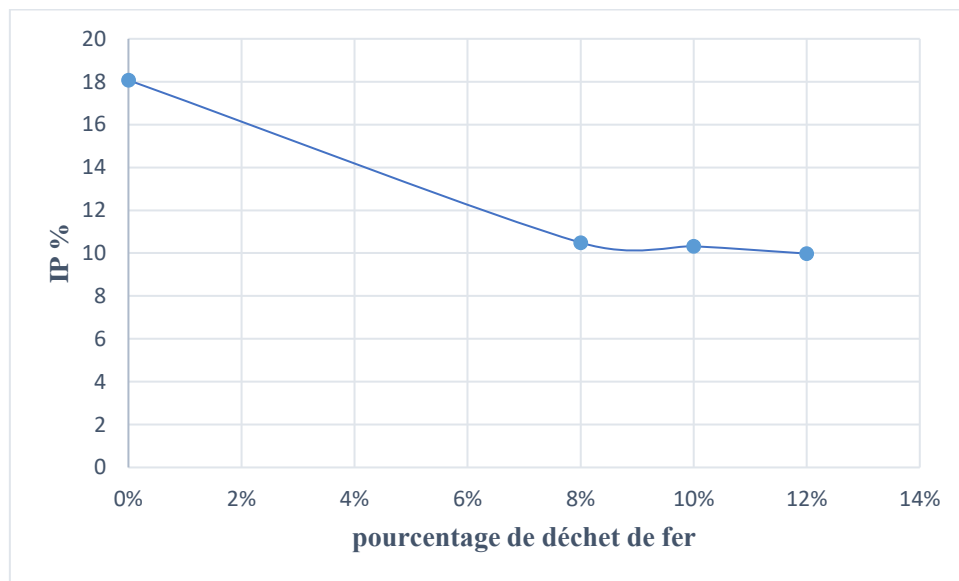


Figure 5.10 Diagramme de l'indice de plasticité en fonction des différents pourcentages de déchet.

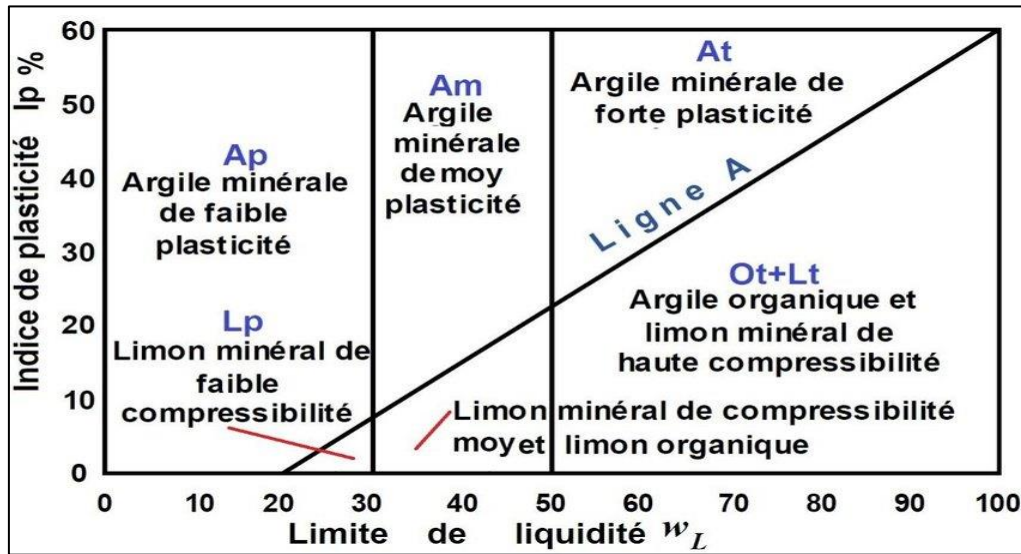


Figure 5.11 Abaque de Casagrande utilisable dans la classification L.P.C. des sols fins.

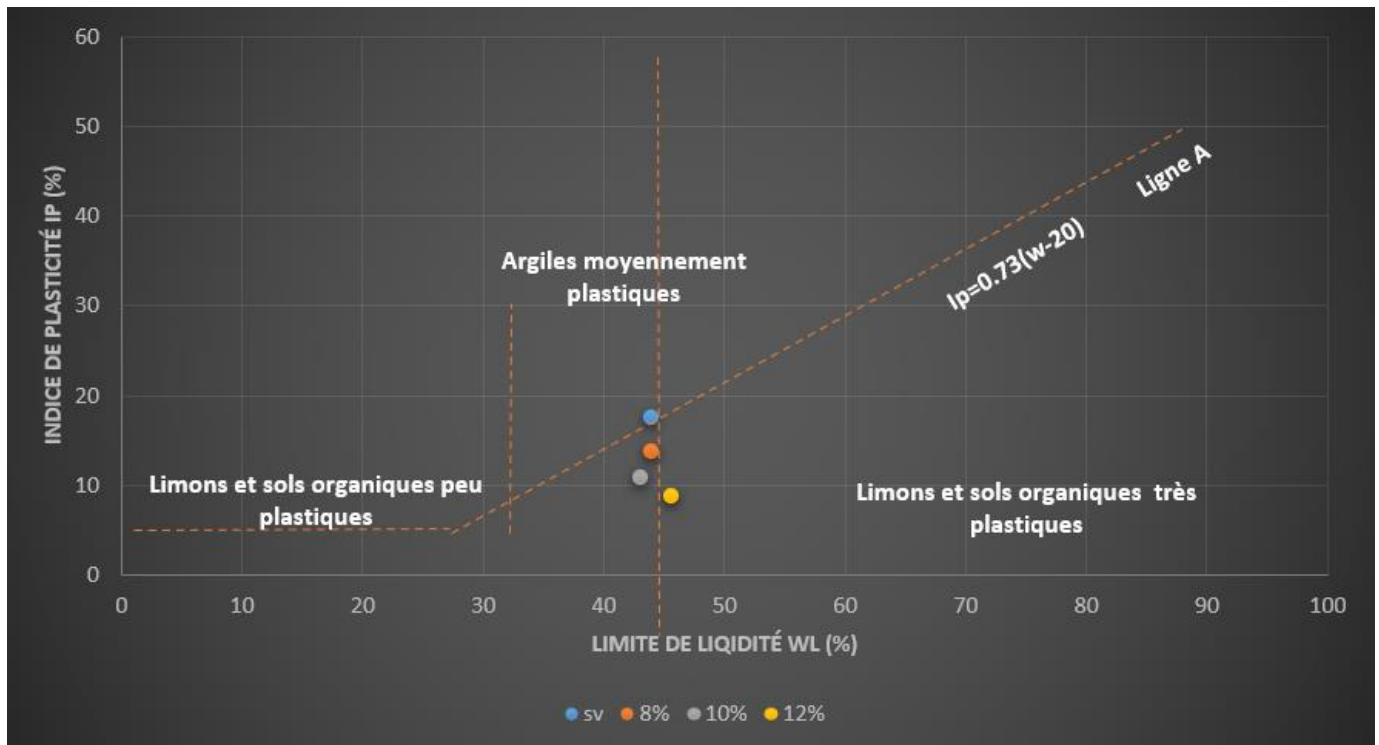


Figure 5.12 Diagramme d'Indices de plasticité en fonction Limite de liquidité.

5.5. Détermination de l'indice de liquidité (I_L) (NF P 94-051) :

Ce paramètre permet de savoir rapidement si un sol est à l'état liquide, plastique, semi-solide ou solide. Pour établir cet indice, on compare la teneur en eau naturelle (in situ) d'un sol à ses limites de plasticité et de liquidité :

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_l - w_p} = \frac{w - w_p}{I_p}$$

$$I_{L(SV)} = -0,68 ; I_{L(8\%)} = -1,63$$

$$I_{L(10\%)} = -1,76 ; I_{L(12\%)} = -2,13$$

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

L'indice de consistance donne une idée de la structure des argiles du sol, le tableau donne l'état de la structure du sol en fonction de la valeur de l'indice de consistance I_C .

$$I_C = \frac{w_L - w}{I_p}$$

$$I_{C(SV)} = 1,68 ; I_{C(8\%)} = 2,63$$

$$I_{C(10\%)} = 2,77 ; I_{C(12\%)} = 3,10$$

Tableau 5.13 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

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

L'essai au bleu de méthylène permet d'apprécier globalement l'activité de la fraction argileuse d'un sol en mesurant la surface interne et externe des grains argileux. Pour ce faire, on fixe, sur les grains d'argile, des molécules de bleu de méthylène et par un test simple, on évalue la quantité de bleu fixé. On en déduit la valeur au bleu du sol où VBS ; qui est un indicateur essentiel dans la classification des sols concernés pour les travaux de terrassements et les sols destinés aux assises des chaussées ...etc.

Le dosage s'effectue en ajoutant successivement des quantités de solution de "bleu" et en contrôlant l'adsorption au fur et à mesure. Une goutte de suspension est prélevée et est déposée sur un filtre. L'essai consiste à déterminer l'adsorption maximale obtenue lorsque la tache est entourée d'une auréole bleu-clair persistante. [39]

4.1. Principe de l'essai :

Le principe de la méthode consiste à contrôler l'adsorption du bleu de méthylène injecté dans un bain aqueux contenant les fines de la prise d'essai, en observant une goutte de suspension déposée sur une feuille de papier filtre.

La tache formée se compose d'un dépôt central du matériau, coloré d'un bleu soutenu,

Entouré d'une zone humide incolore. La saturation des fines en bleu de méthylène se traduit par la formation d'une auréole bleu clair persistante au tour de dépôt central.

On appelle VBS (valeur de bleu de méthylène), la quantité exprimée en gramme de bleu de méthylène adsorbé par 100g de fines. [42]



Figure 5.13 La tache formée de bleu au méthylène .

4.2. Matériel nécessaire :

- Un chronomètre, précision 1s
- Une burette de 50 ml avec graduation au 1/10 ml

- Un papier filtre sans cendre, grammage 95g/cm², épaisseur 0.20 cm, vitesse de filtration 75, rétention 8 mm
- Une baguette de verre
- Un agitateur à ailettes tournantes entre 400 et 700 tours / minutes dans le diamètre des ailettes et compris entre 70 et 80 mm
- Un récipient de 3 litres en matière plastique de diamètre environ 155 mm
- Un tamis de maille 5 mm
- Une spatule
- Une pissette de 500 ml
- Une balance de porter 5kg, précision 01g
- Des bacs en plastique pour effectuer les essais. [42]

4.3. Matériaux utilisés :

- Une solution de bleu de méthylène pharmaceutique a 10g/litre.
- De l'eau déminéralisée ou désilée.
- Un sol de dimension 0/50mm (argile).
- Déchet de fer (8%,10%,12%).

4.4. Procédure de l'essai :

- Verser un échantillon de 30 gr 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 cm³ 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 5cm³ 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.

Cet essai est une mesure indirecte de la surface spécifique des grains solides par adsorption d'une solution de bleu de méthylène jusqu'à saturation. En d'autres termes, il exprime la quantité de bleu de méthylène pouvant être absorbée par les surfaces des particules de sols. [7]

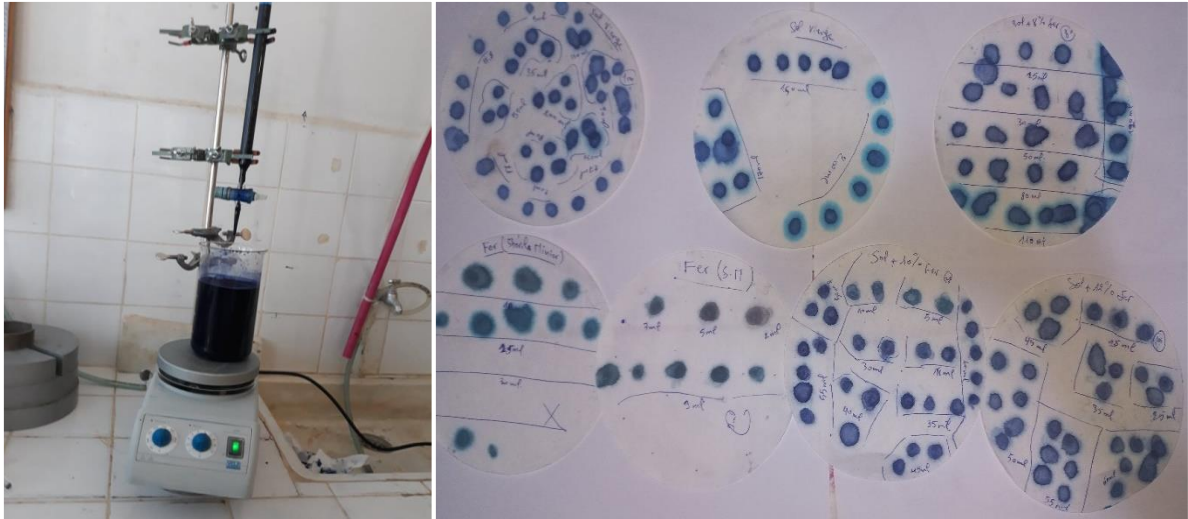


Figure 5.14 Les étapes d'essai bleu méthylène.

4.5. Calculs et expression des résultats :

Dans la présente étude, l'essai est réalisé sur un échantillon de sol dont la quantité est égale à 30 grammes.

$$VBS = \frac{B}{m_0} * 100$$

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

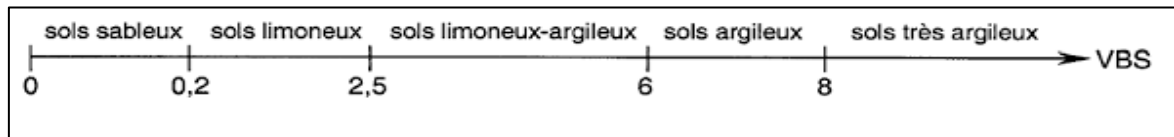
m_0 = Masse de sol(g)

$$VBS_{(snt)} = \frac{0,2}{30} * 100 = 6,67\%$$

Voici le tableau de classification de sol par Valeur de bleu au méthylène.

Tableau 5.14 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

**Figure 5.15:** Nature du sol selon VBS.

$$VBS_{(s\ t\ 8\%)} = \frac{0,11}{32,4} * 100 = 3,4\%$$

$$VBS_{(s\ t\ 10\%)} = \frac{0,05}{33} * 100 = 1,5\%$$

$$VBS_{(s\ t\ 12\%)} = \frac{0,04}{33,6} * 100 = 1,1\%$$

5. Essai mesure Ph :

Principe de l'essai : Il existe de nombreux indicateurs colorés permettant de visualiser les changements des pH (Bleu de thymol ; rouge de phénol ; thymol-phtaléine, bleu de quinoléine). Ils doivent être choisis selon la plage de ph envisager d'autre procédés peuvent aussi être mis en œuvre (l'utilisation d'un appareil de mesure ou de papier ph. [7])

**Figure 5.16** Valeur ph.

On remarque que les résultats sont approchants donc on a répété l'essai avec ph mètre, le tableau ceux dessous représente les résultats.

Tableau 5.15 Valeur de ph en fonction de pourcentage de déchet de fer.

N°	Echantillon	PH
1	Déchet de fer	8.01
2	Sol vierge	7.66
3	Sol+8% de déchet de fer	7.52
4	Sol+10% de déchet de fer	7.46
5	Sol+12% de déchet de fer	7.44

Tableau 5.16 Valeur de matériau utilisé dans l'essai.

Les paramètres fixes	Valeurs
Sol (Argile)	10g
Stérile minier (Fer)	10g
Eau distillée	25 ml
Température	25.5°
Vitesse d'agitation	500t/mn
Durée d'agitation	5mn

6. Essais Proctor (NF- P 94-093) :

6.1. Généralités :

L'essai Proctor est un essai qui permet de déterminer la teneur en eau nécessaire pour obtenir la densité sèche maximale d'un sol granulaire (ou non) par compactage à une énergie fixée (poids de dame, nombre de coups et dimensions normés. [36]

En travaux publics, lors de l'utilisation de remblais, l'objectif va être de compacter le sol afin à la fois de stocker un maximum de matériau dans le volume donné, et aussi d'augmenter la stabilité du remblai pour éviter les phénomènes de glissement.

L'essai Proctor permet de connaître la densité maximale possible d'un matériau, et sa teneur en eau nécessaire pour aboutir à cette densité.

6.2. Principe de l'essai :

Les caractéristiques de compactage Proctor d'un matériau sont déterminées à partir des essais dits : Essai Proctor normal ou Essai Proctor modifié.

Les deux essais sont identiques dans leur principe, seules diffèrent les valeurs des paramètres qui définissent l'énergie de compactage appliquée.

Le principe de ces essais consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter, pour chacune des teneurs en eau, selon un procédé et une énergie conventionnelle. Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérées, on détermine la masse volumique sèche du matériau et on trace la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau.

D'une manière générale cette courbe, appelée courbe Proctor, présente une valeur maximale de la masse volumique du matériau sec qui est obtenue pour une valeur particulière de la teneur en eau. Ce sont ces deux valeurs qui sont appelées caractéristiques optimales de compactage Proctor normal ou modifié suivant l'essai réalisé.

Le choix de l'intensité de compactage est fait en fonction de la surcharge que va subir l'ouvrage au cours de sa durée de vie :

- Essai Proctor normal : Résistance souhaitée relativement faible, du type remblai non ou peu chargé.
- Essai Proctor modifié : Forte résistance souhaitée, du type chaussé autoroutière. [37]

Pour ces essais on peut utiliser, selon la finesse des grains du sol, deux Types de moules :

- Le moule Proctor $D_{\text{mouleintérieur}} = 101,6 \text{ mm} / H = 117 \text{ mm}$ (sans rehausse) $\rightarrow V_{\text{mouleProctor}} = 948 \text{ cm}^3$.
- Le moule CBR : $D_{\text{moule}} = 152 \text{ mm} / H = 152 \text{ mm}$ (sans rehausse) dont disque d'espacement de 25,4 mm d'épaisseur, soit une hauteur $H_{\text{utile}} = 117 \rightarrow V_{\text{moule CBR}} = 2221,98 \text{ cm}^3$.

6.3 Matériel utilisé :

- Moule CBR (éventuellement Proctor).
- Dame Proctor normale ou modifié.
- Règle à araser.
- Disque d'espacement.
- Bacs d'homogénéisation pour préparation du matériau.
- Tamis 5 et 20 mm (contrôle et écrêtage le cas échéant de l'échantillon).
- Truelle, spatule, pinceau, etc...

- Eprouvette graduée 150 ml environ.
- Petits récipients (mesures des teneurs en eau).
- Balance portée 20 kg, précision ± 5 g.
- Balance de précision 200 g, précision $\pm 0,1$ g.
- Etuve $105^{\circ}\text{C} \pm$.
- Burette a huile.



Figure 5.17 Essai Proctor normal.

6.4. Exécution de l'essai :

La totalité du matériau prélevé est séchée dans une étuve à $105 \pm 5^{\circ}\text{C}$ maximum jusqu'à un état hydrique sec. Après séchage, le matériau est tamisé à 20 mm. Les essais sont exécutés sur des échantillons non traités et des échantillons traités au ciment avec le mélange de différents pourcentages ainsi des pourcentages d'eau réaliser approximativement, écraser les mottes à la main ou au malaxeur, mais pas les éléments pierreux, et homogénéiser Soigneusement le matériau (sa teneur en eau doit être homogène). Et divisé par appréciation visuelle en cinq parties égales.

Avant introduction du matériau dans le moule il y a lieu de :

- Solidariser : moule, embase et rehausse.
- Lubrifier le cas échéant les parois du moule.
- Placer le disque d'espacement au fond du moule CBR lorsqu'il est utilisé.
- Placer éventuellement un papier-filtre ou un film plastique au fond du moule Proctor ou sur le disque d'espacement du moule CBR pour faciliter le démoulage.

Introduire alors la quantité de matériau pour que la hauteur de la première couche après compactage soit légèrement supérieure au tiers ou au cinquième de la hauteur du moule respectivement pour l'essai Proctor normal et pour l'essai Proctor modifié.

Compacter cette couche avec la dame correspondante en appliquant respectivement 25 coups ou 56 coups par couche suivant le schéma suivant, et répéter l'opération autant de fois que l'exige le nombre de couches à réaliser.

Après compactage de la dernière couche, retirer la rehausse, le matériau doit alors dépasser du moule d'une hauteur d'un centimètre au maximum. Cet excédent est arasé soigneusement au niveau du moule en opérant radialement du centre vers la périphérie du moule.

Si des éléments > 10 mm sont entraînés dans cette opération, en laissant des vides à la surface de l'éprouvette, combler ceux-ci avec des éléments fins qui sont lissés avec la règle à araser. Peser l'ensemble du moule avec le matériau.

