



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democratic republic of Algeria
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research
جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم
University Abdelhamid Ibn Badis – Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculty of Sciences and Technology
قسم الهندسة المدنية
Civil engineering department



N° d'ordre : M/GCA/2021

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Voies et Ouvrages d'Arts

Thème

**STABILISATION PAR LA CHAUX DU SOL GONFLANT DE
SIDI BELATAR (W) MOSTAGANEM**

Présenté par :

- ADAIDA Ibtisseme
- FELLOUH Mohamed

Soutenu le 15/07/2021 devant le jury composé de :

Président : Mr MEBROUKI Abdelkader	Professeur- Université de Mostaganem
Examineur : Mr BENSOUHA Mohamed	M.C.A- Université de Mostaganem
Examineur: Mr BELHOUARI Fethi	M.C.B -Université de Mostaganem
Invité : Mr BESSAI Touhami	M.A.A -Université de Mostaganem
Encadrante : Melle MOSTEFA Fouzia	M.A.A -Université de Mostaganem

Année Universitaire : 2010 / 2021

Remerciement

Ce travail de mémoire a été effectué au sein du Laboratoire de l'Université de Mostaganem (LCTPE).

Nous adressons tout d'abord nos plus vifs remerciements à tous les membres du Jury de l'intérêt manifesté pour notre travail :

Monsieur, MEBROUKI Abdelkader professeur à l'Université Abdelhamid Ibn-Badis de Mostaganem de nous avoir fait l'honneur de présider ce mémoire ainsi que Messieurs BENSOULA Mohamed (MCA) et BELHOUARI Fethi, (M.C.B) d'avoir voulu examiner ce travail.

Nous remercions vivement Mme MOSTEFA Fouzia, M.A.A notre encadrante ; pour ses encouragements et son aide pour l'aboutissement de ce travail. Nos remerciements aussi pour ses conseils, lectures et remarques judicieuses qui nous ont aidés lors de la rédaction de ce mémoire.

Nous souhaitons également remercier Mr KHELIFA, Ingénieur de laboratoire à l'Université Abdelhamid Ibn Badis Mostaganem pour sa grande aide.

Nous remercions vivement le directeur du laboratoire LMPC Mr BOURDIM Sidi-Mohamed de nous avoir permis d'effectuer les essais au sein du labo , toutes nos gratitudes vont pour les enseignants Mr ZALAMT et REZIGUA pour leur encouragements , conseils et aides précieuses.

Nous n'oublions pas de présenter nos vifs remerciements à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicaces

أهدي هذا العمل المتواضع الى زوجي الغالي " دالي سعيد" و الوالدين العزيزين حفظهم
الله ورعاهم و اخي "عبد الحق" واخواتي " سلمى، هناء" و الصديقة العزيزة "محمد
نادية" و "ميسوم تواتية" و "قرزو تركية".

و كل من ساعدنا من قريب او بعيد .

Dédicaces

Je dédie ce travail

Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.

A Mes frère : FARID et MEHIEDDINNE.

ملخص :

يظل تطبيق تقنية تثبيت التربة عن طريق الجير هو الأكثر استخداماً سواء في مجال الهندسة المدنية على الهياكل المختلفة (الأساس ، الطريق ، السد ، الردم ...) ، أو مجال الزراعة

.لأن التربة الطينية بطبيعتها المعدنية المتوسعة تظل مشكلة خطيرة للغاية ويصعب حلها ، خاصة في المناطق المعرضة لمناخ شديد الرطوبة في الشتاء وجاف في الصيف (مناخ شبه جاف). تسبب هذه التربة ذات قدرة التحمل المنخفضة العديد من الاختلالات الهيكلية

.تهدف هذه الدراسة إلى تحديد المعلمات الفيزيائية والكيميائية والميكانيكية لطين الانتفاخ الطبيعي لي سيدي بلعطار المعالج بالجير (4 و 6%). تظهر نتائج الاختبار التي تم الحصول عليها أن قيم المعلمات الجيوتقنية المستخلصة من هذه الاختبارات تظهر تغيراً في بعض الجوانب الفيزيائية والميكانيكية ، مثل حدود (Atterberg تعديل المرونة)؛ طاقة الضغط التشوه الأولي هو تقليل احتمالية التوسع الحجمي للتربة وزيادة مقاومة القص.في الواقع ، أظهرت النتائج التي تم الحصول عليها أن 6 ٪ من الجير أكثر ملاءمة لاستخدامها في تثبيت التربة.

