

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

**Faculté du génie de la construction Département
de génie civil**



MÉMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme de **Master en Génie civil**
Option : **Géotechnique**

Thème

***Influence des eaux acides sur les matériaux
argileux aux essais Proctor et CBR***

Réalisé par : M^{elle} BOUSSAID Sabrina

Encadré par : Pr MELBOUCI .B

Devant le jury composé de :

M^r DJEMAI. M

Professeur à L'UMMTO

Président

M^r MELBOUCI. B

Professeur à L'UMMTO

Encadreur

M^{me} BOUZEBOUDJA. A

Maître de conférences à L'UMMTO

Examinatrice

Promotion : 2020/2021

Dédicaces

Je dédie ce travail à tous ceux qui me sont très chers ;

A mes chers parents

Source de vie, d'amour et d'affection, aucune dédicace ne saurait exprimer mon amour, mon respect et ma considération pour les sacrifices que vous avez consentis pour mon éducation et mon bien être.

Qu'ALLAH, vous garde et vous accorder santé et longue vie.

A mes chers Frères et sœurs

Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux pour un avenir plein de bonheur, d'amour, de santé et de la réussite.

A mon cher fiancé

Merci énormément pour ton soutien, ton encouragement et ton amour.

A mes deux cheres copines Mayssa et Hanane pour leurs amitiés et fidélités.

Remerciements

Je remercie tout d'abord « ALLAH » le tout puissant de m'avoir donné le courage, la santé et la volonté d'entamer et de poursuivre jusqu'à la fin.

Ce travail n'aurait pu être accompli sans le soutien de nombreuses personnes ;

Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide et la collaboration de mon encadreur ; le professeur MELBOUCI Bachir.

J'ai eu l'honneur d'être parmi vos étudiants et de bénéficier de votre riche enseignement.

Veillez bien monsieur recevoir mes vifs remerciements pour le grand honneur que vous m'avez fait d'accepter l'encadrement de ce travail avec tant de patience et de compréhension.

Un grand merci s'adresse aussi à M^{me} BOUAZOUNI. F et M^r LACHBI. K les ingénieurs des laboratoires pour leurs aides pratiques et leurs disponibilités.

Je remercie aussi mes amis particulièrement KASMI TAOUS, ZAIR ANIA et YAMOUNE MOURAD pour leurs soutiens.

Enfin, j'aimerais exprimer ma reconnaissance et ma gratitude à mes parents, mes frères et sœurs et mon fiancé, pour leurs encouragements, soutiens. Mille mercis ne sont pas assez pour vous témoigner ma gratitude.

Résumé

Dans un premier temps, le présent travail étudie la caractérisation des propriétés géotechniques et mécaniques des sols argileux expansifs avant et après traitement avec différentes concentrations des acides (Sulfate, Acide phosphorique, Nitrate). Cependant, ces propriétés ont fait l'objet d'étude à l'aide des tests physico-chimiques.

Dans ce travail une étude bibliographique a été menée sur les sols argileux et les principaux problèmes liés à ces sols, ainsi que les différentes techniques de traitement. Par la suite une étude expérimentale a été faite pour le sol seul et sol mélangé avec les acides à fin de déterminer l'influence de ces derniers sur les caractéristiques mécaniques et physico-chimiques du sol. Le sol est prélevé sur un site situé au sein de l'université de Mouloud Mammeri au Campus HASNAOUA II de la ville de TIZI-OUZOU.

Mots clés : sol argileux, gonflement, les acides, traitement

Sommaire

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Généralités sur les sols argileux	
I.1. Introduction.....	3
I.2. Sols.....	3
I.2.1. Définition d'un sol	3
I.2.2. Minéralogie des Sols.....	4
I.2.3. Microstructures des sols.....	5
I.2.4. Classification des sols	5
I.3. Les argiles	8
I.3.1. Origine des argiles	8
I.3.2. Définition géotechnique des argiles.....	8
I.3.3. Argiles et plasticité des sols	9
I.3.4. Minéralogie des argiles	11
I.3.5. La structure cristallographique et les principaux types d'argiles.....	12
I.3.5.1. Structure de base.....	13
a. Feuillet en Tétraèdre (de Silice).....	13
b. Feuillet en Octaèdre (ou d'Alumine).....	14
I.3.5.2. Principaux groupes de minéraux argileux.....	15
a. Les Argiles du groupe de la Kaolinite.....	15
b. Les Argiles du groupe des Micas (les illites)	15
c. Montmorillonite (TOT)	16
I.3.6. Propriétés et rôle des minéraux argileux.....	17
a. Densité de charge spécifique	19
b. Capacité d'échange cationique (CEC)	20
c. Surface spécifique	20

I.3.7 Méthodes d'identification des minéraux argileux.....	20
Conclusion.....	22

Chapitre II : les problèmes du sol argileux

II.1 Introduction	23
II.2 Localisation des sols expansifs.....	23
II.3 Problèmes des sols argileux.....	24
II.3.1. Tassement des sols.....	24
II.3.1.1 Origines du tassement du sol	25
II.3.2 Glissements de terrain	25
II.3.3 Gonflement des sols argileux	26
II.3.3.1 Mécanisme du gonflement.....	26
II.3.3.2.a Facteurs mécaniques du gonflement.....	26
II.3.3.2.b Facteurs physico-chimiques du gonflement	26
II.3.3.3 Principales causes de gonflement	27
II.3.3.3.1 Hydratation par adsorption	27
a. Forces d'attractions	27
b. Forces de répulsion.....	27
II.3.3.3.2 Hydratation par osmose	29
II.3.3.3.3 Hydratation par capillarite	30
II.3.3.3.4 Transformations chimiques	31
II.3.3.4 Facteurs qui affectent le gonflement	31
II.3.3.4.1 Facteurs intrinsèques	31
II.3.3.4.2 Facteurs externes	31
II.3.3.5 Estimation indirecte des paramètres de gonflement	32
II.3.3.6 Estimation directe des paramètres de gonflement	32
II.4 Dommages et pathologie des ouvrages	33
II.4.1 Les ouvrages superficiels.....	33

II.3.2 Les ouvrages souterrains	36
a. Cas des Tunnels.....	36
b. Puits pétroliers.....	36
II.5 Paramètre géotechnique des sols	37
II.5.1 Paramètre de nature	37
II.5.2 Paramètres de comportement mécanique	39
II.5.3 Paramètres d'état	39
II.6 Compactage des sols.....	40
II.6.1 Effet de compactage sur la microstructure du sol.....	41
II.6.2 Effet du compactage sur la répartition des pores.....	41
II.6 Indice CBR	42
Conclusion.....	44

Chapitre III : Techniques de traitement des sols

III.1. Introduction	45
III.2. Les Méthodes De Traitement Des Sols	45
III.3. But de traitement des sols.....	45
III.4. Différentes techniques de stabilisation.....	45
III.4.1 Stabilisation mécanique.....	46
III.4.1.1 compactage.....	46
III.4.1.2 Drainage	46
III.4.1.3 Substitution.....	46
III.4.1.4 Application de fortes pressions	46
III.4.1.5 Préhumidification	46
III.4.1.6 Utilisation de fondations et d'édifices spéciaux.....	47
III.4.2. Traitement thermique	47
III.4.2.1 Cuisson	47
III.4.2.2 Congélation	48

III.4.3. Traitement chimique	48
III.4.3.1 Hydrophobants	48
III.4.3.2 Stabilisation par ajout du sable.....	48
III.4.3.2 Liants	50
III.4.3.3 Traitement au ciment.....	51
III.4.3.4 Traitement aux cendres volantes	51
III.4.3.5 Traitement à la chaux	52
III.4.3.6 Traitement par solutions salines	52
III.5. L'eau et le sol	58
III.5.1 Le sol	58
III.5.2 L'eau dans le sol.....	58
III.6 L'acidification du sol	59
III.6.1 Principales causes de l'acidification des sols	59
Conclusion.....	62

Chapitre IV: Identification géotechnique du sol

IV.1 Introduction	63
IV.2 Localisation Géographique du site d'extraction	63
IV.3 Aspect géologique de TIZI-OUZOU	63
IV.4 Sismicité de la région de TIZI-OUZOU	64
IV.5 Caractérisation du sol.....	65
IV.5.1 Préparation de l'échantillon	65
IV.5.2 Programme des essais	65
IV.5.3 Caractéristiques physiques	66
IV.5.3.1 La teneur en eau naturelle (NF P 94- 50) - Méthode par étuvage.....	66
IV.5.3.2 Poids spécifique humide du sol en forme de bloc (NF P94 – 053).....	66
IV.5.3.3 Poids spécifique sec du sol en forme de bloc (NF P94-053)	69
IV.5.3.4 Poids spécifique du sol remanié NF P94-053	69

Poids spécifique humide.....	70
Poids spécifique sec	70
IV.5.3.5 Poids volumique des grains solides des sols selon (NF P 94-054) – méthode au pycnomètre	71
IV.5.3.6 La porosité /Indice des vides / Degré de saturation	72
a) La porosité (n)	72
b) L'indice des vides (e).....	72
c) Le Degré de saturation (Sr).....	72
IV.5.3.7 Analyse granulométrique par Sédimentométrie – (NF P 94-057)	73
Déroulement de l'essai	73
Les résultats obtenus	75
IV.5.3.8 Limite d'Atterberg Norme NF-P-94-051	76
a. Limite de liquidité	77
b. Limite de plasticité.....	78
Résultats de limite de liquidité	81
Résultats de limite de plasticité.....	82
Interprétation des résultats	83
IV.5.3.9 La valeur au bleu de méthylène (Norme NF P 94-068).....	85
Interprétation des résultats	86
IV.5.4 Les essais mécaniques.....	87
IV.5.4.1 Compactage (Norme NF P 94-093)	87
IV.5.4.1.1 Proctor normal.....	89
IV.5.4.1.2 Proctor modifié	90
IV.5.4.2 Essai De Portance Californien (California Bearing Ratio) (C.B.R) (NF P 94-078) ..	91
IV.5.4.2.1 CBR immédiat.....	91
IV.5.4.2.2 CBR immersion.....	94
Conclusion.....	97

Chapitre V : Influences des acides sur les caractéristiques du sol

V.1. Introduction	98
V.2. L'influence des acides sur les paramètres de sol.....	98
V.3. Limites d'Atterberg (NF P 94-051).....	99
V.3.1. Acide Phosphorique	99
V.3.1.1 Faible concentration	99
V.3.1.1.1 Limite de liquidité	99
V.3.1.1.2 Limite de plasticité	100
V.3.1.2 Moyenne concentration	100
V.3.1.2.1 Limite de liquidité	100
V.3.1.2.2 Limite de plasticité	101
V.3.1.3 Forte concentration.....	101
V.3.1.3.1 Limites de liquidité.....	101
V.3.1.3.2 Limite de plasticité	102
V.3.2 Nitrate.....	103
V.3.2.1 Faible concentration	103
V.3.2.1.1 Limite de liquidité	103
V.3.2.1.2 Limite de plasticité	103
V.3.2.2 Moyenne concentration	104
V.3.2.2.1 Limite de liquidité	104
V.3.2.2.2 Limite de plasticité	104
V.3.2.3 Forte concentration.....	105
V.3.2.3.1 Limite de liquidité	105
V.3.2.3.2 Limite de plasticité.....	106
V.3.3 Sulfate.....	106
V.3.3.1 Faible concentration	106

V.3.3.1.1 Limite de liquidité	106
V.3.3.1.2 Limite de plasticité	107
V.3.3.2 Moyenne concentration	107
V.3.3.2.1 Limite de liquidité	107
V.3.3.2.2 Limite de plasticité	108
V.3.3.3 Forte concentration.....	108
V.3.3.3.1 Limite de liquidité	108
V.3.3.3.2 Limite de plasticité	109
V.3.4 Interprétation des résultats.....	109
Les commentaires.....	109
V.4. Influence des dosages des acides sur les caractéristiques de compactage (Proctor normal)	112
V.4.1 Sulfate.....	113
V.4.2 Nitrate.....	114
V.4.3 Acide phosphorique.....	115
V.4.4 Interprétation des courbes	116
V.4.5 Interprétation des résultats.....	117
V.5 Essai de portance californien (California Bearing Ration) (CBR) (NF P 94-078)	118
V.5.1.CBR immédiat.....	118
V.5.1.1 Sulfate.....	118
V.5.1.1.a Faible concentration	118
V.5.1.1.b Concentration	119
V.5.1.1.c Forte concentration	119
V.5.1.2 Nitrate.....	120
V.5.1.2.a Faible concentration	120
V.5.1.2.b Moyenne concentration	120
V.5.1.2.c Forte concentration	121

V.5.1.3 Acide phosphorique.....	121
V.5.1.3.a Faible concentration	121
V.5.1.3.b Moyenne concentration	122
V.5.1.3.c Forte concentration	122
V.5.1.4 Interprétation des résultats.....	123
V.5.2.CBR immersion.....	124
V.5.2.1 Acide phosphorique.....	124
V.5.2.1.a Faible concentration	124
V.5.2.1.b Moyenne concentration	125
V.5.2.1.c Forte concentration	126
V.5.2.2 Nitrate.....	127
V.5.2.2.a Faible dosage	127
V.5.2.2.b Dosage moyen	128
V.5.2.2.c Dosage élevé.....	129
V.5.2.3 Sulfate.....	130
V.5.2.3.a Faible concentration	130
V.5.2.3.b Dosage moyen	131
V.5.2.3.c Dosage élevé.....	132
V.5.2.4 Interprétation des résultats.....	133
V.6 Influence de la valence des cations	134
Conclusion.....	135
Conclusion générale	128
Références bibliographiques	130
Annexes.....	136

Liste des figures

Chapitre I : Généralités sur les sols argileux

Figure I.1 : Texture de sol	4
Figure I.2 : Relation entre la limite de liquidité et l'indice de plasticité pour des sols caractéristiques	6
FigureI.3. : Diagramme de Casagrande.....	7
Figure I.4 : Limite d'Atterberg (Abdelfeteh Sadok,2013)	10
FigureI.5 : Feuillet en tétraèdre Structure du tétraèdre SiO ₄ (Grim, 1959)	13
FigureI.6 : Feuillet en Octaèdre (Grim-1959 et Lambe-1953).....	14
Figure I.8 : Structure de la Kaolinite (Grim 1959).....	15
Figure I.9 : structure de l'illite (Grim, 1959)	16
Figure I.10 : Vue isométrique de la structure atomique de la montmorillonite (Grim,1959) cité par [Robert et al -1991]	17

Chapitre II : les problèmes du sol argileux

Figure II.1 : La carte mondiale des sols gonflants, (Rieffsteck, 1999).	24
Figure II.2 : a) Tassement uniforme	25
b) Tassement différentiel.....	25
Figure II.3 : Forces électrostatiques dans la double couche, Répartition des ions autour d'une particule chargée.....	28
Figure II.4 : Phénomène osmotique idéal.....	29
Figure II.5 : Développement de fissures provoquées cité par (Magnan 2013).	33
Figure II.6 : Forme et directions de fissuration, (Mouroux et al, 1987).....	34
Figure II.7.a : Dommages structurels dus au soulèvement de terrain (Maroc)	34
Figure II.7.b : Fissuration d'une route provoquée par un glissement de terrain (Azazga).....	34
Figure II.8 : Mécanisme d'évolution d'une roue sur sol argileux gonflant cité par (Jean-Pierre Magnan 2013)	35
Figure II.9 : Effet de compactage sur la structure du sol (Lambe, 1958).....	41

Figure II.10 : Effet de la teneur en eau de compactage sur la répartition des pores (Prapaharan et al.1985).....	42
--	----

Chapitre III : Techniques de traitement des sols

Figure III.1 Classification des liants	50
Figure III.2 ; Microstructure de texture d'argile comme affecté par la composition en solution, (TESSIER, 1990), cité par CABANE, 2006.	54
Figure III.3 ; Cinétique du gonflement en présence du chlorure de potassium (ALLAM, 2011).	56
Figure III.4 : Carte de l'acidité des sols dans le monde	59
Figure III.5 : L'acidité des Sol et les eaux sous terraines (Gregory van der Heijden, 2013) ...	60
Figure III.6 : Acidification des sols et des eaux par les pluies acides (http://www.ademe.fr/)	61

Chapitre IV: Identification géotechnique du sol

Figure IV.1 : Extrait de la carte géologique de l'Algérie 1/500000 édition 1951 / 1952 M.G. Bétier	64
Figure IV.2 : Carte zonage sismique du territoire National (RPA99 VERSION 2003 / centre National de recherche Appliquée de Génie-parasismique).	65
Figure IV.3 : Les échantillons de sol paraffinés.....	67
Figure IV.4 : La balance hydrostatique.	68
Figure IV.5 : L'éprouvette avant et après séchage.	70
Figure IV.6 : Appareillage essai pycnomètre.....	71
Figure IV.7 : Analyse granulométrique par sédimentation.	74
Figure IV.8 : Courbe granulométrique.....	76
Figure IV.9 : Préparation de la pâte.	79
Figure IV.10 : La limite de liquidité.	80
Figure IV.11 : Limite de plasticité.	81
Figure IV.12 : Diagramme de la limite de liquidité.	82
Figure IV.13 : Diagramme de Casagrande.....	84

Figure IV.14 : Classification du potentiel de gonflement (Dakshanamurphu et Raman 1973 et Chen 1988)	84
Figure IV.15 : Appareillage de l'essai VBS.....	85
Figure IV.16 : Ordre de grandeur (Léreau, 2006).....	86
Figure IV.17 : Appareillage de l'essai Proctor Normal.	88
Figure IV.18 : Courbe optimum Proctor normal.....	89
Figure IV.19 : Courbe de l'essai Proctor modifié	90
Figure IV.20 : L'essai CBR immédiat.	92
Figure IV.21 : Courbe de poinçonnement (CBR immédiat).	93
Figure IV.22 : CBR immersion	94
Figure IV.23 : Courbe enfoncement – force	96

Chapitre V : Influences des acides sur les caractéristiques du sol

Figure V.1 : Variation des caractéristiques de compactage après ajout des acides.....	116
Figure V.2 : Effet des dosages des acides sur les caractéristiques de compactage (la teneur en eau optimale et la densité sèche) du sol.	117
Figure V.3 : Variation des caractéristiques de poinçonnement avec l'ajout des acides.....	123
Figure V.4 : Variation des caractéristiques de poinçonnement avec l'ajout des acides (CBR immersion)	133

Liste des tableaux

Chapitre I : Généralités sur les sols argileux

Tableau I.1 : la classification des sols selon leurs propriétés mécaniques (http://moodle.insa-toulouse.fr)	6
Tableau I.2 : la plasticité de sol suivant l'indice de plasticité (<i>Boutahir, 2018</i>).....	10
Tableau I.3 : Ordre de grandeur (<i>Boutahir, 2018</i>)	11
Tableau I.4 : Occurrence des minéraux argileux dans le sol en fonction du climat.....	12
Tableau I.5 : caractéristiques des minéraux argileux	18
Tableau I.6 : caractéristiques moyennes.....	18

Chapitre II : les problèmes du sol argileux

Tableau II.1 : Dimensions des cations hydratés et non hydratés, (Iltis, 1979).....	28
--	----

Chapitre III : Techniques de traitement des sols

Tableau III.1; Activité et gonflement pour des solutions salines de normalité 1 selon (WAKIM, 2005).....	55
Tableau III.2 ; Avantage et inconvénients des techniques de stabilisation couramment utilisées, (BEKKOUCHE et Al, 2001).....	57

Chapitre IV: Identification géotechnique du sol

Tableau IV.1 : zones sismiques de l'Algérie (d'après DTR-B-C-2-48,2003).....	64
Tableau IV.2 : Résultats obtenus pour la teneur en eau pondérale	66
Tableau IV.3 : Résultats de poids spécifique humide du sol (forme de bloc).....	68
Tableau IV.4 : Résultats de poids spécifique sec de sol.....	69
Tableau IV.5 : Résultats du poids spécifique humide du sol remanié.	70
Tableau IV.6 : Résultats du poids spécifique sec du sol remanié	70
Tableau IV.7 : Résultats de l'essai pycnomètre.	72
Tableau IV.8 : Résultats obtenus pour les paramètres sans dimension du sol.	73
Tableau IV.9: Résultats de la sédimentation	75
Tableau IV.10 : Classification de l'argile suivant l'indice de plasticité (<i>Boutahir, 2018</i>).....	77

Tableau IV.11 : Ordre de grandeur (<i>Boutahir, 2018</i>).....	77
Tableau IV.12 : Résultats de limite de liquidité.....	81
Tableau IV.13 : Résultats de la limite de plasticité.....	82
Tableau IV.14 : Résultats de l'indice de plasticité et consistance.....	82
Tableau IV.15 : Ordre de grandeur (<i>Boutahir, 2018</i>).....	83
Tableau IV.16 : Classification de l'argile suivant l'indice de plasticité (<i>Boutahir, 2018</i>).....	83
Tableau IV.17 : Les résultats de l'essai de bleu de Méthylène.	86
Tableau IV.18 : Classification des sols selon la valeur de VBS (<i>Boutahir, 2018</i>)	86
Tableau IV.19: Résultats Proctor normal.....	89
Tableau IV.20 : Résultats des essais Proctor modifié	90
Tableau IV.21 : Résultats du poinçonnement (CBR immédiat).....	92
Tableau IV.22 : Résultats de l'indice CBR immédiat max	93
Tableau IV.23 : Les classes de portance des sols retenues dans les pays tropicaux (CEBTP, 1984).....	93
Tableau IV.24 : Résultats du poinçonnement (CBR après immersion).....	95
Tableau IV.25 : l'indice CBR (CBR immersion).....	95
Tableau IV.26 : calcul de gonflement linéaire	95
Tableau IV.27 : Les classes de portance des sols retenues dans les pays tropicaux (CEBTP, 1984).....	96

Chapitre V : Influences des acides sur les caractéristiques du sol

Tableau V.1 : Résultats des limites de liquidité.....	99
Tableau V.2 ; Résultats des limites de plasticité.....	100
Tableau V.3 : Résultats de la plasticité et de la consistance de l'argile étudiée.	100
Tableau V.4 : Résultats des limites de liquidité.....	100
Tableau V.5 : résultats des limites de plasticité.	101
Tableau V.6 ; résultats de la plasticité et la consistance de l'argile étudiée.....	101

Tableau V.7 : Résultats des limites de liquidité.	101
Tableau V.8 : Résultats des limites de plasticité.	102
Tableau V.9 : Résultats de la plasticité et consistance de l'argile étudiée.	102
Tableau V.10 : Résultats des limites de liquidité.	103
Tableau V.11 : Résultats des limites de plasticité.	103
Tableau V.12 ; Résultats de la plasticité et consistance de l'argile étudiée.	104
Tableau V.13 : Résultats des limites de liquidité	104
Tableau V.14 ; Résultats des limites de plasticité.	104
Tableau V.15 : Résultats de plasticité et consistance de l'argile étudiée.	105
Tableau V.16 : Résultats des limites de liquidité.	105
Tableau V.17 : Résultats des limites de plasticité.	106
Tableau V.18 : Résultats plasticité et consistance de l'argile étudiée.	106
Tableau V.19 : Résultats des limites de liquidité.	106
Tableau V.20 ; Résultats des limites de plasticité.	107
Tableau V.21 ; Résultats de plasticité et consistance de l'argile étudiée.	107
Tableau V.22 : Résultats des limites de liquidité.	107
Tableau V.23 : Résultats des limites de plasticité.	108
Tableau V.24 : Résultats de plasticité et consistance de l'argile étudiée.	108
Tableau V.25 : Résultats des limites de liquidité.	108
Tableau V.26 : Résultats des limites de plasticité.	109
Tableau V.27 : Résultats de plasticité et consistance de l'argile étudiée.	109
Les résultats des limites d'Atterberg pour le sol seul et avec ajouts des acides sont regroupés dans le tableau V-28.	109
Tableau V.28 ; Comparaison des résultats des limites d'Atterberg.	109
Tableau V.29 : Classification de sol (Diagramme de Casagrande).	110
Tableau V.30 : Potentiel de gonflement d'après les différents Auteurs.	111
Tableau V.31 : Les résultats de l'essai Proctor normal.	113

Tableau V.32 : Résultats Proctor normal (Nitrate).	114
Tableau V.33. : Résultats de Proctor normal (acide phosphorique).....	115
Tableau V.33 : Résultats des caractéristiques mécaniques Proctor normal avec ajout des acides.	117
Tableau V.33 : Résultats du poinçonnement.....	118
Tableau V.34 : Résultats du poinçonnement.....	119
Tableau V.34 : Résultats du poinçonnement.....	119
Tableau V.35 : Résultats du poinçonnement.....	120
Tableau V.36 : Résultats du poinçonnement.....	120
Tableau V.37 : Résultats du poinçonnement.....	121
Tableau V.38 : Résultats du poinçonnement.....	121
Tableau V.39 : les résultats du poinçonnement.....	122
Tableau V.36 : Résultats du poinçonnement.....	122
Tableau V.37 : Résultats des indices CBR.....	123
Tableau V.38 : Résultats du poinçonnement.....	124
Tableau V.39 : calcul de gonflement linéaire.....	124
Tableau V.39 : Résultats du poinçonnement.....	125
Tableau V.40 : calcul de gonflement linéaire.....	125
Tableau V.41 : les résultats du poinçonnement.....	126
Tableau V.42 : calcul de gonflement linéaire.....	126
Tableau V.43 : Résultats du poinçonnement.....	127
Tableau V.44 : calcul de gonflement linéaire.....	127
Tableau V.45 : Résultats du poinçonnement.....	128
Tableau V.46 : calcul de gonflement linéaire.....	128
Tableau V.47 : les résultats de poinçonnement.....	129
Tableau V.48 : calcul de gonflement linéaire.....	129
Tableau V.49 : Résultats du poinçonnement.....	130

Tableau V.50 : calcul de gonflement linéaire.....	130
Tableau V.51 : Résultats du poinçonnement.....	131
Tableau V.52 : calcul de gonflement linéaire.....	131
Tableau V.53 : Résultats du poinçonnement.....	132
Tableau V.54 : calcul de gonflement linéaire.....	132

Liste des indices

γ_h : Poids volumique humide

m : Masse de l'échantillon

V : Volume de l'échantillon

γ_d : Poids volumique sec

h : Heure

W_{opt} : Teneur en eau optimale

V_s : Volume des particules solides

W : Teneur en eau

n : Porosité

V_v : Volume des vides

e : Indice des vides

γ_s : Poids volumique des particules solides

S_r : Degré de saturation

V_w : volume de l'eau

I_p : Indice de plasticité

W_N : Teneur en eau naturelle

W_L : Limite de liquidité

VBS : Valeur de bleu de méthylène

W_p : Limite de plasticité

CBR : California Bearing Ratio

Introduction générale

Introduction générale

Les nouveaux défis architecturaux interpellent avec force le concepteur pour une réelle prise en charge des différents aspects liés au dimensionnement et la sécurité des ouvrages. L'étude de la stabilité de ces ouvrages constitue une des problématiques majeures à laquelle l'ingénieur est souvent confronté.

La principale problématique de ce travail est les préoccupations environnementales (pollution et changements climatiques) actuels ainsi que les autres facteurs entropiques causés par l'homme qui continuent de poser de nouvelles questions quant à l'évolution des risques liés à l'altération des sols ; au glissement, à l'effondrement, aux affaissements et au retrait-gonflement. En effet en Algérie, le climat tempéré et la prédominance de la formation géologique argileuse gonflante sont à l'origine de la manifestation de ce phénomène dans plusieurs régions (In-Salah, M'Sila, Tlemcen, In-Amenas, Médéa, Tissimsilt, Tizi-Ouzou...). De plus les eaux usées coulent à ciel ouvert dans nos villes et nos villages ; les réseaux d'assainissement sont vétustes (sous dimensionnés ou endommagés). Ces eaux sont polluées par plusieurs produits chimiques (détergents pour les ménages, produits chimiques industriels...etc.) ; qui s'infiltrent et polluent les sols. Ainsi plusieurs questions se posent :

- Quel est l'effet de ces eaux acides sur la stabilité des versants ?
- Cette acidité va-t-elle accélérer cette instabilité ?
- Quelle est son effet sur les sols ?

Dans ce travail, nous tenterons d'apporter quelques éléments de réponse essentiellement sur l'effet des eaux acides sur le gonflement des sols argileux.

Beaucoup de méthodes et d'appareillages ont été mis au point, pour connaître l'influence et l'efficacité d'une solution ou d'un produit sur les paramètres d'un sol. Toutefois, les procédures et les normes d'essais différents, rendent les comparaisons délicates. L'estimation des caractéristiques d'un phénomène de désordre nécessite la disposition d'essais standards, à la fois simples, bien adaptés et surtout fiables.

L'étude présente dans ce travail a pour objectif d'étudier un sol prélevé dans un site situé au sein de l'université Mouloud Mammeri au campus HASNAOUA II Willaya de Tizi Ouzou, et de déterminer les caractéristiques physiques chimiques mécaniques de sol à l'état naturel et de sol acidifié (mélangé avec les différentes concentrations des solutions acides). Afin de mieux comprendre l'influence des acides sur les matériaux argileux, et leurs rôles dans l'amélioration des caractéristiques du sol étudié.

Cette étude est composée de deux grandes parties ;

- Une partie bibliographique qui concerne une synthèse de la recherche effectuée portant sur : les matériaux argileux, les désordres techniques de traitement, l'acidité du sol et les eaux acides.
- Une seconde partie portant sur l'étude expérimentale, est menée sur deux types de sols : sol naturel et sol mélangé avec les solutions acides (Sulfate, Nitrate, Acide phosphorique). Une série d'essai a été effectuée sur le sol seul et avec acides. Ce sont les essais d'identification, les essais mécaniques (Proctor normal / CBR) et les limites d'Atterberg.

Le mémoire comporte les chapitres suivants :

- Le premier chapitre intitulé « généralités sur les sols argileux », consiste à décrire les sols argileux, leurs types, leurs minéralogies.
- Le deuxième chapitre « les problèmes des sols et leurs effets sur la pathologie des ouvrages ».
- Le troisième chapitre « techniques de stabilisation des sols » présente une synthèse bibliographique sur les techniques de stabilisation et les divers stabilisants à incorporer au sol pour améliorer ses caractéristiques.
- Le quatrième chapitre « Identification du sol étudié » est consacré à la présentation du site de prélèvement et du matériau étudié. La localisation géographique et le contexte géologique du site de prélèvement sont décrits brièvement. Puis, les paramètres d'identification géotechnique de ces sols sont présentés.
- Dans le dernier chapitre, l'influence des solutions acides (Sulfate, Nitrate, Acide phosphorique) sur les limites d'Atterberg et les paramètres de compactage a été étudiée.
- Le mémoire se termine par une conclusion générale et des références bibliographiques.

Chapitre I
Généralités sur les sols argileux

I.1. Introduction

La géotechnique fait appel aux techniques du génie civil, qu'elle applique à l'étude du sol et de la roche, c'est-à-dire aux matériaux naturels qui constituent l'écorce terrestre. Pour l'ingénieur, le sol se définit comme un agrégat peu compact, composé de minéraux, de matières organiques et de sédiments que l'on retrouve au-dessus du substrat rocheux. Les sols peuvent être fractionnés assez facilement en particules organiques ou minérales, contrairement à la roche, dont les grains minéraux sont retenus par une force cohésive et moléculaire très importante. Dans tous les projets de construction, une campagne de reconnaissance géotechnique est nécessaire. Elle a pour but d'étudier la structure géologique du sol (nature des matériaux du sol, profondeur des couches, niveau de la nappe phréatique...), et de déterminer certains paramètres décrivant le comportement du sol (contrainte du sol, la déformabilité...), ces paramètres servent à la conception et au calcul des ouvrages géotechniques.

Dans ce chapitre, nous présentons tout d'abord les différents types des sols argileux et de leurs caractéristiques tel que : la texture, principales types d'argiles, porosité et distribution de taille de pores, la nature minéralogique des argiles, composition chimique,...

I.2. Sols

I.2.1. Définition d'un sol

Le sol est un matériau complexe et variable. Il est hétérogène, d'origine minérale et organique et est constitué de grains et de pores. Le sol est donc un matériau à trois phases, phase solide (Squelette minéral), phase liquide et phase gazeuse. Chaque phase joue un rôle bien précis dans le comportement du sol.

✚ **Grains** : Les grains dérivent de rochers massifs et forment le squelette du sol ils sont caractérisés par.

- **Leur taille** : c'est pour estimer la quantité des grains d'une taille définie que l'on détermine la granulométrie.
- **Leur forme** : la forme des grains (cubique, sphérique, plaquettes, etc.) et leur état de surface (rugueux, poli, etc.) ont une influence directe sur le comportement du sol. D'une manière générale, l'irrégularité des grains augmente la stabilité.
- **La nature des minéraux qui les composent** : la nature des particules d'un sol a une influence sur certains paramètres du sol (perméabilité, compressibilité, résistance,

transmission des forces), spécialement dans les sols fins. Certains minéraux peuvent conférer des propriétés.

✚ **Pores** : Entre les différentes particules de sols se trouvent ce que l'on appelle communément des « vides », Ce terme est pourtant mal choisi puisque ces « vides » ne sont en fait pas vides mais contiennent de l'air et/ou de l'eau, C'est la raison pour laquelle le terme « pores » est mieux adapté dans ce cas-ci, La teneur en pores peut être plus ou moins importante selon la granulométrie. la forme et la distribution des grains, et la compacité du sol, Leur présence est facile à visualiser dans les sables et graviers mais elle l'est moins dans les argiles ou limons où les pores sont beaucoup plus petits. Lorsque le sol est sec, les pores sont remplis d'air, Lorsque, à l'opposé, les pores sont complètement remplis d'eau, on dit que le sol est saturé.