Nature de l'essai	Caractéristiques de l'essai	Moule Proctor	Moule CBR	Schéma récapitulatif
Essai Proctor normal	Masse de la dame	2 490 g	2 490 g	<p>3 couches, à raison de :</p> <p>25 coups par couche 56 coups par couche</p> <p>Moule Proctor Dame Proctor normal Moule CBR</p>
	Diamètre du mouton	51 mm	51 mm	
	Hauteur de chute	305 mm	305 mm	
	Nombre de couches	3	3	
	Nombre de coups par couche	25	56	
Essai Proctor modifié	Masse de la dame	4 535 g	4 535 g	<p>5 couches, à raison de :</p> <p>25 coups par couche 56 coups par couche</p> <p>Moule Proctor Dame Proctor modifié Moule CBR</p>
	Diamètre du mouton	51 mm	51 mm	
	Hauteur de chute	457 mm	457 mm	
	Nombre de couches	5	5	
	Nombre de coups par couche	25	56	

Figure 5.18 Tableau de modalités d'exécution des essais Proctor normal et modifié. [37]

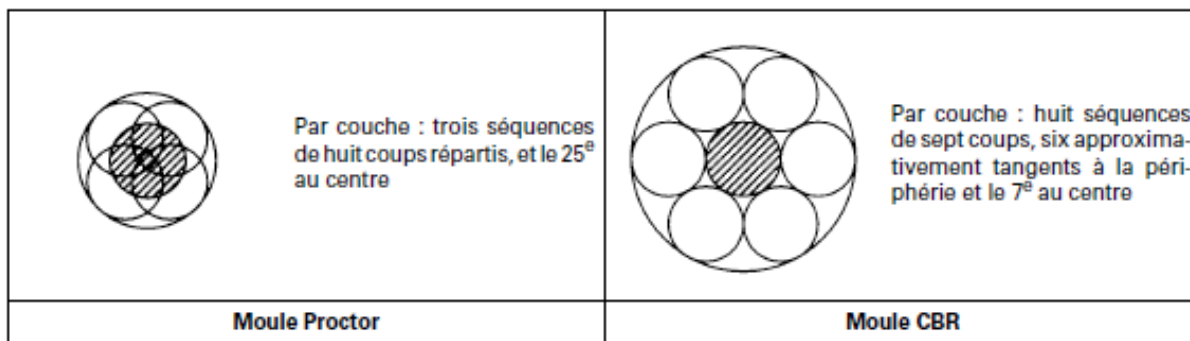


Figure 5.19 Schéma de principe de la répartition des coups de dame sur une couche.



Figure 5.20 Appareillage spécifique pour l'essai Proctor.

6.5. Expression des résultats :

Les caractéristiques à l'optimum Proctor normal et modifié déterminées sur les matériaux obtenus pour différents mélanges avec pourcentage de déchet de fer.

Les résultats sont présentés sur les tableaux ci-dessous avec le traçage des courbes de compactage :

Tableau 5.17 Les résultats de Proctor normal sol non traité.

Proctor normal sol non traité				
Pourcentage d'eau %	14%	16%	18%	20%
Poids d'eau ajouté	350	400	450	500
Poids totale humide	5177	5229	5240	5290
Poids du moule	3431	3431	3431	3465
Poids du sol humide	1746	1798	1809	1825
Poids du sol sec	1531,5789	1550	1533,0508	1520,8333
Poids volumique sec γ_d	1,6241558	1,6436903	1,6257167	1,6127607

Tableau 5.18 Les résultats de Proctor normal sol traité 8 % de déchet de fer.

Sol traité 8 % déchet de fer				
Pourcentage d'eau %	14%	16%	18%	20%
Poids d'eau ajouté	378	432	486	540
Poids totale humide	5260	5257	5270	5295
Poids du moule	3489	3431	3431	3431
Poids du sol humide	1771	1826	1839	1864
Poids du sol sec	1553,5088	1574,1379	1558,4746	1553,3333
Poids volumique sec γ_d	1,6474112	1,6692873	1,6526772	1,6472252

Tableau 5.19 Les résultats de Proctor normal sol traité 10 % de déchet de fer.

Sol traité 10 % déchet de fer				
Pourcentage d'eau %	14%	16%	18%	20%
Poids d'eau ajouté	385	440	495	550
Poids totale humide	5165	5242	5292	5269
Poids du moule	3429	3429	3429	3429
Poids du sol humide	1736	1813	1863	1840
Poids du sol sec	1522,807	1562,931	1578,8136	1533,3333
Poids volumique sec γ_d	1,6148537	1,657403	1,6742456	1,6260163

Tableau 5.20 Les résultats de Proctor normal sol traité 12% de déchet de fer.

Sol traité 12 % déchet de fer				
Pourcentage d'eau %	16%	18%	20%	22%
Poids d'eau ajouté	448	504	560	616
Poids totale humide	5261	5146	5400	5336
Poids du moule	3462	3294	3454	3454
Poids du sol humide	1799	1852	1946	1882
Poids du sol sec	1 550,86	1 569,49	1 621,67	1 542,62
Poids volumique sec γ_d	1,6446045	1,66436	1,7196889	1,6358674

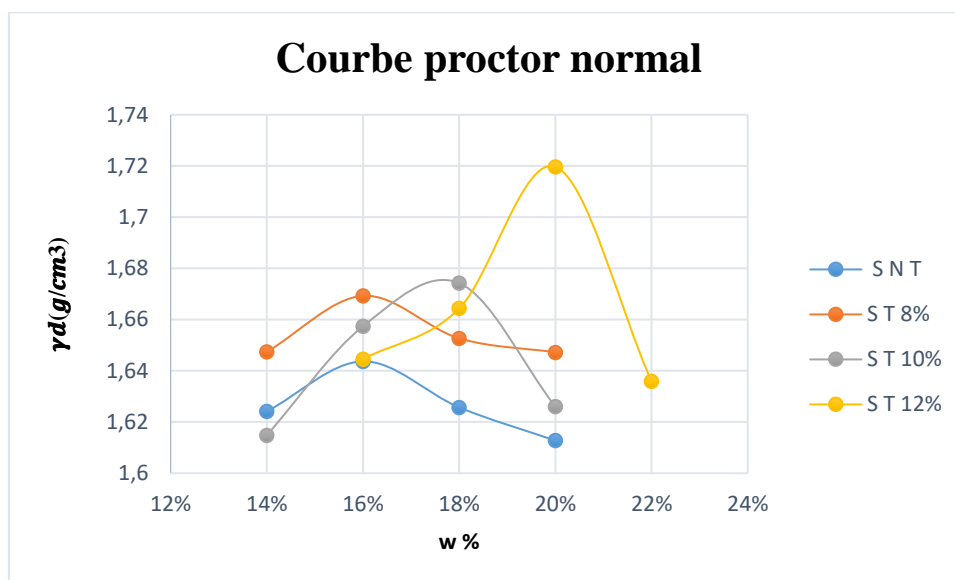


Figure 5.21 Les courbes de Proctor normal du poids volumique sec en fonction de teneur en eau.

Tableau 5.21 Les résultats de Proctor modifier sol non.

Proctor modifier sol non traité				
Pourcentage d'eau %	12%	14%	16%	18%
Poids d'eau ajouté	540	630	720	810
Poids totale humide	14936	15122	15102	15100
Poids du moule	10951	10951	10951	10951
Poids du sol humide	3985	4171	4151	4149
Poids du sol sec	3558,0357	3658,7719	3578,4483	3516,1017
Poids volumique sec γ_d	1,6012906	1,6466269	1,6104773	1,5824182

Tableau 5.22 Les résultats de Proctor modifier sol traité 8% déchet de fer.

Proctor modifier sol traité 8% déchet de fer				
Pourcentage d'eau %	12%	14%	16%	18%
Poids d'eau ajouté	583,2	680,4	777,6	874,8
Poids totale humide	15399	15345	18982	15333
Poids du moule	11158	11158	14786	11158
Poids du sol humide	4241	4187	4196	4175
Poids du sol sec	3594,0678	3672,807	3617,2414	3599,1379
Poids volumique sec γ_d	1,6175068	1,6529433	1,6279361	1,6197886

Tableau 5.23 Les résultats de Proctor modifier sol traité 10% déchet de fer.

Proctor modifier sol traité 10% déchet de fer				
Pourcentage d'eau %	12%	14%	16%	18%
Poids d'eau ajouté	594	693	792	891
Poids totale humide	15230	15122	15260	15452
Poids du moule	11159	10951	10951	11159
Poids du sol humide	4071	4171	4309	4293
Poids du sol sec	3634,8214	3658,7719	3714,6552	3638,1356
Poids volumique sec γ_d	1,635848	1,6466269	1,6717771	1,6373395

Tableau 5.24 Les résultats de Proctor modifier sol traité 12% déchet de fer.

Proctor modifier traité 12% déchet de fer				
Pourcentage d'eau %	14%	16%	18%	20%
Poids d'eau ajouté	705,6	806,4	907,2	1008
Poids totale humide	15120	15320	15475	15325
Poids du moule	10951	10951	10951	10951
Poids du sol humide	4169	4369	4524	4374
Poids du sol sec	3657,0175	3766,3793	3833,8983	3645
Poids volumique sec	1,6458373	1,6950555	1,7254423	1,6404288

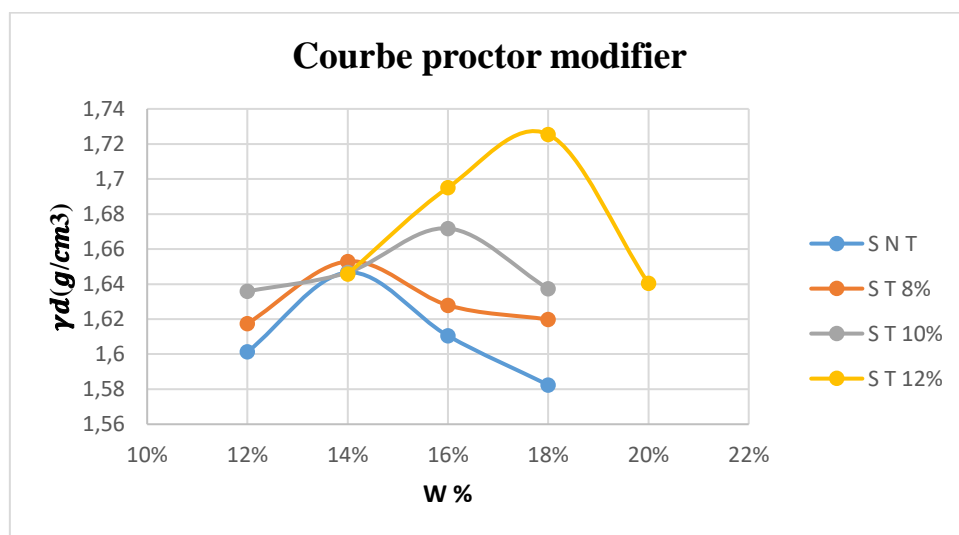


Figure 5.22 Les courbes de Proctor modifier du poids volumique sec en fonction de teneur en eau.

Les courbes d'essai de compactage Proctor modifiée sont réalisées à partir des valeurs de poids volumique sec en fonction de la teneur en eau, regroupées dans les tableaux en haut. De ces courbes, On observe que

l'augmentation du pourcentage de déchet de fer, réduit du poids volumique sec (γ_d) et une augmentation de la teneur en eau (w).

7. Essai CBR (NF P 94-078) :

7.1. Principe de l'essai :

L'essai CBR est un essai de portance (aptitude des matériaux à supporter les charges) des remblais et des couches de formes compactées des ouvrages routiers. Il s'agit de déterminer expérimentalement des indices portants (IPI, CBR) qui permettent :



- D'établir une classification des sols (GTR).
- D'évaluer la traficabilité des engins de terrassement (IPI).
- Déterminer l'épaisseur des chaussées (CBR augmente \Rightarrow épaisseur diminue).
- On mesure 3 types d'indices en fonction des buts fixés :

L'indice portant immédiat : mesure la résistance au poinçonnement d'un sol compacté à sa teneur en eau naturelle ou dans la plage de teneur en eau dans lequel il est susceptible d'évoluer. Il caractérise l'aptitude du sol à permettre la circulation des engins en phase chantier les matériaux sont compactés à l'énergie Proctor normale dans le cas d'un sol et à l'énergie Proctor modifiée dans le cas des matériaux d'assise de chaussé.

L'essai CBR immédiat : mesure la résistance au poinçonnement d'un sol compacté généralement à l'énergie Proctor modifiée à sa teneur en eau à l'optimum Proctor (W_{OPN}), en suit, dans la mesure où le matériau est support ou constituant d'une structure de chaussé, l'éprouvette de sol testé sera surchargée en tête par des disques annulaires représentant l'équivalent de la contrainte imposée par la chaussée sur la plate-forme.

L'essai CBR après immersion : mesure de la résistance au poinçonnement d'un sol compacté à différentes teneur en eau puis immergé pendant plusieurs jours (4 en général).

7.2. Préparation et mode opératoire de l'essai :

Exécution de l'essai	Appareillage	Expression résultat
<p style="text-align: center;"><i>Préparation du moule</i></p> <p><i>1/Solidariser la plaque de base et le moule CBR.</i></p> <p><i>2/Placer une feuille de papier filtre au fond du moule</i></p> <p><i>3/Peser à vide l'ensemble « moule+ plaque de base ».</i></p> <p><i>4/Déterminer le volume qui sera occupé par l'éprouvette de Sol une fois compactée.</i></p> <p><i>5/Fixer la rehausse.</i></p> <p style="text-align: center;"><i>Le compactage</i></p> <p><i>6/ajoute aux matériaux une quantité d'eau correspondant à la teneur du matériau déterminé à l'optimum Proctor modifié.</i></p> <p><i>7/Malaxage le matériau à la main pour rendre le mélange plus homogène et introduire dans le moule</i></p> <p><i>8/compactage en cinq (05) couches. Selon les conditions de l'essai Proctor modifié</i></p> <p><i>9/araser délicatement l'éprouvette en commençant (du centre vers la périphérie)</i></p> <p><i>10/Peser l'ensemble (moule, plaque de base et éprouvette de sol)</i></p> <p style="text-align: center;"><i>L'immersion</i></p> <p><i>11/immersion pendant 4 jours dans l'eau dans un bac écarté du fond, lecture des valeurs sur le comparateur qui présente la hauteur de gonflement</i></p> <p style="text-align: center;"><i>Le poinçonnement</i></p> <p><i>12/Exécuter le poinçonnement à vitesse constante à l'aide d'un piston de 19, 35cm² de section correspondant aux enfoncements de (1,25 ; 2 ; 2,5 ; 5 ; 7,5 ; 10) mm, et de deux (02) comparateurs pour cadencer et suivre l'enfoncement sur l'éprouvette du matériau.</i></p>	<ul style="list-style-type: none"> -Etuve -Balance 35 kg -Balance 400 g -Dame proctor -Moule CBR complet avec surcharge, -plateau de Gonflement, -comparateur -Bac d'immersion -Presse CBR -Anneau dyn. 30 kN -Anneau dyn. 50 kN -Cadencemètre (si Presse manuelle <div style="text-align: center;">  </div> <div style="text-align: center;">  </div>	<ul style="list-style-type: none"> -Indice portante immédiat IPI -Indice CBR immédiat : CBR 0j -Indice CBR après Immersion : CBR 4j -Gonflement :GI en %

On définit les valeurs suivantes : est par convention la plus grande valeur, exprimée en pourcentage.

$$\frac{\text{effort de pénétration à 2.5 d'enfoncement en (kN)}}{13.35} \times 100$$

$$\frac{\text{effort de pénétration à 5mm d'enfoncement en (kN)}}{19.93} \times 100$$

7.3. Expressions des résultats :

Tableau 5.25 Les résultats d'essai CBR immersion.

CBR immersion					
Sol non traité			Sol traité 8% déchet de fer		
Enfoncement (mm)	Force (KN)	Contrainte (KN/m ²)	Enfoncement (mm)	Force (KN)	Contrainte (KN/m ²)
1.25	0,1041	5,37984496	1.25	0,2708	13.99483204
2.00	0,1666	8,60981912	2.00	0,3541	18.2997416
2.50	0,1874	9,68475452	2.50	0,4166	21.52971576
5.00	0,2916	15,0697674	5.00	0,4999	25.83462532
7.50	0,3645	18,8372093	7.50	0,5833	30.14470284
10.00	0,4374	22,6046512	10.00	0,6458	33.374677

Tableau 5.26 Les résultats d'essai CBR immersion.

CBR immersion					
Sol traité 10% déchet de fer			Sol traité 12% déchet de fer		
Enfoncement (mm)	Force (KN)	Contrainte (KN/m ²)	Enfoncement (mm)	Force (KN)	Contrainte (KN/m ²)
1.25	0,1458	7.53488372	1.25	0,1249	4,30490956
2.00	0,2499	12.9147287	2.00	0,2708	6,45478036
2.50	0,3124	16.1447028	2.50	0,3333	7,53488372
5.00	0,5208	26.9147287	5.00	0,5624	11,8397933
7.50	0,6874	35.5245478	7.50	0,6666	15,0697674
10.00	0,7499	38.754522	10.00	0,7916	17,2248062

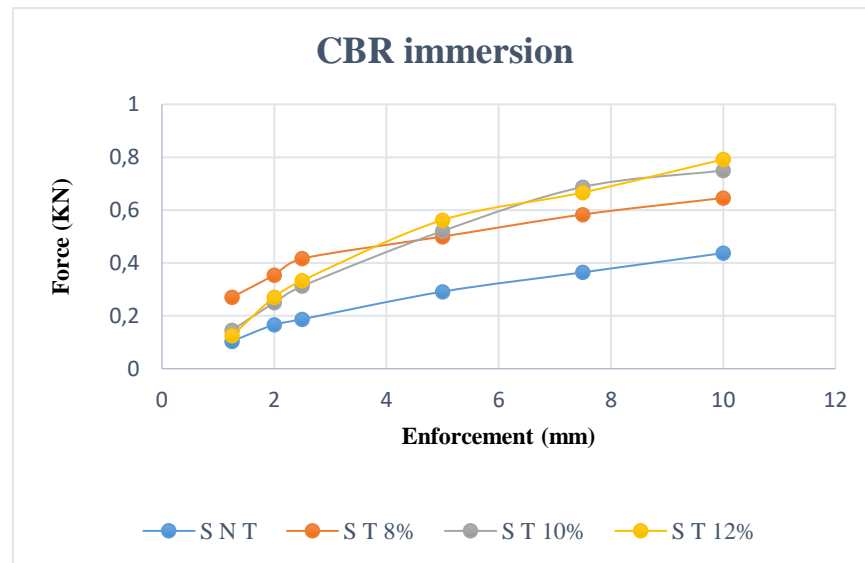


Figure 5.23 Diagramme effort-enfoncement de CBR immersion.

Tableau 5.27 Les résultats d'essai CBR immédiate.

CBR immédiate					
Sol non traité			Sol traité 8% déchet de fer		
Enfonce-ment (mm)	Force (KN)	Contra-ainte (KN/m ²)	Enfonce-ment (mm)	Force (KN)	Contra-ainte (KN/m ²)
1.25	1,5833	81.8242894	1.25	29,06459948	4,30490956
2.00	2,1041	108.739018	2.00	74,28423773	6,45478036
2.50	2,4374	125.963824	2.50	107,6640827	7,53488372
5.00	3,6249	187.3333333	5.00	163,6485788	11,8397933
7.50	4,2916	221.788114	7.50	198,1033592	15,0697674
10.00	4,6458	240.093023	10.00	211,0232558	17,2248062

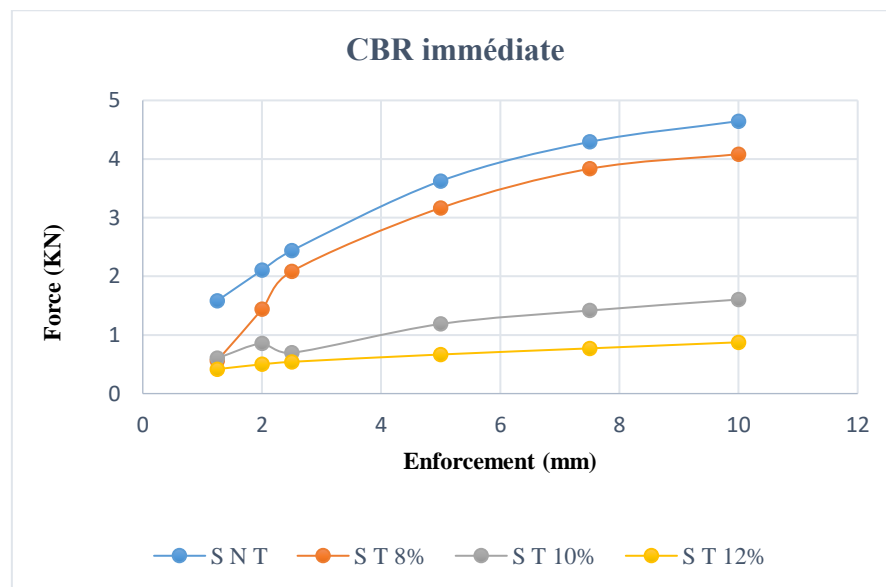


Figure 5.24 Diagramme effort-enfonce-ment de CBR immédiate.