الكلمات المفتاحية: تضخم التربة الاستقرار ، الانضغاط، الجير القص

Abstract:

The application of the technique of soil stabilization by lime remains the most widely used either for the civil engineering field to different structures (foundation, roadway, dam; backfill ...), or agriculture field.

Because clay soils by their expansive mineralogical nature remains a very threatening problem and difficult to solve, especially in areas exposed to a very humid climate in winter and dry in summer (semi-arid climate). These soils of low bearing capacity cause many structural imbalances.

This study aims to determine the physicochemical and mechanical parameters of natural swelling clay from Sidi-Belattar treated with lime (4 and 6%). The test results obtained show that the values of the geotechnical parameters deduced from these tests show the change of certain physical and mechanical aspects, such as the limits of Atterberg; compaction energy, initial deformability reduction of swelling potential, increase in shear strength. In fact, the results obtained have shown that 6% lime is more suitable to use for soil stabilization..

Key words: soil swelling, stability, compaction, lime, shear

Résumé :

L'application de la technique de stabilisation des sols par la chaux demeure la plus utilisée soit pour le domaine génie civil à différents ouvrages (fondation, chaussée, barrage ; remblaiement...), ou domaine agriculture.

Les sols argileux par leur nature minéralogique expansive demeurent un problème très menaçant et difficile à résoudre notamment en zones exposées sous climat très humide en hiver et sec en été (climat semi-aride). Ces sols de faible capacité portante provoquent de nombreux déséquilibres structuraux.

Cette étude vise à déterminer les paramètres physico-chimiques et mécaniques de l'argile naturelle gonflante de Sidi-Belattar traitée avec la chaux (4 et 6%). Les résultats des essais obtenus montrent que les valeurs des paramètres géotechniques déduits de ces essais montrent l'amélioration des paramètres physiques et mécaniques, tel que les limites d'Atterberg ; l'énergie de compactage, la déformabilité initiale ; la réduction de potentiel du gonflement et l'augmentation de la résistance au cisaillement.

En effet , les résultats obtenus ont montré que 6% de chaux est plus indiquée comme dosage de stabilisation du sol de Sidi-Belattar.

Mots clés : gonflement , stabilité, compactage, chaux, cisaillement.

SOMMAIRE

Sommaire	I
Liste Des Figures	V
Liste Des Tableaux	VII
Liste Des Symboles	IX
Introduction	2
CHAPITRE I : Minéralogie et propriétés des sols Argileux	
I.1 Définition des sols argileux.....	05
I.2 Structure minéralogique des argiles.....	06
I.3 Classification des minéraux argileux.....	06
I.4 Les différents types argiles	07
I.4.1 Kaolinite.....	08
I.4.2 Montmorillonite.....	09
I.4.3 L'illite.....	10
I.4.4 Bentonites.....	11
I.5 Principales caractéristiques des minéraux argileux.....	11
I.5.1 La densité de la charge spécifique.....	11
I.5.2 La forme des particules argileuses.....	12
I.5.3 La surface spécifique des particules argileuses.....	13
I.5.4 La capacité d'échange cationique (CEC).....	13
I.5.5 Cations échangeables.....	14
I.6 Interactions physico-chimiques entre l'eau et l'argile.....	14
I.6.1 Les liaisons d'hydrogènes.....	15
I.6.2 Les forces d'attraction de Van der Waals.....	15
I.7 Gonflement des sols argileux.....	16
I.7.1 L'hydratation des cations échangeables.....	17
I.8 Conclusion.....	18

CHAPITRE II : Causes et conséquences du gonflement

II.1 Introduction.....	20
II.2 Conséquence du gonflement.....	20
II.2.1 Cas des bâtiments.....	21
II.2.2 Cas des chaussées.....	24
II.2.3 Cas des travaux souterrains.....	26
II.2.4 Cas des voiries et réseaux divers.....	26
II.3 Causes du gonflement.....	27
II.4 Mécanisme de gonflement.....	27
II.4.1 Le Gonflement au sens physico-chimique.....	28
II.4.1.1 Hydratation des espaces inter-foliaires.....	29
II.4.1.2 Répulsion entre les particules.....	29
II.4.2 Le Gonflement au sens mécanique.....	30
II.5 Conclusion.....	31