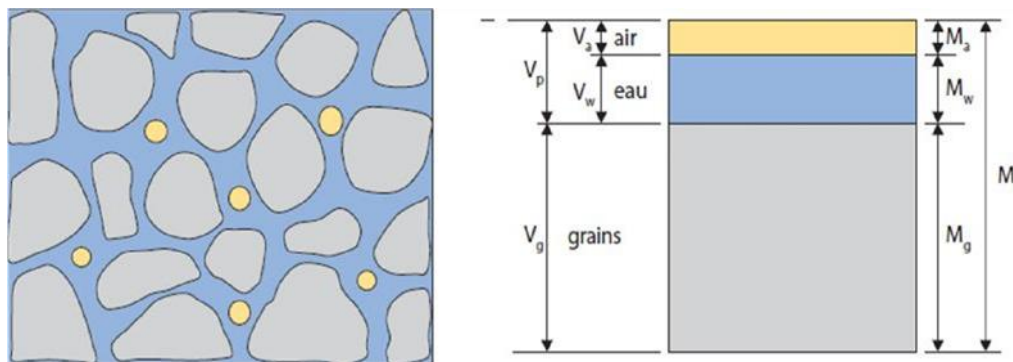


Figure I.1 : Texture de sol

I.2.2. Minéralogie des Sols

Un minéral est une substance inorganique naturelle et homogène ayant une composition chimique connue et des propriétés physiques caractéristiques et particulières. Ses structures cristallines internes déterminées (réseau cristallographique donné) sont caractérisées par des combinaisons diverses de deux unités structurales de base : tétraèdre de silice (**T**) et octaèdre d'aluminium (**O**). Les sols sont constitués de particules de minéraux sous une forme stable ou en décomposition. Les différents minéraux des sols sont le quartz, les argiles, les feldspaths, les micas, les carbonates (calcite ou dolomite), les oxydes et les hydroxydes métalliques. Les minéraux peuvent être sous forme de grains polygonaux, de lamelles (les argiles, agrégats). Les propriétés dépendent dans une certaine mesure de l'assemblage de ses minéraux (cohésion) ou

microstructure. Les minéraux silicatés représentent **95%** des constituants de l'écorce terrestre [Pomerol et al- 1995].

- Le quartz est une forme instable de la silice SiO_2 qui est très faiblement soluble.
- Les feldspaths.
- Les micas de la famille des phyllosilicates (sensibles à l'altération).
- Les oxydes et les hydroxydes métalliques.

Les argiles du sol ont pour origine la transformation biochimique ou géochimique des minéraux primaires qui, eux-mêmes, proviennent de la fragmentation des roches-mères [Duchaufour-1977]. Cette fraction fait partie de ce que l'on appelle communément "Le Complexe D'altération" dont elle constitue la composante essentielle.

Le terme d'argile est générique il regroupe des minéraux chimiquement et physiquement différents. Dans un sol, une argile peut avoir deux origines : détritique (Transportée) ou chimique (diagénétique = cristallisée « sur place » ou d'altération d'une formation existante). Si elle a une origine chimique, le gisement est homogène tant que la chimie du site est homogène et que les réactions de cristallisation et/ou d'altération sont identiques.

I.2.3. Microstructures des sols

Une distinction doit être faite entre les notions de texture et microstructure. Le terme de texture d'un sol est employé par [Itsvan, 1990] dans le sens de l'étalement de la courbe granulométrique d'un sol. Ceci revient à relier ce terme avec la notion de teneur en argile. La notion de microstructure correspond à celle de la géologie c'est-à-dire d'un arrangement mutuel des particules de minéraux qui constituent le sol.

I.2.4. Classification des sols

La classification géotechnique des sols a pour but de ranger les sols par catégories présentant des caractéristiques géotechniques voisines. Il existe plusieurs classifications géotechniques utilisant différents paramètres et caractéristiques distinctes. Deux sols peuvent être les mêmes d'un point de vue géologique mais différents selon leurs caractéristiques géotechniques et aussi selon la classification choisie.

La figure présente des sols argileux de différentes origines mais qui n'ont pas la même considération géotechnique ; la limite de liquidité et l'indice de plasticité varient considérablement d'une argile à une autre.

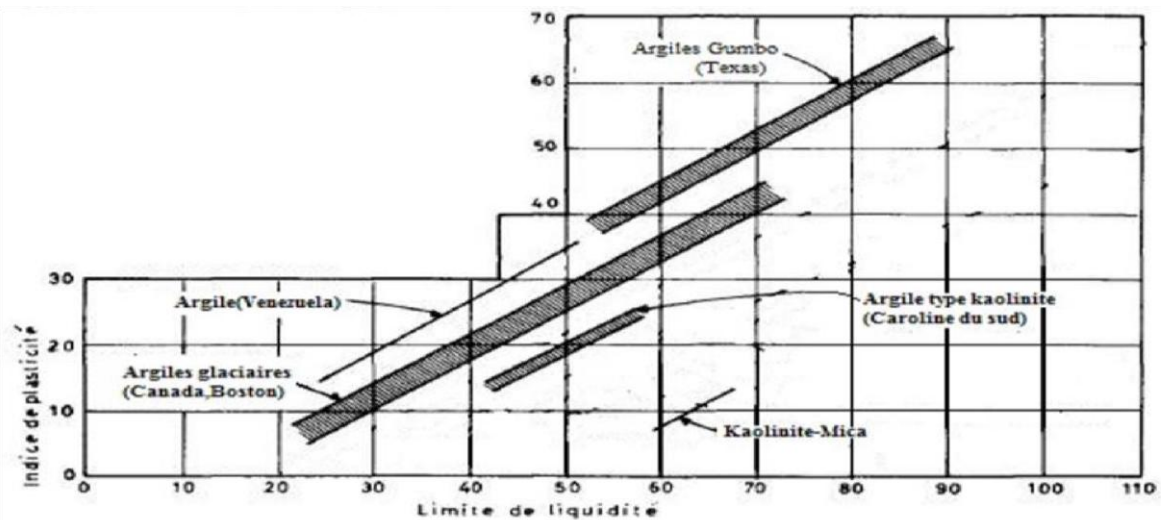


Figure I.2 : Relation entre la limite de liquidité et l'indice de plasticité pour des sols caractéristiques

Les résultats d'essai in-situ (Pressiomètre et pénétromètre) permettent aussi de classer le sol évolutif en fonction de la pression limite et de la résistance à la pointe.

Tableau I.1. : la classification des sols selon leurs propriétés mécaniques (<http://moodle.insa-toulouse.fr>)

Classe de sol	Pressiomètre P_1 (MPa)	Pénétromètre Q_C (MPa)
<p>Argiles et limons</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Argiles et limons mous ▪ Argiles et limons fermes ▪ Argiles très fermes à dures 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ < 0,7 ▪ 1,2 à 2,0 ▪ > 2,5 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ < 3,0 ▪ 3,0 à 6,0 ▪ > 6,0
<p>Sables et graves</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Lâches ▪ Moyennement compacts ▪ Compacts 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ < 0,5 ▪ 1,0 à 2,0 ▪ > 2,5 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ < 5 ▪ 8 à 15 ▪ > 20
<p>Marnes</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Tendres calcaires marno ▪ Fragmentées 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 1,5 à 4 ▪ > 4,5 	<p>/</p> <p>/</p>

Les classifications des sols existant sont ;

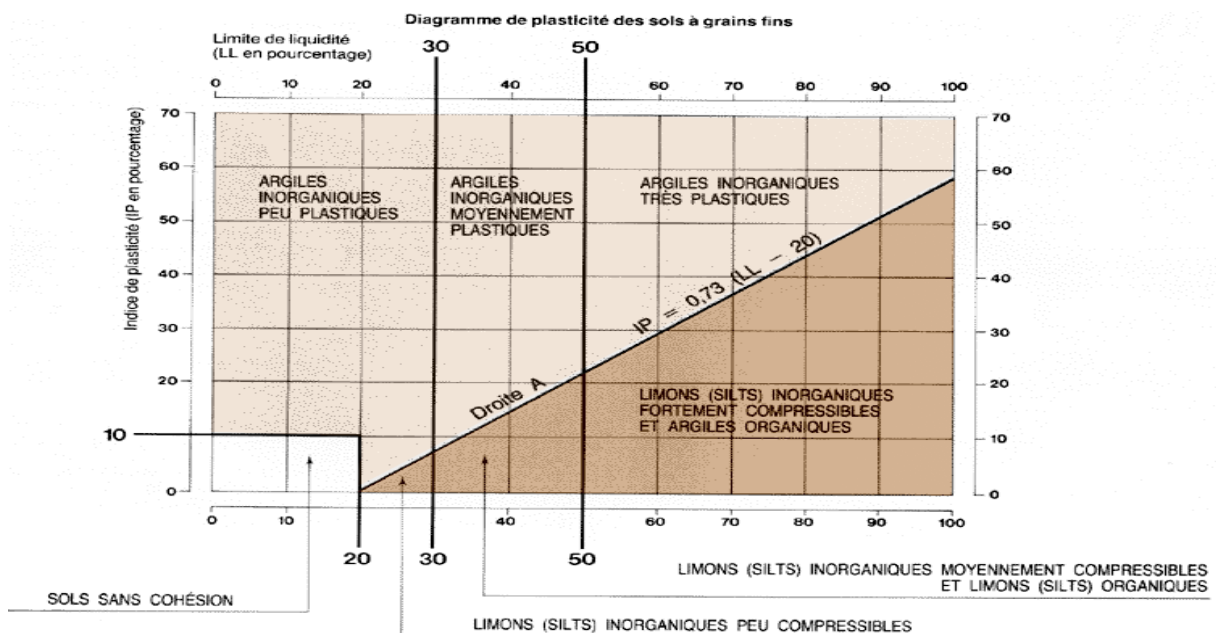
- Le triangle de texture de Taylor,
- La classification du Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées(L.C.P.C),
- Le Guide de Travaux Routiers (G.T.R),

La classification L.C.P.C est basée soit sur les résultats classiques d’essais de laboratoire (granulométrie, limites d’Atterberg), ou l’appréciation visuelle et des tests simples sur le chantier. Il faut avoir une grande expérience pour employer correctement la méthode rapide ou méthode de chantier. Pour particulièrement les sols évolutifs (fins) deux étapes indissociables sont à observer au laboratoire ;

La première subdivision (analyse granulométrique), ou les sols sont classés selon la proportion massique des grains inférieurs ou supérieurs à 0,08mm.

- Les sols grenus ; lorsque plus de 50 % des éléments > 0,08mm.
- Les sols fins ; quand plus de 50 % des éléments < 0,08mm.

On peut classer les sols par l’utilisation de la courbe de Casagrande (utilisation des résultats des limites d’Atterberg).



FigureI.3. : Diagramme de Casagrande.

La classification des sols selon le contenu en matière organique (MO) se fait comme suit ;

- Pour $MO < 3\%$, la matière organique n'a pas d'influence sur le sol.
- Pour $3 < MO < 10\%$, le sol est faiblement organique.
- Pour $MO > 10\%$, il est considéré comme un sol organique.

I.3. Les argiles

I.3.1. 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 phyllosilicates. 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 phyllosilicates 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.

I.3.2. 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 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 ont 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 phyllo silicates, 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 mm.

I.3.3. Argiles et plasticité des sols

La teneur et la nature des argiles des sols déterminent largement leurs caractéristiques géotechniques. Le test le plus simple pour déterminer la présence d'argile est le test au bleu de méthylène qui donne une indication sur la teneur en argile des sols et matériaux.

Dans une autre approche, l'échantillon de sol est soumis au test d'Atterberg ce test permet de déterminer la sensibilité d'un échantillon de sol à l'eau sans passer par l'analyse minéralogique de sa partie fine.

Selon sa teneur en eau (et la nature des minéraux), un sol argileux peut se présenter sous trois états :

- **L'état solide** : Lorsque le sol à l'état solide, ses particules sont en contact les unes avec les autres, et les films d'eau adsorbées sont très minces et se touchent : il n'y a pas d'eau libre entre les particules. L'assèchement du sol ne produit aucun retrait.
- **L'état plastique** : Lorsque le sol est à l'état plastique, sa teneur en eau est plus grande et ses particules sont plus éloignées les unes des autres. Les films d'eau adsorbée sont beaucoup plus épais, mais ils se touchent encore, le sol se déforme sans fissures c'est un sol qu'on peut façonner à la main.
- **L'état liquide** : Lorsque le sol est à l'état liquide, sa teneur en eau est si élevée qu'il n'existe pratiquement plus aucune cohésion entre les particules, qui sont entourées de leur film d'eau adsorbée et isolées les unes des autres par l'eau libre.

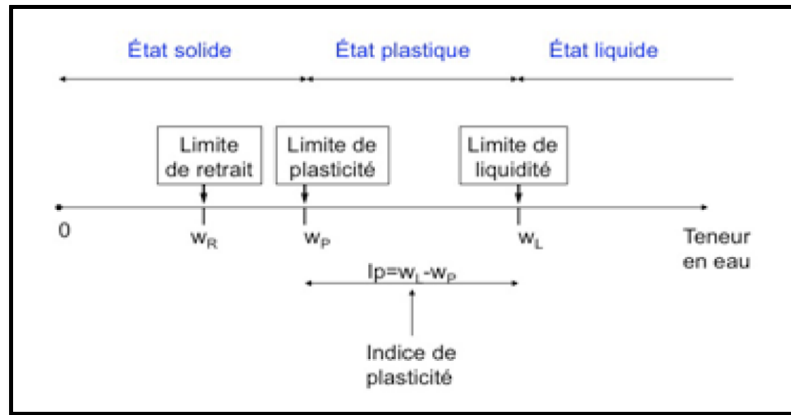


Figure I.4 : Limite d'Atterberg (Abdelfeteh Sadok,2013)

Les teneurs en eau qui délimitent les états de consistance sont appelées limites de consistance ou limites d'Atterberg. Ces limites sont les suivantes :

- **La limite de liquidité W_L ;** C'est la teneur eau à partir de laquelle une argile donnée cesse d'avoir un comportement de solide et commence à s'écouler sous son poids propre comme un liquide.
- **La limite de plasticité W_P ;** C'est la teneur en eau à partir de laquelle, une argile donnée cesse d'être plastique, c'est-à-dire aisément déformable sans fissuration, et devient fragile et sensible à la fissuration dès les petites déformations.
- **L'indice de plasticité I_p ;** Il mesure l'intervalle de teneur en eau, compris entre W_P et W_L , à l'intérieur duquel on doit s'attendre pour le matériau à un comportement «plastique».

Tableau I.2 : la plasticité de sol suivant l'indice de plasticité (Boutahir, 2018)

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

- **Indice de consistance I_c** ; la comparaison de la teneur en eau naturelle d'un sol et des limites D'ATTERBERG permet de se faire une idée de l'état d'une argile qu'on peut caractériser par son indice de consistance.

Tableau I.3 : Ordre de grandeur (*Boutahir, 2018*)

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

I.3.4. 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. 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.

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 I.4 : Occurrence des minéraux argileux dans le sol en fonction du climat.

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

I.3.5. La structure cristallographique et les principaux types d’argiles

L’argile n’est pas un matériau que l’on peut définir par le seul caractère granulométrique de 2 microns, il existe d’une part des roches argileuses compactes (come les argiles de certaines marnes) et d’autres part des minéraux très fins qui n’ont pas les propriétés caractéristiques de l’argile.

On ne peut non plus le faire en le considérant seulement comme une roche sédimentaire plus au moins cohérente qui avec l’eau forme une pâte.

En effet, l’argile est une entité minéralogique réelle, caractérisée à la fois par :

- Sa nature chimique (silicate d’aluminium hydraté).
- Sa structure phylliliteuse.
- Son comportement avec l’eau (gonflement dispersion, hydratation).

Avant d’analyser le phénomène de gonflement proprement dit, il est essentiel de rappeler certaines notions minéralogiques et physico-chimique relatives aux interactions entre l’eau et les particules argileuses (Grim, 1962 ; Mitchell,1976).

Chaque minéral argileux est formé par l'empilement de cristaux microscopiques, qui portent habituellement le nom de couche en raison de leur apparence similaire à celle d'une lamelle ou d'une couche extrêmement mince.

Ces couches sont eux-mêmes constituées d'unités cristallines que l'on appelle structures fondamentales. Celle-ci se juxtapose dans un seul plan, et c'est pourquoi les couches ont une surface très grande par rapport à l'épaisseur. On évalue l'épaisseur des couches et des structures fondamentales à environ 0,5nm ($5 \cdot 10^{-7}$ nm).

Les chercheurs ont observé qu'il n'existait que deux structures fondamentales :

- Les structures fondamentales tétraédriques ;
- Les structures fondamentales octaédriques ;

II.3.5.1. Structure de base

a. Feuillet en Tétraèdre (de Silice)

Le feuillet en tétraèdre noté « T » est une combinaison d'unités tétraédriques de silice composées de quatre atomes d'oxygène aux sommets entourant un atome unique de silicium ; l'épaisseur des feuillets en tétraèdre est de 3 Å. Chaque tétraèdre SiO_4 partage 3 sommets avec les tétraèdres voisins, l'ensemble des sommets partagés constitue un assemblage plan hexagonal [Grim, 1959].

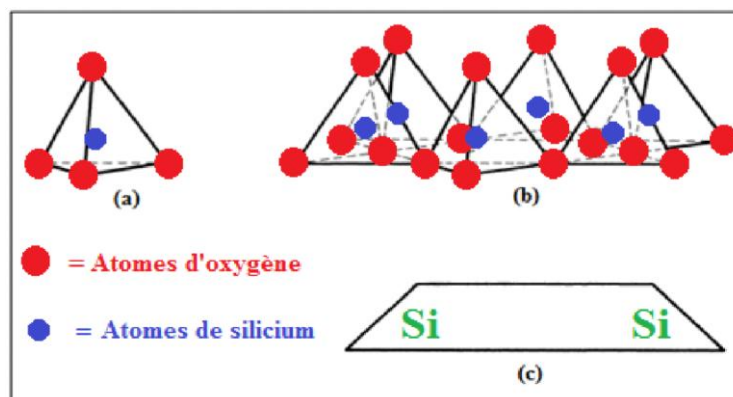


Figure I.5 : Feuillet en tétraèdre Structure du tétraèdre SiO_4 (Grim, 1959)

b. Feuillet en Octaèdre (ou d'Alumine)

Le feuillet en octaèdre noté « O » est une combinaison d'unités octaédrique composées de six atomes d'oxygène ou d'hydroxyde entourant un atome d'aluminium Al^{3+} , de magnésium Mg^{2+} , de fer ou d'un autre élément son épaisseur est de 4 Å [Grim, 1959 et Lambe, 1953].

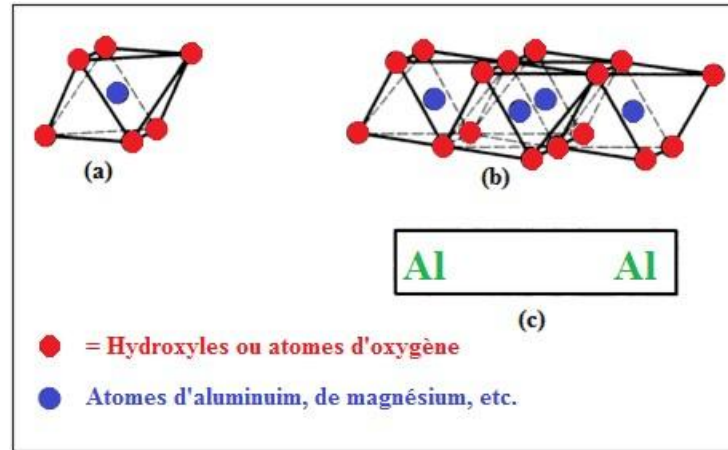


Figure I.6 : Feuillet en Octaèdre (Grim-1959 et Lambe-1953)

- La représentation de la structure minéralogique d'une particule d'argile est donnée par l'organigramme suivant ;

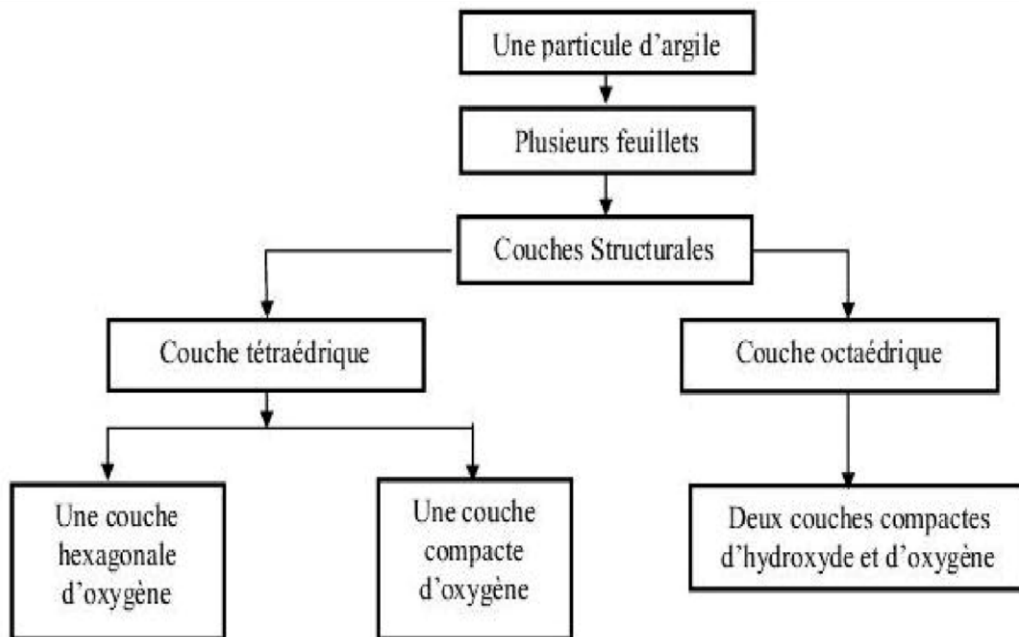


Figure I.7 : Représentation de la structure minéralogique d'une particule d'argile

I.3.5.2. Principaux groupes de minéraux argileux

Les trois familles de minéraux argileux les plus connues sont : la kaolinite, l'illite et la montmorillonite.

a. Les Argiles du groupe de la Kaolinite

Dans la kaolinite les couches d'octaèdres et les couches de tétraèdres sont parallèles, et s'intercalent de telle façon que les atomes supérieurs et inférieurs de chacune des couches appartiennent à un même plan.

L'espacement de base entre les ions d'oxygène dans l'unité tétraédrique et les ions hydroxyles dans l'unité octaédrique est presque identique, de ce fait les couches tétraédriques et octaédriques peuvent s'associer et former ainsi le feuillet de kaolinite avec pour formule générale : $N (Al_2 Si_2 O_5 (OH)_4)$.

Notons que l'épaisseur du feuillet élémentaire est d'environ 7Å mais les dimensions dans les deux autres directions sont infinies. La structure de la Kaolinite est donnée

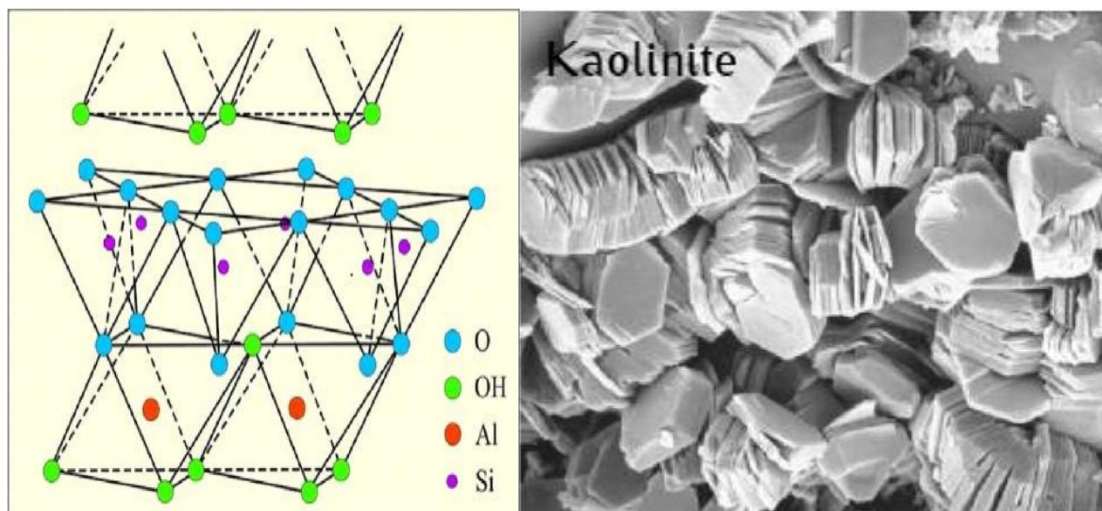


Figure I.8 : Structure de la Kaolinite (Grim 1959)

b. Les Argiles du groupe des Micas (les illites)

La structure du feuillet est en forme de « sandwich », composée d'une couche octaédrique comprise entre deux couches tétraédriques. L'illite est un des minéraux argileux du groupe des micas le plus répandu dans la nature. La structure de l'illite ressemble à celle de la montmorillonite. La différence provient de ce que l'aluminium remplace à **20 %** le silicium

dans les tétraèdres et que des atomes de potassium venant rétablir l'équilibre des charges rompu par le remplacement, assurent la liaison des couches tétraédriques et octaédriques. Cette liaison est suffisante pour empêcher l'eau de s'insérer à l'inter-couche et l'illite n'est pas donc une argile très gonflante. Les illites sont des particules de dimensions plus petites que la kaolinite de diamètre équivalent moyen de 0,3 μm , et d'une épaisseur de 100Å.

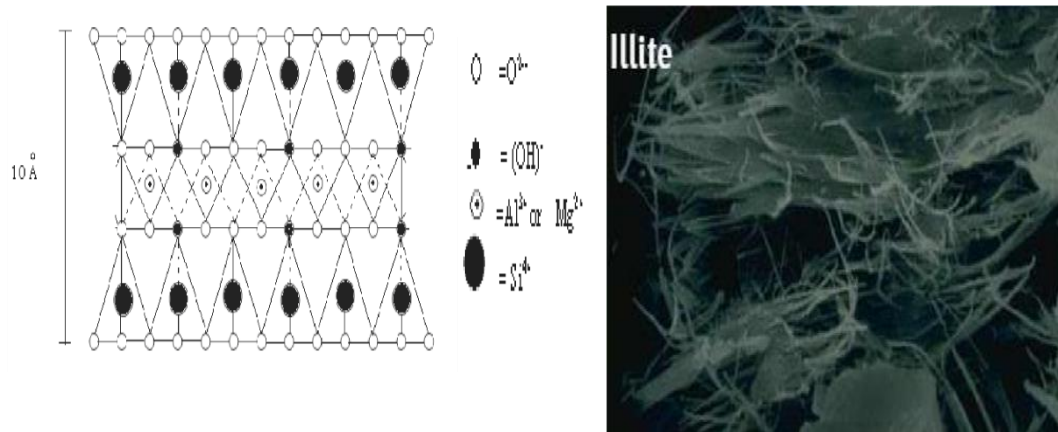


Figure I.9 : structure de l'illite (Grim, 1959)

c. Montmorillonite (TOT)

L'épaisseur d'un feuillet est de 10 Å, il est constitué par l'association de deux couches tétraédrique de type TO₄(OH)₂. T pouvant être Al³⁺, Fe³⁺, Mg²⁺, K⁺,... encadrant une couche d'octaèdres AlO₆ (O). Le cation inter foliaire lie deux feuillets consécutifs. Les smectites, ou montmorillonites, sont généralement calciques, plus rarement sodiques. Elles sont formées dans les sols mal drainés plutôt alcalins. Les feuillets de smectites peuvent s'intercaler régulièrement ou irrégulièrement avec d'autres feuillets argileux, souvent illitiques. L'ensemble forme des inter stratifiés, La formule générale de la montmorillonite est la suivante, citée par [Hasfi, 1993] : $n[(\text{Al}_{1.67} \text{Mg}_{0.33})\text{Si}_4 \text{O}_{10}(\text{OH})_2]$.

Les liaisons d'un feuillet à l'autre sont faibles et l'eau pénètre facilement entre les feuillets. Pour cette raison, les ions échangeables peuvent pénétrer dans la structure et séparer les couches. La faiblesse de ces liaisons leur confère de grandes surfaces spécifiques et de forts potentiels de gonflement.

L'argile contenant un fort pourcentage de montmorillonite est l'une des argiles connues comme une argile gonflante lorsque la teneur en eau augmente, les pressions de gonflement qui en résultent peuvent facilement causer des dommages aux structures légères.

Structure de la montmorillonite, de la smectite et de la vermiculite : deux couches de tétraèdres SiO_4 (T) encadrant une couche d'octaèdres Al_2O_6 (O). Le cation inter-foliaire d'octaèdres O Son épaisseur est de 7 Å. Ces feuillets sont reliés aux autres.

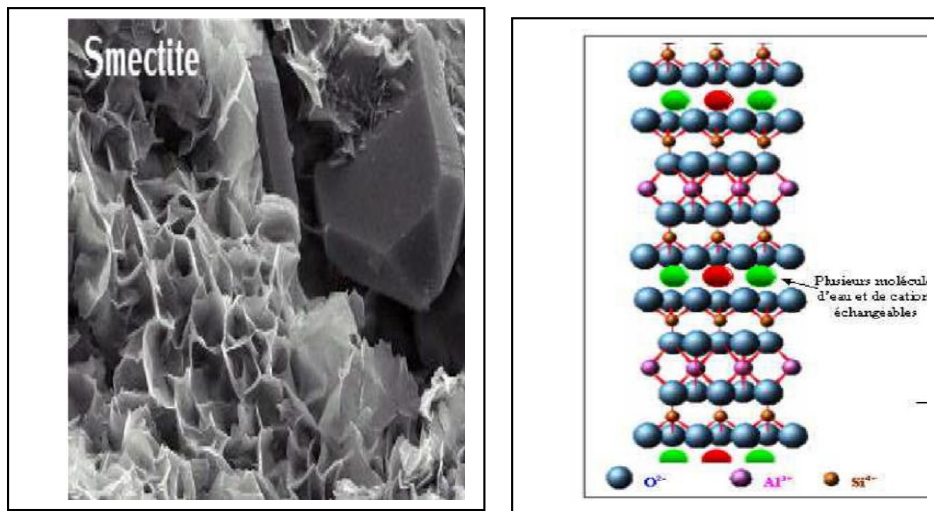


Figure I.10 : Vue isométrique de la structure atomique de la montmorillonite (Grim,1959) cité par [Robert et al -1991]

I.3.6. Propriétés et rôle des minéraux argileux

En génie civil, il est généralement suffisant d'étudier les propriétés de ces trois minéraux argileux pour comprendre le comportement de la plupart des dépôts d'argile. Les autres minéraux argileux sont plus rares et présentent d'ailleurs des caractéristiques souvent similaires à celle de la kaolinite, de la montmorillonite ou de l'illite. Le tableau ci-dessous met en évidence les principales caractéristiques de la structure de ces trois minéraux ;

Tableau I.5 : caractéristiques des minéraux argileux




Les minéraux argileux	Kaolinite	L'illite	Montmorillonite
Charge (m.eq/100 g)	3-15	10-40	80-150
Surface spécifique (m ² /g)	10-20	65-100	700-840
Gonflement	Très faible	Moyen	Fort
Nombre de feuillets par particule	100-200	1-10	1
Epaisseur d'une particule (μm)	1-10	0.003-0.01	0.001
Diamètres d'une particule (μm)	0.1-4	0.1-1	0.1
Feuillets élémentaires			

Tableau I.6 : caractéristiques moyennes.

Minéraux argileux	Type et qualité des liens entre les couches élémentaires	Substitutions isomorphes	Activité électrochimique	Gonflements
Illite	Liens assurés par des atomes de potassium (k) moins forts que ceux de la kaolinite, mais plus que ceux de la montmorillonite	Plus nombreuses que celles de la kaolinite, mais moins nombreuses que celles de la montmorillonite	Supérieure à celle de la kaolinite, mais inférieure à celle de la montmorillonite	Faibles à moyens
Kaolinite	Liens d'hydrogènes parmi les plus forts chez les minéraux argileux	Peu nombreuses	Une des plus faibles chez les minéraux argileux	Assez faibles
Montmorillonite	Liens assurés par des molécules d'eau, parmi les plus faibles chez les minéraux argileux	Très nombreuses	Une des plus fortes chez les minéraux argileux	Importants

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 ;

a. 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.

b. 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.

c. Surface spécifique

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

I.3.7 Méthodes d'identification des minéraux argileux

L'identification des minéraux argileux nécessite le recours à un ensemble de moyens expérimentaux, chacun d'eux permettant de cerner tels ou tels paramètres spécifiques des minéraux ;

- **Analyse par diffraction aux rayons X** ; Les rayons X sont des radiations électromagnétiques de très courtes longueurs d'ondes, chaque espèce cristalline donne un diagramme de diffraction caractéristique, c'est-à-dire un ensemble de raie de diffraction dont la position et l'intensité correspondent à sa structure cristalline.
- **L'analyse par différentielle thermique** ; C'est une technique qui consiste à chauffer continuellement un échantillon de sol inconnu en présence d'une substance inerte de référence, dans un four électrique, à une température d'environ cent degré Celsius La structure particulière des minéraux argileux déterminera des variations thermiques à des températures bien définies pour des minéraux donnés, les variations enregistrées peuvent ensuite être comparées avec celles des minéraux connus.

- **Analyse chimique** ; Sur les matériaux calcaires très purs, l'analyse chimique peut se faire par attaque de l'échantillon à l'acide diluée (HCl 1/20), Pour les sols non calcaires l'attaque sera effectuée par fusion alcaline à température élevée.
- **Spectrométrie infrarouge** ; La méthode apporte des informations qualitatives sur l'identification des espèces, l'évolution de la structure lors d'un traitement approprié et l'étude des hydrates La préparation des échantillons s'effectue selon les techniques adaptées à l'étude des poudres. Chaque espèce argileuse peut être identifiée par son spectre d'absorption caractéristique.

Conclusion

A partir de cette étude bibliographique, nous avons conclu ce qui suit :

- Les argiles sont des phyllo silicates hydrates formés par l'association de feuillets élémentaires, qui s'accolent entre eux pour former des éléments dénommés empilements par certains auteurs, ou cristallites par d'autres l'espace entre deux feuillets est appelé espace inter foliaire.
- Les minéraux argileux sont des substances cristallines qui tirent essentiellement, leurs origines de l'altération chimique de certains minéraux composant les matériaux parents La famille des minéraux argileux regroupent tous les silicates hydratés appartenant au groupe des phyllo silicates.
- Les minéraux argileux se caractérisent par quatre propriétés principales : formes et surfaces spécifiques, la densité de charge spécifique, la capacité d'échange cationique (CEC), la densité de charge spécifique.

Chapitre II
Principaux problèmes des sols argileux

II.1 Introduction

Les sols expansifs sont largement répartis dans les régions arides et semi-arides, y compris dans certaines régions tempérées du monde. Au cours des soixante dernières années plusieurs pays ont signalé des problèmes importants de sol lors de diverses conférences de recherche.