Tableau 5.28 Les résultats d'essai CBR immédiate.

CBR immédiate					
Sol traité 10% déchet de fer			Sol traité 12% déchet de fer		
Enfoncement (mm)	Force (KN)	Contrainte (KN/m ²)	Enfoncement (mm)	Force (KN)	Contrainte (KN/m ²)
1.25	0,6041	31,216382	1.25	0,4166	21,5297158
2.00	0,8541	44,1395349	2.00	0,4999	25,8346253
2.50	0,6958	35,9586563	2.50	0,5416	27,9896641
5.00	1,1874	61,3643411	5.00	0,6666	34,4496124
7.50	1,4116	73,2093023	7.50	0,7708	39,8346253
10.00	1,6041	82,8992248	10.00	0,8749	45,2144703

Tableau 5.29 Les résultats de l'indice CBR.

Déchet de fer	0%		8%		10%		12%	
	I_{CBR} Immédiat	18,2576779	15,8886101	5,95785248	4,05692884			
I_{CBR} Immersion	1,46312092	3,12059925	2,61314601	2,82187657				

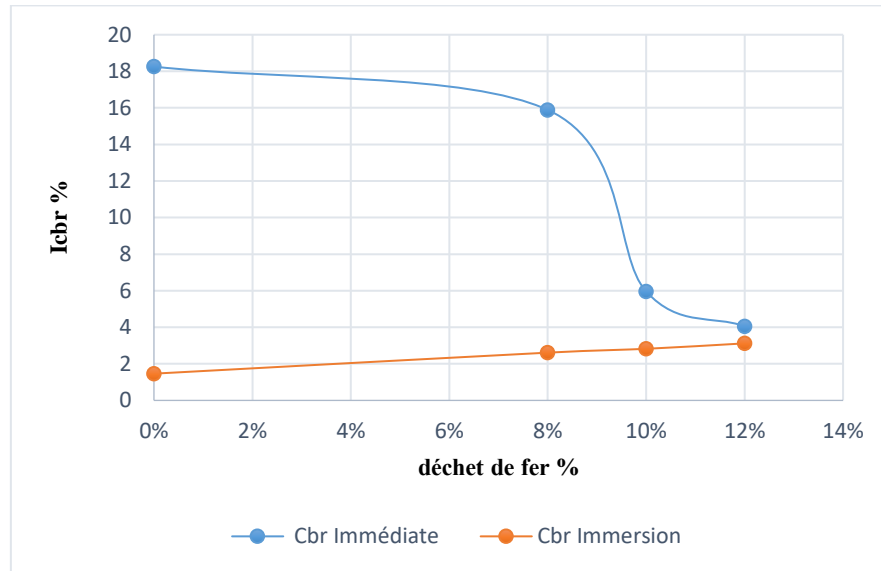


Figure 5.25 Diagramme d'indice CBR en fonction des différents pourcentages de déchet de fer.

Tableau 5.30 Classification des sols en fonction du CBR. [47]

S₁	CBR < 5	Portance très faible
S₂	5 < CBR < 10	Portance faible
S₃	10 < CBR < 15	Portance moyenne
S₄	15 < CBR < 30	Portance bonne
S₅	30 < CBR	Portance excellente

La valeur dugonflement G est déterminée en pourcentage par la relation :

$$G = \frac{\Delta H}{H} \times 100$$

ΔH : Le gonflement mesuré (valeur indiquée sur le comparateur).

H : Hauteur initiale de l'éprouvette avant immersion.

Tableau 5.31 Valeur du gonflement libre pour chaque type du matériau.

	Sans traitement	Traité à 8%	Traité à 10%	Traité à 12%
$\Delta H(\text{mm})$	0.8	0.56	0.52	0.49
H(mm)	158	158	158	158
G	0.506	0.354	0,329	0.310

$$\text{Déformation : } \varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

Δl : déplacement (mm) ;

L : longueur de prouvaît (10,5cm).

Tableau 5.32 Le calcul de la déformation.

Déplacement (mm)	Déformation
0	0
1.25	0,01190476
2	0,01904762
2.5	0,02380952
5	0,04761905
7.5	0,07142857
10	0,0952381

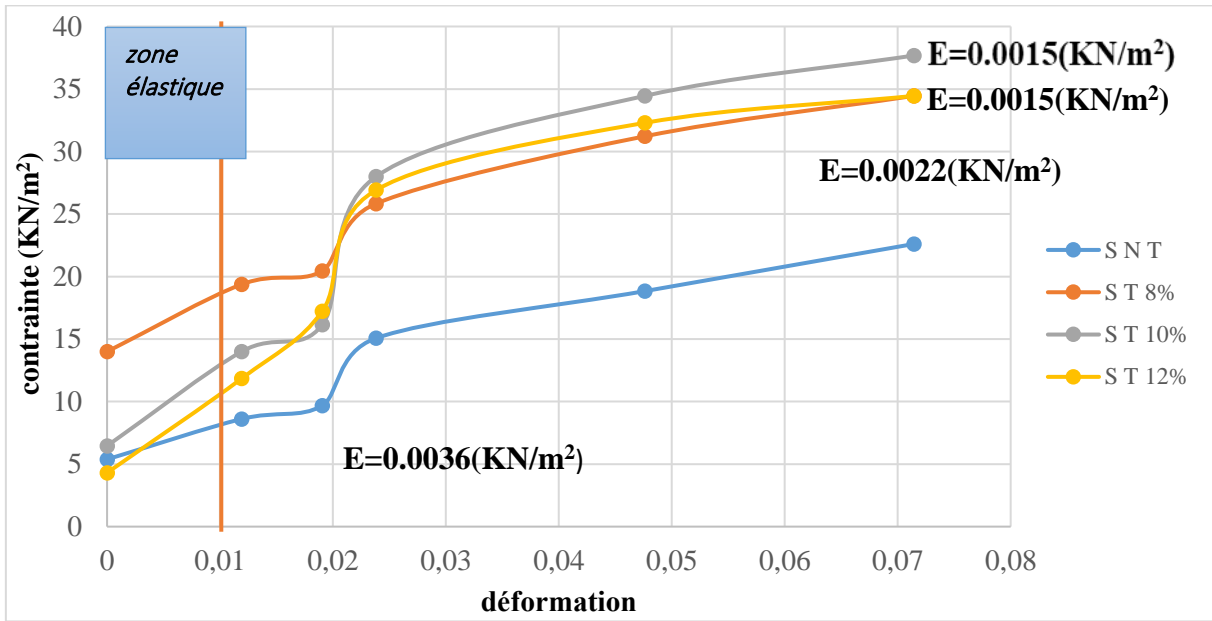


Figure 5.26 Courbe contrainte –déformation à base de l’essai CBR.

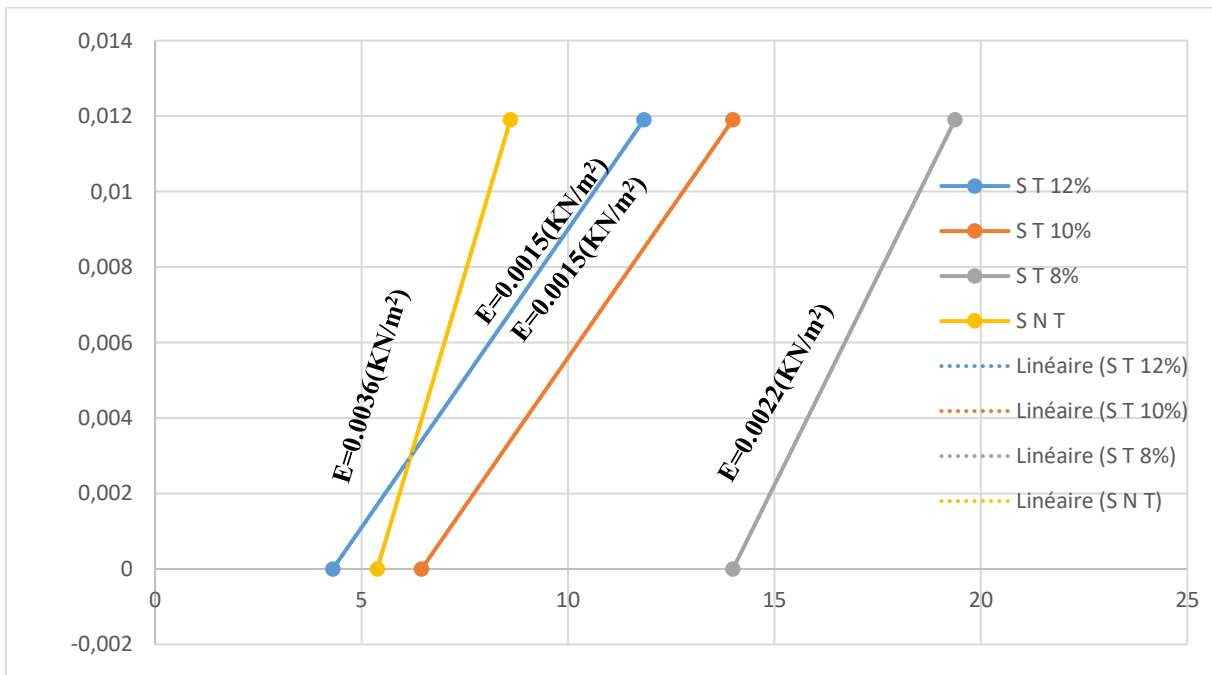
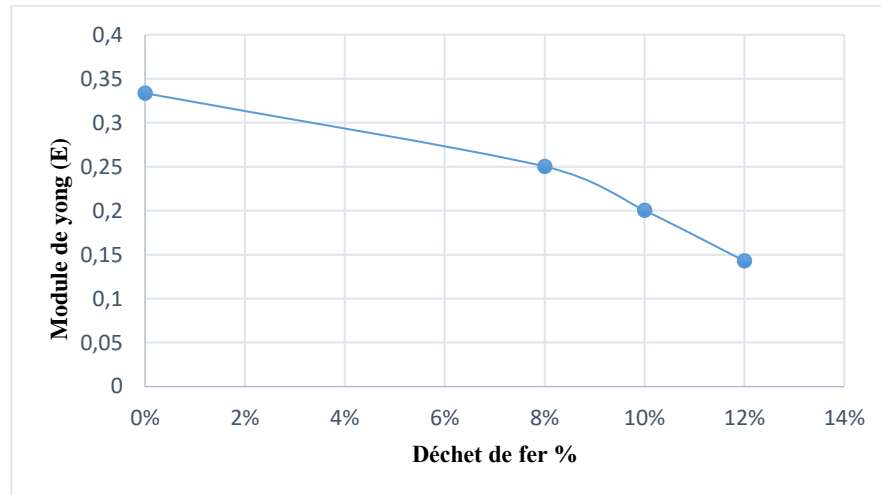


Figure 5.27 Courbe contrainte –déformation à base de l’essai.

Tableau 5.33 Les valeurs de Module de Yong.

Pourcentage de déchet de fer	0 %	8%	10 %	12 %
Module de Yong (KN/m ²)	0,333621	0,00250316	0,00200301	0,0014291

**Figure 5.28** Diagramme de module de Yong en fonction des différents pourcentages de déchet de fer a base de (CBR immersion) .

Les essais CBR montrent que les pourcentages des déchets de fer influence considérable sur les valeurs de CBR. On observe qu'il y a une tendance générale d'augmenter les indices (CBR immersion) avec l'accroissement du pourcentage de déchet de fer. Et l'inverse pour (CBR immédiat).

8. Essai ultrasonique (NF P 18- 418) :

Connu sous le nom d'essai aux ultrasons, cet essai permet de déterminer la vitesse de propagation d'ondes longitudinales (de compression) à travers un élément en béton. Le principe de la méthode consiste à mesurer le temps mis par une onde à parcourir une distance donnée. [43]

8.1. Exécution de l'essai :

Les essais consistant à mesurer la vitesse de propagation des impulsions peuvent être effectués sur des éprouvettes de laboratoire comme sur des ouvrages en béton terminés. Certains facteurs influent toutefois sur la prise de mesures :

- Les ondes sonores se déplacent plus vite à travers un vide rempli d'eau qu'à travers un vide rempli d'air. Par conséquent les conditions d'humidité du béton influencent la vitesse des ondes sonores selon STURRUP, VECCHIO ET CARATIN (1984)

- Une augmentation de la vitesse des impulsions se produit à des températures sous le point de congélation à cause du gel de l'eau ; entre 5 et 30°C, la vitesse des impulsions n'est pas subordonnée à la température. FELDMAN (1977).
- La présence d'acier d'armature dans le béton en particulier l'armature qui suit le trajet de l'onde entraîne une augmentation de la vitesse BUNGEY (1989). Il est par conséquent souhaitable et souvent indispensable de choisir des parcours d'impulsions qui ne sont pas influencés par la présence d'acier d'armature ou d'effectuer des corrections si de l'acier se trouve sur le parcours de l'impulsion.
- Les transducteurs sont appliqués sur les deux faces de l'élément à tester à l'aide d'un matériau d'interposition comme la vaseline, un savon liquide ou une pâte constituée de Kaolin et de glycérol. Connaissant le temps de parcours de l'onde et la distance parcourue, on pourra déterminer la vitesse de propagation (V) de l'onde ultrasonique.[9]

Cette dernière permet le calcul du module d'élasticité E par l'équation suivante :

$$E = \frac{V^2 \rho (1+\nu)(1-2\nu)}{g(1-\nu)} \quad \text{Avec} \quad \nu = \frac{d}{t}$$

E : Module d'élasticité [MPa].

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

ρ : La densité du solide.

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

ν : Coefficient de Poisson.

d = La distance séparant les transducteurs émetteur et récepteur [m].

t : Le temps de propagation de l'onde [s]... [7].

8.2. Travaux préparatoires :

- Poncer et égaliser la partie de la surface de l'élément à ausculter où le transducteur sera fixé.
- Employer un matériau intermédiaire entre les deux et en prenant soin de vérifier que l'appareil est bien appliqué contre la surface à tester à l'aide d'un matériau d'interposition comme la vaseline, un savon liquide ou une pâte constituée de Kaolin et de glycérol.



Figure 5.29 Type de propagations d'ondes [44].

Avant l'utilisation de l'ultrasons on mettre l'échantillon dans l'enceinte climatique pendant la période d'essai.



Figure 5.30 Les échantillons dans l'enceinte climatique.



Figure 5.31 Temps des ondes ultrasoniques sur des éprouvettes.

8.3. Expression des résultats :

Les résultats sont présentés dans les tableaux ce dessus

Tableau 7.34 Les résultats de sol non traité d'essai ultrasonique.

Échantillon	% de déchet de fer	Écrasement	Densité γ_d	Temps (s)	Temps moyen (s)	Vitesse m/s	Vitesse moyenne	Module d'élasticité (kn)	γ_d Moyenne
1	Sol non traité	Après 1j	1,95	0,000281	0,000282	373.665	372.345	8813.835	1,93
2	Sol non traité	Après 1j	1,91	0,000283		371.024			
3	Sol non traité	Après 7j	1,95	0,000272	0,00027	386.029	388.910	9665.332	1,94
4	Sol non traité	Après 7j	1,93	0,000268		391.791			
5	Sol non traité	Après 14 j	1,84	0,000255	0,000254	420	413.488	10728.473	1,905
6	Sol non traité	Après 14 j	1,97	0,000258		406.976			
7	Sol non traité	Après 28j	1,91	0,000238	0,000236	441.176	444.947	12423.051	1,905
8	Sol non traité	Après 28j	1,90	0,000234		448.717			

Tableau 5.35 Les résultats de sol traité 8% déchet de fer d'essai ultrasonique.

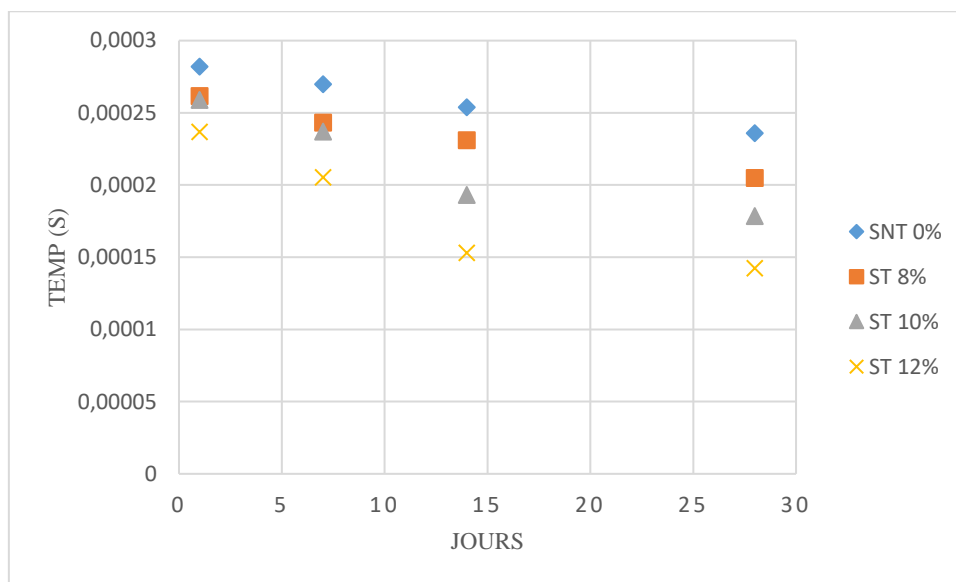
Échantillon	% de déchet de fer	Écrasement	Densité sèche γ_d	Temps (s)	Temps moyen (s)	Vitesse m/s	Vitesse moyen	Module d'élasticité (kn)	γ_d Moyenne
1	Sol traité 8%	Après 1j	1,99	0,000 262	0,000261	400.45 7	401.070	10738.730	1,965
2	Sol traité 8%	Après 1j	1,94	0,000 261		401.68 3			
3	Sol traité 8%	Après 7j	1,83	0,000 241	0,000243	435.68 4	431.691	11428.085	1,805
4	Sol traité 8%	Après 7j	1,78	0,000 245		427.69 8			
5	Sol traité 8%	Après 14 j	1,9	0,000 23	0,000231	456.52 1	454.164	13454.780	1,92
6	Sol traité 8%	Après 14 j	1,94	0,000 223		451.80 6			
7	Sol traité 8%	Après 28j	1,93	0,000 202	0,000205	519.80 1	512.304	17387.636	1,95
8	Sol traité 8%	Après 28j	1,97	0,000 208		504.80 7			

Tableau 5.36 Les résultats de sol traité 10% déchet de fer d'essai ultrasonique.

Échantillon	% de déchet de fer	Écrasement	Densité sèche γ_d	Temps (s)	Temps moyen (s)	Vitesse m/s	Vitesse moyen	Module d'élasticité (kn)	γ_d Moyenne
1	Sol traité 10%	Après 1j	1,95	0,0002 56	0,000295	410,15 6	405.459	11282.014	1,96
2	Sol traité 10%	Après 1j	1,97	0,0002 62		400.76 3			
3	Sol traité 10%	Après 7j	1,87	0,0002 30	0,000237	455.72 9	443.028	13091.617	1,905
4	Sol traité 10%	Après 7j	1,94	0,0002 44		430.32			
5	Sol traité 10%	Après 14 j	1,89	0,0001 916	0,000193	548.01 6	543.239	19735.603	1,91
6	Sol traité 10%	Après 14 j	1,93	0,0001 95		538.46 1			
7	Sol traité 10%	Après 28j	1,94	0,0001 78	0,000178	589.88 7	588.239	23564.788	1,945
8	Sol traité 10%	Après 28j	1,95	0,0001 79		586.59 2			

Tableau 5.37 Les résultats de sol traité 12% déchet de fer d'essai ultrasonique.

Échantillon	% de déchet de fer	Écrasement	Densité ρ (kg/m ³)	Temps (s)	Temps moyen (s)	Vitesse (m/s)	Vitesse moyenne	Module d'élasticité (kn)	γ_d (Moyenne)
1	Sol traité 12%	Après 1j	1,85	0,000223	0,000236	418.827	444.628	11295,437	1,85
2	Sol traité 12%	Après 1j	1,85	0,000250		470.430			
3	Sol traité 12%	Après 7j	1,7	0,0002	0,000205	524.737	511.656	14432,171	1,785
4	Sol traité 12%	Après 7j	1,87	0,00021		498.575			
5	Sol traité 12%	Après 14 j	1,8	0,000134	0,000153	782.997	696.731	25861.652	1,725
6	Sol traité 12%	Après 14 j	1,65	0,000172		610.465			
7	Sol traité 12%	Après 28j	1,91	0,000143	0,00014225	734.265	738.157	31552.648	1,875
8	Sol traité 12%	Après 28j	1,84	0,0001415		742.049			

**Figure 5.32** Temps des ondes ultrasoniques sur les éprouvettes.

La mesure du temps de propagation des ondes à l'aide d'ultrason, faites sur 32 échantillons, en fonction du temps jusqu'à 28 jours. La figure représente les résultats des temps de propagation des ondes ultrasoniques en fonction du temps. On observe que, le temps de propagation des ondes et diminuer avec l'âge des éprouvettes.