Les dommages aux infrastructures construites avec ou à l'intérieur des sols étendus ont été principalement attribués à leurs changements significatifs associés à leur comportement de changement de volume. En 1980, Krohn et Slosson ont estimé que 7 milliards de dollars sont dépensés chaque année aux Etats-Unis en raison des dommages causés à différentes structures construites sur des sols étendus.

Ce chapitre sera axé sur les problèmes liés à ces sols tels que les tassements, le glissement et plus particulièrement le gonflement ainsi que les dommages causés par ce phénomène.

II.2 Localisation des sols expansifs

Le problème de gonflement est rencontré dans beaucoup de pays tels que : l'Afrique du Sud, l'Algérie, l'Arabie Saoudite, l'Australie, le Brésil, le Canada, la Chine, l'Espagne, l'Ethiopie, l'Egypte, l'Inde, la Jordanie, le Maroc, le Mexique, la Mauritanie, la Palestine, la Roumanie, le Soudan, la Turquie, les Etats-Unis et le Venezuela.

L'analyse des résultats obtenus en 1978 par la Fondation Nationale de Science, Nowamooz, (2007) a noté que 10% de la population mondiale, risque d'être affectée par les dommages associés aux sols gonflants, et qu'aucun état n'est à l'abri des conséquences et des préjudices susceptibles d'en résulter.

Aux Etats-Unis, le coût de pertes annuelles occasionnées par le gonflement a été évalué à 2.3 milliards de dollars en 1973, de 7 à 9 milliards de dollars en 1986. En France le montant a été estimé à 2.3 milliard de dollars entre 1989 et 1992, cité par (Azzouz, 2006).

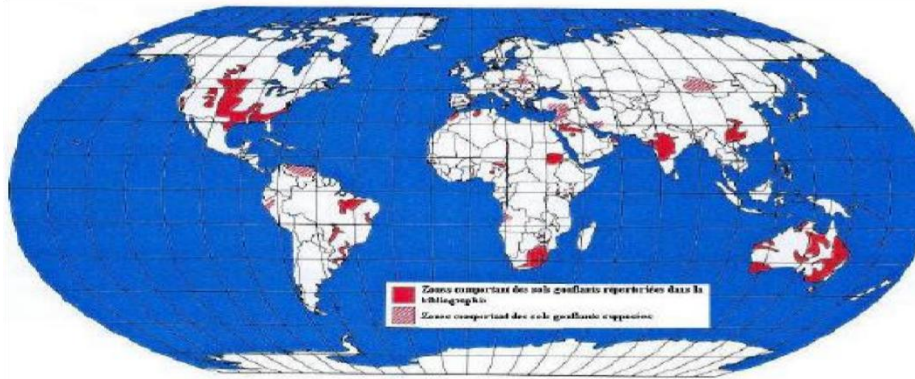


Figure II.1 : La carte mondiale des sols gonflants, (Rieffsteck, 1999).

Pour les pays du Maghreb, on remarque que l'existence des sols gonflants est signalée uniquement en Algérie et au Maroc, tandis que des cas pathologiques ont été enregistrés même en Tunisie (Berthelot, 2002, Trabelssi et al, 2002 et Khemakhem et al, 2002) cité par Aissa Mamoune, 2002.

En particulier, il est à noter que les sols gonflants ne sont enregistrés qu'au centre de notre pays, alors qu'on a pu recenser l'existence de ces sols au Sud-Est du pays (Ain- Aménas) d'après les études de Derriche et al ,1998 et à l'Ouest d'après Hachichi et al, 1999 et Bekkouche et al, 2001.

Cette existence a causé d'énormes dommages où le chiffre dépasse les dizaines de milliards de dinars (détérioration de la route RN 7A Bab-El-Assa, école primaire Ben Kemila à Nedroma, L'hôpital Sid'Echahmi, cité 100 villas à Ain- Aménas, quelques habitations à Sid'Abdelli, etc.).

II.3 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.

II.3.1. 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. Cette déformation dépend de plusieurs paramètres :

- Les charges appliquées ;
- La nature du sol ;
- Les dimensions et la forme des fondations ;
- Le temps ;

- La nature des fondations et de la structure.

Les tassements peuvent être uniformes ou différents d'un point à l'autre selon la nature du sol en place.

Le tassement uniforme : les tassements uniformément repartis affectent peu la structure les mouvements qui en résultent peuvent cependant endommager les services et accessoires tels les conduites d'eau et les passages souterrains.

Le tassement différentiel : est un mouvement d'enfoncement du sol qui n'est pas uniforme. Il peut de ce fait provoquer des dislocations des maçonneries comme l'apparition de fissures. C'est un grave facteur de désordre qui est la plupart du temps irrémédiable.

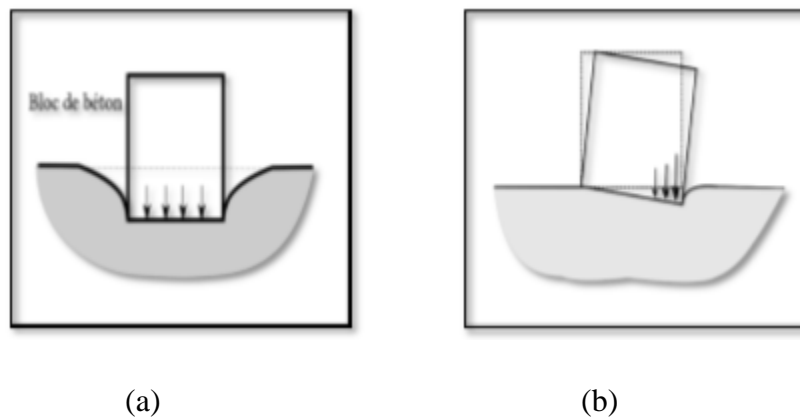


Figure II.2 : a) Tassement uniforme

b) Tassement différentiel

II.3.1.1 Origines du tassement du sol

Parmi les causes donnant naissance à des tassements différentiels, on peut citer :

- Hétérogénéité naturelle du sol.
- Approche des calculs de tassement qui donnent une valeur approchée de la valeur réelle. Fondations hétérogènes faites sans précautions spéciales (tassements différentiels).

II.3.2 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.

II.3.3 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).

II.3.3.1 Mécanisme du gonflement

Le gonflement représente l'extension des doubles couches entourant les particules argileuses. Les principaux facteurs régissant le gonflement des argiles peuvent être classés en deux catégories ; les facteurs mécaniques et les facteurs physico-chimiques.

II.3.3.2.a Facteurs mécaniques du gonflement

Dans la masse du sol gonflant, sous l'action d'un chargement, certaines particules se trouvent déformées selon deux chemins de déformations : la compression volumétrique des particules solides, souvent négligeables ; la courbure des particules a un effet sur le changement de volume souvent appréciable. L'approche mécanique du gonflement est analogue à l'extension mécanique, et est reliée à l'énergie emmagasinée dans la structure solide dans cette approche l'imbibition par l'eau est attribuée à un gradient hydrostatique induisant un écoulement de l'eau à travers l'échantillon, ce qui provoque une diminution de la succion matricielle et par conséquent un déchargement de la masse du sol.

II.3.3.2.b Facteurs physico-chimiques du gonflement

L'approche physico-chimique est basée sur la théorie de la double couche de Gouy Chapman, cette approche tient compte des forces inter particulaire qui sont fonction de :

- Forces électriques ;

- La texture de la surface des particules ;
- La composition du fluide interstitiel.

Les effets physico-chimiques sont fonctions des propriétés d'hydratation et de l'absorption des cations. En effet, les particules d'argiles ont une texture de surface qui permet une forte liaison à l'eau. Cette affinité à l'eau est responsable du gonflement du sol. De plus, la surface des particules argileuses possède une charge négative non compensée afin d'assurer une neutralité électrique des charges, les cations sont attirés vers la surface de ces particules, ce qui va conduire à une concentration en cation dans la couche adsorbée (au voisinage des particules), qui est supérieure à celle de l'eau libre du sol. Cette différence dans la concentration ionique conduit à l'apparition d'une succion osmotique, engendrant un écoulement de l'eau de la zone de faible concentration vers la zone à forte concentration. Les cations et les molécules d'eau prennent place entre les particules d'argiles et provoquent l'expansion de la masse du sol.

II.3.3.3 Principales causes de gonflement

La recherche bibliographique a permis de mettre en évidence quatre principaux phénomènes expliquant les causes du gonflement :

- Hydratation par adsorption ;
- Hydratation par osmose ;
- Hydratation par capillarité ;
- Transformations chimiques.

II.3.3.3.1 Hydratation par adsorption

Les argiles sont principalement caractérisées par un déséquilibre électrique dû à une substitution isomorphe de cations dans la structure octaédrique des feuillets. Il en résulte alors la formation de la double couche diffusée due à la fixation des anions échangeables qui s'installent à la surface des feuillets du fait des forces électrostatiques qui sont les suivantes :

a. Forces d'attractions

Généralement causées par les forces de Van Der Waals entre les feuillets voisins

b. Forces de répulsion

Ayant plusieurs composantes (interaction des doubles couches associées aux feuillets, énergie d'hydratation des cations compensateurs), Ces deux forces décroissent rapidement avec

la distance inter particulaire. Quant à la force de répulsion, elle diminue également avec l'augmentation de la concentration en électrolytes. Les variations de concentrations en cations, et en anions dans la double couche, diffusée, sont déterminées à partir de l'équation de Poisson-Boltzmann et sont présentées sur la figure ci-dessous, A proximité de la surface chargée, la concentration en cations est plus élevée que celle en anions.

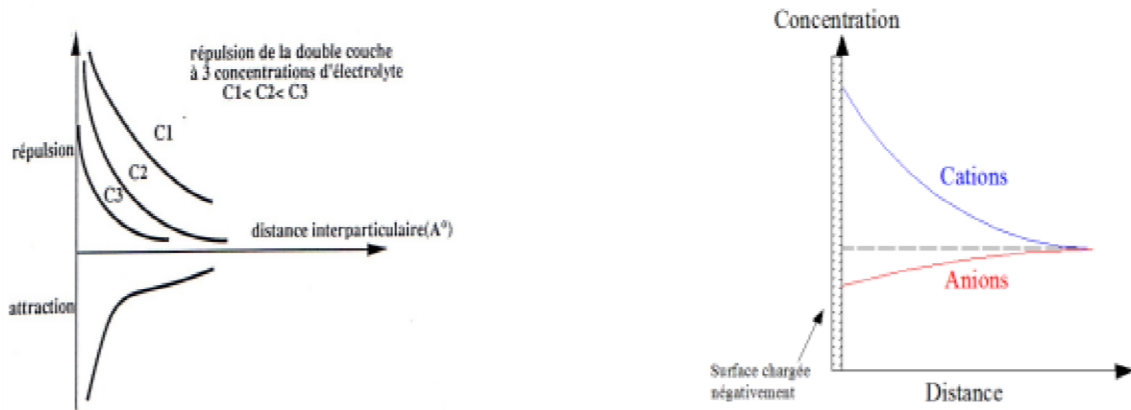


Figure II.3 : Forces électrostatiques dans la double couche, Répartition des ions autour d'une particule chargée

La nature des cations compensateurs joue un rôle important. En effet, le rayon ionique hydraté varie avec le type du cation échangeable comme le tableau présente, lors de l'hydratation du cation compensateur, l'écartement des feuillets d'argiles sera d'autant plus faible que le rayon ionique hydraté sera petit (Wakim, 2005).

Tableau II.1 : Dimensions des cations hydratés et non hydratés, (Iltis, 1979).

Cation compensateur	Rayon ionique (Å°)	
	Non hydraté	Hydraté
Li ⁺	0.6	7.3
Na ⁺	0.95	5.6
K ⁺	1.33	3.8
Rb ⁺	1.58	3.6
Cs ⁺	1.67	3.6
Ca ²⁺	0.99	9.6
Mg ²⁺	1.08	10.8

Aboubeker et Aissa Mamoune, 2004 ont montré l'influence du rayon hydraté de la solution chimique (KCl, NaCl, et CaCl₂) sur le gonflement des argiles. Leurs essais du gonflement libre témoignent du fait que le cation (Ca²⁺) cause le plus grand gonflement, (K⁺) le plus faible et (Na⁺) est intermédiaire. La stabilité des cations compensateurs est aussi très importante. En effet, les cations sont liés aux feuillets par des forces de nature électrostatique et possèdent les propriétés d'être échangeables. Cette facilité d'échange sera aussi un facteur influant sur le gonflement.

Le classement général admis est le suivant : **Li⁺, Na⁺, NH₄⁺, K⁺, Mg²⁺, Ca²⁺, Al³⁺**.

D'après cette série, le lithium est le plus facile à remplacer alors que l'aluminium est le plus difficile.

II.3.3.3.2 Hydratation par osmose

Lorsqu'une solution saline est séparée de l'eau pure par une membrane semi-perméable idéale (permettant uniquement le passage des molécules d'eau mais non des substances dissoutes), l'eau pure a alors tendance à traverser la membrane pour diminuer la concentration de la solution. Ce phénomène est appelé osmose. La pression qu'il faut appliquer pour empêcher l'arrivée de l'eau dans la solution saline est nommée la pression osmotique.

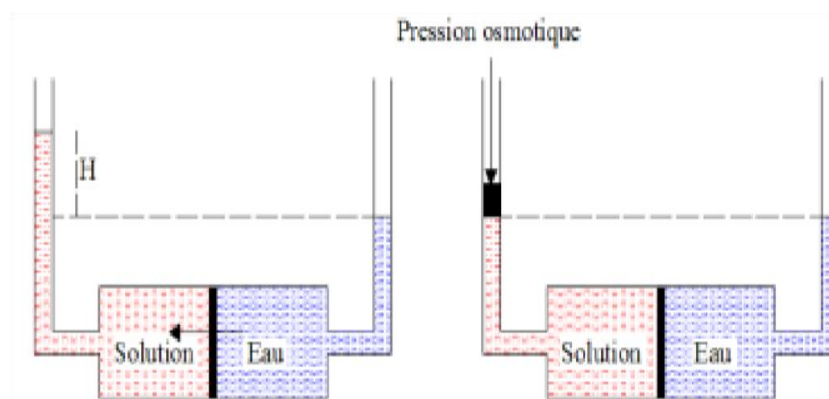


Figure II.4 : Phénomène osmotique idéal.

Si la concentration de l'eau libre est inférieure à la concentration de l'eau de la double couche, ils ont résultent alors une migration des molécules d'eau des pores larges vers les particules argileuses entraînant l'augmentation de la distance inter feuillet.

Par contre, il en résulte une pression osmotique d'attraction entraînant la contraction du matériau argileux. Le phénomène d'hydratation par osmose permet d'expliquer le fait que lorsque la salinité de la solution d'hydratation augmente, le matériau argileux gonfle moins (Azzouz, 2006).

II.3.3.3 Hydratation par capillarité

La capillarité est une caractéristique des matériaux non saturés de faible porosité. Elle se traduit par une extension dans la phase liquide lors de la saturation ou par une contraction lors de la désaturation.

La saturation des matériaux fins après une phase de drainage peut entraîner le piégeage de l'air par l'eau à l'intérieur du réseau poreux. Ce mécanisme peut engendrer la compression de l'air responsable de la dégradation ou de la fragmentation des matériaux argileux.

La capillarité dépend du phénomène d'adsorption, le film d'eau adsorbé diminue l'espace poreux et modifie par la suite la capillarité.

Dans l'hypothèse de pores cylindriques, la pression capillaire (P_c) est déterminée par la loi de Jurin :

$$p_c = U_a - U_w = \frac{2\sigma \cos\theta}{r_c}$$

(u_a) et (u_w) sont respectivement les pressions d'air et d'eau, (σ) est la tension de surface eau-air et (θ) est l'angle de raccordement entre le ménisque et le solide.

Plusieurs facteurs affectent la capillarité des milieux poreux :

- La pression et la distribution des pores ;
- Les fluides et solides impliqués et l'histoire de saturation.

En résumé, l'attraction de l'eau par un matériau argileux non saturé se réduit pas simplement à l'action de la succion totale ou interviennent également les actions d'adsorption physico-chimiques.

Santos et al, 1996 ont exposé deux échantillons d'argilite initialement sèches à l'eau et à l'huile. L'échantillon mis en contact avec de l'eau est altéré. Malgré le fait que l'huile soit infiltrée dans le deuxième échantillon, ce dernier n'a pas réagi. Les auteurs ont attribués ce

phénomène aux interactions physico-chimiques primordiales dans les milieux argileux et non à l'effet de la capillarité.

II.3.3.3.4 Transformations chimiques

Trois types de transformations chimiques se distinguent principalement (Bultel, 2001), cité par Azzouz, 2006 :

- La transformation de l'anhydrite en gypse ;
- L'oxydation de la pyrite ;
- La dissolution des carbonates dans l'eau.

II.3.3.4 Facteurs qui affectent le gonflement

Les résultats de nombreuses études ont montré que l'amplitude du gonflement dépend de deux types de facteurs ;

II.3.3.4.1 Facteurs intrinsèques

- La composition minéralogique ;
- Le type de cations compensateur ;
- La Capacité d'échange en cations (CEC) ;
- La Surface spécifique ;
- La structure du sol ;
- La quantité de minéraux non argileux.

II.3.3.4.2 Facteurs externes

D'autres paramètres indépendants de la structure des argiles et de la composition chimique de la solution hydratante peuvent avoir une influence importante sur le gonflement, on cite en particulier :

- Les conditions de compactage (statique ou dynamique) ;
- L'énergie de compactage ;
- La teneur en eau initiale ;
- La densité sèche ;
- L'effet d'échelle ;
- Le régime de contraintes ;

- le frottement latéral ;
- Les cycles retrait-gonflement ;
- La durée des essais et la température.

II.3.3.5 Estimation indirecte des paramètres de gonflement

Dans la phase de reconnaissance primaire et une fois le sol expansif soupçonné, il est possible d'obtenir une estimation des paramètres de gonflement l'amplitude est défini comme étant la variation relative du volume d'un échantillon de sol en passant d'un état sec à un état inondé, et la pression est nécessaire pour ramener un échantillon de sol, soumis à humidification et ayant complètement gonflé, à son volume avant gonflement. A partir de nombreuses corrélation proposées dans la littérature. Ces relations empiriques mettent en relation les paramètres de gonflement avec paramètres géotechniques déterminés a partir des essais classiques d'identification tels que les limites d'Atterberg, l'indice de plasticité la fraction d'argile l'activité la densité sèche et la teneur en eau initiale. Bien sûr, il faut se garder d'une utilisation abusive de ces relations, les valeurs obtenues ne doivent servir que lors des études d'avant-projet sommaires notamment pour orienter les concepteurs.

II.3.3.6 Estimation directe des paramètres de gonflement

Les essais de gonflement mesurent la déformation d'une éprouvette de sol lorsqu'elle s'imbibe en contact avec de l'eau. L'éprouvette est placée dans un cylindre métallique qui n'autorise que des déformations axiales. La déformation axiale est mesurée en continu. La masse de l'éprouvette est mesurée en début et en fin d'essai et après passage à l'étuve.

Différent types d'essais de gonflement existent (Serratrice et Soyez, 1996) notamment :

- L'essai de gonflement libre ;
- L'essai de gonflement à volume constant ;
- L'essai de gonflement en parallèle ;
- L'essai de gonflement d'Huder-Amberg.

Ces essais fournissent une estimation de la déformation de gonflement ΔV en fonction de la charge appliquée au sol. Dans certains calculs, on s'intéresse à la pression maximale que le

gonflement du sol peut exercer sur la construction. Cette pression de gonflement dépend de l'état initial du sol et correspond à une déformation nulle.

Au fur à mesure de la déformation de gonflement, la pression de contact tend vers zéro (quand la paroi de l'ouvrage peut se déplacer suffisamment). Il faut donc choisir un type d'essai de gonflement qui correspond à la déformabilité de la structure dans la situation étudiée. Selon leur nature minéralogique, les sols argileux ont des comportements différents :

Certains ont une faible pression de gonflement mais une forte amplitude de gonflement d'autres ont des pressions de gonflement élevées mais des amplitudes de gonflement faibles (Magnan et al 2013).

II.4 Dommages et pathologie des ouvrages

II.4.1 Les ouvrages superficiels

Les ouvrages superficiels subits au gonflement sont principalement les fondations et les murs de soutènement des bâtiments, les chaussées parmi ces derniers, les maisons individuelles construites sans mesures de précaution sur des sols gonflants présentent des dégradations et des fissures au niveau des murs porteurs, des murs de remplissage, des routes et des fondations (radier, semelle superficielle ou filante et les Pieux).

Les dommages touchent aussi les réseaux de drainage qui peuvent, par exemple, subir des inversions de pente provoquant le débordement des drains alimentant ainsi le phénomène de gonflement (Wakim, 2005).

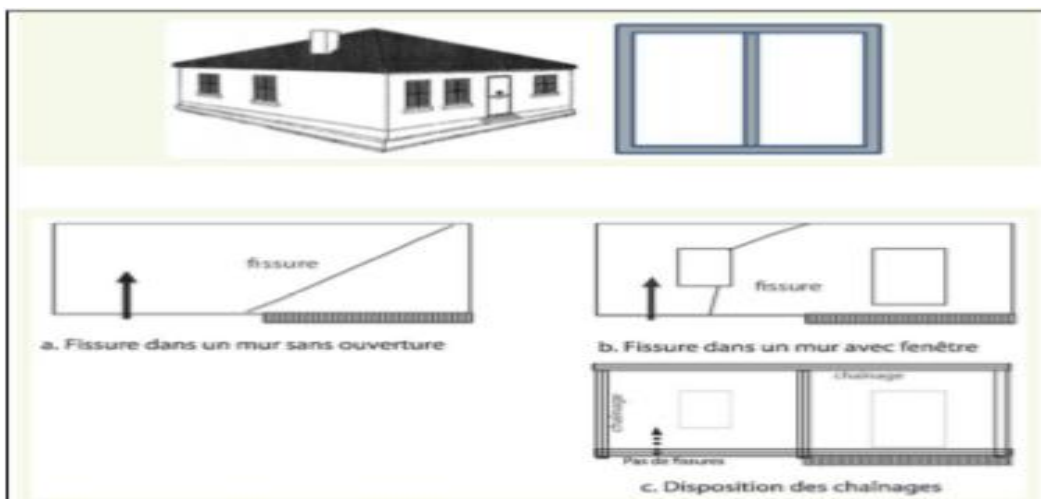


Figure II.5 : Développement de fissures provoquées cité par (Magnan 2013).

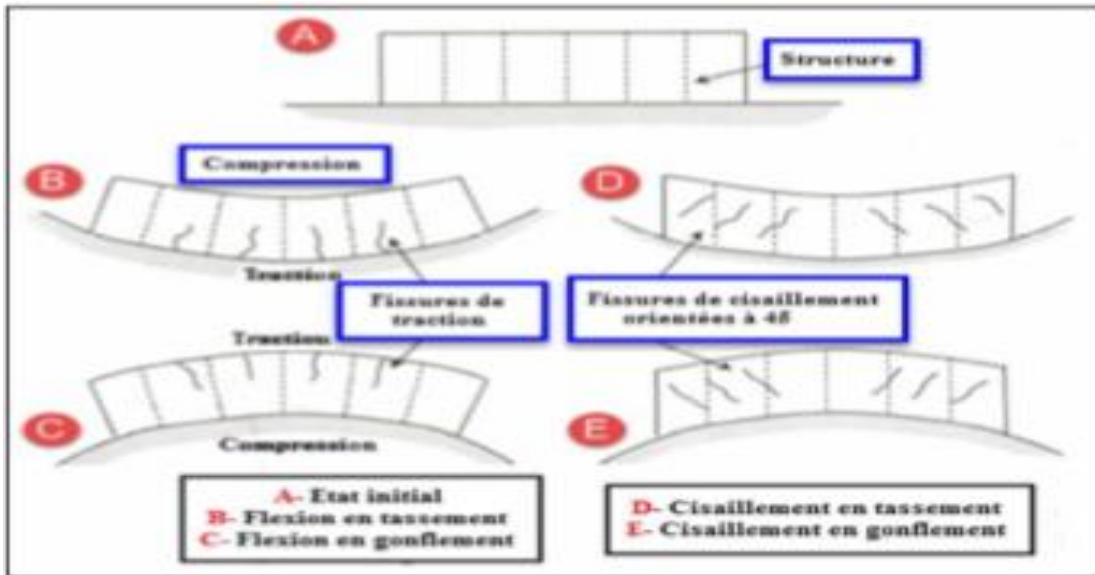


Figure II.6 : Forme et directions de fissuration, (Mouroux et al, 1987)



(a)

(b)

Figure II.7.a : Dommages structurels dus au soulèvement de terrain (Maroc)

Figure II.7.b : Fissuration d'une route provoquée par un glissement de terrain

(Azazga)

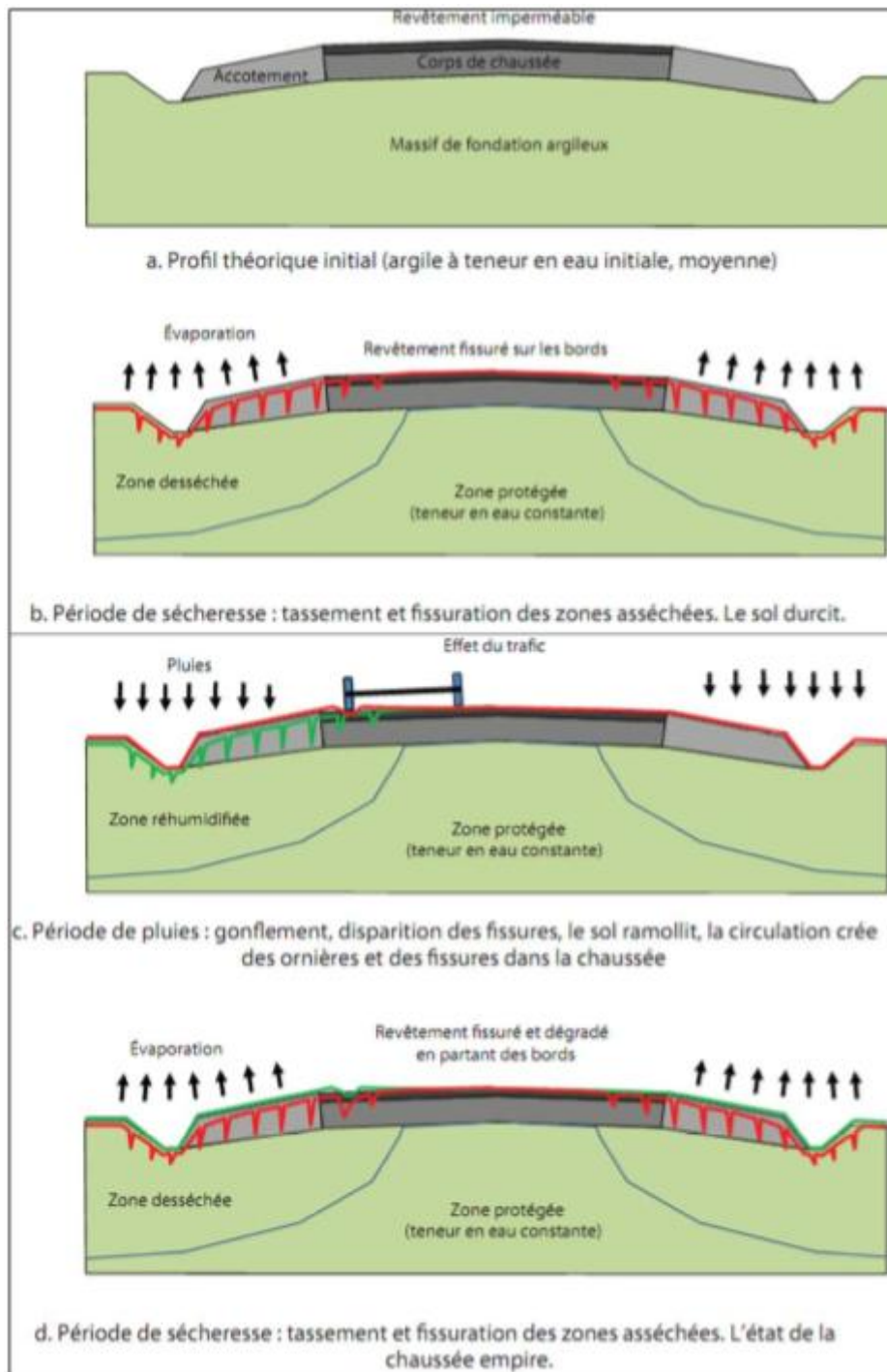


Figure II.8 : Mécanisme d'évolution d'une roue sur sol argileux gonflant cité par (Jean-Pierre Magnan 2013)

II.3.2 Les ouvrages souterrains**a. Cas des Tunnels**

Les tunnels dans un milieu gonflant, posent de très importantes difficultés et aussi bien lors de leur construction qu'après leur mise en service.

Le creusement du tunnel entraîne une modification des contraintes autour de l'ouvrage.

Cette modification engendre souvent l'apparition de fissures facilitant la circulation de l'eau et l'hydratation des minéraux argileux.

Cette dernière entraîne le gonflement qui se manifeste par un déplacement de la paroi du tunnel avant la mise en place du revêtement en béton ou par une pression de gonflement après cette mise en place.

b. Puits pétroliers

La boue de forage est un mélange complexe de divers produits chimiques. Elle joue un rôle à la fois physique, chimique et mécanique.

Ces caractéristiques physiques et chimiques permettent d'assurer une bonne stabilité des parois du puits, de refroidir et de lubrifier l'outil et le train de sonde et de transmettre la puissance hydraulique.

Dzialowski et al, 1998, cité par Wakim, 2005 ont constaté que 90 % des formations rocheuses rencontrées dans les puits pétroliers sont de type argileux et sont impliquées dans 75 % des problèmes.

Les différents mécanismes induisant le gonflement de la roche autour du puits de forage peuvent être résumés comme suit (Wakim, 2005):

- La pression capillaire ;
- La pression osmotique générée entre la boue de forage et l'eau des pores ;
- La pression d'hydratation causée par l'interaction entre les ions de la boue et les surfaces argileuses chargées négativement.

Selon Wakim 2005, les principaux désordres rencontrés sont les suivants :

- L'instabilité et l'élargissement de la paroi du puits de forage ;
- La distorsion des tiges.

Selon la même référence, les désordres causés par le gonflement des puits pétroliers sont estimés à 500 millions de dollars par an aux U.S.A.

II.5 Paramètre géotechnique des sols

Le guide GTR classe les matériaux susceptibles d'être utilisés pour la réalisation de remblais ou de couches de forme. Lors de travaux de terrassements, les matériaux naturels sont rencontrés essentiellement sous deux formes : une forme rocheuse, massive, nécessitant une forte énergie pour les désagréger, et une forme meuble, facile à extraire. Cette étude s'intéresse en particulier aux sols meubles pour lesquels la classification GTR a été élaborée. Cette classification vise en premier lieu à déterminer la nature du sol en fonction de certains paramètres de nature : la granulométrie et l'argilosité. Pour les sables, les sables argileux et les marnes, l'argilosité est déterminée par la valeur de bleu du sol (NF P 94-068). Pour les sols fins, leur argilosité est mesurée par l'indice de plasticité (NF P 94-051). Dans un deuxième temps, les sols sont ensuite classés selon leur état hydrique, de l'état très sec à l'état très humide. Une fois les sols classés suivant leur nature et leur état hydrique, le GTR fournit les recommandations pour l'utilisation de ces sols en remblais et en couche de forme, suivant les conditions météorologiques rencontrées. Une fois ces recommandations faites et selon la classe de la partie supérieure de terrassement, le GTR préconise notamment une épaisseur de couche de forme, et l'énergie de compactage à apporter suivant les types d'engins envisagés sur le chantier.

Les caractéristiques permettant la classification sont regroupées selon trois catégories : les paramètres de nature, les paramètres de comportement mécanique, et les paramètres d'état.

II.5.1 Paramètre de nature

Ces sont des caractéristiques intrinsèques, et ils ne varient pas ou peu dans le temps.

- a) **La granulométrie** : La granularité est un paramètre qui permet de distinguer les sols grâce à la dimension de leurs grains. Une première analyse consiste à mesurer la répartition des quantités selon la dimension des grains. Les deux méthodes complémentaires sont le tamisage pour les sols grossiers (ou grenus) selon la Norme NF P 94-056 et la sédimentométrie pour les sols fins selon la Norme NF P 94-057. Il s'agit de mesurer le pourcentage des grains de sol passant au travers d'un tamis donné (passant ou tamisât). L'expression classique de cette analyse est la courbe granulométrique

caractérisée par les indices suivants (d_{60} est le diamètre correspondant à un passant de 60 %)

- Le coefficient d'uniformité : (de Hazen): $C_U = d_{60}/d_{10}$ ($C_U < 2$ uniforme, $C_U > 2$ étalée).
- Le coefficient de courbure : $C_C = d_{30}^2 / d_{60} d_{10}$ (bien gradué si C_C entre 1 et 3).

b) D_{max}: Dimension maximale des plus gros éléments contenus dans le sol. Il détermine l'atelier de terrassement (c'est-à-dire le matériel employé), l'épaisseur des couches et les conditions de malaxage. Le seuil retenu est 50mm, car cela permet de distinguer les sols fins, sableux ou graveleux du sol blocailleux. C'est aussi la valeur limite courante pour le malaxage des sols avec un liant pour une CDF de qualité.

c) Tamisât 80µm: Pourcentage en fines du sol. Les fines sont sensibles à l'eau, selon leur proportion, elles vont donc influencer le comportement du sol. Seuils retenus (par le GTR) :

- >35 % Comportement du sol totalement régi par la fraction fine.
- < 12 % Seuil conventionnel pour dire si un sol est pauvre ou riche en fines.

d) Tamisât 2 mm: Distinction entre sols sableux et sols graveleux, seuil retenu selon GTR

- >70 %: Sol tendance sableuse;
- < 70 %: Sol tendance graveleuse.

e) L'argilosité: Couramment, les limites d'Atterberg sont déterminées uniquement pour les éléments fins d'un sol (<400µm), car ce sont les seuls éléments sur lesquels l'eau agit en modifiant la consistance du sol. L'essai consiste donc à faire varier la teneur en eau de cette fraction de sol, et à en observer la consistance. Selon la teneur en eau, le sol se comportera comme un solide, un matériau plastique (capable de se déformer beaucoup sans casser) ou un liquide.

f) L'indice de plasticité IP: Elle caractérise la largeur de la zone où le sol étudié a un comportement plastique ($IP = WL - WP$).

WP : La teneur en eau à limite de plasticité du sol (%) ;

WL : La teneur en eau à limite de liquidité du sol (%) ,

Seuils retenus selon GTR:

- 12 %: Limite supérieure des sols faiblement argileux ;
- 25 %: Limite supérieure des sols moyennement argileux ;

- 40 %: Limite supérieure entre sols argileux et très argileux.

g) La valeur au bleu de méthylène VBS: Ce paramètre représente l'absorption de la surface spécifique du sol. La VBS s'exprime en g de bleu absorbé pour 100 g du sol. La surface spécifique du sol est déterminée par la surface des particules de la fraction argileuse, une évaluation indirecte de la quantité et de la nature de l'argile contenue dans le sol, seuil retenus selon GTR:

- 0,1: Sol insensible à l'eau;
- 0,2: Apparition d'une légère sensibilité à l'eau (sols sableux);
- 1,5: Distinction sols sablo-limoneux et sols sablo-argileux;
- 2,5: Distinction sols limoneux peu plastique à plasticité moyenne;
- 6: Distinction sols limoneux et sols argileux;
- 8: Distinction sols argileux et sols très argileux.

II.5.2 Paramètres de comportement mécanique

Ces paramètres ne sont pris en considération que pour juger de l'utilisation possible des sols en couche de forme. Ils distinguent les matériaux dont la fraction granulaire est susceptible de résister au trafic et qui de ce fait peuvent être utilisés tels quels dans la construction des couches de forme, de ceux qui risquent de se fragmenter pour se transformer en un sol constitué en majorité d'éléments fins, inutilisable dans son état naturel sans dispositions particulières (traitement...).

Les paramètres de comportement considérés dans la classification sont: les coefficients de Los Angeles (LA) (norme P 18-573) et micro-Deval en présence d'eau (MDE) (norme P 18-572), mesurés sur la fraction granulaire 10/14 et le coefficient de friabilité des sables (FS) mesuré sur la fraction 0/1 ou 0/2 mm (norme P 18-576).

II.5.3 Paramètres d'état

L'état hydrique est particulièrement important pour les sols meubles sensibles à l'eau. On distingue cinq états hydriques différents : humide, humidité moyenne, très humide, sec et très sec. Généralement, l'état hydrique d'un matériau permet de définir son classement, car la

portance du sol est fortement liée cet état. La présente classification a retenu pour caractériser l'état hydrique d'un sol, l'un ou l'autre des trois paramètres suivants :

- La position de la teneur en eau naturelle (W_n) de la fraction (0/20) mm du matériaux par rapport à l'optimum Proctor normal (W_{opt}). Ce rapport est le paramètre d'état le plus fiable pour caractériser les états sec et très sec, car les difficultés d'obtention de la compacité requise en dépendent directement. Sa signification est en revanche moins claire pour distinguer les états humide et très humide (norme P 94-093).
- La position de la teneur en eau naturelle (W_n) par rapport aux limites d'Atterberg qui s'exprime par l'indice de consistance (I_c) (norme P 94-051). Cette indice permet de caractériser correctement les cinq états précédentes, mais seulement dans le cas des sols fins moyennement et très argileux comportant au moins 80 % à 90 % d'éléments $\leq 400\mu\text{m}$.
- L'indice portant immédiat (IPI), qui exprime la valeur de l'indice CBR immédiat mesuré sans surcharge, ni immersion sur une éprouvette de sol compacté à l'énergie Proctor normal et à sa teneur en eau naturelle (norme NF P 94-078).

II.6 Compactage des sols

Le compactage des sols est une technique utilisée en génie civil visant à améliorer la qualité des sols pour la construction. Le compactage d'un sol consiste à faire diminuer son volume par l'application d'un procédé mécanique (force, vibration, combinaison des deux, chocs,...etc). Cette diminution du volume ne se produit que par l'élimination des vides remplis d'air qui existent dans le sol à son état initial. La teneur en eau du sol n'est donc pas modifiée. La diminution du volume implique l'augmentation du poids volumique du sol. Cela permet d'améliorer la résistance, de diminuer de la déformabilité et de réduire de la perméabilité. Il peut ainsi réduire ou éliminer le risque de tassement, également augmenter la stabilité des talus, mais aussi améliorer la capacité portante. Le compactage permet aussi de limiter les variations des volumes indésirables causés, par exemple, par l'action du gel, par le gonflement et par le retrait du sol, ou bien de prévenir la liquéfaction des sols.

II.6.1 Effet de compactage sur la microstructure du sol

Lambe (1958) a montré que la structure argileuse compactée change avec la modification de la teneur en eau de compactage. Un système de particules parallèles appelé système dispersé est généré ce qui a tendance à diminuer la perméabilité du sol en réduisant les vides entre les particules quand on compacte à droite de l'optimum proctor. Par contre, quand on compacte à gauche de l'optimum, les particules argileuses présentent une structure floculée caractérisée par une dispersion bout à bout ou face à bout.

Barden et sides (1970) ont montré que le compactage à une teneur en eau basse donne des agrégats durs et peu déformables. Ceci donne une densité sèche basse et des macropores (structure ouverte), le comportement d'une telle structure est isotrope.

En augmentant la teneur en eau, les agrégats deviennent de moins en moins durs, ce qui fait disparaître les macropores et par conséquent augmenter la densité (structure ouverte et moitié orientée). Quand la teneur en eau est très élevée, la densité diminue car l'eau ne remplace pas facilement l'air piégé dans les pores et les particules argileuses s'orientent (structure orientée), le comportement dans ce cas est anisotrope.

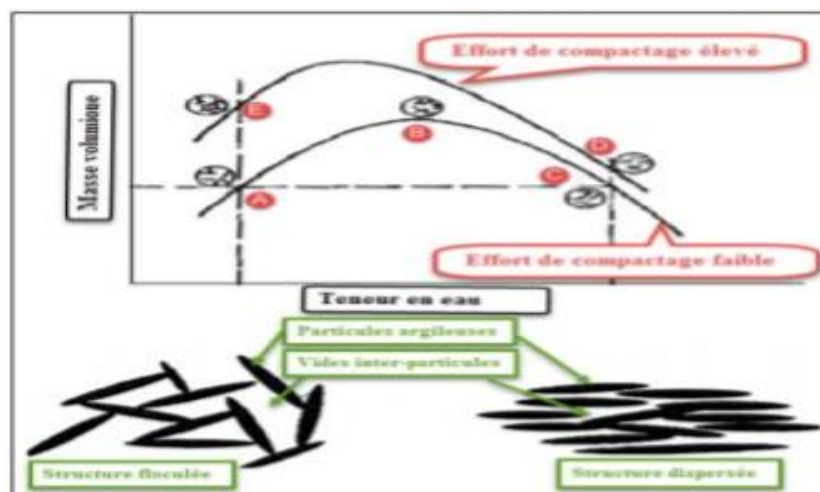


Figure II.9 : Effet de compactage sur la structure du sol (Lambe, 1958)

II.6.2 Effet du compactage sur la répartition des pores

Plusieurs études sur la répartition des pores pour les sols compactés ont été effectuées, (Sridharan et al. 1971 ; Badger et Lohones. 1973 ; Juang et Holtz 1986). Le compactage à gauche de l'optimum tend à donner une distribution bimodale des vides : un grand mode pour

les pores inter-agrégats et un petit mode pour les pores intra-agrégats. Le même effet est remarqué en augmentant l'énergie de compactage, mais par contre la distribution des petits pores ne change pas avec l'effort de compactage.

L'augmentation de la teneur en eau de compactage réduit le volume occupé par les grands pores qui se distribuent en plus petits pores qui ne sont pas affectés par la teneur en eau de compactage, comme le montre la figure ci-dessous ;

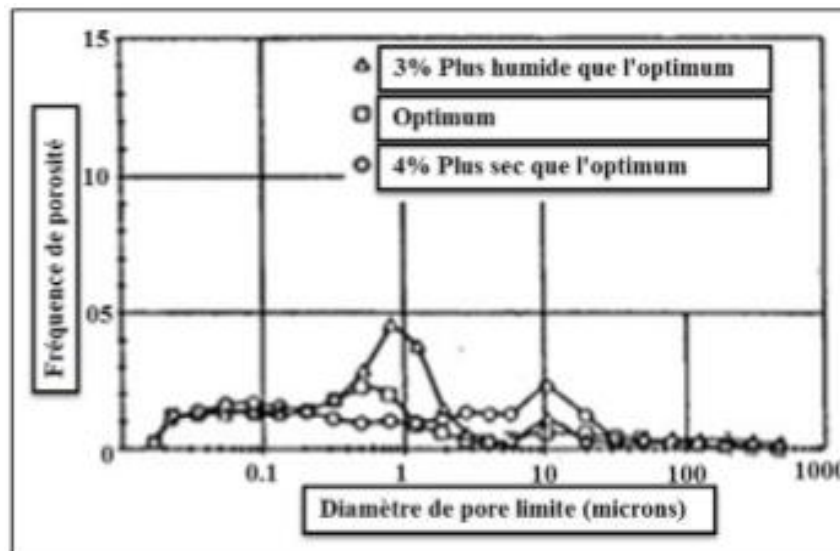


Figure II.10 : Effet de la teneur en eau de compactage sur la répartition des pores
(Prapaharan et al.1985)

II.6 Indice CBR

La portance du sol est sa résistance à la rupture déterminée par l'essai CBR ou Californien Bearing Ratio (norme NF P 94-078). Cet essai donne une mesure de la portance relative des sols par rapport à un sol type de référence. Il permet d'observer le comportement du matériau vis-à-vis sa densification ainsi qu'une idée de sa résistance à l'eau. L'indice de portance CBR immergé (ICBR après 4 jours d'immersion), ou l'indice portant immédiat IPI, elle est calculée par le rapport entre la pression d'enfoncement du sol et celle d'un matériau type référencé (en %) ;

- $ICBR = \text{Pression à } 2,5 \text{ mm d'enfoncement} / 13.35$
- $ICBR = \text{Pression à } 5 \text{ mm d'enfoncement} / 19.93$

C'est la plus grande des deux valeurs qui est retenue, le pouvoir portant du sol est d'autant meilleur que le CBR est grand. L'essai est empirique et ne peut en aucun cas traduire la

résistance intrinsèque du sol, mais il est un moyen d'apprécier sa rigidité (résistance au cisaillement). Le CBR immergé se distingue de l'IPI par l'immersion du moule pendant quatre jours. En général, on réalise la mesure de l'IPI avant celle du CBR immergé à cause de l'imbibition du moule. Le rapport $CBR / IPI > 1$ permet de constater que le matériau expérimenté est dit insensible à l'eau, et qu'il y a même une amélioration de ces caractéristiques mécaniques par l'effet d'apport d'eau.

II.7 Conclusion

Un matériau argileux a une consistance variable selon la teneur en eau du sol. Dur et cassant lorsqu'il est sec, et meuble à partir d'un certain degré d'humidité. Ces modifications de consistance s'accompagnent également de variations de volume (rétrécissement lorsque c'est sec et gonflement si c'est humide) dont l'amplitude peut être parfois spectaculaire.

Les méthodes de mesure des paramètres de gonflement des sols argileux sont généralement des procédures longues. Des auteurs ont essayé de proposer des modèles permettant d'obtenir rapidement soit l'amplitude ou la pression de gonflement. Ces dernières sont des valeurs approchées mais ils ne servent que pour donner une idée sur le taux et la pression de gonflement.

Chapitre III

Techniques de traitement des sols argileux

III.1. Introduction

Malgré ses propriétés de résistance, lorsque le sol naturel est simplement compacté, puis mis en œuvre et soumis aux conditions extérieures il devient très sensible aux variations de températures et d'hygrométrie.

La stabilisation du sol a pour objectif 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, une synthèse bibliographique regroupe et présente les travaux de recherche effectués dans le domaine de la stabilisation des sols gonflants.

III.2. Les Méthodes De Traitement Des Sols

Le géotechnicien s'intéresse aux sols dans la mesure où ceux-ci constituent l'élément principal du contexte dans lequel la stabilité d'un ouvrage sera conçue. Il doit envisager d'améliorer les caractéristiques mécaniques des sols d'assise pour augmenter leur capacité portante. Un grand nombre de procédés existent et diffèrent selon la nature du sol et le type de projet à exécuter. D'une part, certaines de ces méthodes sont très anciennes, comme le battage des pieux de bois dans les sols de faible portance ; d'autre part, d'autres méthodes récentes, comme les méthodes d'injection de liants (bitume, ciment, chaux, laitier), de pilonnage ou de congélation sont très utilisées.

III.3. But de traitement des sols

- 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.

III.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 chimique, (par additifs).

III.4.1 Stabilisation mécanique

III.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_{opm}) permettant l'obtention de la densité sèche du sol la plus élevée (ρ_{opm}) est utilisée lors des études de la stabilisation et aussi lors du chantier.

III.4.1.2 Drainage

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

III.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.

III.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 correspondant à la pression limite minimale 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).

III.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.

III.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.

III.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.

III.4.2.1 Cuisson

Destinée aux ouvrages importants, d'après le guide technique LCPC/SETR (2000), cette méthode de traitement a été procurée pour la première fois par Ostasheven 1934. Elle consiste à soumettre le sol à un réchauffement contrôlé : on injecte dans le sol pendant plusieurs jours de l'air ou du gaz chauffé entre 200 et 800C°, ce qui fait fondre le squelette du sol et les contacts entre les particules sont soudés. Le sol devient presque insensible aux phénomènes de gonflement et de retrait. Cependant le coût du transport et de mise en place des unités mobiles de traitement peut être très lourd et n'est rentable, en terme strictement financier, que lorsque les quantités de sol à traiter sont importantes. (Ghazal. R, 2016).

III.4.2.2 Congélation

C'est une technique de consolidation provisoire des terrains aquifères. (Pas nécessairement saturés), permettant ainsi de creuser des puits relativement profonds. La congélation de l'eau interstitielle d'un sol produit un matériau dont les propriétés sont temporairement améliorées tant que la congélation est entretenue. La congélation a également pour effet de rendre imperméable le sol et de faciliter les travaux de terrassements ou de construction sous le niveau de la nappe. Ces propriétés en font une technique d'amélioration provisoire très efficace, mais dont l'emploi reste limité en raison de son coût élevé (Karaimla.Ch et Bouzghala. R., 2018).

III.4.3. Traitement chimique

Les propriétés d'un sol peuvent être modifiées par l'ajout de certains additifs tel que :

- Les hydrophobants
- Les sables
- Les solutions salines
- Les liants

III.4.3.1 Hydrophobants

Les hydrophobants sont des produits dérivés amines des composés cationiques (par exemple ; les amines aromatiques, les amines aliphatiques). Les caractéristiques des hydrophobes permettent les variations de la teneur en eau en rendant le sol insensible à l'eau quelles que soient les conditions extérieures. L'absorption d'un produit hydrophobe se traduit par deux effets :

- Diminution momentanée ou définitive de l'affinité du sol pour l'eau ce qui a pour conséquence d'accroître la résistance mécanique du sol et la réduction du gonflement ;
- Diminution de la structure microscopique du sol.

III.4.3.2 Stabilisation par ajout du sable

Plusieurs auteurs ont étudié l'influence de l'ajout de sable sur le gonflement. Nous citerons certaines d'entre elles :

SATYANARAYANA, 1969, cité par ALLAM ,2011 a étudié le comportement de l'argile de black Cotton au sud de l'Inde sous forme de mélange avec le sable, et sous forme de couches. Il a constaté que la pression du gonflement est réduite par le simple ajout de faibles

pourcentages de sable. Plus le pourcentage de sable augmente, plus la réduction de la pression diminue (différence marquée à partir 50% de sable). L'insertion de couches de sables (différentes positions avec l'argile), réduit la pression du gonflement en proportion appréciable due principalement à la capacité du sable à absorber le gonflement de l'argile. Cette capacité du sable dépend de la facilité de la couche de sable avec laquelle elle se déforme par compression ou, par mouvement latéral.

KOMORNIK et IIVNEH, 1969, cité par ALLAM, 2011 ont étudié l'influence de la granularité des constituants sur les caractéristiques des argiles gonflantes. Pour cela, ils ont utilisé des mélanges argile - sable et argile- marbre à différents pourcentages. Il a été constaté que la diminution du taux du gonflement des différents mélanges est due à la faible densité de l'argile et à l'augmentation du matériau inerte dans les mélanges. Ainsi, ils ont constaté qu'il y a une influence du taux de l'humidité de l'argile sur la valeur de la pression du gonflement.

MORAU, 1969 a montré dans sa thèse que, si la couche gonflante est d'une grande épaisseur, de manière à ne pas pouvoir l'excaver complètement alors, il faut excaver jusqu'à une certaine profondeur puis, remblayer pour rétablir les conditions de pression initiale. Pour cela, souvent c'est le sable qui est utilisé. Le bas du remblai est faiblement compacté et ce pour deux raisons :

- Le haut du sol gonflant serait très compact, et par conséquent son potentiel de gonflement est élevé ;
- Le bas du remblai peut alors «encaisser » un gonflement éventuel.

SEED et al, 1969, cité par ALLAM, 2011 ont retenu trois paramètres significatifs de l'aptitude au gonflement d'un sol : Le pourcentage d'éléments argileux inférieur à 2μ et leur nature minéralogique, l'indice de plasticité et l'indice de retrait. Les auteurs ont mesuré le potentiel de gonflement de sols artificiels préparés en mélangeant des minéraux argileux avec diverses quantités de sables. Ce mélange permet de diminuer le pourcentage.

Une partie de l'étude d'El SAYED et d'EL SOHBY, 1981, cité par ALLAM, 2011 a porté sur le traitement d'un sol argileux gonflant par l'ajout de sable et de limon à différentes concentrations. Ils ont constaté que la grosseur de la fraction non argileuse a une influence sur le gonflement. C'est-à-dire, que les particules fines provoquent un gonflement important. En plus, la pression de gonflement pour les mélanges argile- limon était plus importante que celle des mélanges argile-sable.

BENGERAA, 2004 ont tenté de réduire le gonflement des argiles de la région d’Oran, par l’ajout de sable de carrière à différents granulométrie et pourcentages (10 et 40%). ils ont constatés que le sable de carrière est un bon réducteur des limites de consistance par conséquent du potentiel de gonflement. Plus le sable ajouté est grossier, plus la réduction du gonflement est importante.

Louafi et Bahar (2012) ont étudié aussi l’effet du sable sur la réduction de potentiel de gonflement des sols expansifs.

III.4.3.2 Liants

Les liants se divisent en deux grandes familles qui sont les liants hydrauliques et les liants organiques.

Le schéma suivant donne les principaux liants existants dans l’industrie.

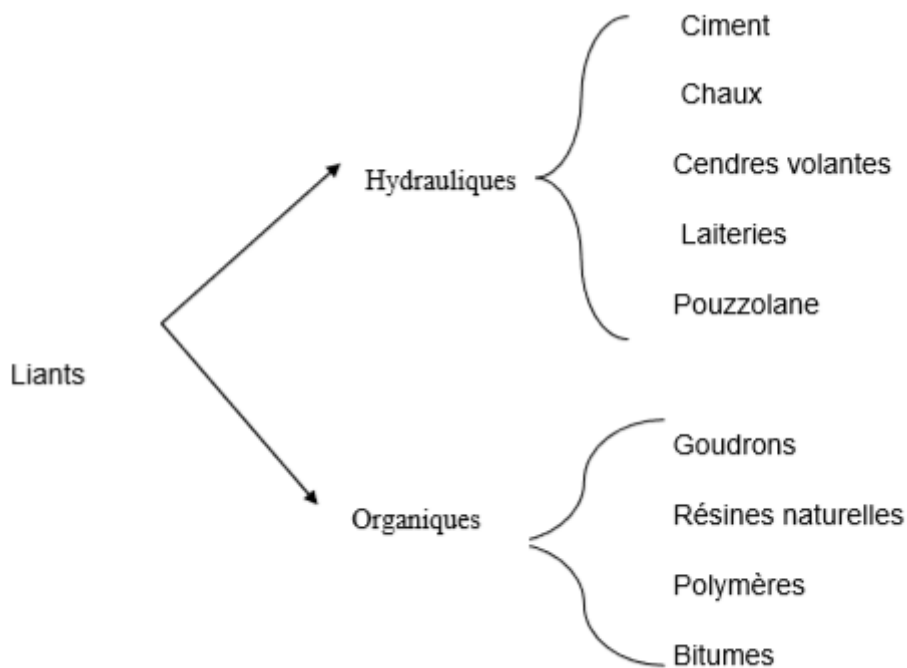


Figure III.1 Classification des liants

✚ Liants organiques

Ce sont des produits de type colle, c’est à dire des composés organiques susceptibles d’une bonne adhésion au squelette.

On distingue deux sortes :

- Les mono-composants (un seul constituant) ont un caractère thermoplastique, ce sont par exemple les bitumes de pétrole, les goudrons et les brais de houille ;
- Les bi-composants (deux constituants) sont à mélanger au moment de la mise en œuvre.

Le résultat est intermédiaire entre le collage thermique des mono-polymères, des résines ou des dopes. L'action de ces produits donne au sol des propriétés hydrophobes qui dépendent de l'enrobage des particules du sol par le liant. L'inconvénient majeur de ces liants organiques est leur biodégradabilité sous des climats tropicaux.

Liants hydrauliques

Ce sont des produits d'origine minérale qui par réaction avec l'eau donnent des réseaux cristallins enchevêtrés ayant une bonne cohésion et pouvant aboutir à des jonctions avec le squelette minéral. Ils sont tous à base de chaux qui réagit avec l'argile par :

- Echange cationique ;
- Flocculation et agglomération ;
- Carbonations ;
- Réaction pouzzolanique.

Ces réactions se traduisent par :

- Une amélioration immédiate des propriétés mécaniques du sol et une diminution de la sensibilité à l'eau par flocculation et échange cationique.
- Une réaction lente produisant les matériaux cimentant. C'est la réaction pouzzolanique.

III.4.3.3 Traitement au ciment

L'action, de stabilisation par les ciments, est complexe et dépend de la nature du sol, de la teneur en ciment, de la teneur en eau et des conditions de température (JOHSON, 1960). De plus, la présence de la chaux dans les ciments provoque des réactions d'échange. Les pourcentages utilisés varient, comme pour la chaux, de 2 à 6%. Le ciment est parmi les liants les plus fréquemment utilisés dans le traitement de sols de surface (THOMAS et al, 2002).

III.4.3.4 Traitement aux cendres volantes

Les cendres volantes, produites dans la combustion des charbons bitumineux, présentent des caractéristiques de cimentage et peuvent être utilisées dans une large gamme des applications de stabilisation.

Le traitement de cendres volantes peut efficacement réduire le potentiel de gonflement des argiles fortement plastiques et empêcher le gonflement sous les pressions plus petites de base.

ZALIHE, 2004, cité par ALLAM, 2011 a étudié la stabilisation des argiles gonflantes par les cendres volantes. Les résultats d'essai en laboratoire sur ces sols indiquent que ces cendres volantes sont efficaces à l'amélioration de la texture et de la plasticité des sols traités.

Elles permettent de réduire l'indice de plasticité et le potentiel de gonflement. La réduction en valeurs de la pression de gonflement des deux sols indique que le gonflement des sols est empêché pour de petites valeurs de pression.

Le traitement par les cendres volantes change la minéralogie du sol traité et produit de nouveaux minéraux secondaires.

L'utilisation des cendres volantes comme matériaux de stabilisation pour le sol semble être une solution intéressante. Cette utilisation aurait des avantages, en plus de la stabilisation environnementaux.

III.4.3.5 Traitement à la chaux

La première forme de traitement historiquement utilisée en construction routière est la chaux, notamment à l'époque de l'Empire romain. Il s'agit du liant de prédilection pour les sols à haute teneur en humidité puisque la réaction pouzzolanique des hydrates provoque un assèchement efficace du matériau. Dépendamment de sa nature minéralogique, deux types se distinguent : la chaux vive et éteinte. En premier lieu, la chaux vive est particulièrement efficace pour flocculer un sol plastique, pour lui conférer de la portance et augmenter la teneur en eau optimale de compaction (Joseph Abdo & Serfass, 2009). En contrepartie, la chaux éteinte, composée d'une base argileuse, affiche une réaction chimique plus lente. Notons ici que la chaux est particulièrement sensible à la température, au même titre que le ciment, dont la cure cesse en dessous de 5°C. (Marc Antoine Bernier Racine 2018).

III.4.3.6 Traitement par solutions salines

De nombreux travaux ont montré que la stabilisation par sels pouvait réduire considérablement le gonflement des argiles. Nous citerons quelques exemples de ces travaux

PEELE, 1937, cité par ALLAM, 2011 a remarqué que le carbonate de calcium augmente la résistance du sol à l'érosion. Il permet d'augmenter le potentiel flocculé des argiles.

HAXAIRE, 1956, cité par ALLAM, 2011 a déterminé la quantité de la molécule organique pouvant se fixer sur la montmorillonite en essayant de relier cette fixation avec la structure, la nature et l'ionisation de ces molécules. Des familles de molécules organiques ont été ainsi étudiées. Il a montré aussi que certaines molécules telles que la guanidine et la benzine se fixent irréversiblement en quantités supérieures à la capacité d'échange de base sur la montmorillonite.

WALLER et LAWLER, 1976, cité par AZZOUZ, 2011 ont étudié l'influence des sels sur un échantillon d'argile reconstituée à partir de déblai de forage. Les meilleurs résultats sont obtenus à l'aide des solutions qui associent le KCl avec un polymère.

ILTIS 1979 a étudié plusieurs types de gonflement en présence de plusieurs types de sels. Cette étude a mis en évidence deux agents stabilisants, le chlorure de potassium et le chlorhydrate de guanidine.

KOMINE et OGATA, 1992, cité par MRAD, 2005 ont étudié l'efficacité d'un sel à partir du concept de l'épaisseur de la double couche diffuse. Même si certaines recherches plus récentes, ont montré qu'il ne s'agissait que d'un aspect très partiel du phénomène. Le degré de saturation, étant fixé et la composition chimique du sol argile-silice sec ont été analysés par l'ajout d'un taux de sodium dans un échantillon et un taux du calcium dans un autre. Cette expérience a montré que le potentiel de gonflement est plus important dans des échantillons riches en sodium par rapport aux échantillons riches en calcium ; c.à.d. le sodium est un facteur chimique favorable pour le gonflement du sol.

HACHICHI et FLEUREAU, 1999 ont étudié la réduction du gonflement de plusieurs échantillons intacts par les sels (le chlorure de potassium, le chlorure de calcium, le Chlorure de sodium, le sulfate de sodium, le chlorure d'ammonium). Une réduction importante du gonflement a été obtenu avec le chlorure de potassium et le chlorure de calcium ce qui donne une structure stable même après passage de l'eau.

ABOUBEKR et AISSA MAMOUNE, 2004 ont étudié l'influence des sels sur le gonflement libre des argiles. Afin de mettre en évidence l'influence de ces sels sur l'amplitude, l'étude a été effectuée sur des échantillons d'argiles naturelles et artificielles en utilisant quatre sels différents (chlorure de potassium, Chlorure de Sodium, Chlorure de Calcium, Sulfate d'Ammonium.) Des réductions importantes ont été observées par l'association d'un sel de chlorure de potassium mais pour chlorure de calcium cette réduction est moyenne à faible.

MARKUS,et DAMI, 2003, cité par MRAD, 2005 ont observé, à l'aide d'un microscope électrique (MEB), (figure 3.10) que le gonflement de la montmorillonite sodique est très élevée par rapport à la montmorillonite calcique, les distances moyennes entre les couches sont beaucoup plus petites dans Ca^{2+} montmorillonite qu'en Na^{+} montmorillonite.

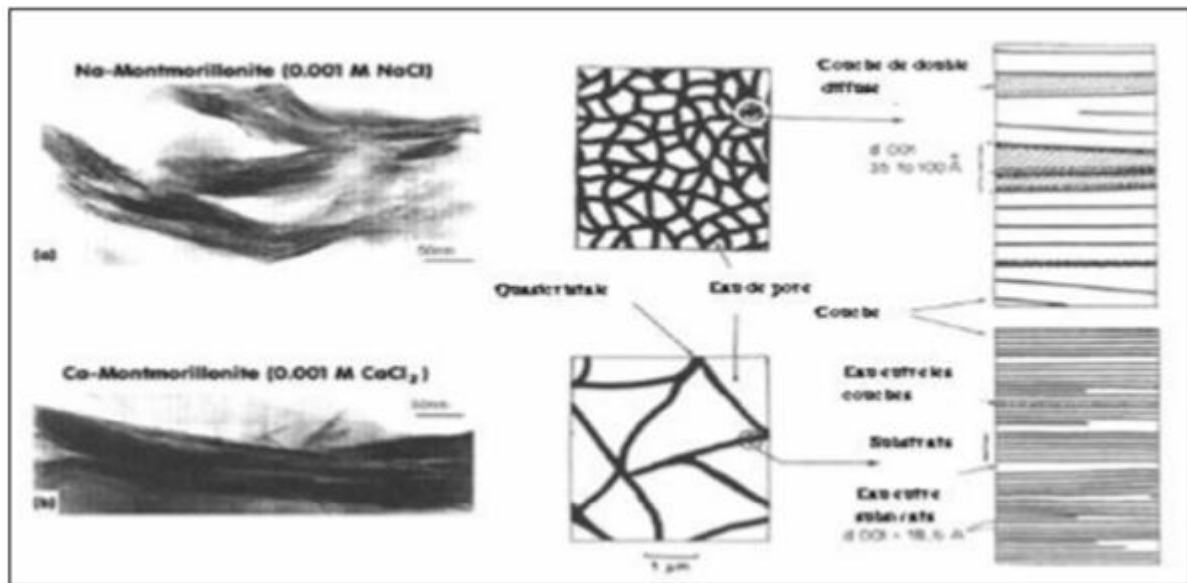


Figure III.2 ; Microstructure de texture d'argile comme affecté par la composition en solution, (TESSIER, 1990), cité par CABANE, 2006.

WAKIM, 2005 a effectué des essais sur l'argilite de Tournemire, ils ont montré que les déformations dues au gonflement et au retrait sont influencées par la nature et la concentration en sel dissout dans l'eau déminéralisée, ils ont observé que le gonflement libre est plus élevé pour une solution de (KCl) et il est intermédiaire pour une solution de (CaCl_2). Il a constaté que ces déformations sont significatives et ne dépendent pas du chemin chimique suivi par l'échantillon, pour des essais effectués sous des faibles contraintes. Il a remarqué que l'activité de la solution n'a pas d'influence directe sur le gonflement (Tableau 3.1), ils ont effectué des essais avec des solutions de (NaCl), ceci a montré que le coefficient qui exprime le rapport entre la déformation axiale sous contrainte et la déformation libre, permet de réduire le nombre d'essais, étant donné qu'il dépend uniquement de la contrainte appliquée et non de la concentration en sel.

Tableau III.1; Activité et gonflement pour des solutions salines de normalité 1 selon (WAKIM, 2005).

Solution saline	Gonflement (%)	Activité
KCL	1.05	0.9688
CaCL ₂	0.13	0.9422
NaCL	0.028	0.9668

En outre, il a été observé que le gonflement normalisé ne dépend pas de l'orientation de l'échantillon, ce qui signifie que l'anisotropie du gonflement est indépendante de la nature et de la concentration en sel. Ce constat a été affirmé par des essais complémentaires réalisés au moyen de l'enceinte hygrométrique. Ainsi il a été réalisé des essais de mesure de l'évolution du PH qui ont prouvé que le gonflement se stabilise avant la stabilisation du PH.

AZZOUZ, 2006 a étudié la stabilisation chimique de quelques argiles gonflantes de la région de Tlemcen, il a observé que l'effet de la diversité de concentration saline n'influe pas sur la pression de gonflement, aussi l'influence de valence sur l'amplitude de gonflement à un effet très prononcé par rapport à l'effet de la concentration saline, il a constaté qu'un fort pourcentage des concentrations salines permet de réduire le temps de la stabilisation.

En 2011, une analyse de l'effet des sels sur la pression et le taux de gonflement a été effectuée par ALLAM. Les sels à différentes concentrations sont : (Chlorure de Potassium, Chlorure de Sodium, Chlorure de Calcium, Chlorure de Magnésium et Chlorure d'Aluminium). Les résultats obtenus sur les échantillons provenant de trois sites : un de Saïda et deux de Tlemcen ont permis de constater que l'effet des sels sur l'amplitude de gonflement est très prononcé, alors que leur effet sur la pression de gonflement n'est pas une grandeur intrinsèque au matériau mais dépend du chemin de chargement.

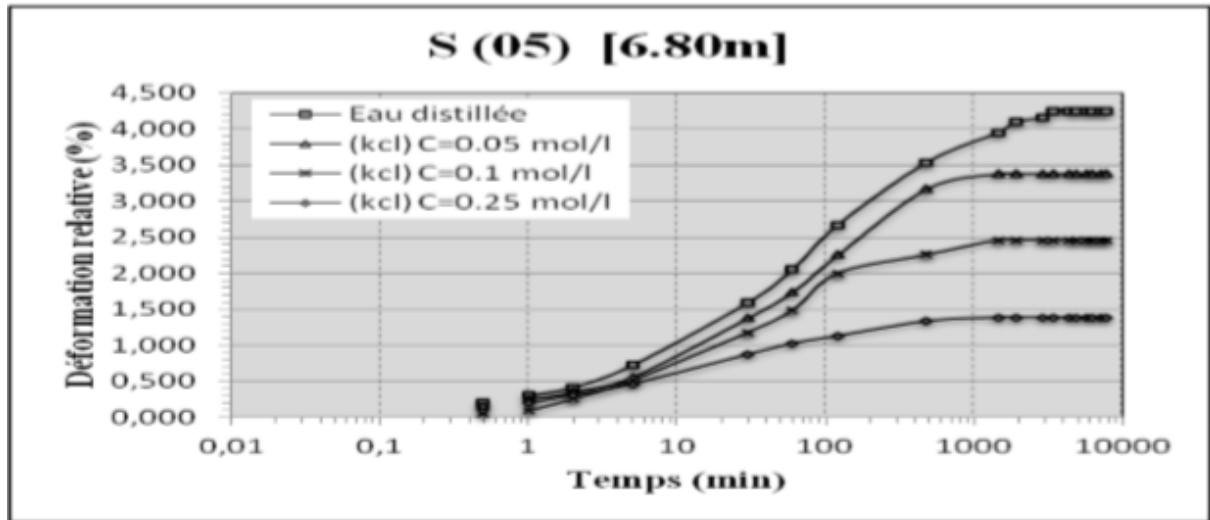


Figure III.3 ; Cinétique du gonflement en présence du chlorure de potassium (ALLAM, 2011).