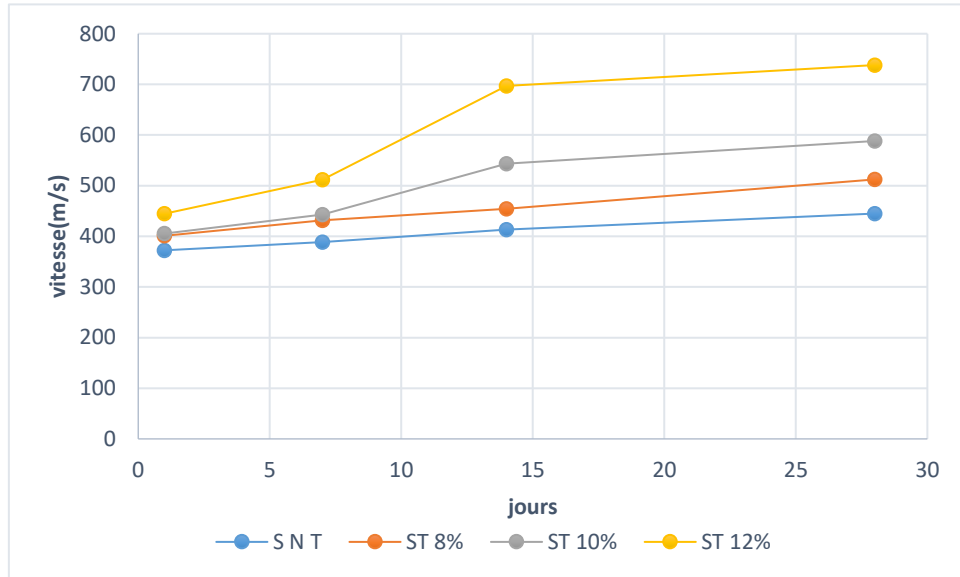


Figure 5.33 Vitesse (m/s) des ondes ultrasoniques sur les éprouvettes.

Ces graphes représentent la progression de la vitesse avec le temps (nombre des jours) et En fonction du pourcentage de déchet de fer à 1j, 7j,14j et 28jours Sur 32 éprouvettes compactées à l’optimum Proctor normal. On observe que la valeur de vitesse augmentée avec l’addition du pourcentage de déchet de fer.

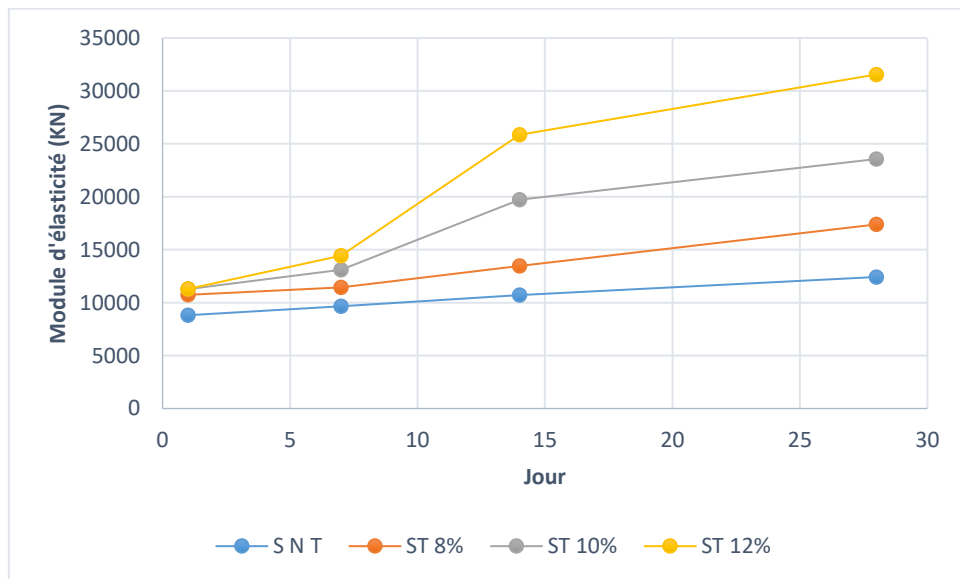


Figure 5.34 Module d'élasticité sur les éprouvettes.

Ces graphes représentent la progression du module d'élasticité avec le temps (nombre des jours) et en fonction du pourcentage de déchet de fer a 1j, 7j,14j et 28 jours. On remarque que le module d'élasticité augmentée avec l'addition du pourcentage de déchet de fer.

9. Essais de compression simple (NF P 98323231) :

9.1. Principe de l'essai :

L'essai de compression simple est l'essai par lequel nous avons choisi d'étudier le comportement mécanique du mélange, pour évaluer l'évolution au cours du temps de la résistance des sols traités ainsi que de l'influence de la quantité de déchet de fer ajoutée sur le traitement. Le gain de résistance des sols traités est le critère primordial pour évaluer l'efficacité du traitement. il permet de déterminer la résistance en compression à long terme ainsi l'âge autorisant la mise en circulation des engins de chantier sur la couche traitée, c'est le critère de traficabilité est juge satisfaisant dès lors que la résistance en compression simple (R_c) est supérieure à 1 MPa. [48]

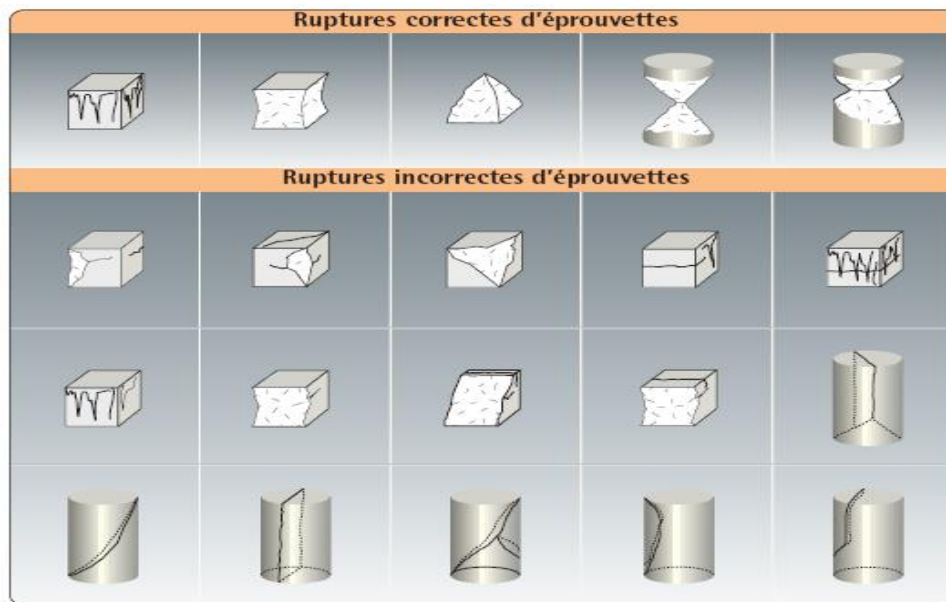


Figure 5.35 Type des ruptures des éprouvettes.

9.2. Exécution de l'essai

Nous avons préparé les échantillons de manière proportionnelle avec le diamètre de la machine de cbr tester ,L'essai de la résistance à la compression simple (norme NF P 98323231)réalisée sur des éprouvettes cylindriques d'un mélanges traités et mélanges non traités aux déchets de fer l'optimum Proctor normal

(différent % d'OPM) ayant des dimensions $D= 52 \text{ mm}$, $H=105\text{mm}$ conservés dans l'enceinte climatique a température 18° Il s'agit de la compression d'un cylindre entre deux plateaux, la carotte de matériau traité est soumise à une sollicitation en compression par l'intermédiaire d'une presse (appareil de compression simple) jusqu'à rupture, Il est important que les surfaces de contact entre la machinerie et l'échantillon, surface haute et basse, soient aussi planes que possible La mise en charge de l'éprouvette se fait en continu avec une vitesse statistique, de manière à ce que la rupture se produise entre 30 et 210 seconds après le début de l'application de la charge, la charge appliquée et la déformation servant à déterminer la contrainte. Les écrasements sont répartis comme suit : immédiatement après 1 jours de moulage puis au deuxième âge après 7 jours de moulage et au troisième âge après 14 jours et après 28 jours.



Figure 5.36 La préparation des éprouvettes et rupture des échantillons et l'écrasement avec CBR tester.

Les résultats de cet essai sont présentés dans le tableau ci-dessus :

Tableau 5.38 Compression de sol non traité et sol traité 8% après 24 h.

Compression après 24 h sol non traité et sol traité 8% déchet de fer					
Échantillon	Temps	ΔL	$\Delta L/l$	Force axial	Contrainte
Sol non traité	0	0	0	0	0
	30	60	0,05714286	0,1041	50,9544787
	60	135	0,12857143	0,2499	122,320117
	90	170	0,16190476	0,3124	152,912384
	120	200	0,19047619	0,3541	173,323544
	150	251	0,23904762	0,3958	193,734704
	180	305	0,29047619	0,3541	173,323544
Sol traité 8%	0	0	0	0	0
	30	70	0,06666667	0,1666	81,546745
	60	140	0,13333333	0,2708	132,550171
	90	196	0,18666667	0,3541	173,323544
	120	244	0,23238095	0,3958	193,734704
	150	311	0,29619048	0,4166	203,91581
	180	389	0,37047619	0,3958	193,734704

Tableau 5.39 Compression de sol traité 10% et sol traité 12% après 24 h.

Compression après 24 h sol traité 10% et sol traité 12% déchet de fer					
Échantillon	Temps	ΔL	$\Delta L/l$	Force axial	Contrainte
Sol traité 10%	0	0	0	0	0
	30	80	0,0761905	0,3124	152,91238
	60	139	0,132381	0,3541	173,32354
	90	190	0,1809524	0,4791	234,50808
	120	241	0,2295238	0,5416	265,10034
	150	330	0,3142857	0,5624	275,28145
	180	401	0,3819048	0,5416	265,10034
Sol traité 12%	0	0	0	0	0
	30	66	0,0628571	0,3749	183,50465
	60	120	0,1142857	0,6249	305,87372
	90	170	0,1619048	0,8124	397,65051
	120	230	0,2190476	0,9166	448,65394
	150	305	0,2904762	0,9583	469,0651
	180	380	0,3619048	0,9583	469,0651
	210	430	0,4095238	0,8124	397,65051

Tableau 5.40 Compression de sol non traité et sol traité 8% après 7 jours.

Compression après 7 j sol non et sol traité 8% déchet de fer					
Échantillon	Temps	ΔL	$\Delta L/l$	Force axiale	Contrainte
Sol non traité	0	0	0	0	0
	30	60	0,0571429	0,2083	101,95791
	60	125	0,1190476	0,4374	214,09692
	90	175	0,1666667	0,6249	305,87372
	120	230	0,2190476	0,7291	356,87714
	150	305	0,2904762	0,7499	367,05825
	180	375	0,3571429	0,7708	377,2883
	210	430	0,4095238	0,7499	367,05825
Sol traité 8%	0	0	0	0	0
	30	50	0,047619	0,2499	122,32012
	60	99	0,0942857	0,4999	244,68918
	90	159	0,1514286	0,7708	377,2883
	120	239	0,227619	0,9166	448,65394
	150	293	0,2790476	0,8949	438,03231
	180	354	0,3371429	0,8541	418,06167

Tableau 5.41 Compression de sol traité 10% et sol traité 12% après 7 jours.

Compression après 7 j sol traité 10% et sol traité 12%					
Échantillon	Temps	ΔL	$\Delta L/l$	Force axiale	Contrainte
Sol traité 10%	0	0	0	0	0
	30	55	0,052381	0,1458	71,365639
	60	113	0,107619	0,3958	193,7347
	90	190	0,1809524	0,7083	346,69604
	120	254	0,2419048	0,8956	438,37494
	150	351	0,3342857	1,0624	520,01958
	180	365	0,347619	1,1249	550,61185
	220	418	0,3980952	1,0416	509,83847
Sol traité 12%	0	0	0	0	0
	30	59	0,0561905	0,1666	81,546745
	60	111	0,1057143	0,4791	234,50808
	90	180	0,1714286	0,8124	397,65051
	120	246	0,2342857	1,0416	509,83847
	150	305	0,2904762	1,1874	581,20411
	180	362	0,3447619	1,2708	622,02643
	210	423	0,4028571	1,2708	622,02643

Tableau 5.42 Compression de sol non traité et sol traité 8% après 14 jours.

Compression après 14 j sol non traité et sol traité 8%					
Échantillon	Temps	ΔL	$\Delta L/l$	Force axiale	Contrainte
Sol non traité	0	0	0	0	0
	30	63	0,06	0,3333	163,14244
	60	129	0,1228571	0,6458	316,10377
	90	194	0,1847619	0,8749	428,24278
	120	149	0,1419048	0,9583	469,0651
	150	195	0,1857143	0,8541	418,06167
Sol traité 8%	0	0	0	0	0
	30	51	0,0485714	0,5416	265,10034
	60	103	0,0980952	1,0624	520,01958
	90	187	0,1780952	1,3958	683,21096
	120	240	0,2285714	1,4791	723,98434
	150	299	0,2847619	1,3541	662,7998

Tableau 5.43 Compression de sol traité 10% et sol traité 12% après 14 jours.

Compression après 14 j sol traité 10% et sol traité 12%					
Échantillon	Temps	ΔL	$\Delta L/l$	Force axiale	Contrainte
Sol traité 10%	0	0	0	0	0
	30	57	0,0542857	0,5208	254,91924
	60	130	0,1238095	1,0624	520,01958
	90	187	0,1780952	1,5624	764,75771
	110	234	0,2228571	1,7916	876,94567
	150	290	0,2761905	1,9374	948,31131
	180	363	0,3457143	1,7708	866,76456
Sol traité 12%	0	0	0	0	0
	30	43	0,0409524	0,6249	305,87372
	60	95	0,0904762	1,4583	713,80323
	90	174	0,1657143	2,1458	1050,3182
	120	224	0,2133333	2,3749	1162,4572
	150	294	0,28	2,1249	1040,0881
	180	307	0,292381	2,0208	989,13363

Tableau 5.44 Compression de sol non traité et sol traité 8% après 28 jours.

Compression après 28 j sol non et sol traité 8% déchet de fer					
Échantillon	Temps	ΔL	$\Delta L/l$	Force axiale	Contrainte
Sol non traité	0	0	0	0	0
	30	65	0,0619048	0,3749	183,50465
	60	127	0,1209524	0,7291	356,87714
	90	180	0,1714286	1,0208	499,65737
	120	235	0,2238095	1,2291	601,61527
	150	305	0,2904762	1,3749	672,98091
	180	380	0,3619048	1,4166	693,39207
	210	439	0,4180952	1,2083	591,43417
Sol traité 8%	0	0	0	0	0
	30	76	0,072381	0,3124	152,91238
	60	111	0,1057143	0,9999	489,42731
	90	152	0,1447619	1,6666	815,76114
	120	200	0,1904762	2,1666	1060,4993
	150	267	0,2542857	2,4999	1223,6417
	180	329	0,3133333	2,6041	1274,6451
	210	308	0,2933333	2,3958	1172,6872

Tableau 5.45 Compression de sol traité 10% et sol traité 12% après 28 jours.

Compression après 28 j sol traité 10% et sol traité 12% déchet de fer					
Échantillon	Temps	ΔL	$\Delta L/l$	Force axiale	Contrainte
Sol traité 10%	0	0	0	0	0
	30	73	0,0695238	0,4583	224,32697
	60	112	0,1066667	1,0624	520,01958
	90	237	0,2257143	1,8333	897,35683
	120	283	0,2695238	2,1874	1070,6804
	150	353	0,3361905	2,6041	1274,6451
	180	427	0,4066667	2,6666	1305,2374
	210	493	0,4695238	2,4166	1182,8683
Sol traité 12%	0	0	0	0	0
	30	55	0,052381	0,2916	142,73128
	60	196	0,1866667	0,9374	458,83505
	90	245	0,2333333	1,7708	866,76456
	120	304	0,2895238	2,3958	1172,6872
	150	372	0,3542857	2,7499	1346,0108
	180	410	0,3904762	2,8333	1386,8331
	210	465	0,4428571	2,7083	1325,6486

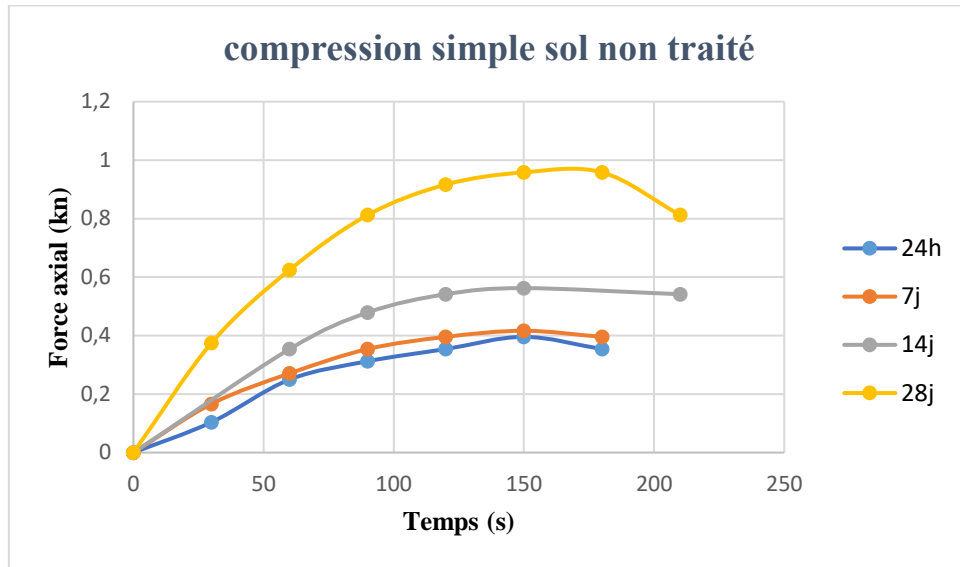


Figure 5.37 Courbe de sol non traité de la force axiale en fonction de temps pendant les jours d'écrasement.

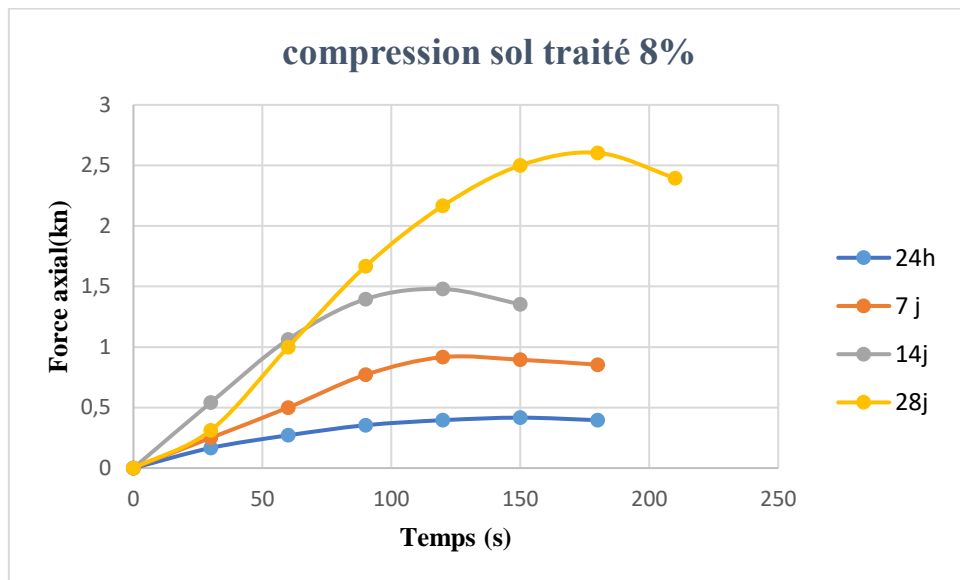


Figure 5.38 Courbe de sol traité 8% de la force axiale en fonction de temps pendant les jours d'écrasement.