Tableau III.2 ; Avantage et inconvénients des techniques de stabilisation couramment utilisées, (BEKKOUCHE et Al, 2001).

Technique	Procédés	Avantages	Inconvénients
Stabilisation mécanique	Compactage	-Le compactage est le plus économique. -Réduire le potentiel expansif.	-Il faut grande quantité d'eau. (compacteur au-dessus de l'optimum avec une W_n élevée).
	Substitution		-L'épaisseur de la couche. -Disponibilité du matériau.
	Préhumidification		-Le temps de l'opération. -La distribution uniforme de w_n .
	Méthode de contrôle	-Minimiser l'humidification ou dessèchement.	-La sensibilité à la variation de la teneur en eau
Stabilisation thermique		-Réduire la répulsion électrique entre les particules.	-Très coûteuse
Stabilisation Chimique (par l'ajout des matériaux)	Les sels	-Augmente la concentration ionique de l'eau libre. -Réduire le phénomène d'échange.	-Le choix du type de dosage et de la méthode d'addition d'un produit (Valence et rayon du cation).
	Ciment	-Augmente la résistance. -Diminuer la plasticité Réduire le potentiel de variation de volume. -Augmente la limite de retrait.	-Utilisation d'un dosage important.
	Chaux	-Diminuer la plasticité, la densité sèche et la pression du gonflement. -Augmente la résistance et W_{opm} . Utilisation d'un faible dosage.	-Carbonatation de la chaux.

III.5. L'eau et le sol

III.5.1 Le sol

En géotechnique, le **sol** est « la formation naturelle de surface, à structure meuble et d'épaisseur variable, résultant de la transformation de la roche-mère sous-jacente sous l'influence de divers processus, physiques, chimiques et biologiques, au contact de l'atmosphère et des êtres vivants ». (Définition du pédologue Albert Demolon)

III.5.2 L'eau dans le sol

L'eau peut se trouver dans plusieurs états à l'intérieur d'un sol, suivant l'intensité des forces liant ses molécules aux particules solides, On distingue :

- l'eau de constitution, qui entre dans la composition chimique des minéraux dont les particules de sol sont formées ;
- l'eau liée ou absorbée, à la surface des grains très fins, qui est orientée par les forces d'attraction moléculaire et les forces électrostatiques ; elle a une viscosité élevée et ne transmet pas les pressions ;
- l'eau libre, qui circule librement dans les pores du sol sous l'effet des forces de pesanteur ;
- l'eau capillaire, qui, dans les sols non saturés, en présence d'air ou d'autres gaz, est retenue dans les canaux les plus fins du sol par les forces capillaires.

Ces liaisons de l'eau avec les particules du sol dépendent de la nature minéralogique des particules et de leurs dimensions.

Dans les sols fins argileux, l'eau peut se trouver dans les quatre états indiqués ci-avant et la hauteur de la frange capillaire peut atteindre plusieurs dizaines de mètres au-dessus de la surface de la nappe. Dans les sables, il n'y a pas d'eau de constitution et en général pas d'eau liée et la frange capillaire à quelques centimètres de hauteur. Au-delà de la hauteur limite d'ascension capillaire (frange capillaire), l'eau n'est plus continue dans l'espace des pores et n'intervient pas de façon autonome dans le comportement mécanique du sol.

III.6 L'acidification du sol

L'acidité est mesurée sur une échelle de pH. Si le pH est inférieur à sept, alors le sol est acide, et s'il est supérieur à sept, il est basique ou alcalin. Le sol doit avoir un pH supérieur à 5,5 pour la couche supérieure et supérieure à 5 pour la sous-couche. Le sol acide n'est pas recommandé pour la construction, car si le sol est plus acide, il peut provoquer la corrosion des différentes parties du bâtiment qui sont en contact avec le sol, ces pièces de construction sont principalement en fonte, en acier, etc. Un sol essentiellement neutre est recommandé pour la construction, car tout changement de pH peut affecter davantage la maniabilité de la construction et l'utilisation du sol. La limite de retrait, la limite de plasticité, et la limite de liquidité augmentent également si le sol est plus acide.



Figure III.4 : Carte de l'acidité des sols dans le monde

(Atlas of the Biosphere, Center for sustainability and the global environment (SAGE), University of Wisconsin-2002)

III.6.1 Principales causes de l'acidification des sols

Les causes principales de l'acidification du sol sont les pluies de longue durée, les pluies acides, le drainage de sol acide à sulfate, les dépôts acides, l'application excessive d'engrais à

base d'ammonium, la déforestation et les pratiques agricoles qui éliminent les produits des récoltes.

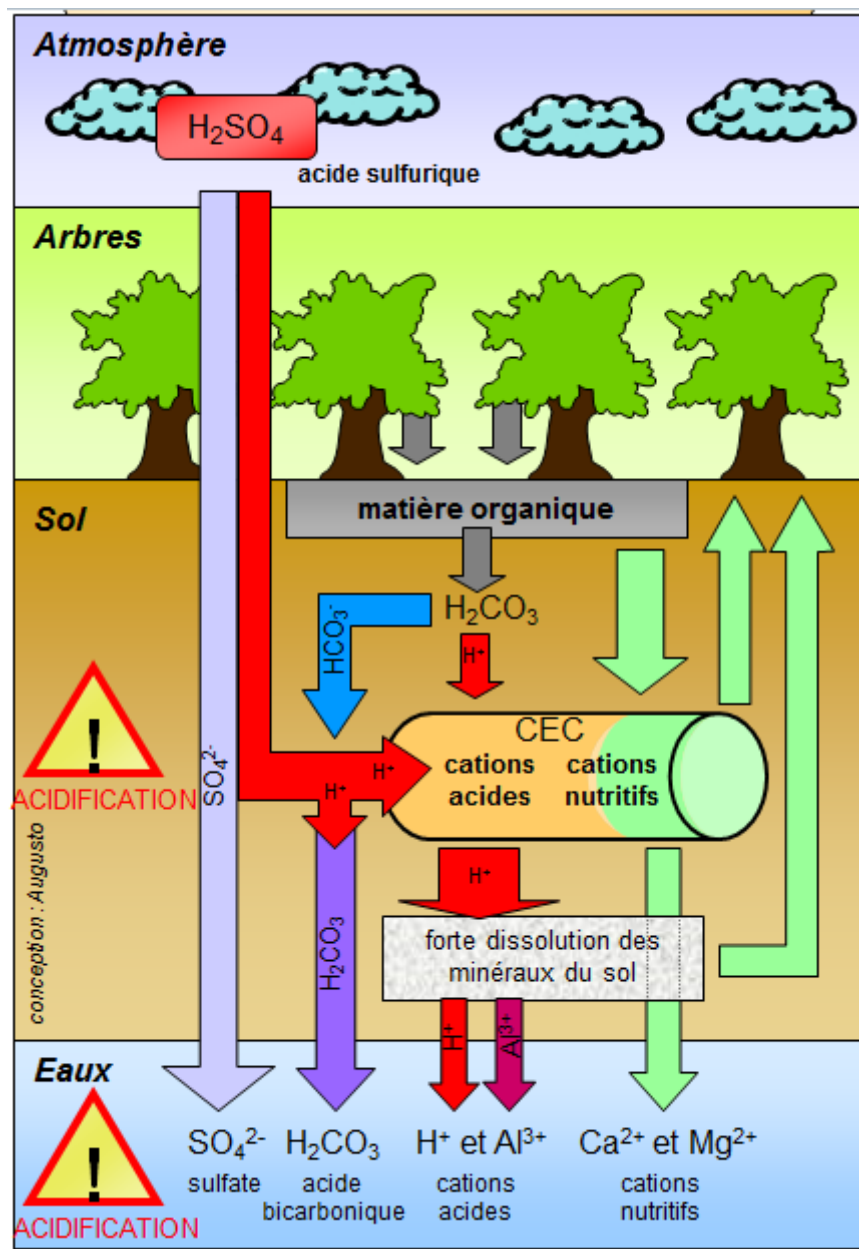


Figure III.5 : L'acidité des Sol et les eaux sous terraines (Gregory van der Heijden, 2013)

- **Les pluies acides**

Une pluie acide désigne des précipitations anormalement acides. Ces pluies étaient considérées comme un problème majeur dans les années 80, du fait de leurs effets clairement visibles, notamment en Europe ou en Amérique du Nord. Des réglementations ont permis

d'améliorer la situation, mais les pluies acides existent toujours. Elles sont d'ailleurs graves et fréquentes dans les régions industrialisées d'Asie.

Le dépôt acide pourra donc se faire à travers les processus de dépôt sec de vapeur de gaz et de particules acides, de dépôt humide de brouillard et de pluies acides. Le dépôt humide fait référence aux processus naturels qui font que les hydrométéores (eau nuageuse ou de brouillard, gouttes de pluie, neige) permettent d'éliminer des composés en trace de l'atmosphère. Une des manifestations les plus étudiées du dépôt humide est le dépôt de composés acides, c'est ce que l'on appelle les pluies acides. Une goutte de pluie a un pH "naturel" de 5.6 en raison de la dissolution du CO₂ en carbonates et bicarbonates dans l'eau. Cette acidité naturelle est renforcée par les acides nitrique, sulfurique et organique dans les zones où les concentrations en SO₂, NO_x et hydrocarbures sont au-dessus de leur concentration de "fond". L'acidification des précipitations peut conduire à des valeurs de pH inférieures à 4. Par exemple, dans l'est du Canada, la pluie présente un pH moyen d'environ 4,5. Les pluies les plus acides affichent un pH de seulement 3.

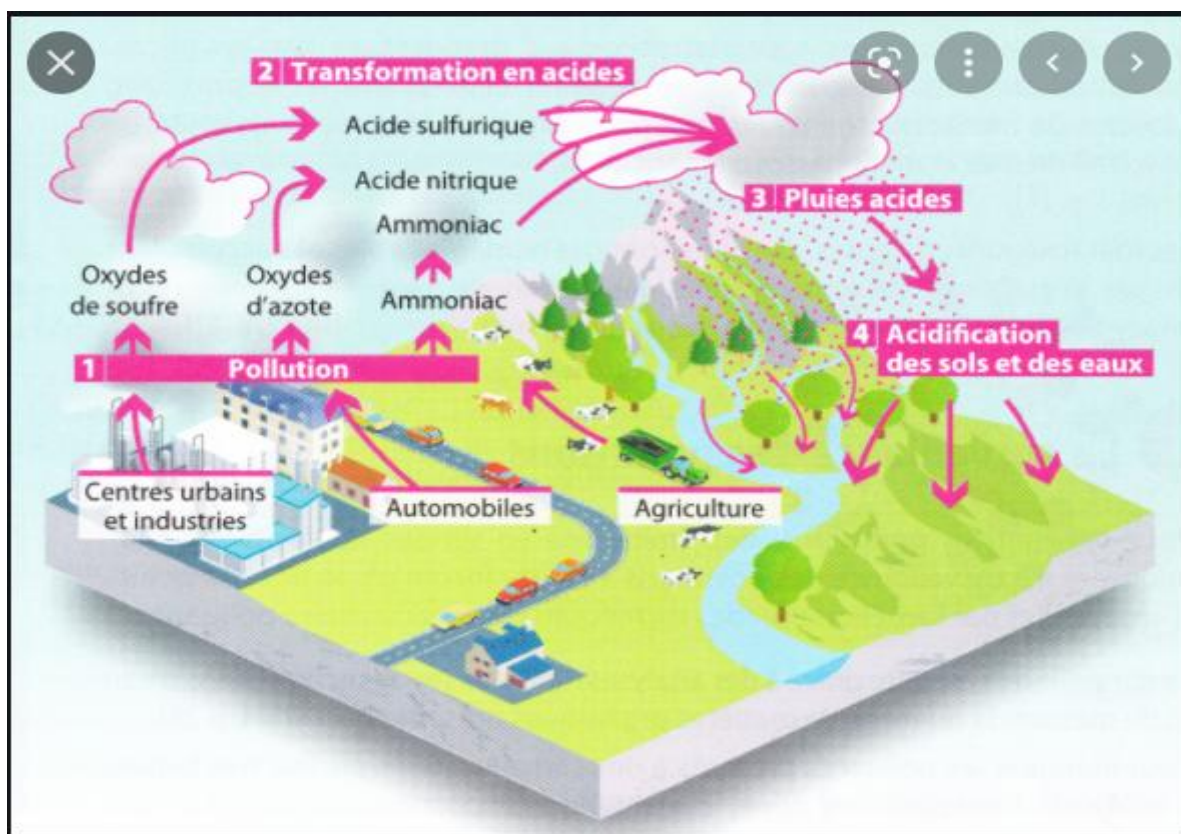


Figure III.6 : Acidification des sols et des eaux par les pluies acides

(<http://www.ademe.fr/>)

III.7 Conclusion

La stabilisation des sols argileux a été étudiée par un grand nombre de chercheurs. Beaucoup de méthodes et d'appareillages ont été mis au point pour connaître l'influence de l'efficacité d'une solution ou d'un produit sur la stabilisation d'un sol argileux.

Le choix des techniques de stabilisation les plus utilisées dépend de plusieurs paramètres tels que : les considérations économiques, la nature du sol à traiter, la durée de l'opération, la disponibilité des matériaux à utiliser ainsi que les conditions d'environnement.

Le sol transporte les eaux (acides, polluées), ces dernières ont un impact sur le comportement physico-chimique de ce sol.

Chapitre IV
Identification géotechnique du sol

IV.1 Introduction

Quelque soient les objectifs recherchés dans une étude géotechnique, il est de règle d'effectuer initialement l'identification de sols concernés. Cette procédure permet d'orienter les analyses géotechniques ultérieures et surtout d'effectuer une classification des matériaux rencontrés. Les paramètres nécessaires pour cette classification sont aussi bien de natures physico-chimiques et mécaniques.

Ce chapitre est un ensemble des essais géotechniques au laboratoire pour l'identification de sol étudié.

IV.2 Localisation Géographique du site d'extraction

Le sol étudié est prélevé au sein de l'université Mouloud Mammeri au campus HASNAOUA II, sise à la commune de TIZI-OUZOU région de la grande Kabylie.

IV.3 Aspect géologique de TIZI-OUZOU

La région de la kabylie est située dans les zones internes de la chaîne des Maghrébides, est connue pour sa diversité géologique, elle est limitée au sud par les formations métamorphiques de grande Kabylie qui forment trois grands ensembles ; le massif de Beloua et Aïssa Mimoun, le massif de Sidi Ali Bounab et le massif de grande Kabylie. Au nord par les terrains sédimentaires constitués par le Miocène inférieur, oligomiocène marin suivi du Crétacé inférieur et Crétacé supérieur marin. À l'est et au nord-est par les grès quartzitiques du Numidien. Au centre, une vaste zone déprimée correspond au synclinal de Tizi-Ouzou où sont venus s'empiler les séries tendres de l'Eocène « post-nappe ».

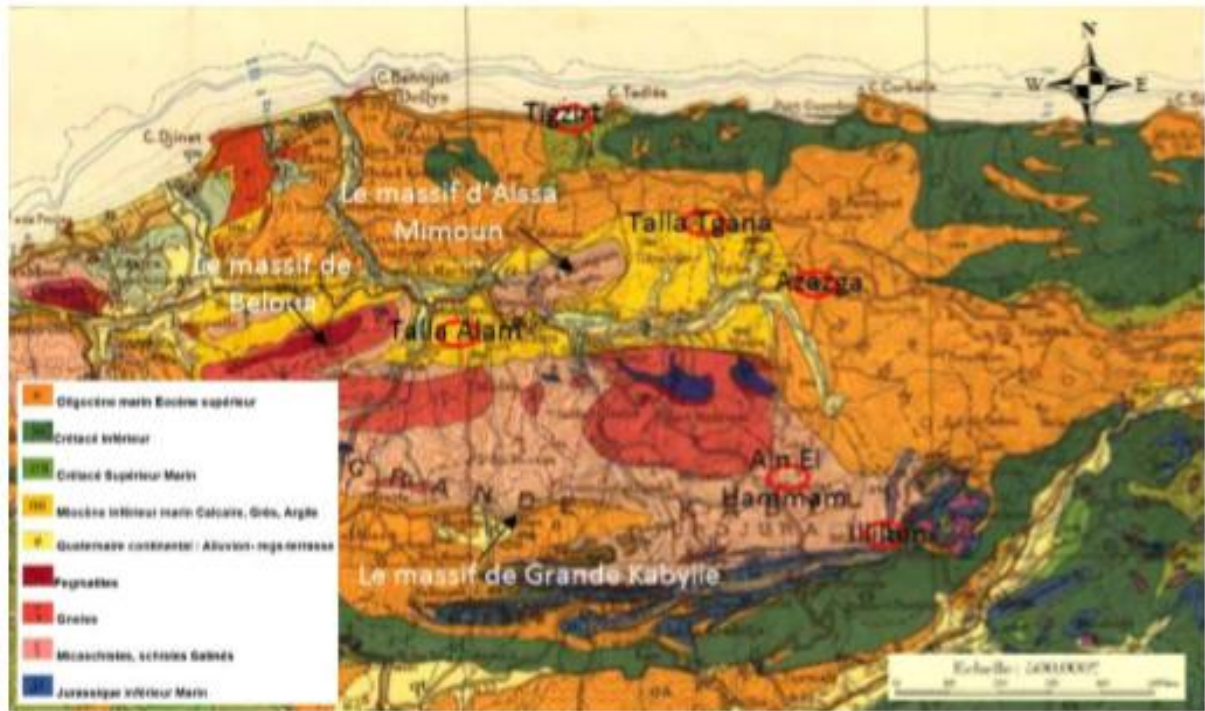


Figure IV.1 : Extrait de la carte géologique de l’Algérie 1/500000 édition 1951 / 1952 M.G. Bétier

IV.4 Sismicité de la région de TIZI-OUZOU

Compte tenu de sa localisation dans une zone de convergence de plaques, L’Algérie est une région à forte sismicité, au cours de son histoire elle a subi plusieurs séismes destructeurs.

Le critère de zonage sismique (DTR-B-C-2-48,2003), classe le territoire en cinq zones de sismicité croissante ;

Tableau IV.1 : zones sismiques de l’Algérie (d’après DTR-B-C-2-48,2003)

Zone	Sismicité
Zone 0	Négligeable
Zone I	Faible
Zone IIa	Moyenne
Zone IIb	Moyenne
Zone III	Elevée

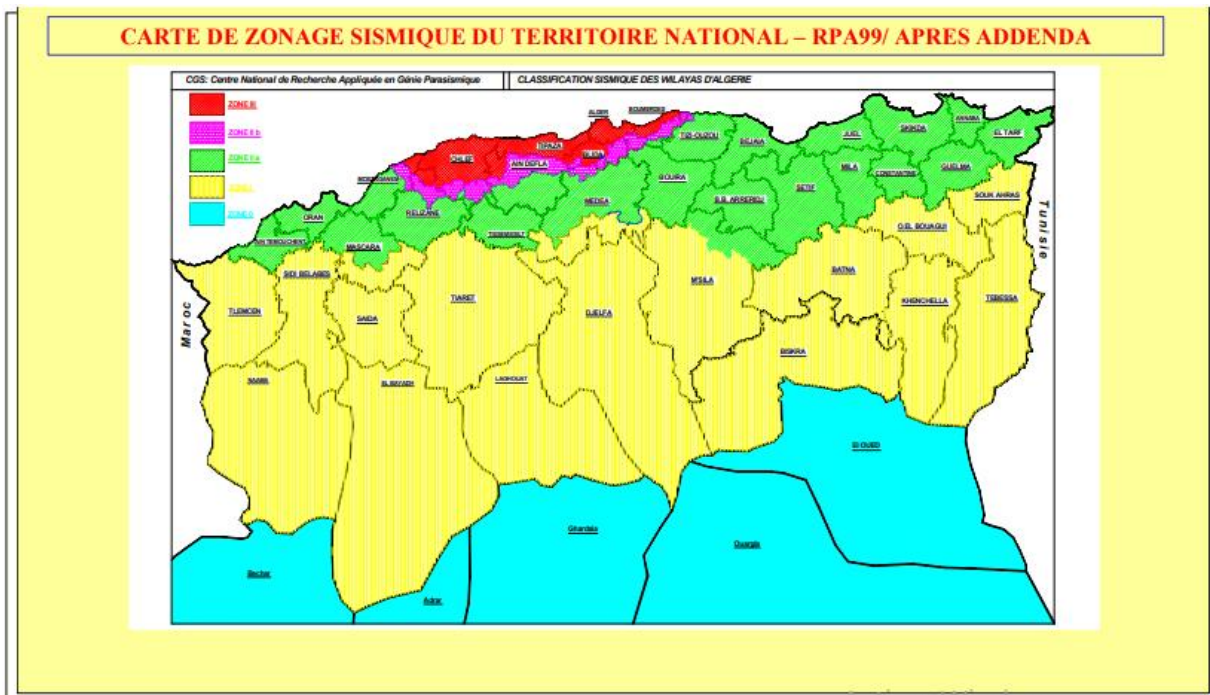


Figure IV.2 : Carte zonage sismique du territoire National (RPA99 VERSION 2003 / centre National de recherche Appliquée de Génie-parasismique).

- Le RPA classe la Wilaya de TIZI-OUZOU en zone de moyenne sismicité (Zone IIa).
- Le sol a étudié est implanté dans une région de sismicité moyenne (Z IIa).

IV.5 Caractérisation du sol

Du point de vue géotechnique, il est nécessaire de réaliser les essais préliminaires qui sont d’une importance vitale. En plus de la détermination des caractéristiques physiques mécaniques et chimiques de sol testé ils permettent d’identifier l’état de sol.

IV.5.1 Préparation de l’échantillon

Le matériau est préparé de manière à ne pas modifier ces caractéristiques, après prélèvement du sol, des échantillons ont été soumis au séchage dans une étuve à la température de 50°C. Ensuite concassé et tamisé.

IV.5.2 Programme des essais

Une série d’essai a été réalisée aux laboratoires de mécanique des sols de la faculté de génie civil / Labo-Géo matériaux environnement et aménagement (LGEA) de l’université de MOULOUD MAMMARI de Tizi-Ouzou, permettant l’identification du sol étudié.

Cette étude comporte les différents essais suivants :

- La détermination des paramètres d'état (teneur en eau et les poids volumiques) ;
- Les limites d'Atterberg (limite de liquidité et de plasticité, indice de plasticité) pour caractériser la consistance du sol et permettre de ce fait de le classer ;
- Analyse granulométriques par sédimentation ;
- Essais à la tache au bleu de méthylène ;
- Les essais mécaniques.

IV.5.3 Caractéristiques physiques

IV.5.3.1 La teneur en eau naturelle (NF P 94- 50) - Méthode par étuvage

Un échantillon prélevé est placé dans une tare et pesé (Mh). Ensuite il est introduit dans l'étuve pour séchage pendant 48 h à 50°C, après séchage il est de nouveau pesé (Ms). La masse de l'eau est déduite et la teneur en eau est calculée selon la relation $W (\%) = (m_h - m_s) / m_s * 100$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Résultats obtenus pour la teneur en eau pondérale.

Echantillon	01	02	03
Masse humide Mh (g)	65,6	61,2	63,6
Masse sèche Ms (g)	62.12	57.87	59.3
La teneur en eau $W (\%) = (m_h - m_s) / m_s * 100$	5.602	5,754	7.251
La teneur en eau moyenne (%)	6,202		

➤ Interprétation des résultats

La teneur en eau obtenue 6,202 % est faible et cela dû à l'extraction du sol qui a été faite à une certaine profondeur du sol ainsi qu'au climat sec dominant en période d'extraction (mois de juin).

IV.5.3.2 Poids spécifique humide du sol en forme de bloc (NF P94 – 053)

Le poids spécifique humide γ_h (g/cm³) désigne la masse totale de l'échantillon de sol « m » rapportée au volume total de l'échantillon « V », c'est-à-dire au volume constitué par les grains solides et les vides qu'il contient.

Pour la détermination du poids spécifique humide du sol sous forme de bloc, la masse de l'échantillon peut être obtenue par pesage des échantillons de blocs et pour le volume, il est mesuré suivant la méthode par pesée hydrostatique.

La prise d'essai est pesée à l'état initial « m » et est paraffinée aussitôt après et pesée à nouveau « mp ». Puis, elle est placée dans le panier suspendu à l'étrier de la balance et est immergée afin d'être pesée « m'p » avec la balance hydrostatique.



Figure IV.3 : Les échantillons de sol paraffinés.



Figure IV.4 : La balance hydrostatique.

Les résultats obtenus sont regroupé dans le tableau ci-dessous ;

Tableau IV.3 : Résultats de poids spécifique humide du sol (forme de bloc).

L'échantillon	01	02	03
Masse de sol a l'état naturel M (g)	32.748	24.96	23.962
Masse de sol + paraffine Mp (g)	35.244	26.917	26.857
Masse de sol + paraffine dans l'eau M'p (g)	17	13.3	12.4
Volume de l'échantillon $V (cm^3) = (m_p - m'p) - [(m_p - m) \times 1,137]$	15.40	11.391	11.165
Poids spécifique humide $\gamma_h (g/cm^3) = m/v$	2.126	2.19	2.146
Poids spécifique humide moyen $\gamma_h (g/cm^3)$	2.154		

IV.5.3.3 Poids spécifique sec du sol en forme de bloc (NF P94-053)

Le poids spécifique sec γ_d (g/cm³) d'un échantillon de sol ou de roche est le quotient de sa masse « ms » sèche par le volume « V ».

La masse de l'échantillon de bloc «ms »est obtenue par pesage, après dessiccation à l'étuve à 105°C pendant 24h, puis paraffiné aussitôt après et est pesé à nouveau « mp ». L'échantillon paraffiné est immergé dans l'eau puis pesé par la balance hydrostatique « m'p ».

Les résultats obtenues sont regroupés dans le tableau ci-dessous ;

Tableau IV.4 : Résultats de poids spécifique sec de sol.

L'échantillon	01	02	03
Masse de sol après séchage M (g)	55.411	27.855	32.348
Masse de sol + paraffine Mp (g)	64.597	34.046	38.039
Masse de sol + paraffine dans l'eau M'p (g)	20	10.9	12.2
Volume de sol V(cm ³) = (mp-m'p)-[(mp-m) x1,137]	34.152	16.106	19.368
Poids spécifique humide γ_d (g/cm ³) = m/v	1.622	1.729	1.67
Poids spécifique humide moyen γ_d (g/cm ³)	1.673		

IV.5.3.4 Poids spécifique du sol remanié NF P94-053

La détermination du poids spécifique du sol remanié nécessite de compacter une éprouvette de sol à l'optimum Proctor « w_{opt} », peser cette dernière à l'état humide « mh » puis à l'état sec « ms »après séchage à l'étuve pendant 24 h.



Figure IV.5 : L'éprouvette avant et après séchage.

Poids spécifique humide

Tableau IV.5 : Résultats du poids spécifique humide du sol remanié.

La teneur en eau optimal (proctor normal)	14
Masse de l'éprouvette humide M_h (g)	1866.8
Volume de moule V (cm ³)	944
Poids spécifique humide γ_h (g/cm ³)	1.977

Poids spécifique sec

Tableau IV.6 : Résultats du poids spécifique sec du sol remanié

La teneur en eau optimal (proctor normal)	14
Masse de l'éprouvette sèche M_s (g)	1663.3
Volume de moule V (cm ³)	944
poids spécifique sec γ_h (g/cm ³)	1.76

IV.5.3.5 Poids volumique des grains solides des sols selon (NF P 94-054) – méthode au pycnomètre

Selon la norme NF P 94-054. Le poids volumique des particules solides est déterminé à l'aide du pycnomètre, elle s'applique sur des échantillons d'éléments de dimension inférieure à 2 mm

Le poids spécifique des particules solides est une propriété utilisée pour déterminer l'indice des vides, la porosité et le degré de saturation d'un sol.

Déroulement de l'essai

- Peser pycnomètre et son bouchon à vide (M1).
- Introduire un échantillon sec de 50g dans le pycnomètre.
- Peser le pycnomètre contient le sol (M2).
- Remplir le pycnomètre avec de l'eau distillé jusqu'au trait de niveau en prenant soin d'éliminer toute les bulles d'air.
- Mettre l'ensemble sur la plaque chauffante a plus de 60° jusqu'à l'ébullition.
- Peser l'ensemble pycnomètre + sol + eau distillée (M3).
- Vider le pycnomètre et le bien nettoyé par la suite le remplir avec l'eau distillé et le mettre sur la plaque chauffante pendant 30min.
- Enfin peser l'ensemble pycnomètre + l'eau distillée (M4).



Figure IV.6 : Appareillage essai pycnomètre.

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Résultats de l'essai pycnomètre.

Paramètre	Valeur (g)
Pycnomètre + bouchon M1(g)	432,86
Pycnomètre + sol M2 (g)	482,94
Pycnomètre + sol +eau distillé M3 (g)	1138,38
Pycnomètre + eau distillé M4(g)	1107,57
La masse volumique des grains solides $\gamma_s = (M2 - M1) * \gamma_w / (M4 - M1 + M2 - M3)$ (g/cm ³)	2,6

IV.5.3.6 La porosité /Indice des vides / Degré de saturation

a) La porosité (n) : C'est le rapport du volume des vides contenus dans un échantillon à son volume total. Elle permet, de connaître la proportion des vides, du volume total du sol, la porosité est toujours inférieure à 1. Elle est exprimée sans unité, ou en pourcentage (%).

b) L'indice des vides (e) : C'est le rapport du volume des vides contenus dans un échantillon au volume du solide (grains) de cet échantillon. Il permet, de connaître la proportion des vides, du volume du solide du sol.

L'indice des vides peut être supérieur à 1, il varie généralement entre [0,1 ; 5], mais il peut atteindre des valeurs importantes ($e > 10$) pour certains sols. Il est exprimé sans unité ou en pourcentage (%).

c) Le Degré de saturation (Sr) : C'est le rapport du volume occupé par l'eau au volume total des vides. Il indique à quelle proportion les vides sont remplis d'eau. Le degré de saturation peut varier de 0 % (cas d'un sol sec, cas très rare !) à 100% (cas d'un sol totalement saturé).

Les résultats des essais sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 : Résultats obtenus pour les paramètres sans dimension du sol.

	sol sous forme de bloc	sol remanié
poinds spécifique sec $\gamma_d(\text{g/cm}^3)$	1.67	1.76
poinds spécifique des grains solide $\gamma_s(\text{g/cm}^3)$	2.58	2.58
La porosité η (%) = $1 - (\gamma_d / \gamma_s)$	35,27	31.78
L'indice des vides e (%) = $(\gamma_s / \gamma_d) - 1$	54,49	46,59
Degré de saturation S_r (%) = $(\gamma_s/\gamma_w)*(w/e)$	2,99	3,50

IV.5.3.7 Analyse granulométrique par Sédimentométrie – (NF P 94-057)

L'analyse granulométrique par sédimentation est un essai géotechnique qui complète l'analyse granulométrique par tamisage d'un sol et qui peut être nécessaire à sa description et sa classification.

Cet essai est basé sur la loi de Stokes qui donne la vitesse limite d'une particule de poids spécifique tombant sous l'action de la pesanteur, dans un liquide visqueux de poids spécifique et de viscosité. En réalité cet essai se fait en dispersant les particules de sol dans l'eau par agitation. On laisse décanter, et on mesure la densité de la solution à différents niveaux et en fonction du temps. En établissant une relation entre le diamètre des particules et le temps d'une part, la densité et le pourcentage de particules d'autre part, on peut ainsi tracer la courbe Sédimentométrique qui complète la courbe granulométrique. Lors de la décantation de grains solides en suspension dans l'eau, les grains les plus gros chutent plus rapidement que les plus petits. La vitesse de chute des grains est directement liée à leur diamètre D . cette vitesse de chute peut s'exprimer simplement par le quotient de la distance parcourue par la particule dans sa chute par le temps de parcours.

Cette loi applique aux éléments d'un sol pour déterminer des diamètres équivalents de particule.

Déroulement de l'essai

- Prendre 50 g de matériau au passant par le tamis 0.08mm.
- Verser ces 50 g dans un bécher et compléter avec 440 cm³ d'eau distillée et 60 cm³ environ d'eau distillé+ dé-floculant.

- Laisser reposer 15h minimum.
- Le contenu du bécher ainsi traité est versé dans le récipient de l'agitateur mécanique et agiter pour au moins cinq minute.
- Verser, dans une éprouvette graduée de 2000 cm³, 300 cm³ environ d'eau. Introduire alors le matériau en suspension, après avoir lavé le récipient de l'agitateur, compléter enfin à 2000 cm³ avec de l'eau.
- Avant l'essai, le densimètre doit être nettoyé très délicatement et introduit dans une éprouvette d'eau propre. La tige doit être bien propre pour que le ménisque soit bien développé.
- Agiter vigoureusement à l'aide d'un agitateur manuel, pendant une minute environ, la suspension pour homogénéiser.
- Dès que l'agitateur manuel est retiré, déclencher le chronomètre et introduire lentement le densimètre dans la suspension en vue de la première lecture à 30 secondes et des lectures successives à 1 minute 2-5-10-20-40-80-240-1440.



Figure IV.7 : Analyse granulométrique par sédimentation.

Les résultats obtenus

$$D = \sqrt{\frac{(1,8 * \eta) H_t}{(\rho_s - \rho_w) * t}}$$

$H_t = 0,167 - 2,5 (R - 0,9994)$ pour les trois premières lectures

$H_t = 0,167 - 2,5 (R - 0,9994) - 0,01125$ pour les autres lectures

$$\eta = 0,00179 / 1 + 0,03368T + 0,00022T^2$$

$$\eta = 9,57 * 10^{-4}$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9: Résultats de la sédimentation

Temps (min)	Température (°C)	Lecture densimètre (R)	P(%)	H_t	D
1	26,5	1,021	93,73	0,113	0,01102
2	27	1,0205	91,69	0,114	0,00782
5	27	1,020	89,66	0,1155	0,0049
10	27	1,018	81,65	0,10925	0,0034
20	27	1,017	77,60	0,1112	0,0024
40	26	1,0155	71,51	0,1155	0,00176
80	27	1,015	69,48	0,1167	0,00125
240	28	1,012	57,31	0,1242	0,000745
1440	26	1,00	8,62	0,1542	0,000339

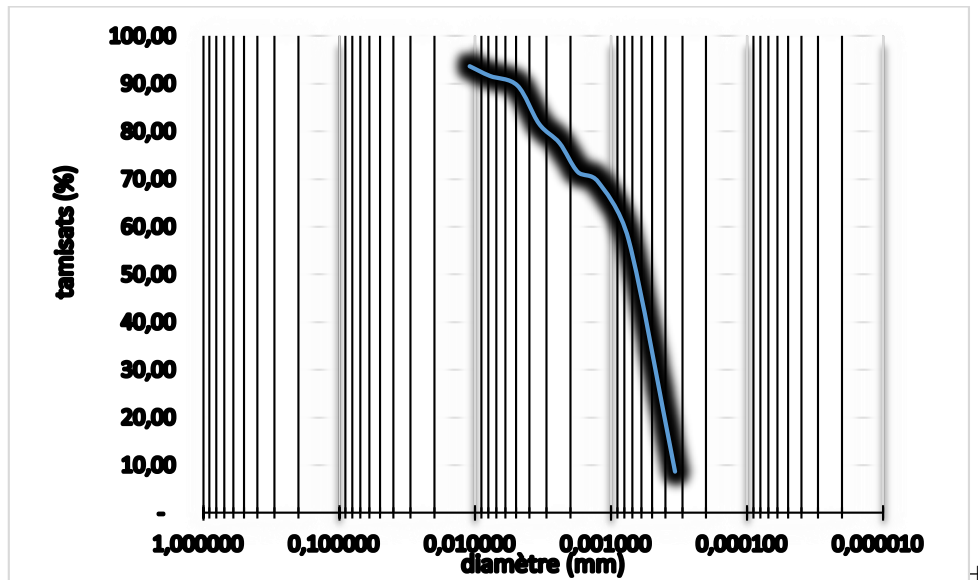


Figure IV.8 : Courbe granulométrique.

IV.5.3.8 Limite d'Atterberg Norme NF-P-94-051

Les limites d'Atterberg sont des teneurs en eau pondérales, caractéristiques du sol. Elles correspondent à des comportements particuliers de celui-ci sous l'action des variations de la teneur en eau. Ces limites sont déterminées sur la fraction de sol passant au travers du tamis 400µm. Les deux limites utilisées sont :

Limite de liquidité (W_L) ; teneur en eau d'un sol remanié caractérisant la transition entre un état liquide (le sol est humide et déformable) et un état plastique.

Limite de plasticité (W_P) ; teneur en eau d'un sol remanié caractérisant la transition entre un état plastique et un état solide, le sol durcit et se fissure.

A partir des résultats obtenus, on détermine deux paramètres ;

Indice de plasticité (I_p) ; différence entre les limites de liquidité et de plasticité. Cet indice définit l'étendue du domaine plastique. $I_p = W_L - W_P$

Tableau IV.10 : Classification de l'argile suivant l'indice de plasticité (*Boutahir, 2018*)

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

Indice de consistance (I_c) ; la comparaison de la teneur en eau naturelle w d'un sol et des limites d'Atterberg permet de se faire une idée de l'état d'une argile qu'on peut caractériser par son indice de consistance.

Tableau IV.11 : Ordre de grandeur (*Boutahir, 2018*)

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

a. Limite de liquidité

Cet essai permet de prévoir le comportement des sols pendant les opérations de terrassement, en particulier sous l'action des variations de teneur en eau.

Cet essai se fait uniquement sur les éléments fins du sol et il consiste à faire varier la teneur en eau de l'élément en observant sa consistance. Permet aussi de faire une classification du sol. L'essai s'effectue en deux phases ;

- Recherche de la teneur en eau WL pour laquelle une rainure de dimension normalisée pratiquée dans le sol disposé dans la coupelle de Casagrande, se ferme sous l'action de 25 chocs appliqués de manière normalisée.
- Recherche de la teneur en eau Wp pour laquelle un cylindre de sol de diamètre 3mm, confectionné manuellement, se fissure lorsqu'on le soulève.

Pour la détermination de WL l'appareil de Casagrande est constitué d'une coupelle normalisée, montée sur un support métallique avec manivelle, le tout étant fixé sur un socle en bois dur, chaque choc entraînant la fermeture progressivement de la rainure pratiquée dans l'échantillon de sol, celle-ci ayant été effectuée à l'aide de l'outil à rainure.

Mode opératoire

La détermination des limites est faite sur la fraction du matériau passant au tamis de 0,4 mm. WL est la teneur en eau pour laquelle une rainure pratiquée sur une pâte placée dans une coupelle se referme sur un centimètre au bout de 25 chocs. Wp correspond à la teneur en eau pour laquelle on peut tout juste former de bâtonnets de 3mm de diamètre ayant 1 à 2 cm de longueur. Le matériau est d'autant plus plastique que WL et Ip sont plus élevés. Elle sépare l'état liquide de l'état plastique. Elle se détermine comme suit ; on étend sur une coupelle une couche d'argile que l'on divise en deux à l'aide d'un instrument en forme V, on imprime à la coupelle des secousses égales en intensité, suivant un rythme normalisé. A la limite de liquidité, la rainure en V doit être refermée sur une longueur de centimètre après vingt cinq secousses. Par convention, la limite de liquidité est la teneur en eau du matériau qui correspond à une fermeture de 1cm des lèvres de la rainure après 25 chocs.

b. Limite de plasticité

Former une boulette à partir de la pâte préparée, rouler la boulette sur une plaque lisse, à la main ou éventuellement à l'aide d'une plaquette, de façon à obtenir un rouleau qui est aminci progressivement jusqu'il atteigne 3mm de diamètre.

L'amincissement du rouleau se fait de manière continue et sans effectuer de la coupure dans le sens de sa longueur. Le rouleau au moment où il atteint un diamètre de 3mm doit avoir environ 10 à 15 cm de longueur et ne doit pas être creux.

La limite de plasticité est obtenue lorsque le rouleau se fissure et que son diamètre atteint 3mm. Si aucune fissure n'apparaît le rouleau est réintégré à la boulette, la pâte est malaxée tout en étant séchée légèrement. Eventuellement sous un flux d'air chaud à une température inférieure à 50°.



Figure IV.9 : Préparation de la pâte.



Figure IV.10 : La limite de liquidité.



Figure IV.11 : Limite de plasticité.

Résultats de limite de liquidité

Tableau IV.12 : Résultats de limite de liquidité.

Essais	Nombre de coup	Masse humide (M_H)	Masse sèche (M_S)	La teneur en eau (%)	La teneur en eau moyenne (%)
01	18	3.3	2.2	50	50
		4.2	2.8	50	
02	23	2.6	1.7	52.94	48.345
		2.3	1.6	43.75	
03	25	4.6	3.1	48.38	49.19
		4.8	3.2	50	
04	28	3.8	2.6	46.15	48.075
		4.5	3	50	
05	34	2.9	2	45	47.5
		3.9	2.6	50	

La courbe ci-dessous représente la teneur en eau en fonction de nombres de coups

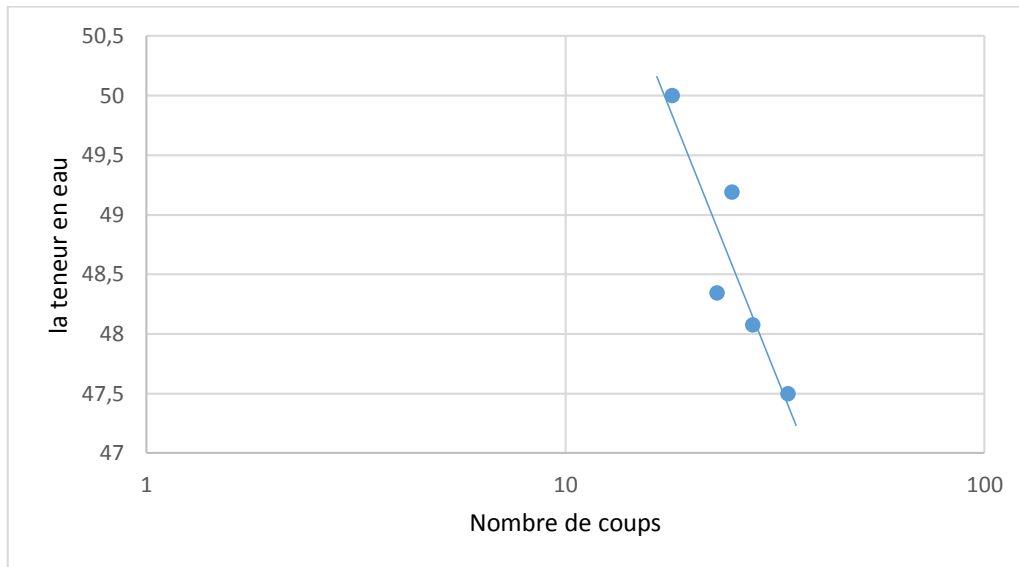


Figure IV.12 : Diagramme de la limite de liquidité.

W_L correspond à la teneur en eau à 25 coups

$W_L = 49,19 \%$

Résultats de limite de plasticité

Tableau IV.13 : Résultats de la limite de plasticité.

Masse humide M_H (g)	Masse sèche M_S (g)	Teneur en eau (%)
4,1	3,2	28,125
4,3	3,4	45
3,3	2,6	26,923
3,5	2,9	20,689
La teneur en eau moyenne w_p (%)		30,184

Tableau IV.14 : Résultats de l'indice de plasticité et consistance.

Limite de liquidité W_L (%)	49,19
Limite de plasticité W_p (%)	30,184
L'indice de plasticité I_p (%) = $w_L - w_p$	19,006
L'indice de consistance $I_c = (w_L - w) / I_p$	2,2618

Interprétation des résultats

- La limite de liquidité nous a permis de déterminer la consistance et l'état de plasticité de sol.
- L'indice de consistance I_c est de 2.26, cette valeur est supérieure à 1 d'après le tableau ci-dessous l'état de sol est solide.

Tableau IV.15 : Ordre de grandeur (*Boutahir, 2018*)

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

- L'indice de plasticité I_p est 19,006 %, d'après le tableau ci-dessous cette valeur est entre 15-40 alors on est en présence d'un sol plastique.

Tableau IV.16 : Classification de l'argile suivant l'indice de plasticité (*Boutahir, 2018*)

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

- La limite de liquidité WL est 49,19 % et l'indice de plasticité I_p est 19,006 % ; d'après le Diagramme de Casagrande ci-dessous le sol est un Limons (silt) inorganique moyennement compressible. (La position du sol sur le diagramme est représentée par un point rouge)

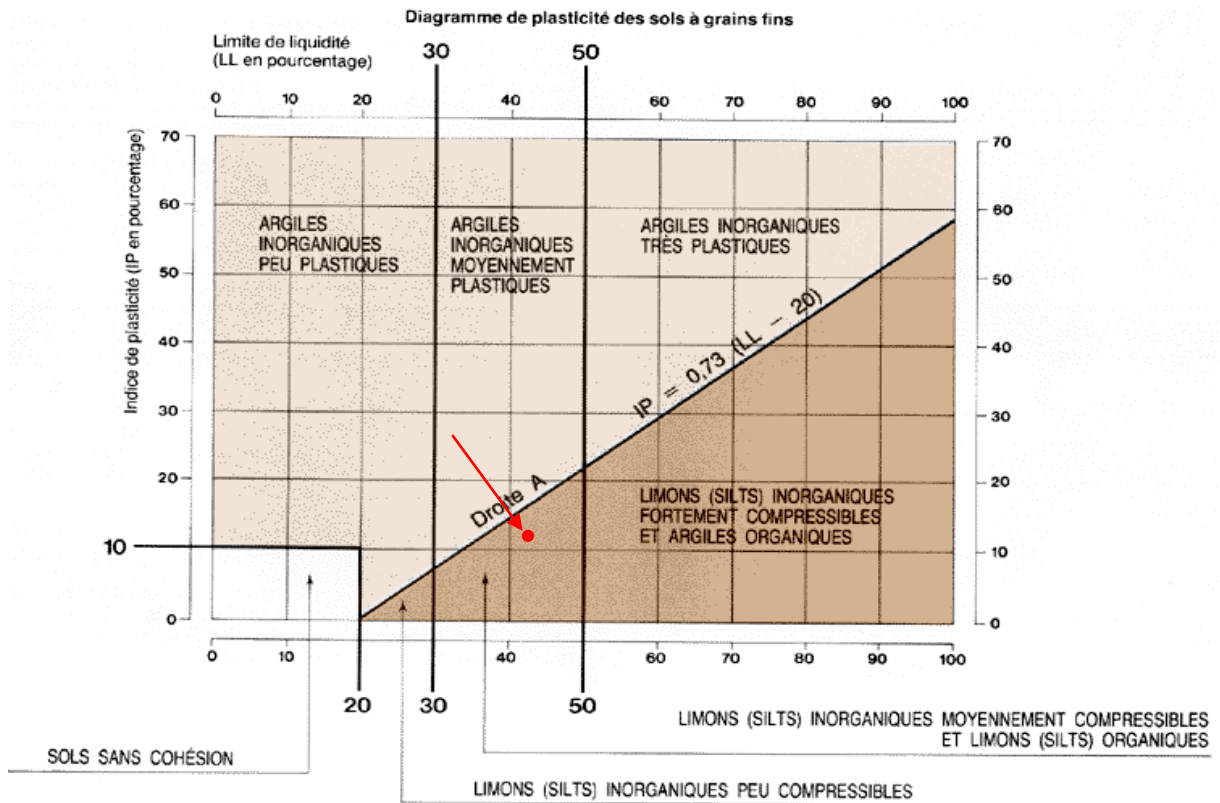


Figure IV.13 : Diagramme de Casagrande.

- D'après les résultats de l'indice de plasticité ($I_p=19,006$) et limite de liquidité ($W_l=49,19\%$) et selon Dakshanamurphy, Raman 1973 et Chen 1988, le potentiel de gonflement de sol est **moyen**. (La position du sol sur le diagramme ci-dessous est représentée par un point rouge)

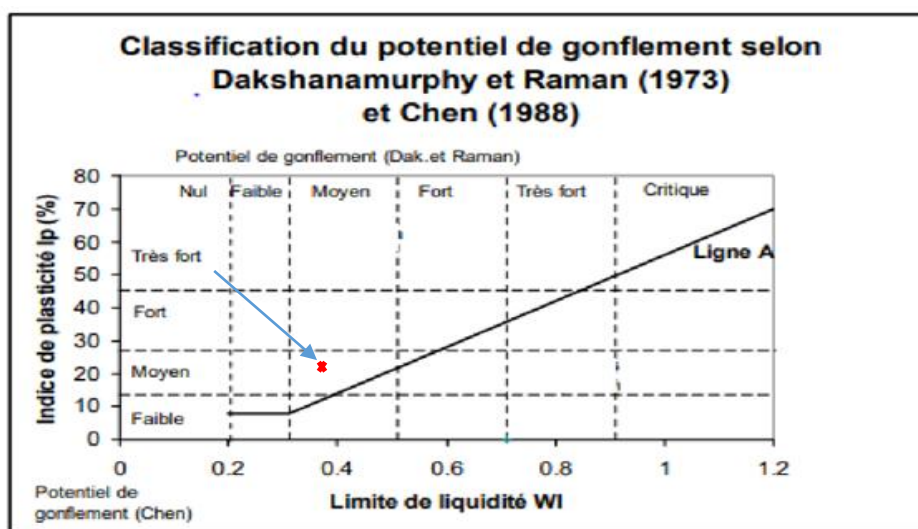


Figure IV.14 : Classification du potentiel de gonflement (Dakshanamurphy et Raman 1973 et Chen 1988)

IV.5.3.9 La valeur au bleu de méthylène (Norme NF P 94-068)

L'essai consiste à mesurer par dosage la quantité de bleu de méthylène pouvant être adsorbée par le matériau mis en suspension dans l'eau. Cette quantité est rapportée par proportionnalité directe à la fraction 0/50 mm du sol. La valeur de bleu du sol est directement liée à la surface spécifique des particules constituant le sol ou le matériau rocheux.

Le dosage s'effectue en ajoutant successivement différentes quantités de bleu de méthylène et en contrôlant l'adsorption après chaque ajout. Pour ce faire, on prélève une goutte de la suspension que l'on dépose sur un papier filtre, ce qui provoque la création d'une tache.

L'adsorption maximale est atteinte lorsqu'une auréole bleu clair persistante apparaît à la périphérie de la tache.



Figure IV.15 : Appareillage de l'essai VBS.

Tableau IV.17 : Les résultats de l'essai de bleu de Méthylène.

Masse de l'échantillon sec $M_{ech\ sec}(g)$	30
Volume de solution de bleu de Méthylène V_b (cm^3)	190
Masse volumique de bleu de méthylène $\rho_b(g/cm^3)$	10
Masse de bleu de méthylène $M_b(g) = \rho_b * V_b$	1.9
VBS (%) = $(M_b / M_{ech\ sec}) * 100$	6.33

Interprétation des résultats

- Les résultats d'essai à la tache au bleu nous donnent une valeur de VBS= 6,33.

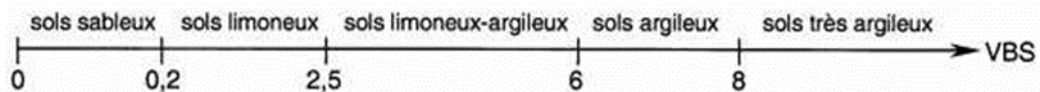


Figure IV.16 : Ordre de grandeur (Léreau, 2006)

Tableau IV.18 : Classification des sols selon la valeur de VBS (Boutahir, 2018)

Valeur du Bleu de Méthylène	Type de sol
$VBS \leq 0,2$	Sols sableux (sol insensible à l'eau)
$0,2 < VBS \leq 2,5$	Sols limoneux (sol peu plastique et sensible à l'eau)
$2,5 < VBS \leq 6$	Sols limono-argileux (sol de plasticité moyenne)
$6 < VBS \leq 8$	Sols argileux
$VBS > 8$	Sols très argileux

- On a $6 < VBS = 6,33 < 8$; alors selon l'ordre de grandeur de Léreau et la classification de Boutahir on est en présence d'un sol Argileux.

IV.5.4 Les essais mécaniques**IV.5.4.1 Compactage (Norme NF P 94-093)**

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, seuls 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 conventionnels.

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, appelé courbe Proctor, présente une valeur maximal 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.



Figure IV.17 : Appareillage de l'essai Proctor Normal.

IV.5.4.1.1 Proctor normal

Résultats obtenus sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.19: Résultats Proctor normal.

La teneur en eau W(%)	8	10	12	14	16
La masse humide de l'éprouvette Mh (g)	1681	1745	1810	1866,8	1871,9
La masse sèche de l'éprouvette Ms (g)	1547	1578,4	1618,7	1663,3	1647,5
La teneur en eau W(%)=(Mh-Ms)/Ms	8,65	10,55	11,81	12,23	13,62
La densité sèche (g/cm ³) = Ms / V	1,63	1,67	1,71	1,76	1,74

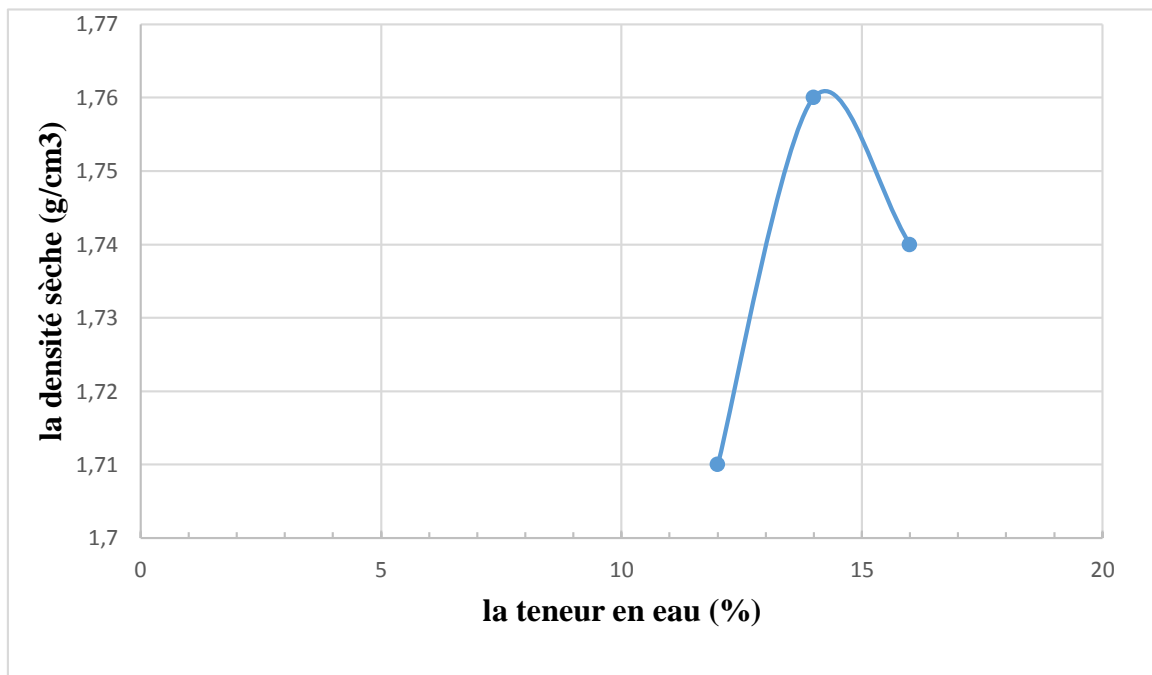


Figure IV.18 : Courbe optimum Proctor normal.

Interprétation de la courbe

- La courbe Proctor du sol étudié présente une forme en cloche (bombée), ce qui montre la sensibilité du matériau à l'eau.
- L'analyse de cette courbe a permis d'aboutir à une teneur en eau optimale de 14% et une densité sèche de 1,76 g/cm³.

IV.5.4.1.2 Proctor modifié

Résultats obtenus sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.20 : Résultats des essais Proctor modifié

La teneur en eau W(%)	8	10	12	14	16
La masse humide de l'éprouvette Mh (g)	1978,4	2016,6	2007,4	1976,6	1961,8
La masse sèche de l'éprouvette Ms (g)	1840,6	1852,6	1815,5	1764,5	1729,4
La teneur en eau W(%) = (Mh-Ms) / Ms	7,48	8,85	10,57	12,02	13,43
La densité sèche (g/cm ³) = Ms / V	1,866	1,872	1,854	1,830	1,814

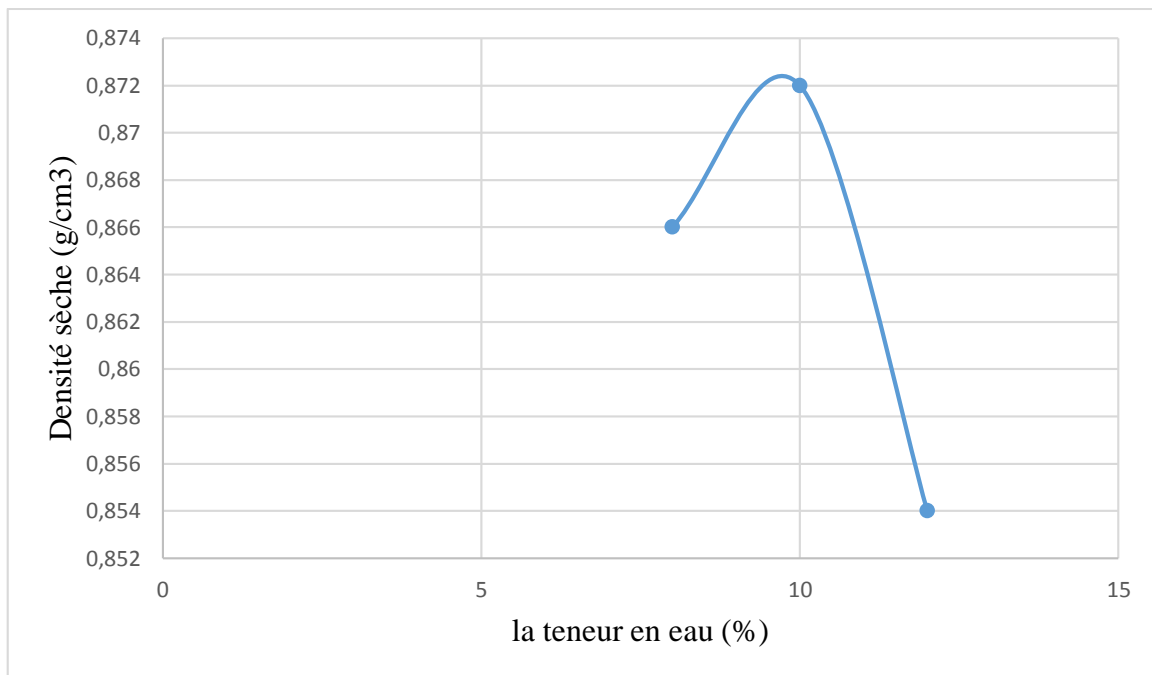


Figure IV.19 : Courbe de l'essai Proctor modifié

Interprétation de la courbe

La courbe Proctor du sol étudié présente une forme en cloche (bombée), l'analyse de cette courbe a permis d'aboutir à une teneur en eau optimale de 10% et une densité sèche de 0,872g/cm³.

IV.5.4.2 Essai De Portance Californien (California Bearing Ratio) (C.B.R) (NF P 94-078)

Le C.B.R est un essai de poinçonnement réalisé dans des conditions bien définies, sur des échantillons moulés suivant la méthode de Proctor modifié, avec des énergies et des teneurs en eau déterminées. Cet essai a pour but, d'évaluer la portance d'un sol ou d'un matériau utilisé dans la construction des ouvrages en terre ou les assises de chaussées et pour la confection des remblais et les couches de forme, en fonction de sa teneur en eau.

IV.5.4.2.1 CBR immédiat

Cet essai est réalisé pour montrer l'effet des surcharges sur la portance de sol. L'essai consiste à poinçonner par un piston des échantillons de sol compactés selon la norme NF P 94-078 avant d'effectuer le poinçonnement on dispose deux charges annulaire (deux disque de 2/3 kg chacun) afin de simuler les contraintes apportées par les couches supérieures.





Figure IV.20 : L'essai CBR immédiat.

Les résultats de poinçonnement pour l'essai CBR immédiat pour une teneur en eau de 10% sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.21 : Résultats du poinçonnement (CBR immédiat)

Echantillon ; sol étudié sans ajout		
Enfoncement	Lecture force	Force
0	0	0
0,625	125	2,8669
1,25	235	5,3728
2	316	7,1491
2,5	351	7,9166
5	508	11,3656
7,5	600	13,3920
10	658	14,6696

Tableau IV.22 : Résultats de l'indice CBR immédiat max

$I_{(2,5)}$ = l'effort de pénétration a 2,5 mm d'enfoncement *100 / 13,35	59.30
$I_{(5)}$ = l'effort de pénétration a 5mm d'enfoncement *100 / 20	56.828
L'indice CBR la plus grande des deux valeurs $I_{2,5}$ et I_5	59,30

Les résultats de l'essai CBR immédiat est rapporté sur le graphe ci-dessous :

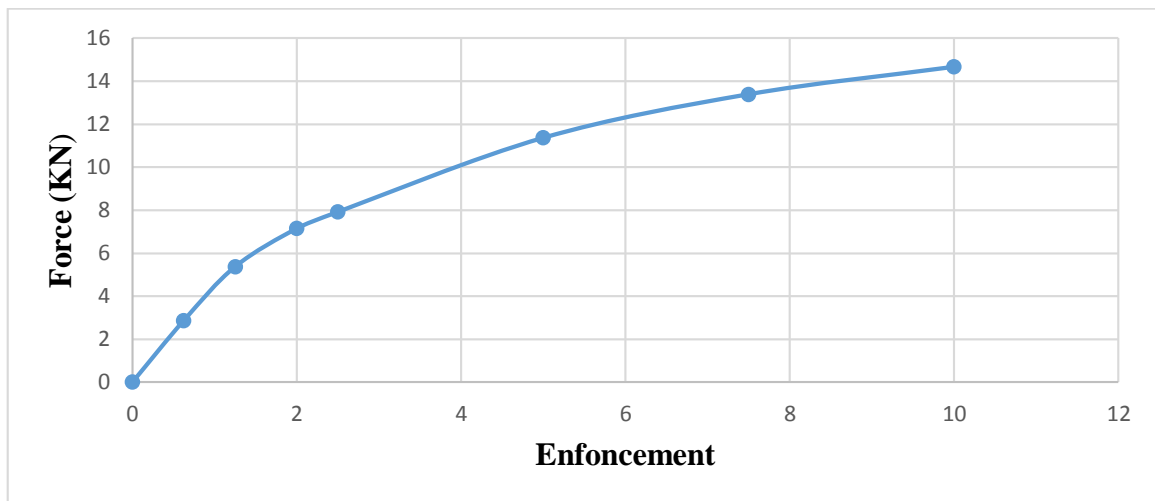


Figure IV.21 : Courbe de poinçonnement (CBR immédiat).

Interprétation des résultats

- Les résultats de poinçonnement de l'échantillon nous donnent la valeur de l'indice CBR qui est 59.30%.
- D'après le tableau ci-dessous la portance de sol étudié très élevée.

Tableau IV.23 : Les classes de portance des sols retenues dans les pays tropicaux (CEBTP, 1984)

Classe	La portance de sol	L'indice CBR
S1	Très faible	$CBR < 5$
S2	Faible	$5 < CBR < 10$
S3	Moyenne	$10 < CBR < 15$
S4	Elevée	$15 < CBR < 30$
S5	Très élevée	$30 < CBR$

IV.5.4.2.2 CBR immersion

L'essai consiste à mesurer l'indice CBR après immersion, c'est la même procédure que la détermination de l'indice C.B.R Immédiat. Sauf que l'échantillon de sol préalablement compactés et soumis à l'imbibition pendant quatre jours selon la norme (NF P 94-078), après quatre (4) jours d'immersion on mesure la hauteur de gonflement (Δh) indiquée par le comparateur.



Figure IV.22 : CBR immersion

Les résultats du poinçonnement sont présentés sur le tableau ci-dessous

Tableau IV.24 : Résultats du poinçonnement (CBR après immersion)

Echantillon : sol étudié sans ajout		
Enfoncement	Lecture force	Force
0	0	0
0,625	5	0,1146
1,25	8	0,1834
2	9	0,2064
2,5	10	0,2293
5	16	0,3669
7,5	20	0,4587
10	24	0,5504

Tableau IV.25 : l'indice CBR (CBR immersion)

$I_{(2,5)} = \text{l'effort de pénétration a 2,5 mm d'enfoncement} * 100 / 13,35$	1,698
$I_{(5)} = \text{l'effort de pénétration a 5mm d'enfoncement} * 100 / 20$	1,834
L'indice CBR la plus grande des valeurs $I_{2,5}$ et I_5 (%)	1,834

Tableau IV.26 : calcul de gonflement linéaire

La hauteur initiale de l'éprouvette H (mm)	116,4
Lecture comparateur Δh (mm)	8,1
Gonflement linéaire relative $G(\%) = \Delta h * 100 / H$	6,958

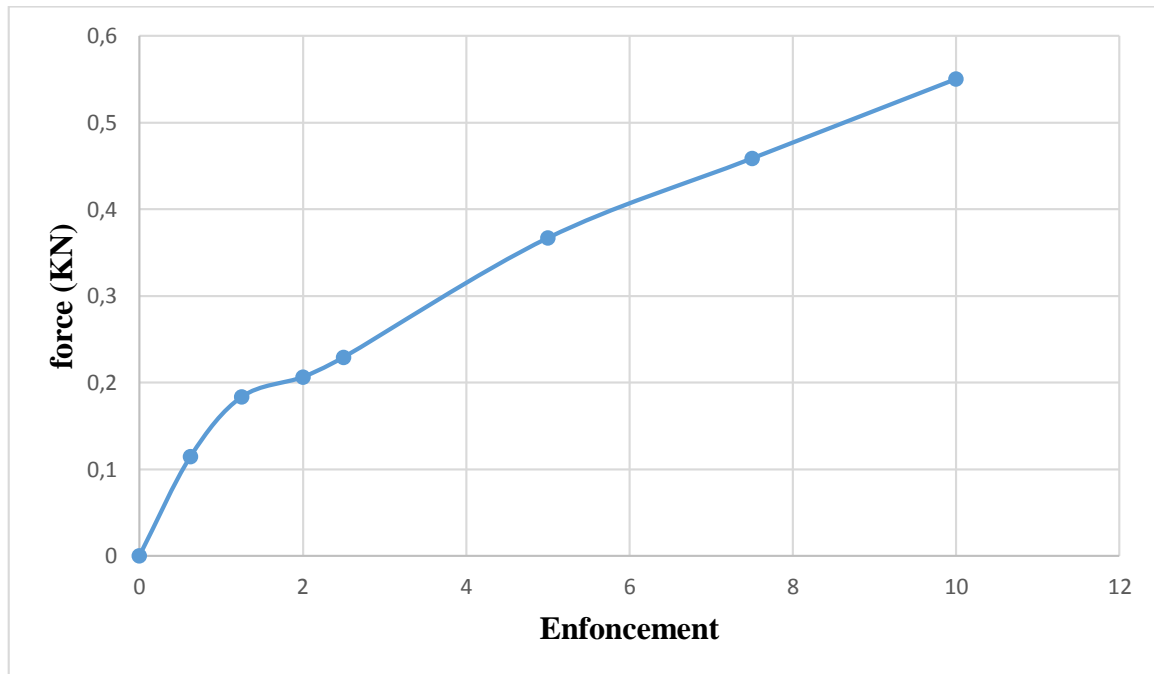


Figure IV.23 : Courbe enfoncement – force

La courbe effort-Enfoncement ou pénétration, présente une certaine déflexion au début de l'essai.

Interprétation des résultats

- Les résultats de poinçonnement de l'échantillon après 4 jours d'immersion dans l'eau, nous donnent la valeur de l'indice CBR qui est 1,834 %.
- D'après le tableau ci-dessous la portance de sol étudié est très faible.