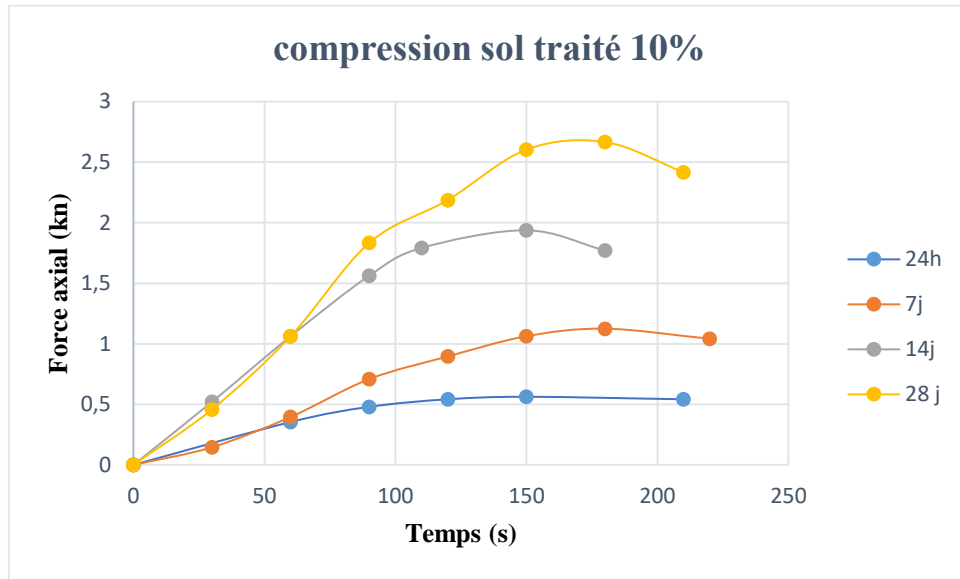


Figure 5.39 Courbe de sol traité 10% de la force axiale en fonction de temps pendant les jours d'écrasement.

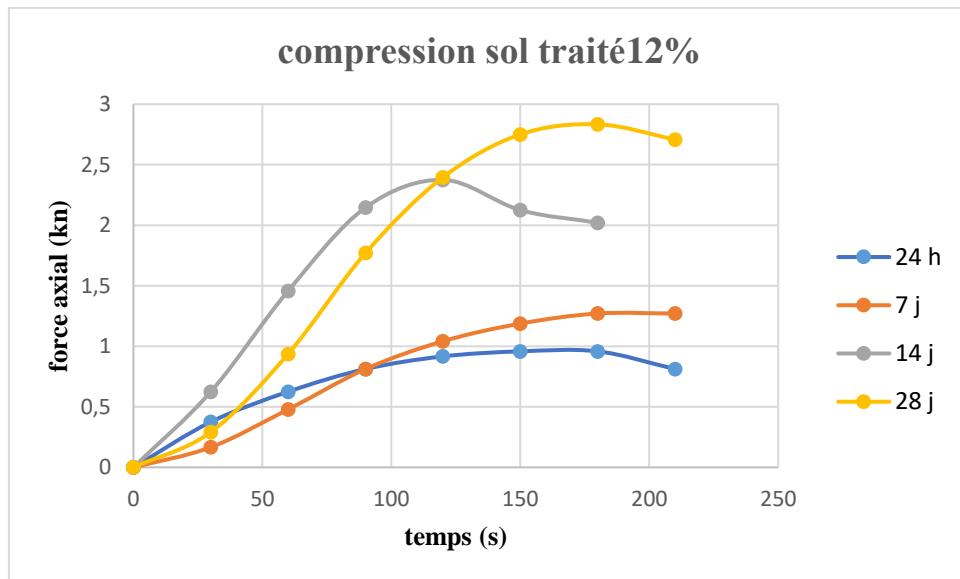


Figure 5.40 Courbe de sol traité 12% de la force axiale en fonction de temps pendant les jours d'écrasement. On observe qu'il y a une augmentation de la force avec le temps.

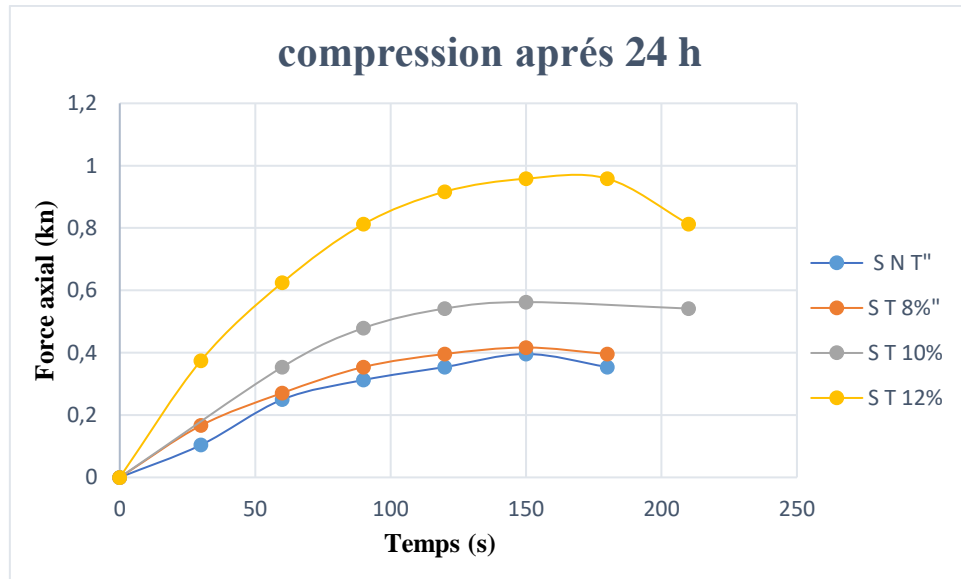


Figure 5.41 Courbe comparative de compression simple après 24 h (sol non traité, sol traité 8%, sol traité 10%, sol traité 12%).

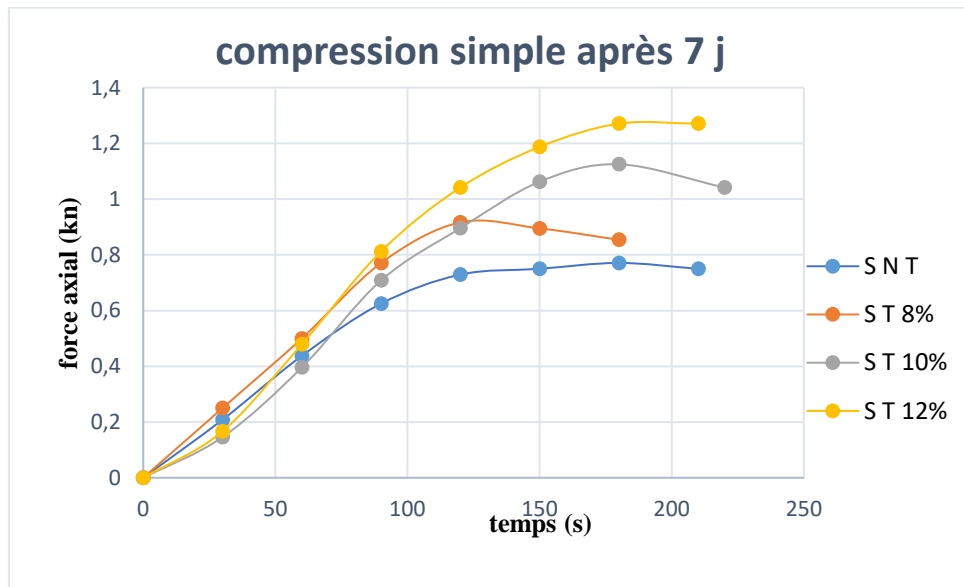


Figure 5.42 Courbe comparative de compression simple après 7j (sol non traité, sol traité 8%, sol traité 10%, sol traité 12%).

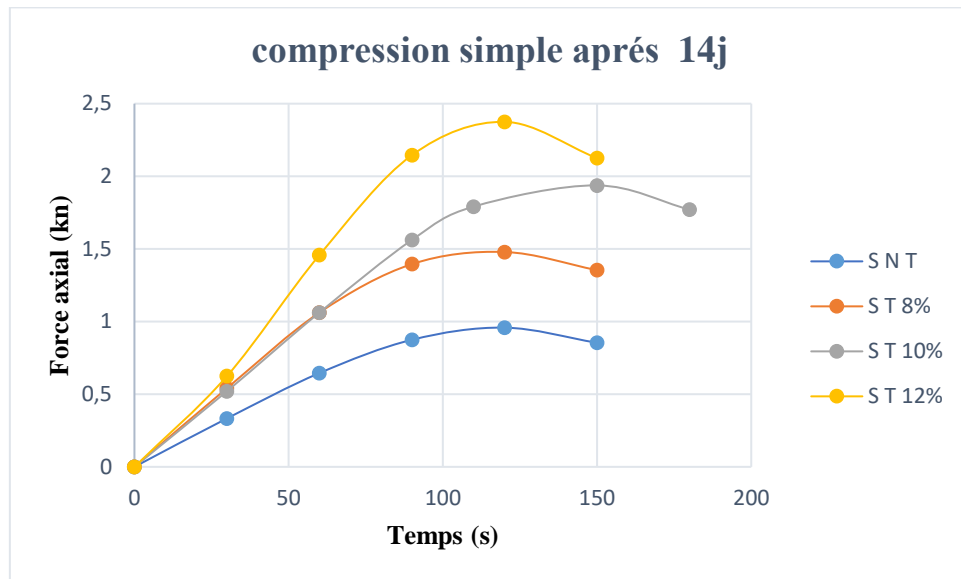


Figure 5.43 Courbe comparative de compression simple après 14j (sol non traité, sol traité 8%, sol traité 10%, sol traité 12%).

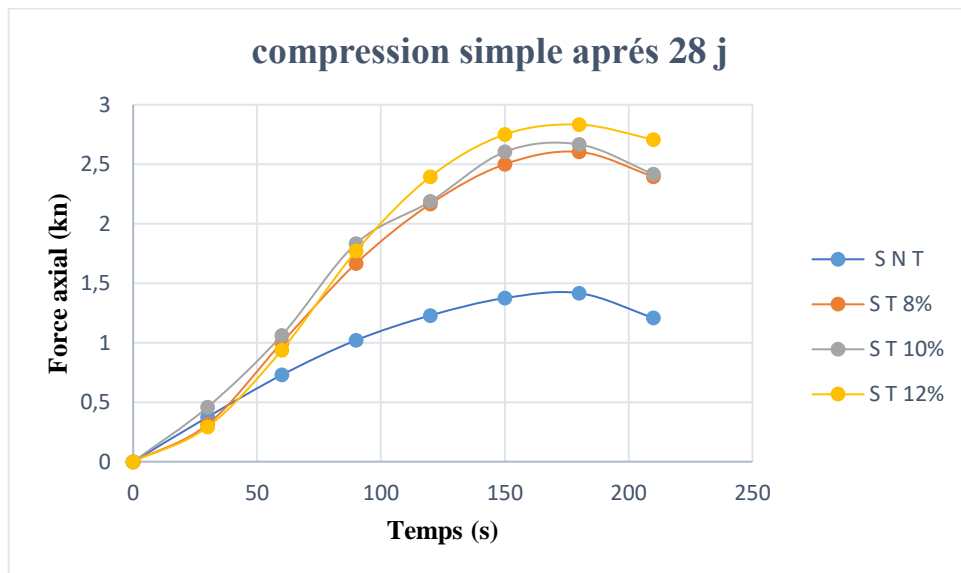


Figure 5.44 Courbe comparative de compression simple après 28j (sol non traité, sol traité 8%, sol traité 10%, sol traité 12%).

Les figures (6,40 ;6,41 ;6,42 ;6,43) représentent la force axiale en fonction de temps (nombre des jours) avec les pourcentages de déchet de fer a 1j, 7j,14j et 28 jours. On remarque que le déchet de fer influence considérable sur les valeurs de la force axiale, (il y a une tendance générale d'augmenter la force axiale avec l'accroissement du pourcentage de déchet de fer avec le temp.

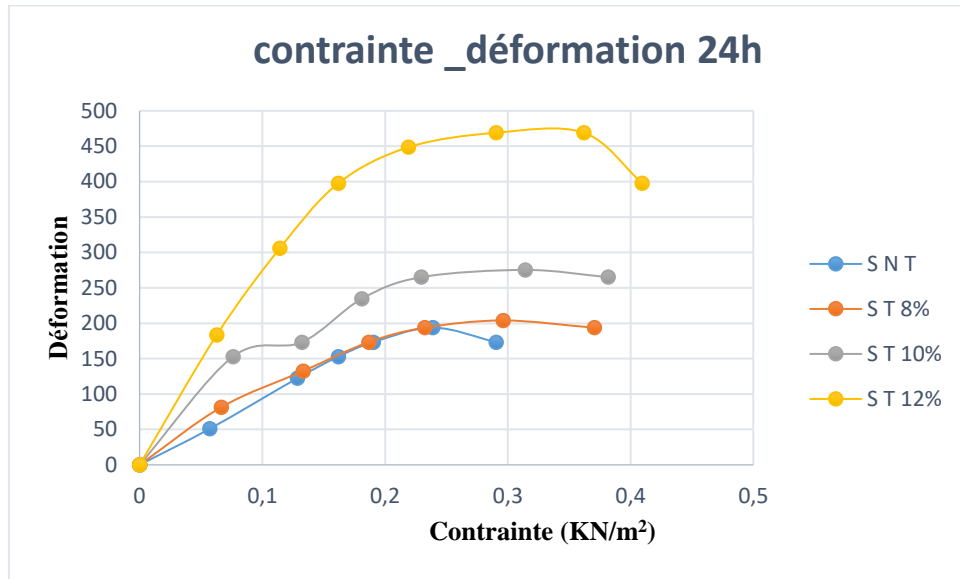


Figure 5.45 Courbe comparative contrainte _déformation de compression simple après 24 h (sol non traité, sol traité 8%, sol traité 10%, sol traité 12%).

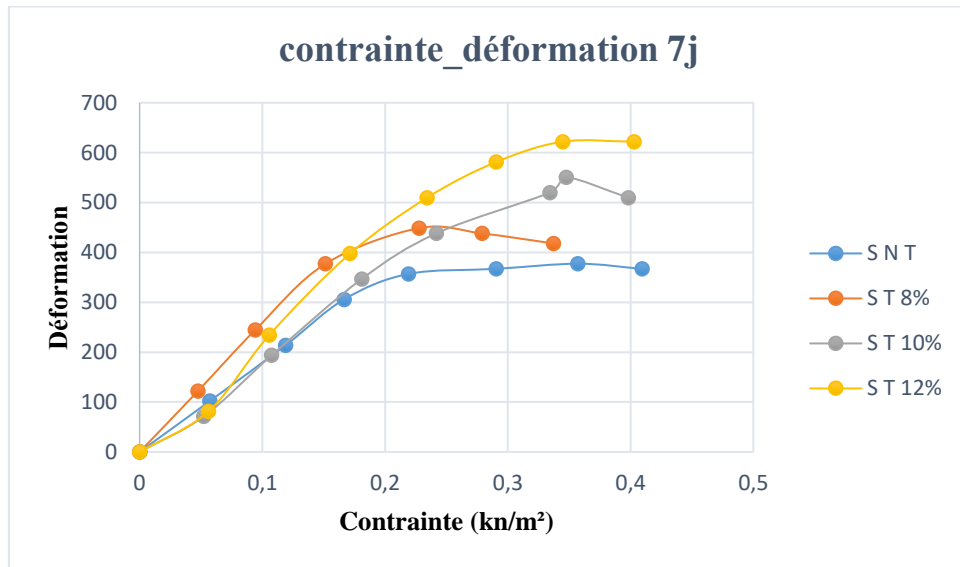


Figure 5.46 Courbe comparative contrainte _déformation de compression simple après 7j(sol non traité, sol traité 8%, sol traité 10%, sol traité 12%).

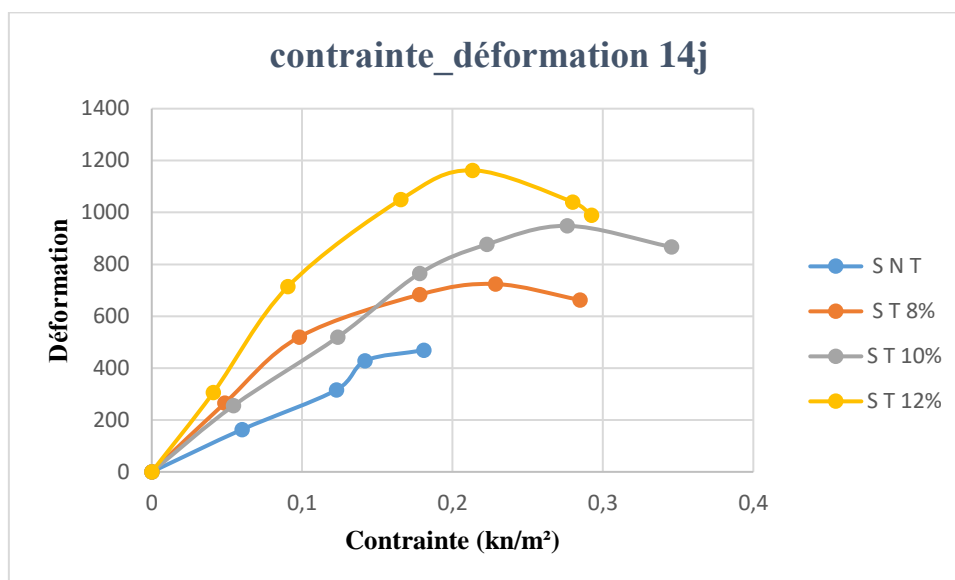


Figure 5.47 Courbe comparative contrainte _déformation de compression simple après 14j (sol non traité, sol traité 8%, sol traité 10%, sol traité 12%).

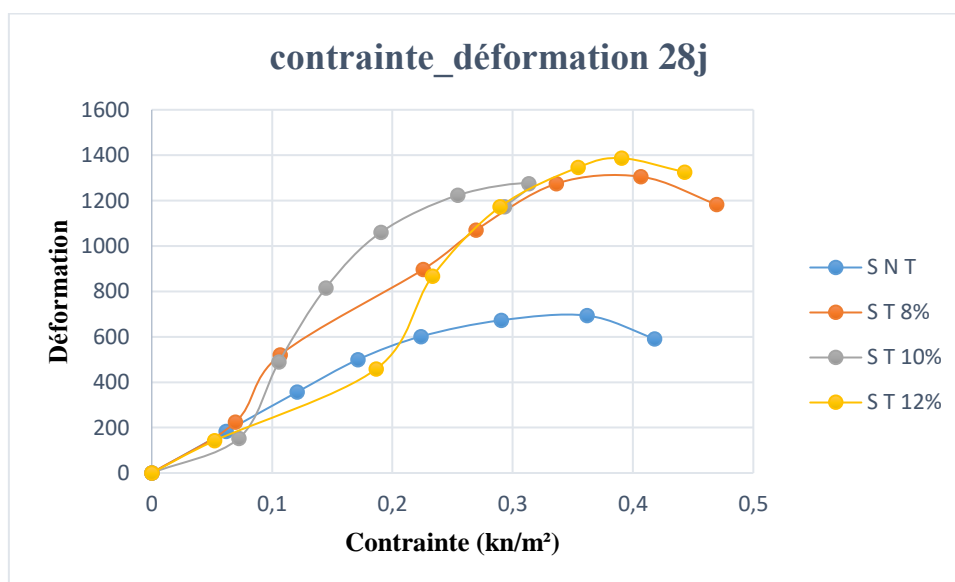


Figure 5.48 Courbe comparative contrainte _déformation de compression simple après 28j (sol non traité, sol traité 8%, sol traité 10%, sol traité 12%).

Les figures (6,44 ;6,45 ;6,46 ;6,47) représentent la déformation en fonction de contrainte avec les pourcentages de déchet de fer a 1j, 7j,14j et 28 jours. On remarque que le déchet de fer influence considérable sur les valeurs de la contrainte, (il y a une tendance générale d'augmenter la déformation avec l'accroissement du pourcentage de déchet de fer avec la contrainte.

10. Essais œdomètre (XP P 94-090-1) :

L'œdomètre est un appareil de chargement permettant la réalisation de compressions verticales pour lesquelles les déformations horizontales sont empêchées par une bague (moule métallique rigide).

L'appareil comprend une cellule et un bâti de chargement

- La cellule : elle est présentée sur la figure 6.37 L'échantillon de sol à étudier, de forme cylindrique (section S , hauteur initiale h_0), est placé entre deux pierres poreuses saturées, dans une bague de même diamètre intérieur que l'échantillon.
- Le bâti de chargement : il permet d'appliquer sur le piston reposant sur la pierre poreuse supérieure une force Q et de la maintenir constante pendant un temps donné.

On impose ainsi à l'échantillon :

- Une contrainte totale verticale constante : $\sigma = Q/S$
- Des déformations radiales (horizontales) nulles
- Le système de drainage permet à l'eau de s'évacuer ou d'entrer dans l'échantillon suivant des trajets verticaux ascendant et descendant, tout en permettant au sol de rester saturé. [48]

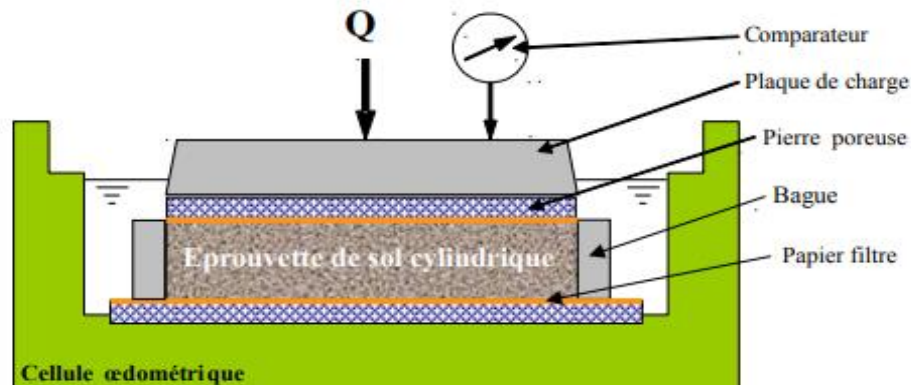


Figure 5.49 Représentation schématique d'une cellule œdométrique.

10.1. Principe de l'essai :

L'essai consiste à mesurer la variation de hauteur en fonction du temps de l'échantillon de sol soumis à une contrainte. Normalement ces mesures s'effectuent pendant 24 h pour un donné. Au bout de 24 h on considère que la consolidation primaire est terminée. On procède alors à un 2ème chargement sur le même

échantillon avec une contrainte σ en générale deux fois supérieure à la contrainte précédente, et ainsi de suite.

L'essai œdométrique permet de tracer deux types de courbes :

Pour une contrainte de chargement donnée, la mesure du tassement Δh en fonction du temps t permet de tracer la courbe de consolidation sous la forme $\Delta h = f(\log t)$ ou $\Delta h = f(\sqrt{t})$. A partir de ces courbes on peut calculer le coefficient de consolidation C_v (m^2/s) grâce auquel on peut calculer le temps de tassement d'une couche de sol en place sous une charge quelconque en utilisant la relation :

$$t = \frac{t_v \times h_d^2}{c_v}$$

T : est le temps de tassement (s).

h_D : la hauteur de drainage e de la couche de sol (m).

T_v : le facteur temps (un paramètre sans dimension). [47]

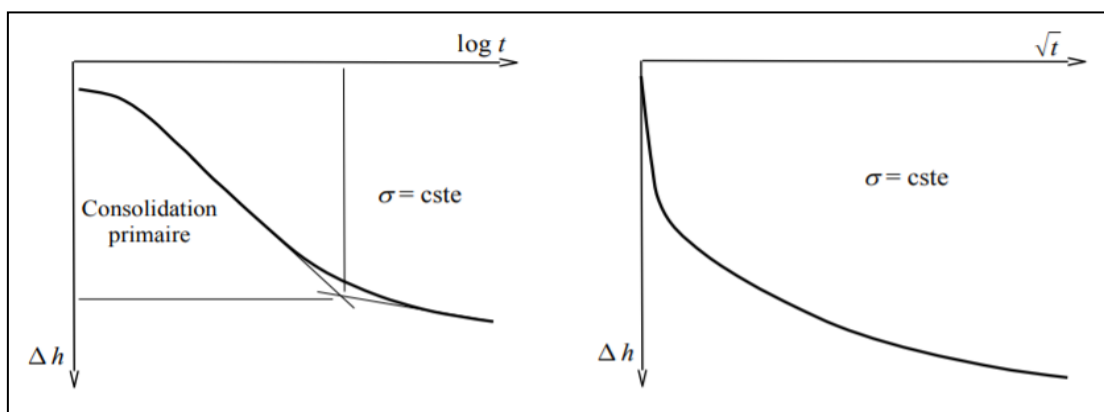


Figure 5.50 Courbe de consolidation.

Une courbe de compressibilité sous la forme $e = f(\log \sigma')$, où e est l'indice des vides correspondant aux tassements finaux mesurés à la fin de chaque palier de chargement sous une contrainte σ (notons qu'en condition œdométrique l'évolution de l'indice des vides e est équivalente à l'évolution de la hauteur h de l'échantillon de sol puisqu'il existe une relation directe entre les deux : $\Delta h/h_0 = \Delta e / (1+e_0)$) A partir de cette courbe on peut déterminer :

10.1.1. La contrainte de pré consolidation σ'_c :

Elle correspond à la plus forte contrainte à laquelle a été soumis le sol dans sa vie,

10.1.2. L'indice de compression :

L'indice de compression C_c (sans dimension) utilisé pour calculer le tassement de la couche du sol lorsque celui-ci est soumis à une contrainte supérieure à σ'_p , c'est la pente de la partie linéaire CG.

10.1.3. L'indice de gonflement :

L'indice de gonflement C_s (sans dimension) utilisé pour calculer le tassement de la couche du sol lorsque celui-ci est soumis à une contrainte de pré consolidation inférieure à σ'_p , ou sur des cycles de déchargement-rechargement. C'est la pente des parties AB ou GH, **figure 6.39**. C_s ou $C_c = \Delta e / (\log \sigma')$.

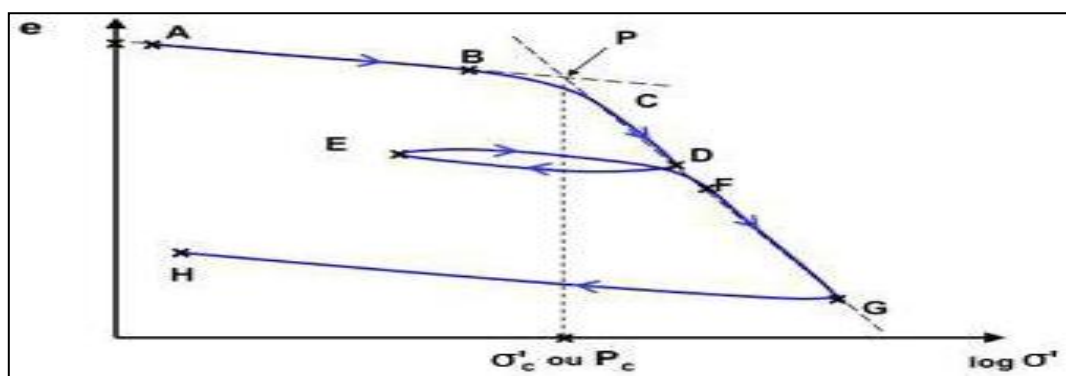


Figure 5.51 Courbe de compressibilité œdométrique.

10.1.4. L'indice de gonflement :

La pente de la droite DL, est appelée " indice de gonflement " et notée $C_g = \Delta e / (\log \sigma')$

10.1.5. L'indice de compression :

La pente de la droite MN, est appelée " indice de compression " et notée $C_c = - \Delta e / (\log \sigma')$ [16]

Les dimensions de l'anneau des cellules œdométrique utilisés sont les suivants :

Diamètre =50 mm, épaisseur =20 mm, section = 1256 mm². Volume =25,

10.2. Mode opératoire :

- Préparer les plaques drainantes.
- Introduire l'éprouvette dans la cellule œdométrique.
- Placer la cellule sur le bâti œdométrique.
- Verser l'échantillon dans la cellule.
- Régler la position du capteur de mesure de déplacement vertical et noter la valeur d'origine.
- Rempli la cellule d'eau déminéralisée.
- Appliquer l'effort N sur la partie supérieure de la cellule.

- Entamer le chargement par intervalle de 24 heures.
- Mesurer le déplacement vertical jusqu'à stabilisation.
- Arrêter le chargement dès que le sol est consolidé.
- Entamer le déchargement jusqu'à atteindre le poids mort du système d'application de la charge.
- Peser l'éprouvette.
- Déterminer sa teneur en eau.
- Déterminer sa teneur en eau finale.

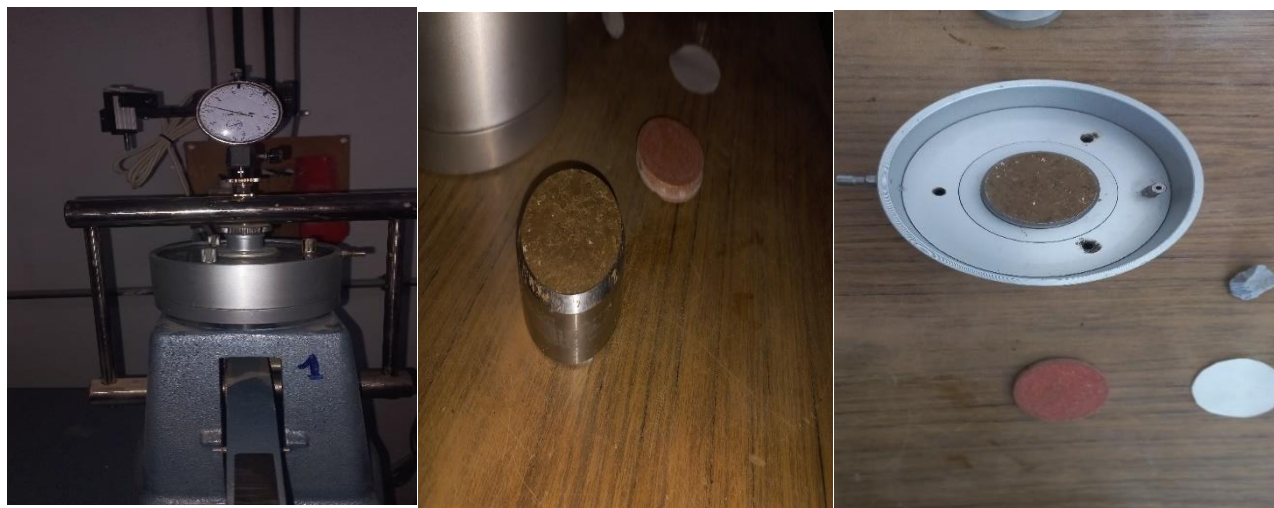


Figure 5.52 Emplacement d'argile muni de l'anneau dans la cellule de l'œdomètre.

10.3. expressions des résultats :

Tableau 5.46 Charges appliquées sur les éprouvettes en Kg/cm².

Ordre de chargement	Charge en kg	Contrainte (σ') en Kg/cm ²	Log (σ') (Kg/cm ²)
1	0.25	0,01990446	-1,701049631
2	0.5	0,039808917	-1,400019635
3	1	0,079617834	-1,098989639
4	2	0,159235669	-0,797959644
5	4	0,318471338	-0,496929648
6	8	0,636942675	-0,195899652
7	16	1,27388535	0,105130343
8	8	0,636942675	-0,195899652
9	4	0,318471338	-0,496929648
10	2	0,159235669	-0,797959644
11	1	0,079617834	-1,098989639

Tableau 5.47 Relation charge-déplacement pour différents pourcentages de déchet de fer.

S N T		S T 8%		S T 10%		S T 12%	
Charge (kg)	Déplacement ΔH^* (10^{-2} mm)	Charge (kg)	Déplacement ΔH^* (10^{-2} mm)	Charge (kg)	Déplacement ΔH^* (10^{-2} mm)	Charge (kg)	Déplacement ΔH^* (10^{-2} mm)
0,25	36	0,25	17,5	0,25	45	0,25	64
0,5	38	0,5	21	0,5	49	0,5	71
1	58	1	33,5	1	70	1	104
2	108	2	73	2	13	2	170
4	172	4	135	4	207	4	260
8	240	8	212	8	295	8	348
16	305	16	299	16	390	16	441
8	384	8	385	8	480	8	529
4	372	4	356	4	464	4	506
2	345	2	334	2	431	2	487
1	324	1	313	1	409	1	465

10.4. Calcul de l'indice des vides :

e : indice des vides = (h_{vide} / h_s) .

h_{vide} : hauteur des vides = $(h_{\text{ep}} - h_s)$ cm.

h_s : hauteur des grains solides = $(W_s / \gamma_s \cdot s)$ cm.

h_{ep} : hauteur de l'éprouvette = $(h_o - \Delta H)$ cm.

ΔH : le tassement total = $\sum \Delta h_i$ cm.

Δh_i : le tassement à chaque intervalle de contrainte.

Les résultats sont présentés dans le tableau 6.48 ci-dessus.

Tableau 5.48 Les résultats œdométrique d'état charge.

Hi-ΔH (0%) (mm)	Hi-ΔH (8%) (mm)	Hi-ΔH (10%) (mm)	Hi-ΔH (12%) (mm)	Indices de vide 0%	Indices de vide 8%	Indices de vide 10%	Indices de vide 12%
19,64	19,825	19,55	19,36	0,6444714	0,64644714	0,6054266	0,6053523
19,615	19,79	19,51	19,29	0,6152513	0,6312825	0,590853	0,5907357
19,412	19,66	19,295	18,96	0,61308492	0,62824957	0,58535529	0,58492201
18,92	19,27	18,7	18,295	0,59549393	0,61741768	0,53379549	0,55632582
18,275	18,65	17,93	17,4	0,55285962	0,58318891	0,46707106	0,49870017
16,95	17,88	17,05	16,52	0,49696707	0,52946274	0,38071455	0,42114385
16,95	17,01	16,1	15,585	0,43847487	0,4627383	0,3084922	0,34488735
16,16	16,15	15,2	14,71	0,38214905	0,38734835	0,2305026	0,26386482
16,28	16,44	15,36	14,94	0,31369151	0,31282496	0,24436742	0,18804159
16,545	16,66	15,69	15,13	0,32409012	0,33795494	0,2729636	0,20797227
16,755	16,87	15,91	15,35	0,34705373	0,35701906	0,29202773	0,22443674

➤ Coefficient de compressibilité av :

$$av = - (\Delta e / \Delta \sigma)$$

➤ Coefficient de compressibilité volumétrique :

$$mv = (\Delta \sigma / 1+e) \Delta \sigma / mv = \varepsilon v \Delta \sigma \text{ avec : } = \Delta v V_0 = \Delta H H_0 = \Delta e / 1+e_0$$

$$mv = \Delta e \Delta \sigma * (1 / 1+e_0)$$

➤ Calcul de l'indice de gonflement Cg :

$$Cg = e_1 - e_2 / \log(\sigma_1) - \log(\sigma_2)$$

➤ Calcul de l'indice de compression Cc :

$$Cc = (\Delta e / \Delta \log(\sigma)) \text{ avec : } = e_0 - e_1 / \log(\sigma_1) - \log(\sigma_0)$$

Les résultats sont présentés dans le tableau 5.49 ci-dessus :

Tableau 5.49 Les résultats œdométrique d'état charge.

<i>av</i> (0%)	<i>av</i> (8%)	<i>av</i> (10%)	<i>av</i> (12%)
0,09183276	0,10475737	0,11338909	0,1197227
<i>mv</i> (0%)	<i>mv</i> (8%)	<i>mv</i> (10%)	<i>mv</i> (12%)
0,01088936	0,00954587	0,00881919	0,00835263
<i>IndicesCC</i> (0%)	<i>IndicesCC</i> (8%)	<i>IndicesCC</i> (10%)	<i>IndicesCC</i> (12%)
0,19430689	0,22165378	0,23991745	0,25331861
<i>IndicesCg</i> (0%)	<i>Indices Cg</i> (8%)	<i>Indices Cg</i> (10%)	<i>Indices Cg</i> (12%)
0,10363034	0,05037586	0,04841046	0,04855533

Tableau 5.50 Classification des sols vis-à-vis des valeurs de l'Indice de gonflement.

Indice de gonflement	Les dégradés de gonflement
$C_g > 0.05$	Sol gonflant
$C_g < 0.05$	Sol peu gonflant

Après le calcul des indices gonflements C_g , nous avons obtenu les valeurs suivantes :

$C_{g1}=0,1036$, $C_{g2}=0.05037$, $C_{g3}=0.04841$ et $C_{g4}=0,04855$

Selon les valeurs de référence de C_g , tableau 6.39, il est à constater que le sol testé est peu gonflant.

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

Figure 5.53 La classification de la compressibilité du sol.

Après avoir calculé l'indice de compression C_c , nous avons obtenu Selon les valeurs C_c dans le tableau (6.50), il était limité $0.5 < C_c$ pour un sol vierge alors le type de compressibilité réalisé son sol extrêmement compressible, et avec l'ajout de pourcentages de déchet de fer, il est devenu

$0.2 < C_c < 0.3$ alors le type compressibilité réalise son sol assez fortement compressible.

➤ **Calcul de contrainte effective :**

La contrainte effective agissante dans le cas de notre échantillon

$$\sigma_0 = \gamma d * z$$

z : la mi- profondeur de notre échantillon

Avec ($= 2 \text{ m} = 200 \text{ cm}$) et ($\gamma d = 2,11 \text{ g/cm}^3$) Ainsi donc : $\sigma_0 = 422 \text{ g/cm}^2$

➤ **Module œdométrique :**

$$\Delta \sigma / E = \Delta h / h = \Delta e / (1 + e) = c_c \cdot e \cdot \log (1 + \Delta \sigma / \sigma)$$

Donc on aura :

$$E = (1 + e / c_c) \cdot \Delta \sigma / \log (1 + \Delta \sigma / \sigma)$$

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

Tableau 5.51 Les résultats de Module œdométrique d'état charge en fonction pourcentages de déchet de fer.

<i>Module E' (0%)</i> (KN/m ²)	<i>Module E' (8%)</i> (KN/m ²)	<i>Module E' (10%)</i> (KN/m ²)	<i>Module E' (12%)</i> (KN/m ²)	$\Delta\sigma$ (KN/m ²)	Charge (Kg)
3,46032355	3,97296407	4,35744447	4,61376473	0,01990446	0.25
3,80870694	4,37295982	4,79614948	5,07827592	0,03980892	0.5
4,45590147	5,11603502	5,61113518	5,94120196	0,07961783	1
5,62272163	6,45571743	7,08046428	7,49696218	0,15923567	2
7,67620923	8,81342541	9,66633755	10,2349456	0,31847134	4
11,2454433	12,9114349	14,1609286	14,9939244	0,63694268	8
17,4422194	20,0262519	21,9642762	23,2562925	-0,63694268	16
11,2454433	12,9114349	14,1609286	14,9939244	-0,31847134	8
7,67620923	8,81342541	9,66633755	10,2349456	-0,15923567	4
5,62272163	6,45571743	7,08046428	7,49696218	-0,07961783	2
4,45590147	5,11603502	5,61113518	5,94120196		1
82,711801	94,9654012	104,155601	110,282401		Somme

Tableau 5.52 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

Selon le tableau 5.51, nous avons obtenu que E' Il était limité parmi 15 et 100, Alors selon les valeurs de référence de E' , tableau 5.51, il est à constater que le sol testé Argile raide.

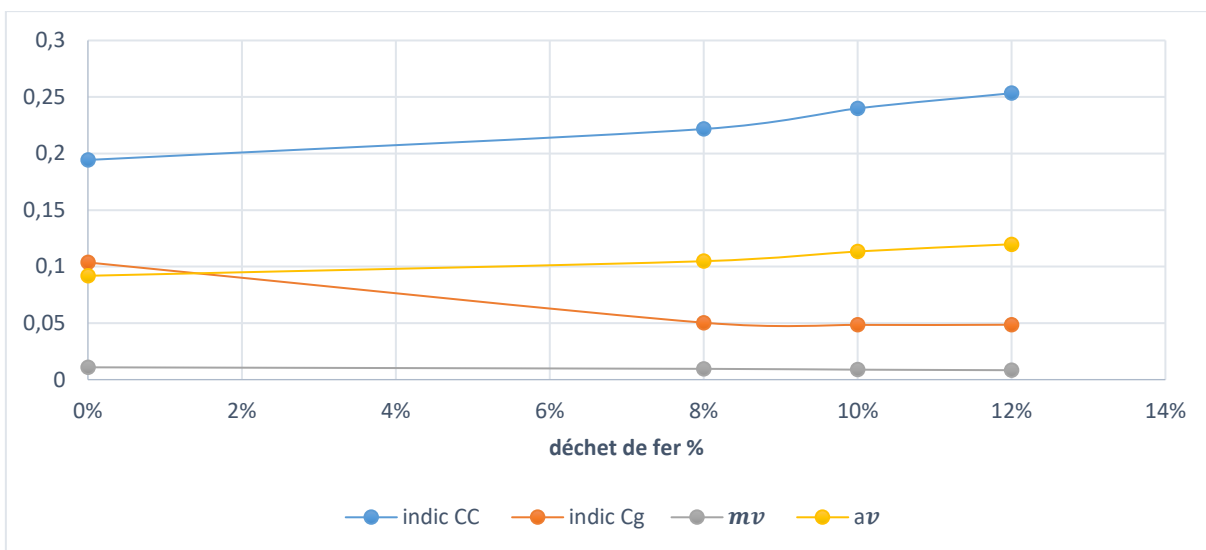


Figure 5.54 Courbe des indices (cc, cg, mv, av) en fonction pourcentages de déchet de fer.