Tableau IV.27 : Les classes de portance des sols retenues dans les pays tropicaux (CEBTP, 1984)

classe	La portance de sol	L'indice CBR
S1	Très faible	CBR < 5
S2	Faible	5 < CBR < 10
S3	Moyenne	10 < CBR < 15
S4	Elevée	15 < CBR < 30
S5	Très élevée	30 < CBR

IV.6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié les propriétés physiques mécaniques chimiques pour la caractérisation et la classification du sol étudié.

Selon les résultats des essais (limites d'Atterberg, VBS et CBR immersion) le sol étudié est un sol argileux plastique d'un comportement gonflant moyen.

Chapitre V

L'influence des solutions acides sur les caractéristiques du sol argileux

V.1. Introduction

Les sels sont des corps résultant, de l'action d'un acide sur une base. Dans le domaine du génie civil, ils sont employés pour des sols argileux, ils sont généralement utilisés pour lutter contre le gonflement de la formation argileuse, ils agissent sur l'équilibre de la pression osmotique et assurent une stabilisation des sols gonflants.

La plupart des recherches ont mentionné l'influence de la nature de la solution d'hydratation sur le gonflement des matériaux argileux. Leurs résultats sont classiques : diminution de la pression de gonflement avec l'augmentation de la concentration en sel dans la solution. L'objectif recherché dans ce chapitre est d'analyser l'effet des sels à différentes concentrations (Nitrate, Sulfate et Acide Phosphorique) sur les paramètres physico chimiques les paramètres de gonflement, la pression et la portance de sol.

V.2. L'influence des acides sur les paramètres de sol

Un programme expérimental a été lancé afin de rendre compte de l'effet des acides sur les paramètres physico-chimiques, la portance et le gonflement de sol.

Nitrate (NO₃) : Substances chimiques naturelles qui entrent dans le cycle de l'azote. Le nitrate est beaucoup utilisé dans les engrais inorganiques et les explosifs, comme agent de conservation des aliments et comme substance chimique brute dans divers procédés industriels.

Sulfate (SO₄) : Le sulfate est un sel de l'acide sulfurique. Il désigne à la fois l'anion SO₄²⁻ et à tout composé qui contient cet ion. Dans l'air, les sulfates se présentent sous la forme de particules microscopiques (aérosols) et proviennent de l'utilisation de combustibles fossiles et de biomasse contenant du soufre.

Acide phosphorique (H₃PO₄) : L'acide phosphorique est un composé chimique de formule H₃PO₄. C'est un acide trifonctionnel important en chimie inorganique et fondamental en biochimie. Il s'agit d'un acide minéral obtenu par traitement de roches phosphatées ou par combustion du phosphore.

Les solutions salines ont été préparées par dissolution des acides dans l'eau déminéralisée les concentrations des solutions sont :

	Dosage faible	Dosage moyen	Dosage élevé
Sulfate (SO ₄)	100 mg/l	400 mg/l	1000 mg/l
Nitrate (NO ₃)	0,05 mg/l	0,1 mg/l	100mg/l
Acide Ph (H ₃ PO ₄)	1 g/l	3 g/l	10g/l

V.3. Limites d'Atterberg (NF P 94-051)

Nous avons effectué une étude sur l'effet des différentes concentrations des acides (Nitrate, Sulfate et acide Phosphorique) sur les paramètres physico-chimiques de sol, l'essai est effectué selon la norme NF P 94-051, les étapes de réalisation de l'essai sont mentionnées dans le chapitre précédent.

A propos de l'application de la solution ; pendant la préparation de la pâte, on ajoute progressivement la solution (goute à goutte) à l'aide d'une seringue.

V.3.1. Acide Phosphorique

V.3.1.1 Faible concentration

V.3.1.1.1 Limite de liquidité

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1 : Résultats des limites de liquidité.

Essais	Nombre de coup	Masse humide (M _H)	Masse sèche (M _S)	La teneur en eau (%)	La teneur en eau moyenne (%)
01	16	7,49	4,85	54,43	54,57
		6,56	4,24	54,71	
02	22	6,98	4,68	49,14	48,92
		5,22	3,51	48,71	
03	25	7,57	5,05	49,90	49,64
		6,14	4,11	49,39	
04	34	5,53	3,76	47,07	47,035
		6,38	4,34	47,00	

WL correspond à la teneur en eau à 25 coups : **WL = 49,64 %**

V.3.1.1.2 Limite de plasticité

Tableau V.2 ; Résultats des limites de plasticité.

Masse humide M_H (g)	Masse sèche M_S (g)	Teneur en eau (%)
1,69	1,27	33,07
1,32	1,03	28,15
1,39	1,10	26,36
La teneur en eau moyenne w_p (%)		29,19

Tableau V.3 : Résultats de la plasticité et de la consistance de l'argile étudiée.

Limite de liquidité W_L (%)	49,64
Limite de plasticité W_p (%)	29,19
Indice de plasticité I_p (%) = $w_L - w_p$	20,45
L'indice de consistance $I_c = (w_L - w) / I_p$	2,124

V.3.1.2 Moyenne concentration

V.3.1.2.1 Limite de liquidité

Tableau V.4 : Résultats des limites de liquidité.

Essais	Nombre de coup	Masse humide (M_H)	Masse sèche (M_S)	La teneur en eau (%)	La teneur en eau moyenne (%)
01	17	7,33	4,96	47,78	47,195
		6,07	4,14	46,61	
02	25	5,84	3,96	47,47	47,225
		5,60	3,81	46,98	
03	32	6,89	4,73	45,66	45,755
		6,33	4,34	45,85	

WL correspond à la teneur en eau à 25 coups : **WL=47,225 %**

V.3.1.2.2 Limite de plasticité

Tableau V.5 : résultats des limites de plasticité.

Masse humide M_H (g)	Masse sèche M_S (g)	Teneur en eau (%)
2,39	1,79	33,519
1,40	1,08	29,629
1,94	1,56	24,358
La teneur en eau moyenne w_p (%)		29,168

Tableau V.6 ; résultats de la plasticité et la consistance de l'argile étudiée.

Limite de liquidité W_l (%)	47,225
Limite de plasticité W_p (%)	29,168
Indice de plasticité I_p (%) = $w_l - w_p$	18,057
L'indice de consistance $I_c = (w_l - w) / I_p$	2,27

V.3.1.3 Forte concentration

V.3.1.3.1 Limites de liquidité

Les résultats obtenus sont déterminés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.7 : Résultats des limites de liquidité.

Essais	Nombre de coup	Masse humide (M_H)	Masse sèche (M_S)	La teneur en eau (%)	La teneur en eau moyenne (%)
01	18	6,24	4,28	45,79	46,005
		5,03	3,44	46,22	
02	25	5,08	3,54	43,50	43,595
		5,36	3,73	43,69	
03	34	6,48	4,55	42,41	42,78
		6,8	4,75	43,15	

Limite de liquidité correspond à la teneur en eau à 25 coups : **WL = 43,595 %**

V.3.1.3.2 Limite de plasticité

Tableau V.8 : Résultats des limites de plasticité.

Masse humide M_H (g)	Masse sèche M_S (g)	Teneur en eau (%)
0,89	0,72	23,611
1,19	0,94	26,595
1,61	1,26	27,777
La teneur en eau moyenne w_p (%)		25,994

Tableau V.9 : Résultats de la plasticité et consistance de l'argile étudiée.

Limite de liquidité W_l (%)	43,595
Limite de plasticité W_p (%)	25,994
Indice de plasticité I_p (%) = $w_l - w_p$	17,601
L'indice de consistance $I_c = (w_l - w) / I_p$	2,12

V.3.2 Nitrate

V.3.2.1 Faible concentration

V.3.2.1.1 Limite de liquidité

Tableau V.10 : Résultats des limites de liquidité.

Essais	Nombre de coup	Masse humide (M _H)	Masse sèche (M _S)	La teneur en eau (%)	La teneur en eau moyenne (%)
01	16	5,75	3,894	47,663	47,469
		5	3,395	47,275	
02	22	5,72	3,894	46,892	44,874
		5,42	3,794	42,857	
03	25	6,36	4,393	44,775	43,582
		6,54	4,593	42,390	
04	34	5,78	4,093	41,216	41,402
		6,22	4,393	41,588	

La limite de liquidité correspond à la teneur en eau a 25coups : **WL = 43,582 %**

V.3.2.1.2 Limite de plasticité

Tableau V.11 : Résultats des limites de plasticité.

Masse humide M _H (g)	Masse sèche M _S (g)	Teneur en eau (%)
1,25	0,998	25,25
1,48	1,198	23,53
1,75	1,398	25,17
La teneur en eau moyenne w _p (%)		24,65

Tableau V.12 ; Résultats de la plasticité et consistance de l'argile étudiée.

Limite de liquidité W_L (%)	43,58
Limite de plasticité W_p (%)	24,65
Indice de plasticité I_p (%) = $w_L - w_p$	18,93
L'indice de consistance $I_c = (w_L - w) / I_p$	1,95

V.3.2.2 Moyenne concentration

V.3.2.2.1 Limite de liquidité

Tableau V.13 : Résultats des limites de liquidité

Essais	Nombre de coup	Masse humide (M_H)	Masse sèche (M_S)	La teneur en eau (%)	La teneur en eau moyenne (%)
01	16	3,03	2,04	48,52	48,5
		4,618	3,11	48,48	
02	25	5,8	3,98	45,72	47,685
		4,4	2,94	49,65	
03	31	4,09	2,82	45,03	45,11
		5,14	3,54	45,19	

La limite de liquidité correspond à la teneur en eau à 25 coups : **WL = 47,685 %**

V.3.2.2.2 Limite de plasticité

Tableau V.14 ; Résultats des limites de plasticité.

Masse humide M_H (g)	Masse sèche M_S (g)	Teneur en eau (%)
1,38	1,14	21,05
1,27	1,01	25,74
1,49	1,2	24,16
La teneur en eau moyenne w_p (%)		23,65

Tableau V.15 : Résultats de plasticité et consistance de l'argile étudiée.

Limite de liquidité W_L (%)	47,685
Limite de plasticité W_p (%)	23,65
Indice de plasticité I_p (%) = $w_L - w_p$	24,035
L'indice de consistance $I_c = (w_L - w) / I_p$	1,725

V.3.2.3 Forte concentration

V.3.2.3.1 Limite de liquidité

Tableau V.16 : Résultats des limites de liquidité.

Essais	Nombre de coup	Masse humide (M_H)	Masse sèche (M_S)	La teneur en eau (%)	La teneur en eau moyenne (%)
01	16	6,32	4,293	47,21	47,09
		5,87	3,994	46,97	
02	23	6,42	4,593	39,77	41,55
		4,58	3,195	43,34	
03	25	6,36	4,393	44,77	43,49
		5,68	3,994	42,21	
04	34	5,81	4,193	38,56	39,27
		5,73	4,093	39,99	

La limite de liquidité correspond à la teneur en eau à 25 coups : **WL = 43,49%**

V.3.2.3.2 Limite de plasticité

Tableau V.17 : Résultats des limites de plasticité.

Masse humide M_H (g)	Masse sèche M_S (g)	Teneur en eau (%)
1,14	0,899	26,80
0,97	0,699	38,76
1,20	0,998	20,24
La teneur en eau moyenne w_p (%)		28,6

Tableau V.18 : Résultats plasticité et consistance de l'argile étudiée.

Limite de liquidité W_L (%)	43,49
Limite de plasticité W_p (%)	28,6
Indice de plasticité I_p (%) = $w_L - w_p$	14,89
L'indice de consistance $I_c = (w_L - w) / I_p$	2,5

V.3.3 Sulfate

V.3.3.1 Faible concentration

V.3.3.1.1 Limite de liquidité

Tableau V.19 : Résultats des limites de liquidité.

Essais	Nombre de coup	Masse humide (M_H)	Masse sèche (M_S)	La teneur en eau (%)	La teneur en eau moyenne (%)
01	19	2,1	1,4	50	50
		2,4	1,6	50	
02	25	3,3	2,3	43,47	43,4
		4,3	3	43,33	
03	34	6,7	4,6	45,65	45,9
		7,6	5,2	46,15	

La limite de liquidité correspond à la teneur en eau a 25 coups : $W_L = 43,4 \%$

V.3.3.1.2 Limite de plasticité

Tableau V.20 ; Résultats des limites de plasticité.

Masse humide M_H (g)	Masse sèche M_S (g)	Teneur en eau (%)
1,4	1,1	27,27
1,9	1,5	26,66
1,7	1,3	30,76
La teneur en eau moyenne w_p (%)		28,23

Tableau V.21 ; Résultats de plasticité et consistance de l'argile étudiée.

Limite de liquidité W_l (%)	43,4
Limite de plasticité W_p (%)	28,23
Indice de plasticité I_p (%) = $w_l - w_p$	15,17
L'indice de consistance $I_c = (w_l - w) / I_p$	2,45

V.3.3.2 Moyenne concentration

V.3.3.2.1 Limite de liquidité

Tableau V.22 : Résultats des limites de liquidité.

Essais	Nombre de coup	Masse humide (M_H)	Masse sèche (M_S)	La teneur en eau (%)	La teneur en eau moyenne (%)
01	16	4,6	3,1	48,38	48,51
		5,5	3,7	48,64	
02	21	5,9	4,1	43,90	44,26
		5,8	4,01	44,63	
03	25	6,8	4,7	44,68	44,70
		5,5	3,8	44,73	
04	34	5,6	3,8	47,36	45,9
		5,2	3,6	44,44	

V.3.3.2 Limite de plasticité

Tableau V.23 : Résultats des limites de plasticité.

Masse humide M_H (g)	Masse sèche M_S (g)	Teneur en eau (%)
3,2	2,5	28
2,3	1,9	21,05
2,7	2,2	22,72
La teneur en eau moyenne w_p (%)		23,92

Tableau V.24 : Résultats de plasticité et consistance de l'argile étudiée.

Limite de liquidité W_L (%)	44,70
Limite de plasticité W_p (%)	23,92
Indice de plasticité I_p (%) = $w_L - w_p$	20,78
L'indice de consistance $I_c = (w_L - w) / I_p$	1,85

V.3.3.3 Forte concentration

V.3.3.3.1 Limite de liquidité

Tableau V.25 : Résultats des limites de liquidité.

Essais	Nombre de coup	Masse humide (M_H)	Masse sèche (M_S)	La teneur en eau (%)	La teneur en eau moyenne (%)
01	20	3,5	2,4	45,83	44,79
		4,6	3,2	43,75	
02	25	4,5	3,19	41,06	40,65
		5,4	3,85	40,25	
03	34	5,6	3,9	43,58	43
		4,7	3,3	42,42	

La limite de liquidité correspond à la teneur en eau à 25 coups : **WL = 40,65%**

V.3.3.3.2 Limite de plasticité

Tableau V.26 : Résultats des limites de plasticité.

Masse humide M_H (g)	Masse sèche M_S (g)	Teneur en eau (%)
2,9	2,3	26,08
3,05	2,4	27,08
2,8	2,1	33,33
La teneur en eau moyenne w_p (%)		28,83

Tableau V.27 : Résultats de plasticité et consistance de l'argile étudiée.

Limite de liquidité W_l (%)	40,65
Limite de plasticité W_p (%)	28,83
Indice de plasticité I_p (%) = $w_l - w_p$	11,82
L'indice de consistance $I_c = (w_l - w) / I_p$	2,91

V.3.4 Interprétation des résultats

Les résultats des limites d'Atterberg pour le sol seul et avec ajouts des acides sont regroupés dans le tableau V-28.

Tableau V.28 ; Comparaison des résultats des limites d'Atterberg.

	Sol seul	S+sulfate (100mg/l)	S+sulfate (400mg)	S+sulfate (1000mg)	S+nitrat (0,05mg/l)	S+nitrat (0,1mg/l)	S+nitrat (100mg/l)	S+a.phos (1g/l)	S+a.phos (3g/l)	S+a.phos (10g/l)
W_l	49,91	43,4	44,70	40,65	43,58	47,68	43,49	49,64	47,22	43,59
W_p	30,18	28,23	23,92	28,83	24,65	23,65	28,6	29,19	29,168	25,994
I_c	2,26	2,45	1,85	2,91	1,95	1,725	2,5	2,12	2,27	2,12
I_p	19,06	15,17	20,78	11,81	18,93	24,03	14,89	20,45	18,05	17,60

Les commentaires

- Les paramètres (W_l , W_p) enregistrés pour le sol seul sont les plus élevés comparés aux sols mélangés avec les différentes concentrations d'acides.

- Les limites de liquidité et de plasticité de sol+acide phosphorique (faible concentration 1g/l) sont les plus élevées des W_L et W_p des autres sols avec acides.
- L'indice de consistance de sol+sulfate (forte concentration 1000mg/l) est le plus élevé comparé au sol seul et aux autres sols+acides.
- L'indice de plasticité le plus élevé est celui de sol+nitrate (moyenne concentration 0,1mg/l).

Les résultats obtenus montrent que l'influence de sels sur les paramètres physico-chimiques dépend de la nature des sels utilisés, et leur concentration. Une faible concentration de sel a pour effet de diminuer la limite de liquidité et la limite de plasticité de sol ; à titre d'exemple en utilisant 1g des sulfates, on est passé d'une limite de liquidité de 49,91% à une limite de liquidité de 40,65.

Tableau V.29 : Classification de sol (Diagramme de Casagrande)

	Consistance		Diagramme de Casagrande		
	I_c	Etat de sol	W_L	I_p	Plasticité de sol
Sol Seul	2,261	Solide	49,91	19,006	Limons peu plastique
sol+ Sulfate (100mg/l)	2,45	Solide	43,4	15,17	Limons peu plastique
sol+ Sulfate (400mg/l)	1,85	Solide	44,70	20,78	Argile moyennement plastique
sol+ Sulfate (1000mg/l)	2,91	Solide	40,65	11,81	Limons peu plastique
Sol+ Nitrat (0,05 mg/l)	1,95	Solide	43,58	18,93	Argile moyennement plastique
Sol+ Nitrat (0,1mg/l)	1,725	Solide	47,685	24,035	Argile moyennement plastique
Sol+ Nitrat (100mg/l)	2,5	Solide	43,49	14,89	Limons peu plastique
Sol+ Acide phosphorique (1g/l)	2,124	Solide	49,64	20,45	Limons peu plastique
Sol+ Acide phosphorique (3g/l)	2,27	Solide	47,225	18,057	Limons peu plastique
Sol+ Acide phosphorique (10g/l)	2,12	solide	43,595	17,601	Argile moyennement plastique

Tableau V.30 : Potentiel de gonflement d'après les différents Auteurs.

	Potentiel de gonflement		
	Chen/Sanglerat	Dakstana/Dakshanamurthy et Raman	Prian/Al
Sol étudié	Ip=19,06 10-35 Moyen	Wl=49,91 35-50 Moyen	Ip=19,06 12-25 Moyen
S+Sulfat(100mg/l)	Ip=15,17 10-35 Moyen	Wl=43,4 35-50 Moyen	Ip=15,17 12-25 Moyen
S+Sulfat(400mg/l)	Ip=20,78 10-35 Moyen	Wl=44,70 35-50 Moyen	Ip=20,78 12-25 Moyen
S+Sulfat(1000mg/l)	Ip=11,81 10-35 Moyen	Wl=40,65 35-50 Moyen	Ip=11,81 12-25 Moyen
S+Nitrat(0,05mg/l)	Ip=18,93 10-35 Moyen	Wl=43,58 35-50 Moyen	Ip=18,93 12-25 Moyen
S+Nitrat(0,1mg/l)	Ip=24,03 10-35 Moyen	Wl=47,68 35-50 Moyen	Ip=24,03 12-25 Moyen
S+Nitrat(100mg/l)	Ip=14,89 10-35 Moyen	Wl=43,49 35-50 Moyen	Ip=14,89 12-25 Moyen
S+A.ph(1g/l)	Ip=20,45 10-35 Moyen	Wl=49,64 35-50 Moyen	Ip=20,45 12-25 Moyen
S+A.ph(3g/l)	Ip=18,05 10-35 Moyen	Wl=47,22 35-50 Moyen	Ip=18,05 12-25 Moyen
S+A.ph(10g/l)	Ip=17,60 10-35 Moyen	Wl=43,59 35-50 Moyen	Ip=17,60 12-25 Moyen

Les commentaires

- Sanglerat, Chen Prian et Al ont donnés des classifications pour évaluer le potentiel de gonflement des sols en fonction de l'indice de plasticité, les résultats des essais montrent

un même potentiel de gonflement (gonflement moyen) pour tous les sols avec ou sans acides.

- La classification de Dakstana, Dakshanamurthy et Raman est basée sur la limite de plasticité, les résultats de nos essais donnent un classement moyen de potentiel de gonflement pour le sol avec ou sans acides.

V.4. Influence des dosages des acides sur les caractéristiques de compactage (Proctor normal)

De même principe que l'état naturel, la préparation des mélanges et le compactage ont été effectués selon le principe de l'essai Proctor normal NF P94-093, après tamisage de sol, le matériau est mis dans un bac ; puis humidifier à différentes teneurs en eau mélangée avec les différentes concentrations des acides. Le pourcentage de chaque concentration est 14% (la teneur en eau optimale déterminée dans la partie d'identification pour le sol naturel) et le malaxage se fait jusqu'à l'homogénéisation. Pour chaque valeur de teneur en eau considérée, on détermine la masse volumique sèche du sol mélangé aux acides, et on trace la courbe des variations de la masse volumique sèche en fonction de la teneur en eau.

Les résultats obtenus au laboratoire sont représentés sous forme des tableaux et des courbes où les densités sèches sont en fonction des teneurs en eau en tenant compte des différents dosages des acides ;

V.4.1 Sulfate

Tableau V.31 : Les résultats de l'essai Proctor normal.

Dosage faible				
La teneur en eau W(%)	8	10	12	14
La masse humide de l'éprouvette Mh (g)	1921,725	1959,165	1962,56	1917,033
La masse sèche de l'éprouvette Ms (g)	1815,895	1825,379	1788,030	1723,143
La teneur en eau calculé $W(\%) = (Mh - Ms) / Ms$	5,82	7,32	9,76	11,25
La densité sèche $(g/cm^3) = Ms / V$	1,92	1,93	1,89	1,82
Dosage moyen				
La teneur en eau W(%)	8	10	12	14
La masse humide de l'éprouvette Mh (g)	1963,059	1937,7	1964,357	1941,09
La masse sèche de l'éprouvette Ms (g)	1794,828	1803,514	1765,575	1698,982
La teneur en eau calculé $W(\%) = (Mh - Ms) / Ms$	9,373	7,44	11,258	14,25
La densité sèche $(g/cm^3) = Ms / V$	1,901	1,91	1,87	1,799
Dosage élevé				
La teneur en eau W(%)	6	8	10	12
La masse humide de l'éprouvette Mh (g)	1926,717	1937,55	1965,655	1976,138
La masse sèche de l'éprouvette Ms (g)	1692,891	1795,727	1786,941	1769,868
La teneur en eau calculé $W(\%) = (Mh - Ms) / Ms$	13,81	7,89	10,001	11,654
La densité sèche $(g/cm^3) = Ms / V$	1,793	1,902	1,892	1,874

V.4.2 Nitrate

Tableau V.32 : Résultats Proctor normal (Nitrate).

Dosage faible				
La teneur en eau W(%)	8	10	12	14
La masse humide de l'éprouvette Mh (g)	1973,942	1962,061	1970,048	1933,506
La masse sèche de l'éprouvette Ms (g)	1721,94	1767,472	1748,802	1658,946
Lateneur en eau calculé $W(%)=(Mh-Ms)/ Ms$	14,63	11,009	12,65	16,55
La densité sèche $(g/cm^3) = Ms / V$	1,824	1,872	1,852	1,757
Dosage moyen				
La teneur en eau W(%)	8	10	12	14
La masse humide de l'éprouvette Mh (g)	1967,252	1956,569	1956,370	1928,914
La masse sèche de l'éprouvette Ms (g)	1705,671	1720,647	1756,190	1701,358
La teneur en eau calculé $W(%) = (Mh-Ms)/ Ms$	15,33	13,711	11,398	13,37
La densité sèche $(g/cm^3) = Ms / V$	1,806	1,822	1,860	1,802
Dosage élevé				
La teneur en eau W(%)	8	10	12	14
La masse humide de l'éprouvette Mh (g)	1894,71	1951,82	1871,63	1928
La masse sèche de l'éprouvette Ms (g)	1702,48	1794,08	1710,001	1690,08
La teneur en eau calculé $W(%) = (Mh-Ms) / Ms$	11,29	8,79	9,45	14,077
La densité sèche $(g/cm^3) = Ms / V$	1,8	1,9	1,81	1,79

V.4.3 Acide phosphorique

Tableau V.33. : Résultats de Proctor normal (acide phosphorique).

Dosage faible			
La teneur en eau W(%)	10	12	14
La masse humide de l'éprouvette Mh (g)	1648,1	1760,7	1780,1
La masse sèche de l'éprouvette Ms (g)	1538	1620,4	1607,1
La teneur en eau calculé $W(\%) = (Mh - Ms) / Ms$	7,15	8,65	10,76
La densité sèche $(g/cm^3) = Ms / V$	1,629	1,716	1,70
Dosage moyen			
La teneur en eau W(%)	8	10	12
La masse humide de l'éprouvette Mh (g)	1730,5	1771,6	1830,6
La masse sèche de l'éprouvette Ms (g)	1594,7	1627,9	1604,1
La teneur en eau calculé $W(\%) = (Mh - Ms) / Ms$	8,515	10,44	12,45
La densité sèche $(g/cm^3) = Ms / V$	1,689	1,724	1,699
Dosage élevé			
La teneur en eau W(%)	6	8	10
La masse humide de l'éprouvette Mh (g)	1682,7	1718,8	1827,4
La masse sèche de l'éprouvette Ms (g)	1600,6	1695,3	1621,2
La teneur en eau calculé $W(\%) = (Mh - Ms) / Ms$	5,129	1,386	12,712
La densité sèche $(g/cm^3) = Ms / V$	1,695	1,795	1,717

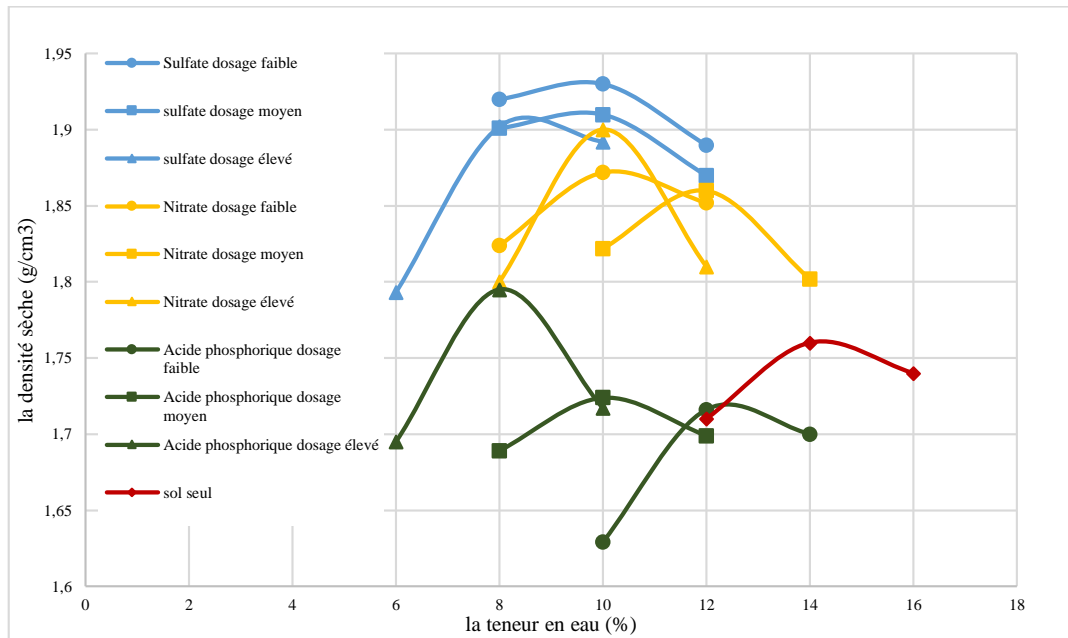


Figure V.1 : Variation des caractéristiques de compactage après ajout des acides.

V.4.4 Interprétation des courbes

- Après ajout des acides : sulfate (faible et moyen dosage), Nitrate (faible dosage) et l'acide phosphorique (faible dosage), la courbe de compactage Proctor devient plus aplatie (moins sensible à l'eau).
- Pour les dosages élevés des acides ; (Sulfate, Nitrate, Acide phosphorique) la courbe Proctor devient plus bombée (plus sensible à l'eau).

V.4.5 Interprétation des résultats

Tableau V.33 : Résultats des caractéristiques mécaniques Proctor normal avec ajout des acides.

	Sol seul	S (fbl)	S (moy)	S (élv)	N (fbl)	N (moy)	N (élv)	A.Ph (fbl)	A.Ph (moy)	A.Ph (élv)
W _{opt} (%)	14	10	10	8	10	12	10	12	10	8
densité cm ³	1,76	1,93	1,91	1,902	1,872	1,86	1,90	1,716	1,724	1,795

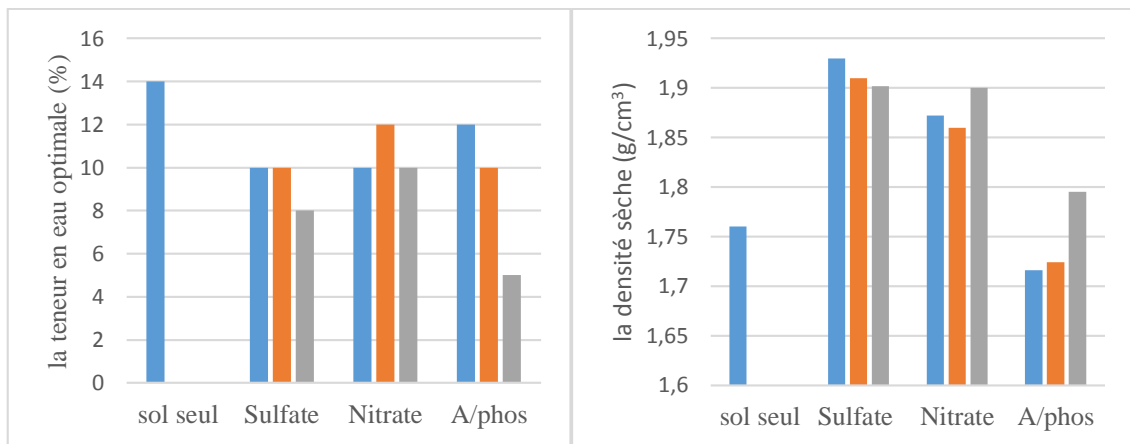


Figure V.2 : Effet des dosages des acides sur les caractéristiques de compactage (la teneur en eau optimale et la densité sèche) du sol.

Les commentaires

- La teneur en eau optimale de sol seul (14%) est élevée comparé aux teneurs en eau de sol mélangé avec les acides.
- La majorité des densités sèches obtenues après ajout des acides sont plus élevées par rapport à la densité sèche de sol seul.
- Pour l'acide phosphorique il faut un dosage élevé pour que la densité soit plus importante.
- Pour les Nitrates, on a marqué une augmentation de la densité sèche et une diminution des teneurs en eau.

- Les dosages de Sulfate donnent des densités sèches plus élevées et des teneurs en eau plus petites comparées aux résultats trouvés pour sol argileux seul et les sols mélangés avec les différents dosages des autres acides étudiés.
- La teneur en eau obtenue diminue au fur et mesure que le dosage des acides augmente.
- L'ajout des acides conduit à une augmentation de la densité sèche, et une diminution la teneur en eau.

V.5 Essai de portance californien (California Bearing Ration) (CBR) (NF P 94-078)

Le compactage a été effectué selon le principe de l'essai Proctor Modifié NF P94-093. Après tamisage de sol, le matériau est mis dans un bac, puis humidifié à la teneur en eau naturelle déterminée précédemment laquelle est mélangée avec les différentes concentrations des acides. Le pourcentage de chaque concentration est 10% (la teneur en eau optimale Proctor modifié est déterminée dans la partie d'identification). Le malaxage se fait jusqu'à l'homogénéisation et les étapes de réalisation sont mentionnées dans le chapitre précédent.

V.5.1.CBR immédiat

V.5.1.1 Sulfate

V.5.1.1.a Faible concentration

Tableau V.33 : Résultats du poinçonnement.

Echantillon : sol étudié sans ajout		
Enfoncement	Lecture force	Force
0	0	0
0,625	95	2,1788
1,25	166	3,8073
2	239	5,4605
2,5	267	6,0745
5	345	7,7850
7,5	383	8,6184
10	401	9,0131
$I_{(2,5)}$ = l'effort de pénétration a 2,5 mm d'enfoncement *100 / 13,35		45,501
$I_{(5)}$ = l'effort de pénétration a 5mm d'enfoncement *100 / 20		38,925
L'indice CBR correspond à la plus grande des deux valeurs (%)		45,501

V.5.1.1.b Concentration moyenne

Tableau V.34 : Résultats du poinçonnement.

Echantillon : sol étudié sans ajout		
Enfoncement	Lecture force	Force
0	0	0
0,625	91	2,0871
1,25	147	3,3715
2	200	4,5871
2,5	233	5,3289
5	316	7,1491
7,5	368	8,2894
10	403	9,0570
$I_{(2,5)}$ = l'effort de pénétration a 2,5 mm d'enfoncement *100 / 13,35		39,91
$I_{(5)}$ = l'effort de pénétration a 5mm d'enfoncement *100 / 20		35,74
L'indice CBR correspond à la plus grande des deux valeurs (%)		39,91

V.5.1.1.c Forte concentration

Tableau V.34 : Résultats du poinçonnement.

Echantillon : sol étudié sans ajout		
Enfoncement	Lecture force	Force
0	0	0
0,625	205	4,7018
1,25	296	6,7105
2	379	8,5307
2,5	446	10,0000
5	655	14,6035
7,5	837	18,5964
10	981	21,7316
$I_{(2,5)}$ = l'effort de pénétration a 2,5 mm d'enfoncement *100 / 13,35		74,90
$I_{(5)}$ = l'effort de pénétration a 5mm d'enfoncement *100 / 20		73,0175
L'indice CBR correspond à la plus grande des deux valeurs (%)		74,90

V.5.1.2 Nitrate

V.5.1.2.a Faible concentration

Tableau V.35 : Résultats du poinçonnement.