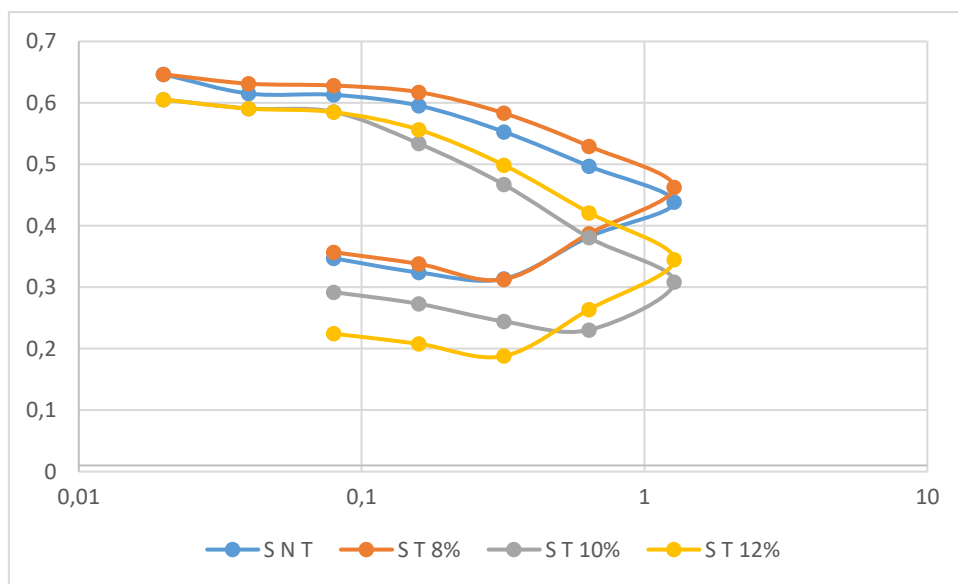


Figure 5.55 Courbe œdométrique de l'indice du vide en fonction de Log contrainte d'état charge et décharge.

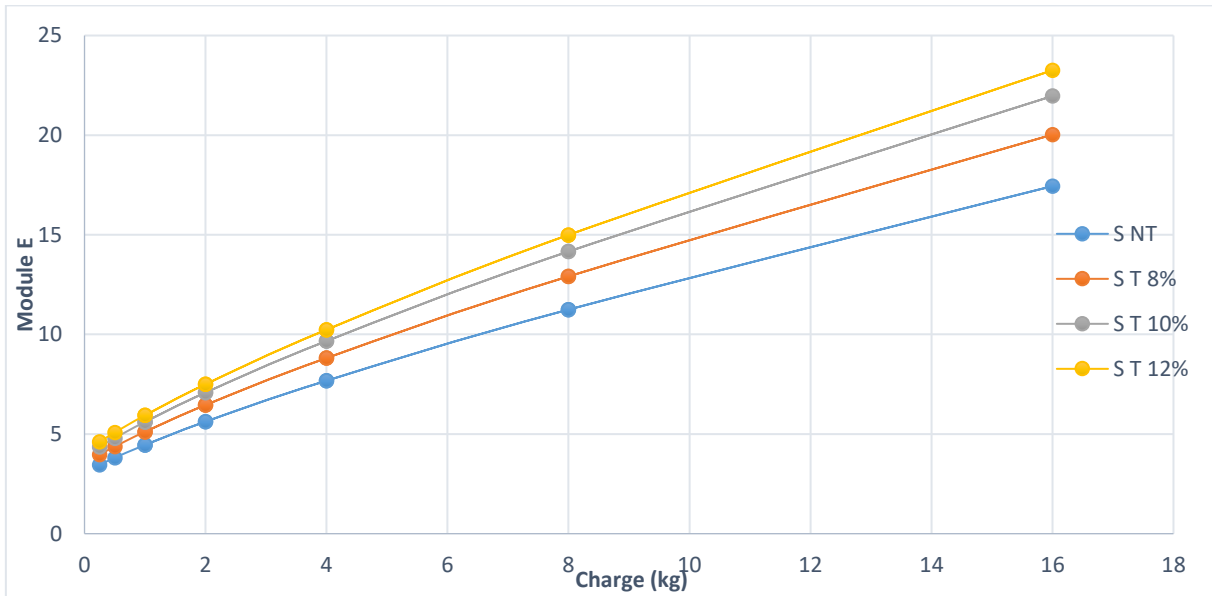


Figure 5.56 Les Courbes de Module œdométrique en fonction de la charge par palier.

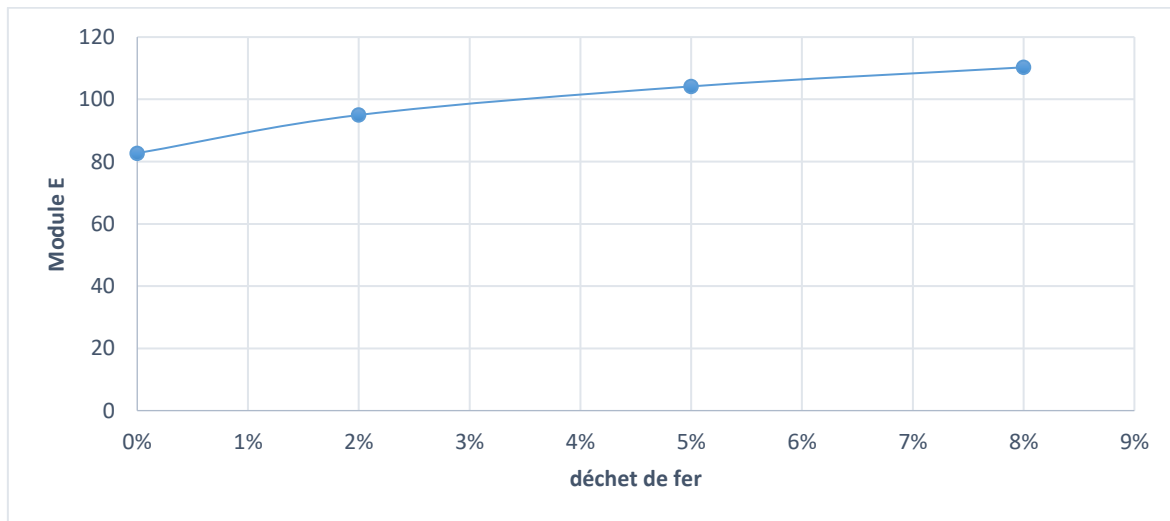


Figure 5.57 La Courbede Module œdométrique en fonction pourcentages de le déchet de fer.

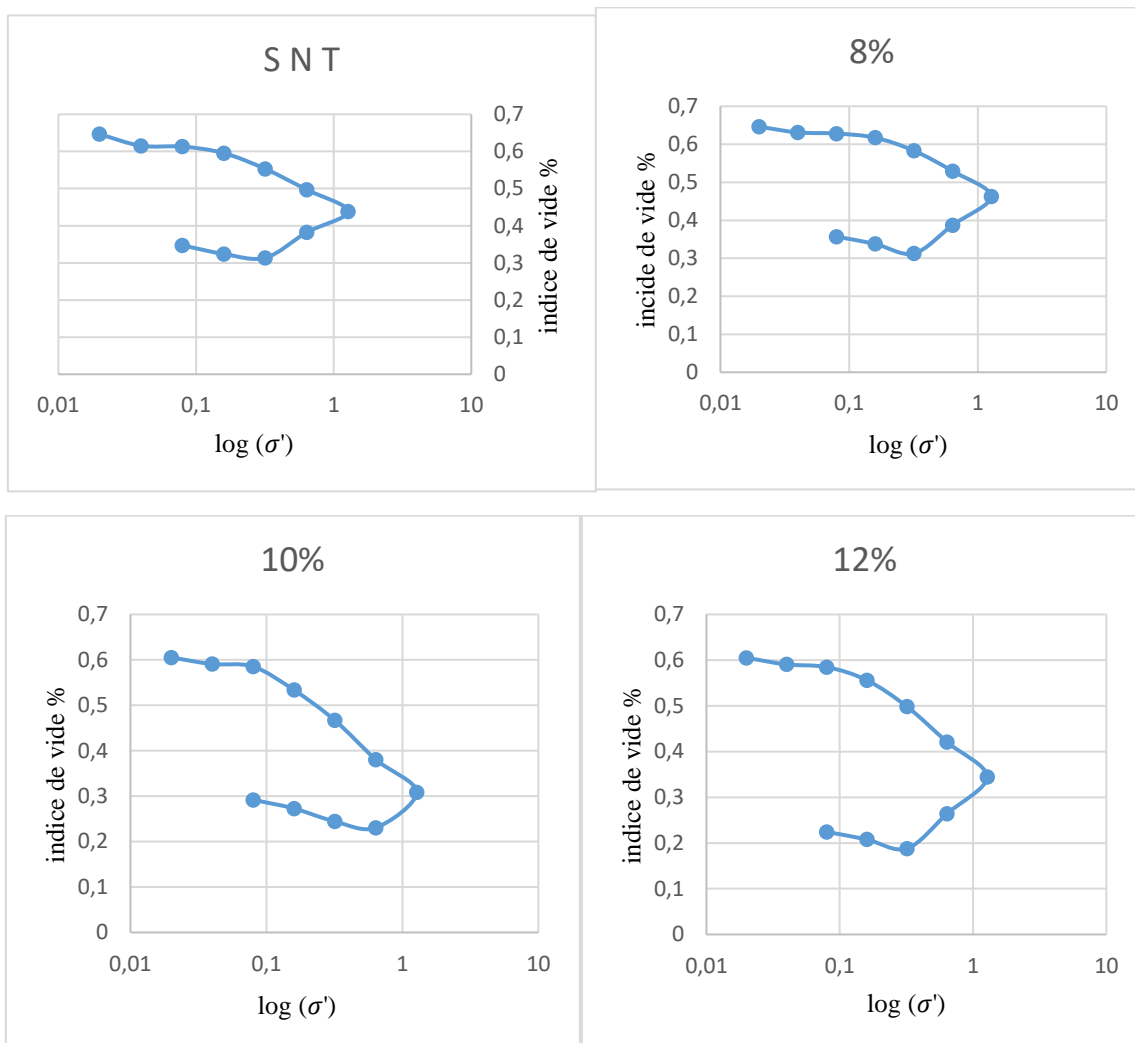


Figure 5.58 Courbe œdométrique de l'indice du vide en fonction de Log contrainte d'état charge et décharge de différent pourcentage de déchet de fer.

Tableau 5.53 : les valeurs de (σ'c) du la courbe de compressibilité.

log(σ'c₁) 0% (bar)	0,4	(σ'c₁) 0%	2,51
log(σ'c₂) 2% (bar)	0,7	(σ'c₂) 2%	5,01
log(σ'c₃) 5% (bar)	0,9	(σ'c₃) 5%	7,94
log(σ'c₄) 8% (bar)	1,2	(σ'c₄) 8%	15,84

11. Essais Pression de Gonflement (XP 94-091) :

11.1. Principe de l'essai :

L'essai s'effectue sur plusieurs éprouvettes provenant d'un même échantillon et prélevées sensiblement au même niveau.

Chaque éprouvette de sol est placée dans une enceinte cylindrique rigide (œdomètre) et un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical maintenu constant.

L'essai consiste à appliquer à chaque éprouvette une contrainte verticale différente et à mesurer sa variation de hauteur lorsqu'elle est mise en présence d'eau.

11.2. Expression des résultats :

Les résultats présenter dans le tableau ce dessus :

Tableau 5.54 Résultat de gonflement libre à l'œdomètre.

Paramètres	Sol non traité	Sol traité par 8% de stérile de Fer	Sol traité par 10% de stérile de Fer	Sol traité par 12% de stérile de Fer
Taux de gonflement $\varepsilon_g(\%)$	15	12.35	9.8	7.02
Pression de gonflement $P_g(kPa)$	260	120	89	58

D'après les résultats On remarque que le déchet de fer influence considérable sur les valeurs de la pression de gonflement (il y a une tendance générale diminuer la pression de gonflement avec l'accroissement du pourcentage de déchet de fer).

12. Essais de cisaillement direct :

12.1. Principe de l'essai :

L'échantillon de sol à étudier est placé entre deux demis-boîtes qui peuvent se déplacer l'une par rapport à l'autre. De plus, un piston permet d'exercer une contrainte normale au plan de cisaillement.

Les demi-bottes inférieures sont entraînées horizontalement à vitesse constante. La force totale de cisaillement F est à mesurer à l'aide d'un anneau fixé à la demi-boîte extérieure. Sur la courbe Contrainte-Déformation (déplacement horizontal), la résistance au cisaillement est définie comme étant. [7]

- Le maximum de la contrainte de cisaillement τ_{max} .
- La contrainte de cisaillement τ_1 correspondant à une déformation fixée ϵ_1
- La résistance au cisaillement est la contrainte de cisaillement à très grande déformation



Figure 5.59 La machine de cisaillement.

L'essai a pour objet de mesurer les caractéristiques de rupture d'un échantillon de sol fin saturé soumis à un cisaillement direct selon un plan imposé, à une vitesse constante. En vitesse lente et conditions drainées peuvent être déduites les valeurs de l'angle de frottement effectif f' et la cohésion effective c' , paramètres utilisés pour le dimensionnement de fondations, les calculs de vérification des coefficients de sécurité à la rupture de talus et pour la détermination des actions de poussée et de butée sur les ouvrages de soutènement.

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans un bâti de cisaillement constitué de deux demi-bottes indépendantes. Le plan de séparation des deux demi-bottes constitue un plan de glissement préférentiel correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette.

L'essai consiste à (selon la norme NF P94-071-1) :

- Consolider l'éprouvette de section s dans une première phase en appliquant sur la face supérieure un effort vertical constant maintenu pendant tout l'essai (contrainte $s_n = N/s$)
- La phase de consolidation permet de calculer la vitesse à laquelle doit être cisailé l'échantillon.

- Cisailer ensuite le long du plan de séparation des 2 demi-boîtes en leur imposant un déplacement relatif à vitesse constante.
- L'effort de cisaillement horizontal (T) est mesuré et la contrainte $t=T/s$ est calculée. [48]

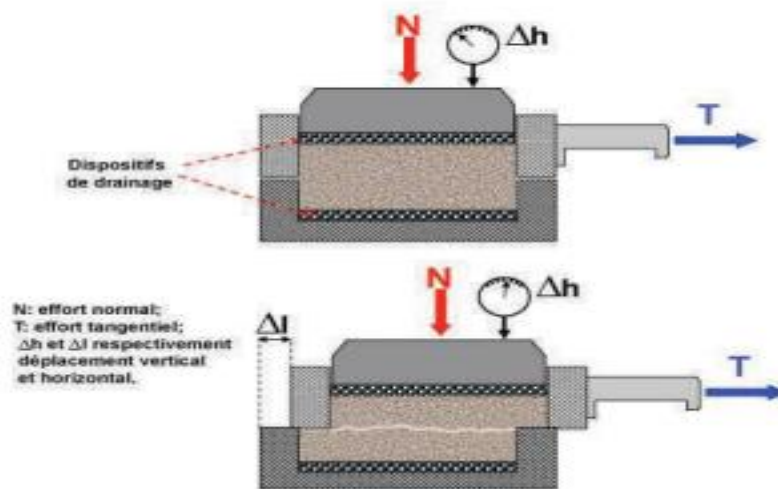


Figure 5.60 Principe d'un essai de cisaillement Rectiligne à la boîte.



Figure 5.61 Préparation et résultat d'essai de cisaillement.

12.2. Expression des résultats :

Les résultats sont présentés dans les tableaux ci-dessus.

Tableau 5.55 Résultat de cisaillement de sol non traité.

Sol non traité			
Contrainte normal (kpa)	50	100	200
Contrainte cisaillement (kpa)	128,222	133,471	203,083

Tableau 5.56 Résultat de cisaillement de sol traité 8%.

Sol traité 8%			
Contrainte normal (kpa)	50	100	200
Contrainte cisaillement (kpa)	133,83	140,85	162,53

Tableau 5.57 Résultat de cisaillement de sol traité 10%

Sol traité 10 %			
Contrainte normal (kpa)	50	100	200
Contrainte cisaillement (kpa)	150,14	172,96	187,92

Tableau 5.58 Résultat de cisaillement de sol traité 12%.

Sol traité 12 %			
Contrainte normal (kpa)	50	100	200
Contrainte cisaillement (kpa)	139,61	141,98	143,67

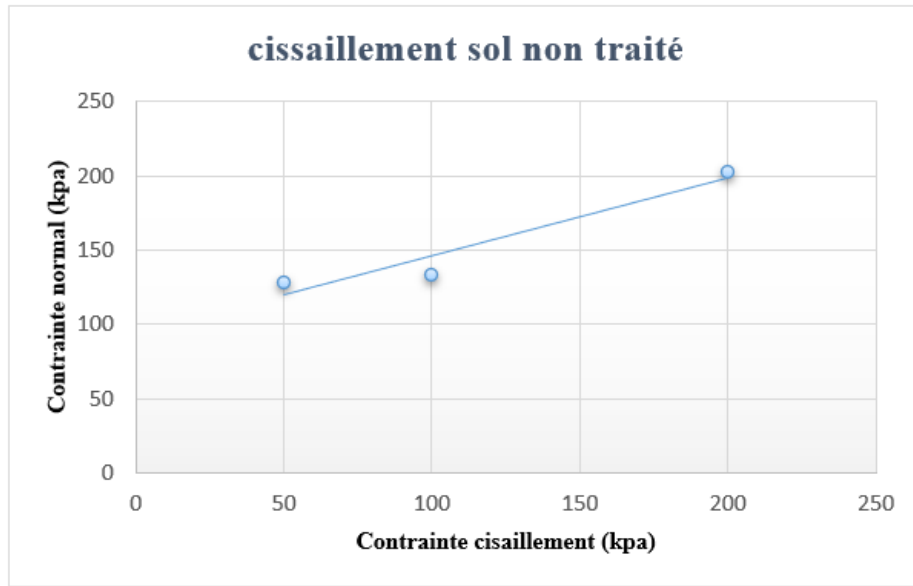


Figure 5.62 Courbe de contrainte normal en fonction de contrainte de cisaillement de sol non traité.

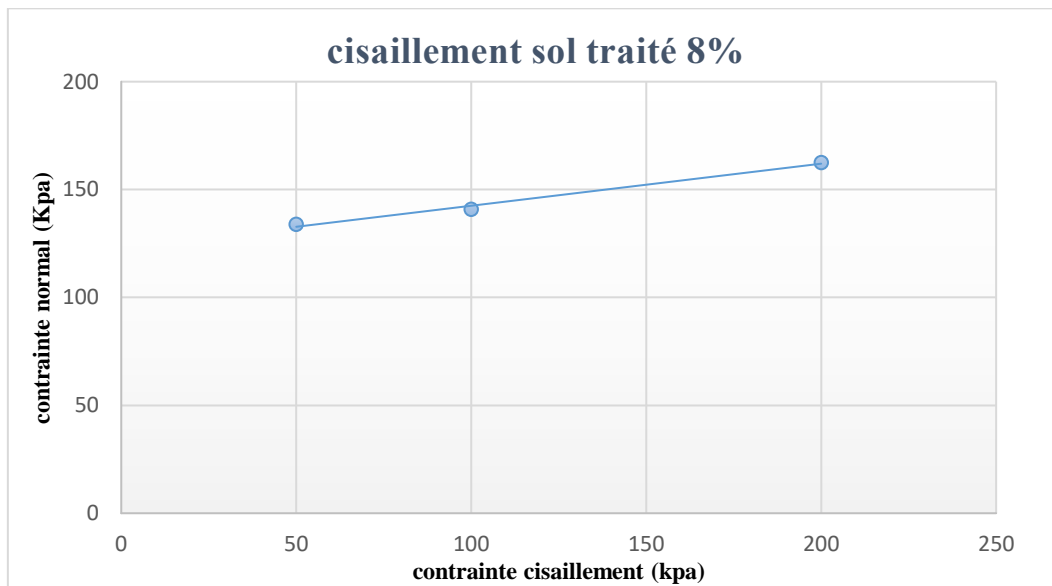


Figure 5.63 Courbe de contrainte normal en fonction de contrainte de cisaillement de sol traité 8%

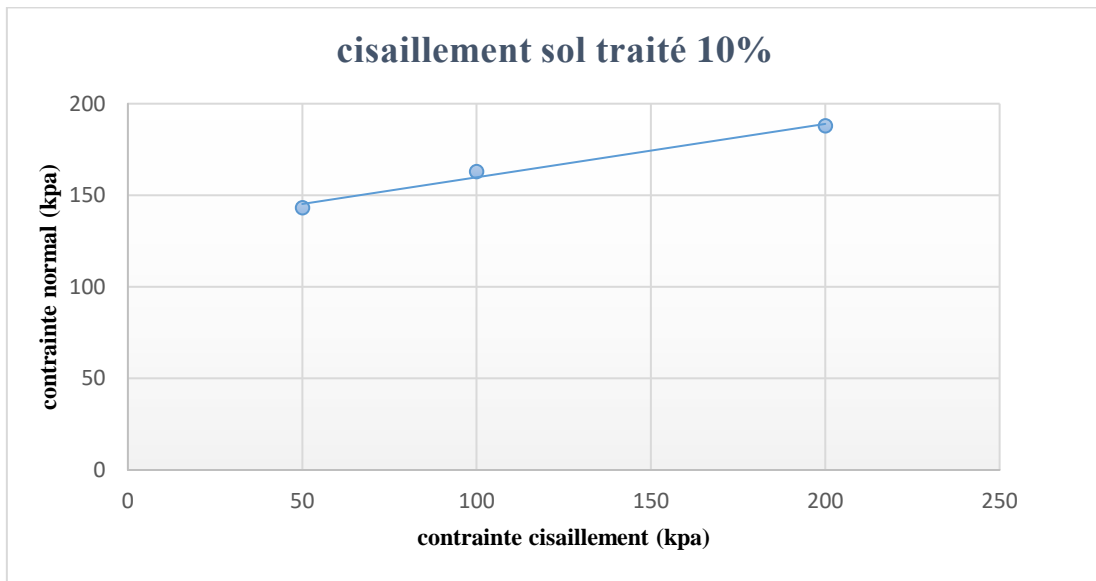


Figure 5.64 Courbe de contrainte normal en fonction de contrainte de cisaillement de sol traité 10%.

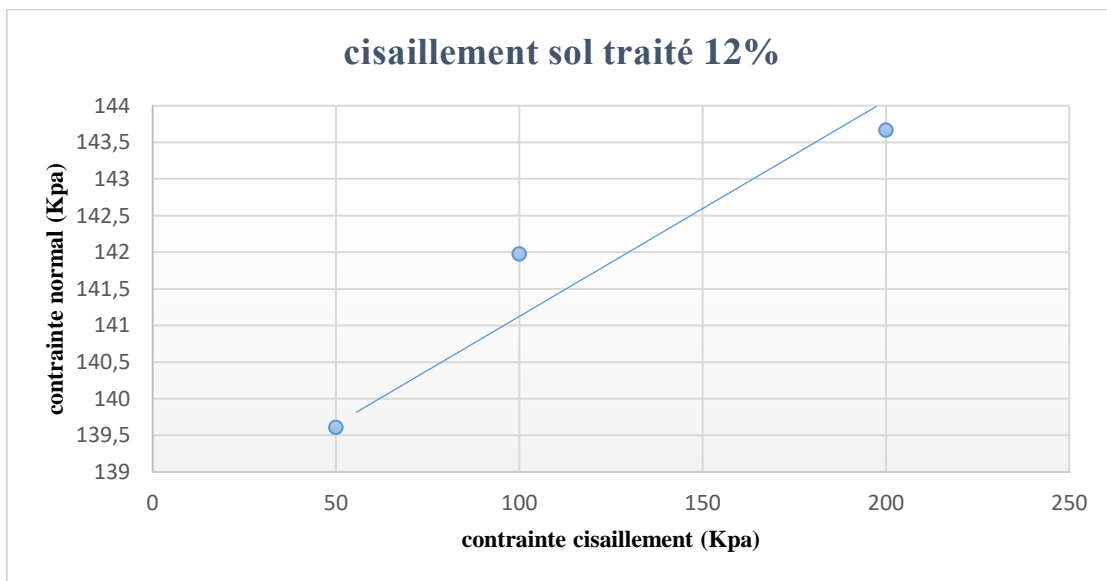


Figure 5.65 Courbe de contrainte normal en fonction de contrainte de cisaillement de sol.

Tableau 5.59 Résultats de l'essai de cisaillement direct.

Sol non traité	L'angle de frottement φ°	16
	Lacohésion C (kPa)	90.3
Sol traité 8% de déchet de fer	L'angle de frottement φ°	9
	Lacohésion C (kPa)	117.56
Sol traité 10% de déchet de fer	L'angle de frottement φ°	7
	Lacohésion C (kPa)	122
Sol traité 12% de déchet de fer	L'angle de frottement φ°	5
	Lacohésion C (kPa)	138.85

D'après le tableau 5.59 on observe que la cohésion est augmentée avec l'accroissement de pourcentage de déchet de fer.

13. Conclusion :

Dans ce travail nous avons effectué une caractérisation physique et mécanique d'argile de Djebel DOUKAN traité avec pourcentage de déchet de fer de BOUKHADRA. Nous concluons notre travail par cette analyse des résultats du traitement du sol gonflant, l'influence de déchet de fer que nous avons utilisé sur les paramètres moteur du gonflement, et sur ses propriétés physico-mécaniques, ce qui se traduit dans le contexte du processus de la stabilisation que nous avons entrepris par la méthode expérimentale directe, par l'atténuation de la tendance au gonflement du produit et l'amélioration des autres paramètres géotechniques qui en découlent.

- A travers ces résultats des caractéristique physique, nous avons constaté dans l'essai de consistance des sols, d'après l'indice de plasticité le sol classé sol moyenne ($IP_{(SV)}=18,07$; $IP_{(12\%)}=10,1\%$), l'indice de consistance varié entré ($IC_{(SV)}=1,68$; $IC_{(12\%)}=3,10$) selon le tableau de classification d'indice de consistance est dure, le VBS de sol non traité = 6.7% donc le sol classé argileux (le valeur de VBS déminuer avec l'ajoute de pourcentage de déchet de fer ($VBS_{(12\%)}=1.1$)).
- La deuxième partie des résultats de caractérisation mécanique nous avons constaté que les valeurs des teneurs en eau optimales et les densités sèches maximales augmenter avec l'ajoute de pourcentage de déchet de fer (W optimal 0% = 16. %, γ_d (0%) = 1,64g/cm³).
(W optimal 12% = 20%, γ_d (12%) = 1,71g/cm³) pour le Proctor normal.

La même chose pour le Proctor modifier (W optimal 0% = 14. %, γ_d (0%) = 1,64g/cm³ W optimal 12% = 18%, γ_d (12%) = 1,72g/cm³).

- Pour l'essai ultrasonique les valeurs de Vitesse et de module d'élasticité augmenté avec l'addition du pourcentage de déchet de fer et avec l'âge des éprouvettes.
- Nous avons constaté que le déchet de fer influence considérable sur les valeurs de la force axial, (il y a une tendance générale d'augmenter la force axiale avec l'accroissement du pourcentage de déchet de fer avec le temps) dans l'essai de compression simple. Et pour la contrainte, il y a une tendance générale d'augmenter la déformation avec l'accroissement du pourcentage de déchet de fer avec la contrainte et l'âge d'éprouvette)
- L'essai de compressibilité à l'odomètre a donné une diminution graduelle de l'indice de gonflement **Cg** avec accélération de pourcentage coquille d'œuf

$$\mathbf{Cg} (0\%) = 0,010363034. \quad \mathbf{Cg} (8\%) = 0,050037586.$$

$$\mathbf{Cg} (10\%) = 0,04841046. \quad \mathbf{Cg} (12\%) = 0,0485533.$$

Et de l'indice de compressibilité **Cc** diminution en fonction de l'augmentation de la teneur de déchet de fer.

$$\mathbf{Cc} (0\%) = 0,19430689. \quad \mathbf{Cc} (8\%) = 0,22165378.$$

$$\mathbf{Cc} (10\%) = 0,23991745. \quad \mathbf{Cc} (12\%) = 0,25331861.$$

- Les résultats de l'essai de pression de gonflement montrent que les valeurs augmentent au fur et à mesure de l'augmentation de l'ajoute de déchet de fer.

$$\mathbf{Pg} (0\%) = 260 \text{ kPa}. \quad \mathbf{Pg} (8\%) = 120 \text{ kPa}.$$

$$\mathbf{Pg} (10\%) = 89 \text{ kPa}. \quad \mathbf{Pg} (12\%) = 58 \text{ kPa}.$$

- Les résultats de l'essai de cisaillement direct montrent que les valeurs de cohésion augmenter avec l'ajoute de déchet de fer.

$$\mathbf{C} (0\%) = 260 \text{ kPa} \quad \mathbf{C} (8\%) = 120 \text{ kPa}$$

$$\mathbf{C} (10\%) = 89 \text{ kPa} \quad \mathbf{C} (12\%) = 58 \text{ kPa}$$

Conclusion générale

Conclusion générale :

Il existe une variété de sols sur notre planète nécessitant spécialiste efficace et diligent pour mener à bien des projets de construction dans génie civil. Cela permet de discriminer caractéristiques des couches de sol à considérer et à caractériser par des essais sur site ou de laboratoire.

Nous avons effectué une caractérisation physique et mécanique d'argile de Djebel DOUKAN traité avec pourcentage de déchet de fer de BOUKHADRA. Nous concluons notre travail par cette analyse des résultats du traitement du sol gonflant, l'influence de déchet de fer que nous avons utilisé sur les paramètres moteur du gonflement, et sur ses propriétés physico-mécaniques

A travers ces résultats des caractéristique physique, nous avons constaté dans l'essai de consistance des sols, d'après l'indice de plasticité le sol classé sol moyenne ($IP(SV)=18,07$; $IP(12\%)=10,1\%$), l'indice de consistance varié entré ($IC(Sv)=1,68$; $IC(12\%)=3,10$) selon le tableau de classification d'indice de consistance est dure , le VBS de sol non traité = 6.7% donc le sol classé argileux (le valeur de VBS déminuer avec l'ajoute de pourcentage de déchet de fer $VBS(12\%)=1.1$).

La deuxième partie des résultats de caractérisation mécanique nous avons constaté que les valeurs des teneurs en eau optimales et les densités sèches maximales augmenter avec l'ajoute de pourcentage de déchet de fer (W optimal 0% = 16. %, γ_d (0%)= 1,64g/cm³,

W optimal 12% = 20%, γ_d (12%)=1,71g/cm³) pour le Proctor normal.

La même chose pour le Proctor modifier (W optimal 0% = 14. %, γ_d (0%)= 1,64g/cm³

W optimal 12% = 18%, γ_d (12%)=1,72g/cm³).

Pour l'essai ultrasonique les valeurs de Vitesse et de module d'élasticité augmenté avec l'addition du pourcentage de déchet de fer et avec l'âge des éprouvettes.

Nous avons constaté que le déchet de fer influence considérable sur les valeurs de la force axiale, (il y a une tendance générale d'augmenter la force axiale avec l'accroissement du pourcentage de déchet de fer avec le temps) dans l'essai de compression simple. Et pour la contrainte, il y a une tendance générale d'augmenter la déformation avec l'accroissement du pourcentage de déchet de fer avec la contrainte et l'âge d'éprouvette)

L'essai de compressibilité à l'odomètre a donné une diminution graduelle de l'indice de gonflement C_g avec accélération de pourcentage de déchet de fer

(C_g (0%) =0,010363034, C_g (8%) =0,050037586, C_g (10%) =0,04841046, C_g (12%) =0,0485533)

Et de l'indice de compressibilité C_c diminution en fonction de l'augmentation de la teneur de déchet de fer

(Cc (0%) = 0,19430689 ; Cc (8%) = 0,22165378 ; Cc (10%) = 0,23991745 ; Cc (12%) = 0,25331861).

Les résultats de l'essai de pression de gonflement montrent que les valeurs augmentent au fur et à mesure de l'augmentation de l'ajoute de déchet de fer

(Pg (0%) = 260 kpa , Pg(8%)=120kpa ; Pg(10%) =89 kpa ; Pg(12%) =58 kpa)

Les résultats de l'essai de cisaillement direct montrent que les valeurs de cohésion augmenter avec l'ajoute de déchet de fer

(C (0%) = 260 kpa ; C (8%) =120 kpa ;C(10%)=89kpa ;C(12%)=58 kpa)

Perspectives et recommandations :

D'un point de vue, on peut envisager la recherche et aussi enrichir certaines bases de données expérimentales sur le sujet, par exemple :

Etude approfondie du comportement mécanique à long terme des sols traités.

Étudier le comportement des argiles traitées avec un dispositif triaxial, ce qui approfondira sans aucun doute la compréhension du comportement de ces sols (module de déformation des matériaux lors des cycles de déchargement et de rechargement).

Valider les résultats de la modélisation numérique des sols traités.

Références

Références :

- [1] [Http://univ-bejaia.dz/xmlui/handle/123456789/15053?show=full](http://univ-bejaia.dz/xmlui/handle/123456789/15053?show=full).
- [2] https://www.academia.edu/25874814/Creusement_et_sout%C3%A9nement_des_excavation_sout%C3%A9rraine_cas_de_mine_de_Boukhadra_T%C3%A9bessa.
- [3] Document de la mine de BOUKHADRA.
- [4] <https://www.georisques.gouv.fr/articles-risques/le-phenomene-de-retrait-gonflement-des-sols-argileux>.
- [5] <https://www.georisques.gouv.fr/articles-risques/le-phenomene-de-retrait-gonflement-des-sols-argileux>.
- [6] Saoudi.N Chebout.R., Comportement des argiles de la région de Doukane Tébessa. Mémoire de Master Université de Larbi Tébessi, Tébessa, p143.
- [7] Djaalali.CH Haouam.CH, Etude expérimentale de stabilisation des sols argileux avec la poudre de coquille d'œuf de la ville Tébessa. Mémoire de Master Université de Larbi Tébessi, p142, (2021).
- [8] Etude De Sol, Site De Doukane De L'opgi. Tébessa.
- [9] <https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&cad=rja&uact=8&ved=2ahUKEwiowPTTh4L1AhXS4uAKHffDAQsQFnoECAIQAAQ&url=https%3A%2F%2Fwww.encyclopedie-environnement.org%2Fsol%2Fargiles-nanomateriau-naturel-surprenant%2F&usg=AOvVaw2KP7oxxBkiblvTQ9rLHFI>.
- [10] <https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&cad=rja&uact=8&ved=2ahUKEwjM5dXtw4H1AhVCA2MBHWnsDd8QFnoECAIQAAQ&url=https%3A%2F%2Fformations.univ-poitiers.fr%2Ffr%2Findex%2Fmaster-XB%2Fmaster-XB%2Fmaster-sciences-de-la-terre-et-des-planetes-environnement-JACBEAV9%2Fparcours-materiaux-mineraux-international-master-in-advanced-clay-science-JACCSDWU%2Fargiles-et-genie-civil-risques-geotechniques-et-applications-durables-des-geomateriaux-argileux-JACDCI5D.html&usg=AOvVaw0pbt6TZzRpyAYDge2Of-ok>.
- [11] Etude du traitement d'une sol argileux (pour l'application dans les couche de forme chaussées), Spécialité géotechnique. Sidi Bel Abbes, p133.
- [12] Boucheta.A, Absorption de composés organiques par la houille et la bentonite, Thèse de doctorat faculté des sciences SIDI BEL ABBES.

- [13] Ait Amrane.T, Caractérisation De La Stabilisation Par Des Plastiques Recyclés Des Sols Argileux Eau Essais De Cisaillement, Memoire De Master, p122.
- [14] Portet.Noël Nicaise.Portillo, Vermeulen, « La classification des sols », ente-Aix, 2011.
- [15] Mme. Le Ray Anne-Marie, L'argile, Son Utilisation A L'officine Sous La Direction Thèse Pour Le Diplôme D'état De Docteur En Pharmacie L'argile, p136.
- [16] Caractérisation et amélioration des propriétés mécanique de l'argile,de DIDOUCHE(Constantine) par ajout de liants, Mémoire De Master.
- [17] Harrat. M, Contribution à l'amélioration du procédé de fabrication de la céramique Etude sur site: unité Maghreb céramique de Touggourt, Mémoire de Magistère, Université d'Ouargla, 2007.
- [18] Boumehrez. M, Etude du traitement d'une sol Argileux , pour l'application dans les couches de forme chaussées, Mémoire Académique, 2019.
- [19] Alain. Denis, Jean-François. Lataste, Richard. Fabre, Compréhension Des Mécanismes De Retrait-Gonflement Des Sols Argileux, Approche Sur Site Expérimentale Et Analyse De Sinistres Sur Constructions Individuelles, Spécialité, Georessources, Patrimoines Et Environnements, Directeurs Et Co-Directeurs De Recherche, Soutenu Le 28/05/2010.
- [20] Tatiana. M, Analyse à l'échelle microscopique des phénomènes d'humectation et de dessiccation des argiles, Thèse de doctorat, école centrale paris, France, 2011.
- [21] Delloum. I, Caractérisation du fluage d'une argile expansive reconstituée à forte énergie de compactage, Mémoire de master, Université de M'sila 2016.
- [22] Caractérisation Physico-Chimique De Quelques Matériaux Argileux De Cote D'ivoire, Mémoire Master, Soutenu Publiquement Le 29 Novembre 2017.
- [23] Etude Comparative, de L'affaissement de deux sols, un à base d'argile rouge, et L'autre à base de kaoline par la méthode de double consolidation. Mémoire de Master, p152.
- [24] NOWAMOOZ. H, Retrait Gonflement des sols argileux compactes et naturels. THÈSE Doctorat de l'obtention du grade de : DOCTEUR DE L'I.N.P.L.
- [25] <https://www.memoireonline.com/08/15/9252/Stabilisation-Des-Sols-Gonflants.Html>
- [26] SALAS. J.A.J, SERRATOSA. J.M (1957). Foundation on swelling clays. proceedings,4th international conference on soil mechanics and foundation engineering, London, vol. 1, pp. 424-428.
- [27] Modélisation par élément finis, d'une semelle filante flexible soumise à l'action des sols argileux gonflant, Mémoire de magister en Génie Civil.

- [28] CUIY.J, YAHIA-AISSA M & DELAGE P (2002) - A model for the volume change behavior of heavily compacted swelling clays. Engineering Geology, vol. 64, pp. 233-250.
- [29] Djeddi. S , Draifia, Corrélation Entre Le Gonflement Et Les Caractéristiques Physiques Des Sols Gonflants. Diplôme De Master Génie Civil, pp. 165-171.
- [30] Melle. Lakhdari. K, Amelioration De La Resistance, Mecanique Et A L'action De L'eau, D'un Sable Par Incorporation Des Stabilisants. Diplôme De Master, pp. 119-122, (2016) .
- [31] BELABBACITHESE.Z, STABILISATION DES SOLS GONFLANTS, Laboratoire Risk Assesment and Management "risAM" Thèse De Doctorat LMD Formation Doctorale, – Tlemcen.
- [32] Amélioration de la résistance mécanique et à l'action d'un sable par incorporation des stabilisants, Mémoire de Master, pp.163.
- [33] https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&cad=rja&uact=8&ved=2ahUK EwjxxNGLq873AhV2_bsIHQxKCrUQFnoECAUQAQ&url=https%3A%2F%2Fwww.actu-environnement.com%2Fae%2Fdictionnaire_environnement%2Fdefinition%2Fsteriles_miniers.php4&usq=A0vVaw3iLEvp2eCYg6oT4qk1wnWu
- [34] Baroudi H., Trolly G. (1996). L'environnement dans les mines, Chapitre X dans le Mémento des mines et carrières – 1996, p. 505–525.
- [35] Davies B.E. (1983). Heavy metal contamination from base metal mining and smelting : implications for man and his environment. In Applied Environmental Geochemistry, Academic Press, I. Thronton ed., 501 pp.
- [36] [S7.10.4 l'essai Proctor.pdf](#)
- [37] [P94-093.pdf](#)
- [38] [pdfcoffee.com_tp-mecanique-de-sol-2-pdf-free.pdf](#)
- [39] <http://www.sols-mesures.com/?product=essai-au-bleu-de-methylene-vbs>
- [40] http://arvor-geo.fr/cariboost_files/valeur_20de_20bleu_20du_2026_01.pdf
- [41] <https://www.univ-chlef.dz/FGCA/wp-content/uploads/2020/11/Polycopie-Benessalah-Partie-1.pdf>
- [42] <https://pdfcoffee.com/tp1stsbatatterberg-bleulaboratoirematériaupdf-pdf-free.html>
- [43] <http://thesis.univ-biskra.dz/1328/5/partieI%20chapitre%2003.pdf>
- [44] [Chapitre 3 : Méthodes d'auscultation des constructions \(umc.edu.dz\)](#)
- [45] <https://www.exoco-lmd.com/tp-mecanique-des-sols/t-p-mecanique-des-sols-analyse-granulometrique-par-tamisage-a-sec/?action=dlattach;attach=5082>

[46] Douh.C, Traitement Des Stériles Minières De (Kef-Essnoun) Aux Liants Hydrauliques Pour La Couche De Forme De Chaussée, Université Larbi Tébessi – Tébessa – Faculté Des Sciences Et De La Technologie Département De Génie Civil.

[47] <http://www.sols-mesures.com/wp-content/uploads/2015/11/memo-essais-cisaillement.pdf>

[48] Essai Œdométrique Et Mesure De Perméabilité Notice Du Tp (Iut Gccd Module Mxg4) Luc Sibille, Licence. France. 2017. Ffccl-01795523f.