Echantillon : sol étudié sans ajout		
Enfoncement	Lecture force	Force
0	0	0
0,625	106	2,4311
1,25	167	3,8302
2	230	5,2631
2,5	270	6,1403
5	406	9,1228
7,5	505	11,2995
10	545	12,1806
$I_{(2,5)}$ = l'effort de pénétration a 2,5 mm d'enfoncement *100 / 13,35		45,99
$I_{(5)}$ = l'effort de pénétration a 5mm d'enfoncement *100 / 20		45,614
L'indice CBR correspond à la plus grande des deux valeurs (%)		45,99

V.5.1.2.b Moyenne concentration

Tableau V.36 : Résultats du poinçonnement.

Echantillon ; sol étudié sans ajout		
Enfoncement	Lecture force	Force
0	0	0
0,625	80	1,8348
1,25	150	3,4403
2	235	5,3728
2,5	288	6,5350
5	415	9,3201
7,5	488	10,9251
10	547	12,2246
$I_{(2,5)}$ = l'effort de pénétration a 2,5 mm d'enfoncement *100 / 13,35		48,95
$I_{(5)}$ = l'effort de pénétration a 5mm d'enfoncement *100 / 20		46,6
L'indice CBR correspond à la plus grande des deux valeurs (%)		48,95

V.5.1.2.c Forte concentration

Tableau V.37 : Résultats du poinçonnement.

Echantillon ; sol étudié sans ajout		
Enfoncement	Lecture force	Force
0	0	0
0,625	107	2,4541
1,25	353	7,9605
2	456	10,2202
2,5	498	11,1453
5	546	12,2026
7,5	621	13,8546
10	642	14,3171
$I_{(2,5)}$ = l'effort de pénétration a 2,5 mm d'enfoncement *100 / 13,35		83,48
$I_{(5)}$ = l'effort de pénétration a 5mm d'enfoncement *100 / 20		61,013
L'indice CBR correspond à la plus grande des deux valeurs (%)		83,48

V.5.1.3Acide phosphorique

V.5.1.3.a Faible concentration

Tableau V.38 : Résultats du poinçonnement.

Echantillon : sol étudié sans ajout		
Enfoncement	Lecture force	Force
0	0	0
0,625	104	2,3853
1,25	178	4,0825
2	260	5,9210
2,5	307	6,9517
5	410	9,2105
7,5	454	10,1762
10	482	10,7929
$I_{(2,5)}$ = l'effort de pénétration a 2,5 mm d'enfoncement *100 / 13,35		52,072
$I_{(5)}$ = l'effort de pénétration a 5mm d'enfoncement *100 / 20		46,052
L'indice CBR correspond à la plus grande des deux valeurs (%)		52,072

V.5.1.3.b Moyenne concentration

Tableau V.39 : les résultats du poinçonnement.

Echantillon : sol étudié sans ajout		
Enfoncement	Lecture force	Force
0	0	0
0,625	39	0,8944
1,25	151	3,4633
2	256	5,8333
2,5	322	7,2807
5	466	10,4405
7,5	562	12,5550
10	637	14,2070
$I_{(2,5)}$ = l'effort de pénétration a 2,5 mm d'enfoncement *100 / 13,35		54,537
$I_{(5)}$ = l'effort de pénétration a 5mm d'enfoncement *100 / 20		52,202
L'indice CBR correspond à la plus grande des deux valeurs (%)		54,537

V.5.1.3.c Forte concentration

Tableau V.36 : Résultats du poinçonnement.

Echantillon ; sol étudié sans ajout		
Enfoncement	Lecture force	Force
0	0	0
0,625	86	1,9724
1,25	152	3,4862
2	222	5,0877
2,5	246	5,6140
5	323	7,3026
7,5	349	7,8728
10	339	7,6535
$I_{(2,5)}$ = l'effort de pénétration a 2,5 mm d'enfoncement *100 / 13,35		42,052
$I_{(5)}$ = l'effort de pénétration a 5mm d'enfoncement *100 / 20		36,513
L'indice CBR correspond à la plus grande des deux valeurs (%)		42,052

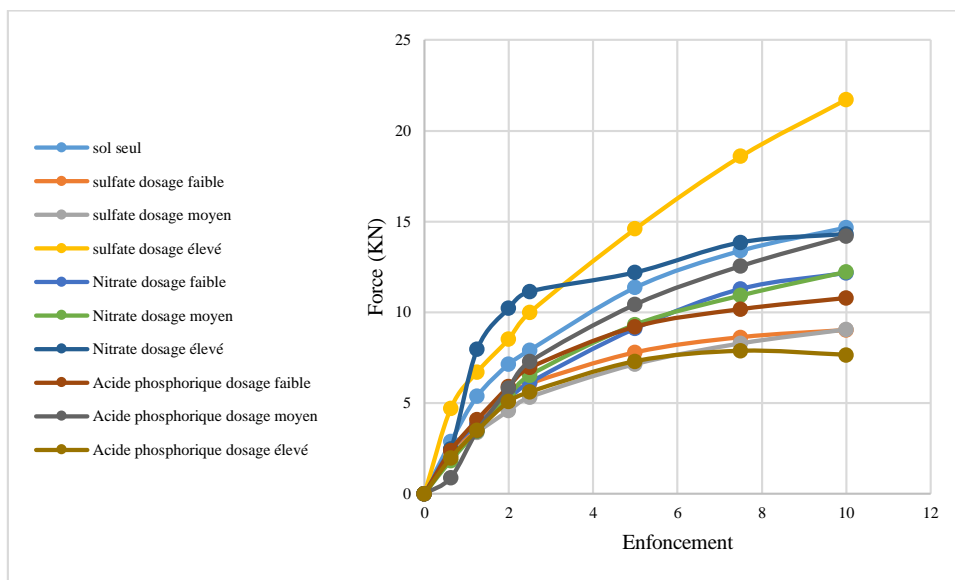


Figure V.3 : Variation des caractéristiques de poinçonnement avec l'ajout des acides

V.5.1.4 Interprétation des résultats

Comparaison des résultats des indices CBR immédiat

Tableau V.37 : Résultats des indices CBR

	Sol seul	S (fbl)	S (moy)	S (élv)	N (fbl)	N (moy)	N (élv)	A.Ph (fbl)	A.Ph (moy)	A.Ph (élv)
ICBR	59,30	45,501	39,91	74,90	45,99	48,95	83,48	52,072	54,537	42,052
la portance de sol (CEBTP, 1984)	Très élevée									

Commentaires

- Selon CEBTP, 1984 la portance de sol argileux seul et les sols mélangés avec les différentes concentrations des acides sont très élevées.
- Pour les faibles concentrations, les Sulfates et les Nitrates présentent presque la même portance. Pour les concentrations moyenne et faible, l'indice CBR est faible comparé à celui de sol seul, il faut une forte concentration pour que l'indice CBR devienne plus élevé.
- Pour l'acide Phosphorique, plus la concentration augmente plus l'indice CBR augmente jusqu'à un certain seuil puis l'indice CBR baisse pour les fortes concentrations.

V.5.2.CBR immersion

V.5.2.1Acide phosphorique

V.5.2.1.a Faible concentration

Tableau V.38 : Résultats du poinçonnement.

Echantillon : sol étudié sans ajout		
Enfoncement	Lecture force	Force
0	0	0
0,625	7	0,1605
1,25	10	0,2293
2	13	0,2981
2,5	14,5	0,3211
5	22	0,5045
7,5	30	0,6880
10	35	0,8027
$I_{(2,5)}$ = l'effort de pénétration a 2,5 mm d'enfoncement *100 / 13,35		2,405
$I_{(5)}$ = l'effort de pénétration a 5mm d'enfoncement *100 / 20		2,522
L'indice CBR correspond à la plus grande des deux valeurs (%)		2,522

Tableau V.39 : calcul de gonflement linéaire.

La hauteur initiale de l'éprouvette H (mm)	116,4
Lecture comparateur Δh (mm)	6
Gonflement linéaire relative $G(\%) = \Delta h * 100 / H$	5,154

V.5.2.1.b Moyenne concentration

Tableau V.39 : Résultats du poinçonnement.

Echantillon : sol étudié sans ajout		
Enfoncement	Lecture force	Force
0	0	0
0,625	16	0,3669
1,25	25	0,5733
2	31	0,7110
2,5	36	0,8256
5	42	0,9633
7,5	46	1,0550
10	49	1,1238
$I_{(2,5)} = \text{l'effort de pénétration a 2,5 mm d'enfoncement} * 100 / 13,35$		6,18
$I_{(5)} = \text{l'effort de pénétration a 5mm d'enfoncement} * 100 / 20$		4,81
L'indice CBR correspond à la plus grande des deux valeurs (%)		6,18

Tableau V.40 : calcul de gonflement linéaire.

La hauteur initiale de l'éprouvette H (mm)	116,4
Lecture comparateur Δh (mm)	7,6
Gonflement linéaire relative $G(\%) = \Delta h * 100 / H$	6,529

V.5.2.1.c Forte concentration

Tableau V.41 : les résultats du poinçonnement.

Echantillon : sol étudié sans ajout		
Enfoncement	Lecture force	Force
0	0	0
0,625	4	0,0917
1,25	7	0,1605
2	9,5	0,2064
2,5	11	0,2522
5	16	0,3669
7,5	19	0,4357
10	23	0,5275
$I_{(2,5)} = \text{l'effort de pénétration a 2,5 mm d'enfoncement} * 100 / 13,35$		1,889
$I_{(5)} = \text{l'effort de pénétration a 5mm d'enfoncement} * 100 / 20$		1,834
L'indice CBR correspond à la plus grande des deux valeurs (%)		1,889

Tableau V.42 : calcul de gonflement linéaire.

La hauteur initiale de l'éprouvette H (mm)	116,4
Lecture comparateur Δh (mm)	7,8
Gonflement linéaire relative $G(\%) = \Delta h * 100 / H$	6,701

V.5.2.2 Nitrate

V.5.2.2.a Faible dosage

Tableau V.43 : Résultats du poinçonnement.

Echantillon : sol étudié sans ajout		
Enfoncement	Lecture force	Force
0	0	0
0,625	10	0,2293
1,25	15	0,3440
2	18	0,4128
2,5	19,5	0,4357
5	29	0,6651
7,5	37	0,8436
10	44	1,0091
$I_{(2,5)} = \text{l'effort de pénétration a 2,5 mm d'enfoncement} * 100 / 13,35$		3,263
$I_{(5)} = \text{l'effort de pénétration a 5mm d'enfoncement} * 100 / 20$		3,325
L'indice CBR correspond à la plus grande des deux valeurs (%)		3,325

Tableau V.44 : calcul de gonflement linéaire.

La hauteur initiale de l'éprouvette H (mm)	116,4
Lecture comparateur Δh (mm)	6,5
Gonflement linéaire relative $G(\%) = \Delta h * 100 / H$	5,584

V.5.2.2.b Dosage moyen

Tableau V.45 : Résultats du poinçonnement.

Echantillon : sol étudié sans ajout		
Enfoncement	Lecture force	Force
0	0	0
0,625	3	0,0688
1,25	5	0,1146
2	8	0,1834
2,5	9	0,2064
5	13	0,2981
7,5	16	0,3669
10	21	0,4816
$I_{(2,5)} = \text{l'effort de pénétration a 2,5 mm d'enfoncement} * 100 / 13,35$		1,546
$I_{(5)} = \text{l'effort de pénétration a 5mm d'enfoncement} * 100 / 20$		1,490
L'indice CBR correspond à la plus grande des deux valeurs (%)		1,546

Tableau V.46 : calcul de gonflement linéaire.

La hauteur initiale de l'éprouvette H (mm)	116,4
Lecture comparateur Δh (mm)	6
Gonflement linéaire relative $G(\%) = \Delta h * 100 / H$	5,154

V.5.2.2.c Dosage élevé

Tableau V.47 : les résultats de poinçonnement

Echantillon : sol étudié sans ajout		
Enfoncement	Lecture force	Force
0	0	0
0,625	7,5	0,1605
1,25	9,5	0,2064
2	11	0,2522
2,5	13	0,2981
5	19	0,4357
7,5	24,5	0,5504
10	31	0,7110
$I_{(2,5)} = \text{l'effort de pénétration a 2,5 mm d'enfoncement} * 100 / 13,35$		2,232
$I_{(5)} = \text{l'effort de pénétration a 5mm d'enfoncement} * 100 / 20$		2,178
L'indice CBR correspond à la plus grande des deux valeurs (%)		2,232

Tableau V.48 : calcul de gonflement linéaire.

La hauteur initiale de l'éprouvette H (mm)	116,4
Lecture comparateur Δh (mm)	5,4
Gonflement linéaire relative $G(\%) = \Delta h * 100 / H$	4,639

V.5.2.3 Sulfate

V.5.2.3.a Faible concentration

Tableau V.49 : Résultats du poinçonnement.

Echantillon ; sol étudié sans ajout		
Enfoncement	Lecture force	Force
0	0	0
0,625	4	0,0917
1,25	5	0,1146
2	8	0,1834
2,5	10	0,2293
5	16	0,3669
7,5	19	0,4357
10	22	0,5045
$I_{(2,5)}$ = l'effort de pénétration a 2,5 mm d'enfoncement *100 / 13,35		1,717
$I_{(5)}$ = l'effort de pénétration a 5mm d'enfoncement *100 / 20		1,834
L'indice CBR correspond à la plus grande des deux valeurs (%)		1,834

Tableau V.50 : calcul de gonflement linéaire.

La hauteur initiale de l'éprouvette H (mm)	116,4
Lecture comparateur Δh (mm)	4,6
Gonflement linéaire relative $G(\%) = \Delta h * 100 / H$	3,951

V.5.2.3.b Dosage moyen

Tableau V.51 : Résultats du poinçonnement.

Echantillon : sol étudié sans ajout		
Enfoncement	Lecture force	Force
0	0	0
0,625	4	0,0917
1,25	6	0,1376
2	9	0,2064
2,5	10	0,2293
5	15	0,3440
7,5	21	0,4816
10	26	0,5963
$I_{(2,5)} = \frac{\text{l'effort de pénétration a 2,5 mm d'enfoncement} * 100}{13,35}$		1,717
$I_{(5)} = \frac{\text{l'effort de pénétration a 5mm d'enfoncement} * 100}{20}$		1,72
L'indice CBR correspond à la plus grande des deux valeurs (%)		1,72

Tableau V.52 : calcul de gonflement linéaire.

La hauteur initiale de l'éprouvette H (mm)	116,4
Lecture comparateur Δh (mm)	6
Gonflement linéaire relative $G(\%) = \frac{\Delta h * 100}{H}$	5,154

V.5.2.3.c Dosage élevé

Tableau V.53 : Résultats du poinçonnement.

Echantillon : sol étudié sans ajout		
Enfoncement	Lecture force	Force
0	0	0
0,625	7	0,1605
1,25	9	0,2064
2	11	0,2522
2,5	12	0,2752
5	17	0,3899
7,5	22	0,5045
10	27	0,6192
$I_{(2,5)}$ = l'effort de pénétration a 2,5 mm d'enfoncement *100 / 13,35		2,061
$I_{(5)}$ = l'effort de pénétration a 5mm d'enfoncement *100 / 20		1,949
L'indice CBR correspond à la plus grande des deux valeurs (%)		2,061

Tableau V.54 : calcul de gonflement linéaire.

La hauteur initiale de l'éprouvette H (mm)	116,4
Lecture comparateur Δh (mm)	6,2
Gonflement linéaire relative $G(\%) = \Delta h * 100 / H$	5,326

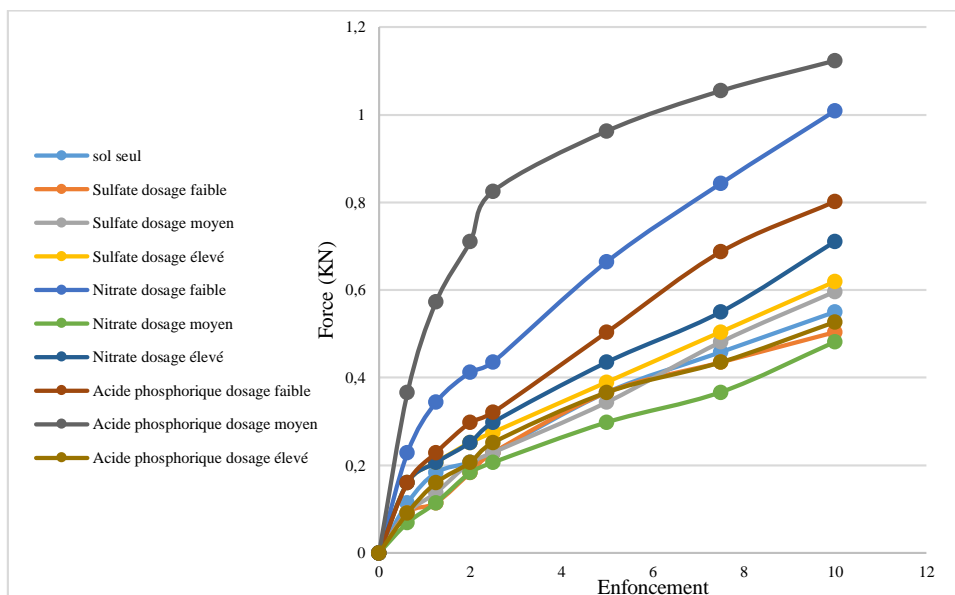


Figure V.4 : Variation des caractéristiques de poinçonnement avec l'ajout des acides (CBR immersion)

V.5.2.4 Interprétation des résultats

Les résultats des indices CBR après immersion sont regroupés dans le tableau V-55.

Tableau V.55 : Résultats des indices CBR après immersion.

	Sol seul	S (fbl)	S (moy)	S (élv)	N (fbl)	N (moy)	N (élv)	A.Ph (fbl)	A.Ph (moy)	A.Ph (élv)
G (%)	6,958	3,951	5,154	5,326	5,584	5,154	4,639	5,154	6,529	6,701
ICBR (%)	1,834	1,834	1,72	2,061	3,325	1,546	2,232	2,522	6,18	1,889
la portance de sol (CEBTP, 1984)	Très Faible									

Commentaires

- Selon CEBTP, 1984 la portance de sol argileux seul et les sols mélangés avec les acides est très faible.
- Pour les dosages moyen et élevé en sulfates et en Nitrate et pour les dosages faible et élevé en phosphate les indices CBR n'ont pas beaucoup changé et une petite augmentation par rapport à celui de sol seul a été constatée.

- Pour les Nitrate (Faible concentration) et l'acide phosphorique (dosage moyen), on a remarqué une augmentation importante de l'indice CBR par rapport à celui de sol argileux seul.
- Pour le Gonflement, il varie en fonction des concentrations et on a enregistré une petite diminution par rapport au sol seul.
- Le gonflement le plus bas est obtenu avec les sulfates (dosage faible).
- Pour les dosages des Sulfates et de l'acide phosphorique plus la concentration augmente plus le gonflement augmente.
- Pour les Nitrates, plus la concentration augmente, plus le gonflement de l'argile diminue.
- Les acides (Nitrate, Sulfate, Acide Phosphorique) influent beaucoup sur la portance du sol argileux.

V.6 Influence de la valence des cations

La valence est probablement le facteur déterminant, dans la capacité d'échange ou de remplacement des cations plus élevés qui peuvent remplacer facilement les cations de valeurs plus faibles. Dans le cas des ions de même valence, la taille de l'ion hydraté revêt une importance primordiale ; plus l'ion est gros, plus sa capacité de remplacement est grande.

On peut dresser une liste des cations par ordre approximatif de capacité de remplacement, mais l'ordre réel dépend, entre autres, du type d'argile, de la nature des ions à remplacer et de la concentration des divers ions dans l'eau. Par ordre de capacité de remplacement croissante, les ions se classent comme suit : d'après HOLTZ et COVACS, 1996 cité par WAKIM, 2005 ;Li⁺, Na⁺, NH₄⁺, K⁺, Mg²⁺, Ca²⁺, Al³⁺.

Selon la théorie de GOUY-CHAPMAN, lorsque la valence des cations augmente, le gonflement diminue. Bien que cette théorie suppose que les ions monovalents se manifestent par le gonflement le plus élevé.

V.7 Conclusion

L'action des diverses solutions salines sur les paramètres physico-chimiques et les paramètres de gonflement nous a conduit à retenir les points suivants :

- L'influence des sels sur les paramètres physico -chimiques, dépend de la nature des sels utilisés et de leurs concentrations.
- L'augmentation des concentrations des sels (NO_3 , SO_4 et H_3PO_4), induit à une diminution importante de la limite de liquidité.
- L'ajout des acides conduit à une augmentation de la densité sèche et une diminution de la teneur en eau (l'acide sulfurique donne le meilleur Proctor, des densités sèches élevées et teneurs en eau plus petites).
- Quand le sol argileux est non saturé (période de sécheresse), les acides ont pas une influence importante sur la portance de sol, l'indice CBR enregistré à l'aide de l'essai CBR immédiat est presque le même avec celui de sol argileux seul, par contre avec l'ajout des fortes concentrations on a marqué une augmentation importante ; il faut une forte concentration pour que I CBR devient plus élevé et pour améliorer la portance de sol étudier.
- A l'état saturé de l'argile, une faible concentration des solutions acides a pour effet d'augmenter l'I CBR et d'améliorer la portance de sol.
- Le potentiel de gonflement de l'argile acidifié déterminé à l'aide de l'essai CBR immersion a permis de constater que les sols mélangés aux acides montrent un comportement gonflant un peu faible à celui du sol naturel sans acides.

L'influence des solutions salines et leurs concentrations, leurs valences et tailles sur les paramètres du sol argileux ont un effet très prononcé. Mais l'effet de la valence est probablement le facteur déterminant dans la capacité d'échange, ou de remplacement, des cations plus élevés qui peuvent remplacer facilement les cations de valeurs plus faibles. Dans le cas des ions de même valence, la taille de l'ion hydraté revêt une importance primordiale : plus l'ion est gros, plus sa capacité de remplacement est grande.

Conclusion générale

Conclusion générale

Les sols argileux sont devenus un sujet d'intérêt des chercheurs et des ingénieurs géotechniques, les dégâts engendrés par leur comportement sont énormes puisqu'ils se caractérisent par plusieurs propriétés qui les rendent complexes et ceci est dû principalement à leur structure minéralogique.

L'étude expérimentale menée a pour but de mieux comprendre l'influence des acides sur le matériau argileux, et analyser leurs rôles dans l'amélioration des caractéristiques du sol étudié. Sur la base des résultats obtenus sur ce matériau et à la lumière des interprétations de ces résultats, les principales conclusions sont :

- L'influence des solutions acides sur les limites d'Atterberg dépend de la nature des acides utilisés et de leur concentration, Une faible concentration a pour effet de diminuer la plasticité et la liquidité du sol.
- L'ajout des acides conduit à une augmentation de la densité sèche et à une diminution de la teneur en eau (l'acide sulfurique donne les meilleures caractéristiques Proctor, avec des densités sèches élevées et des teneurs en eau plus petites).
- Quand le sol est non saturé (période de sécheresse), les acides n'ont pas une influence importante sur la portance de sol, l'indice CBR enregistré à l'aide de l'essai CBR immédiat est presque le même avec celui de sol seul ; par contre avec l'ajout des fortes concentrations, une augmentation importante a été constatée. Pour améliorer la portance de l'argile, il faut donc une forte concentration pour que I_{CBR} devienne plus élevé.
- A l'état saturé de l'argile, une faible concentration des solutions acides a pour effet d'augmenter l' I_{CBR} et d'améliorer la portance de sol.
- Le potentiel de gonflement de l'argile acidifiée déterminé à l'aide de l'essai CBR après immersion a permis de constater que les argiles mélangées aux acides montrent un comportement au gonflement qui n'est important en comparaison à celui du sol naturel sans acides.

Il ressort néanmoins des essais réalisés, qu'il est indispensable d'effectuer une étude spécifique détaillée si possible dans les conditions du site avant chaque cas de traitement envisagé, afin de définir la nature et la concentration des solutions acides à utiliser sur un site.

Par ailleurs, la possibilité de lixiviation des sels à long termes par les eaux de pluie, ne peut être écartée. Pour cela, il est conseillé d'étudier le phénomène d'irréversibilité, en analysant les échantillons stabilisés et mis au contact de l'eau au microscope à balayage électronique; l'utilisation de surfactants permet également un traitement efficace des sols argileux.

Références bibliographiques

A

1. AFNOR : Normes Française : reconnaissance des sols
 - NF P94-050 (1995) : Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux
Méthode par étuvage.
 - NF P94-053 (1991) : Détermination de la masse volumique des sols fins en
laboratoire. Méthode de trousse coupante, du moule et de l'immersion dans l'eau.
 - NF P94-054 (1991) : Détermination de la masse volumique des particules solides des
sols. Méthode du pycnomètre à eau.
 - NF P94-051 (1993) : Détermination des limites d'Atterberg la limite à la coupelle –
limite de plasticité au rouleau
 - NF P94-068 (1998) : Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un
sol ou d'un matériau rocheux. Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un
sol ou d'un matériau rocheux par l'essai à la tâche.
 - NF P94-093 (1999) : détermination des références de compactage d'un matériau.
Essai Proctor normal — Essai Proctor modifié.
 - NF P94-057 : Analyse granulométrique par Sédimentométrie.
 - NF P94-078 : Essai De Portance Californien (California Bearing Ratio) (C.B.R).
2. ABOU-BEKR.N, AISSA MAMOUNE. S.M, (2004) : «Stabilization of swelling soil
susingsalts», Conférence Internationale de Géotechnique. Beyrouth, Lebanon.
3. AISSA MAMOUNE.S.M, (2002) : «Contribution à la mesure, prévision et
modélisation du comportement des sols expansifs» ; Mémoire de magister Université
Abou bakr Belkaid, Tlemcen, Algérie.
4. ALLAM.O, (2011) : «Etude au laboratoire de l'influence des sels sur la pression de
gonflement des marne», mémoire de magister université de TLEMEN, Algérie.
5. ATLAS OF THE BIOSPHER, (2002) : cente for sustainability and the gloal
environment (SAGE), University of Wisconsin.

6. ATTARI NASSER-EDDINE : Règles parasismiques algériennes RPA 99 / Version 2003, Document technique réglementaire DTR B C 2 48.
7. AZZOUZ .F.Z, (2006) :«Contribution à l'étude de la stabilisation chimique de quelques argiles gonflantes de la région de Tlemcen», mémoire de magister université de Tlemcen, Algérie.

B

8. BABOURI.R, (2008) : stabilisation des sols argileux par la chaux cas des de koilinite de GHELMA » mémoire de magister université de MSILA, Algérie.
9. BARDEN.L et SIDES G.R,(1970) : Engineering behavior and structure of compacted Clay, ASCE 96, SM4, pp 1171-1200.
10. BADGER.W and LOHNES.R,(1973), Pore structure of friable loess, HRB record 429 : 14-25.
11. BEKKOUCHE.A, DJEDID.A et AISSA MAMOUNE .S.M, (2001) : « Identification et prévision du gonflement de quelques sols de la région de Tlemcen (Algérie) », Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, Réf 4375 – PP (67-75).
12. BOUTAHIR, (2018) : Mécanique des sols 1, document pédagogique de l'université de Guelma.
13. BULTEL FREDERIC, (2001) : prise en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnement des revêtement des tunnels. Thèse doctorat l'école nationale des ponts et chaussées.
14. BENGRAA .H, (2004) :« Contribution a l'étude de la stabilisation du gonflement par ajout du sable », Thèse de magister Université de Mohamed Boudiaf, Oran, Algérie.
15. BOJANA DOLINAR, (2006) : the impact of mineral composition on the compressibility of saturated soils, Mechanics of materials 38 (7), 599-607.

C

16. CABANE.N, (2004) : «Sols traités à la chaux et aux liants hydrauliques : Contribution à l'identification et à l'analyse des éléments perturbateurs de la stabilisation», thèse de doctorat, école nationale supérieure des mines de Saint-Etienne, France.

17. Chen X. Q. et Ma G. S. (1987), Swelling and shrinkage behaviour of expansive clays, Proc. 6th Int. Conf. on Expansive Soils, New Delhi, vol. 1, pp. 127-129

D

18. DAKSHANAMURTHI Y. V. (1978), A new method to predict swelling using a hyperbolic equation, Geotechnical Engng., vol. 9, 1, pp. 29-78.
19. DUCHAUFOR, (1977) : Pedology. Vol. I. Pedogenesis and Classification.

G

20. GRIM R.E.(1962) : Clay mineralogy in relation to the engineering properties of clay materials. Mc Craw Hill pp 204-277.
21. GTR, (1992), Guide technique: « Réalisation des remblais et des couches de forme », LCPC-SETRA Paris-Bagneux.
22. GRIM, (1959) : journal of the soil Mechanics and Foundations Division 85 (2), 1-17.

H

23. HACHICHA, (1999) : «Caractérisation et stabilisation de quelques sols gonflants d'Algérie», Revue Française de géotechniques, Presses des Ponts et Chaussées, n : 86, pp (37-51).

I

24. ILTIS M., (1979) : «Contribution à l'étude du traitement des argiles gonflantes en cours de forage». Thèse de Doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, France.

J

25. JUANG C.H et HOTZ R.D.D, (1986) : Fabric, pore size distribution and permeability of sandy soils. J. Geotech. Eng. Division, ASCE, 112 (9) : 855-868.

26. JOHNSON.L.D, (1960) : «Horizontal and vertical swell pressures from triaxial test » : feasibility study. Geotechnical Testing Journal, 12(3), pp (117–124).
27. JEAN PIERRE MAGNENE, (2013) : Panorama des sols gonflants en géotechnique, Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, pp 85-103.

K

28. KHEMAKHEM M, (2002) : les essais de caractérisation des sols gonflants journées d'études sur les sols gonflants-jesg / Tlemcen.

L

29. LAMBE T.W,(1958) : The structure of compacted clay, J. Soil mech. Found. Div. ASCE, vol. 84, N 1655, SM2, pp 1-35.
30. LÉRAU. J, (2006) : Géotechnique 1 Cours du Chapitres 1, document pédagogique en 3ème année Ingénierie de la Construction, INSA de Toulouse.
31. LOUAFI.B, BAHAR.R, (2012) : Sand an additive for stabilzation of swelling clay soils, international journal of geosciences.

M

32. MAGNAN J.P,(2013) : panorama des sols gonflants en géotechnique. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées BLPC, n° 280-281.
33. MOUROUX, (1987) : la construction économique sur sol gonflants, Manuel et Methodes Ed. Bureau de recherches Géotechniques et Minières, Orléans.
34. MOUROUX.P, (1969) :« La construction économique sur les sols gonflants », Manuels et méthodes, BRGM. France.
35. MRAD.M, (2005) : «Modélisation du comportement hydromécanique des sols gonflants non saturés», Thèse de doctorat institut nationale de polytechnique de lorraine, France.

P

36. POMEROL C. RENARD M. (1989), élément de géologie Ed Colin, 616p, ISBN 2200312458.

S

37. SANTOS.A, DIEK.J.C, ROEGIERS et FANTOURA B, (1996): Investigation of the effects of sample handling procedures on shale properties, Rock Mechanics, pp (951-958), Hassan Mitri edition.
38. SEED.H, (1969): Influence of soil conditions on ground motions during earthquakes, journal of the mechanics and foundations division 95 (1), 99-137.
39. SRIDHARAN A. ALTSCHAAEFFI A.G, (1971): Pore size distribution studies, j. soil mech. Fnd. Div, ASCE 97 (SM5): 771-787.
40. SERRATRICE et SOYER,(1996) : « les essais de gonflement » Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées N 204-PP 65-85.

T

41. TESSIER, D.,(1984). Étude expérimentale de l'organisation des matériaux argileux – Hydratation, gonflement et structuration au cours de la dessiccation et de la réhumectation. Thèse de doctorat, Université Paris VII, 362 p.
42. TESSIER. D (1990), organisation des matériaux argileux en relation avec leur comportement hydrique, dans decarreau A : matériaux argileux, structure, propriétés et applications, Paris, Soc. Fr. Min. Cristall., pp.387-445.

H

43. THOMAS.M., PETRY.P.E, FASCE, (2002) : «Review of Stabilization of Clays and Expansive Soils in Pavements and Lightly Loaded Structures History, Practice, and Future», Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 14, N. 6, pp (447-460).

W

44. WAKIM J, (2005) : « Influence des solutions aqueuses sur le comportement mécanique des roches argileuses » thèse de doctorat. France.
45. WILLIAM L.T, (1953) :Soil Testing for Engineers, chapitre IV.

Annexes

Matériels utilisés





Classification des sols (GTR)

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

Relations entre les paramètres physiques

$$[1] n = \frac{V_v}{V}$$

$$[2] n = \frac{e}{1+e}$$

$$[3] n = 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}$$

$$[4] n = \frac{\gamma_s - \gamma_{sat}}{\gamma_s - \gamma_w}$$

$$[13] Sr = \frac{\gamma_w}{\gamma_v}$$

$$[16] \gamma = (1 + w)(1 - n) \cdot \gamma_s$$

$$[19] \gamma = \gamma_d + n \cdot Sr \cdot \gamma_w$$

$$[22] \gamma_d = (1 - n) \gamma_s$$

$$[25] \gamma' = (1 - n)(\gamma_s - \gamma_w)$$

$$[5] e = \frac{V_v}{V_s}$$

$$[6] e = \frac{n}{1-n}$$

$$[7] e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$$

$$[8] e = \frac{\gamma_s - \gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w}$$

$$[14] Sr = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \cdot \frac{w}{e}$$

$$[17] \gamma = \frac{1+w}{1+e} \cdot \gamma_s$$

$$[20] \gamma = \frac{\gamma_s + e \cdot Sr \cdot \gamma_w}{1+e}$$

$$[23] \gamma_d = \frac{\gamma_s}{1+e}$$

$$[26] \gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e}$$

$$[9] w = \frac{W_w}{W_s}$$

$$[10] w = e \cdot Sr \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_s}$$

$$[11] w = \frac{\gamma}{\gamma_d} - 1$$

$$[12] w = Sr \cdot \gamma_w \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right)$$

$$[15] Sr = \frac{w}{w_{sat}} \quad (\gamma_d \text{ constant})$$

$$[18] \gamma = (1 + w) \gamma_d$$

$$[21] \gamma = (1 - n) \cdot \gamma_s + n \cdot Sr \cdot \gamma_w$$

$$[24] \gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

$$[27] \gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_s} \cdot \gamma_d$$