CHAPITRE III : Techniques de stabilisation des sols argileux

III.1 Introduction.....	33
III.2. Stabilisation mécanique.....	33
III.2.1 Méthode de compactage.....	33
III.2.2 Méthode de substitution.....	34
III.2.3 Stabilisation par ajout de sable.....	34
III.3. Stabilisations chimiques.....	36
III.3.1 Stabilisation par des solutions salines.....	36
III.3.2 Stabilisation par les liants hydrauliques (chaux, ciment).....	42
III.3.2.1 Stabilisation par ajout de la chaux.....	42
III.3.2.2 Stabilisation par ajout du ciment.....	44
III.4. Techniques d'injection.....	46
III.5. Avantages et inconvénients des techniques de stabilisation couramment utilisées.....	47
III.6. Méthode d'utilisation de la chaux dans le traitement du sol.....	48
III.6.1 Malaxage surplace.....	48
III.7 Conclusion.....	50

CHAPITRE IV : Identification du sol et protocoles d'essai

IV.1. Introduction	51
IV.2. Identification et localisation du site.....	52
IV.3. Caractéristiques physiques.....	54
IV.3.1 Calcul des Poids volumiques.....	55
IV.3.2 Teneur en eau W%.....	55
IV.3.3 Degré de saturation S_r	56
IV.3.4 Analyse granulométrique (NF P94-057).....	57
IV.3.5 Analyse par sédimentométrie (NF P94-057).....	57
IV.3.6 Limites d'Atterberg (NF P94-051).....	59
IV.4 Caractéristique chimique.....	63
IV.4.1 Dosage des carbonates $CaCO_3$ (NF ISO 10693).....	63
IV.4.2 Valeur en bleu du sol (VBS) et surface spécifique (NF P94-0.....	63
IV.4.3 La teneur en matière organique (NF EN 12879-2000).....	65
IV.5 Méthode pH mètre	66
IV.6 Caractéristique mécaniques.....	67
IV.6.1 Essai Proctor (NF P 94-093).....	67
IV.6.2 Essai de compressibilité à l'œdomètre (NF P 94-090-1).....	68
IV.6.3 Essai de cisaillement	71
IV.7 Conclusion	75

CHAPITRE V: Résultat et analyse

V.1 Introduction	77
V.2 La chaux.....	77
V.3Détermination du point de fixation de la chaux	77
V.4Evolution des propriétés physique du sol traite	78
V.4.1 Effet de la chaux sur la surface spécifique et VBS.....	78
V.4.2 Effet de la chaux sur les limites d'Atterbergue.....	79
V.5.Evolution des propriétés mécanique du sol traité.....	83
V.5.1 Influence des teneurs en chaux sur les paramètres de compactage	83
V.5.2Effet sur les paramètres de consolidation et compressibilité	85
V.5.3 Effet de la chaux sur les paramètres intrinsèque du sol	88
V.6Conclusion	92

-Conclusion générale.....	94
-Références Bibliographiques.....	96
- ANNEXE.....	102

Liste des figures

CHAPITRE I : Minéralogie et propriétés des sols Argileux

Figure I.1	définition d'une argile raide et une argile tendre (Lancellotta, 1995) cité par (Coll C, 2005).....	05
Figure I.2	Elément tétraédrique (Luckham et al,1999)	06
Figure I.3	Elément octaédrique (Luckham et al,1999)	07
Figure I.4	Photographies au Microscope Electronique à Balayage des argiles Mitchell (1976) cité par Huidi et al (2006)	08
Figure I.5	Réseau cristallin de la kaolinite (Parcevaux,1980 ; Tefal (1993).....	09
Figure I.6	Structure de Famille de la montmorillonite(Grim ,1968).....	10
Figure I.7	Structure de famille de l'illite (Moral, 1996).....	10
Figure I.8	Structure de la bentonite(Moral, 1996).....	11
Figure I.9	Les différentes formes des particules argileuses (Velde, 2013).....	12
Figure I.10	Les différents types d'eau dans le sol (Lefèvre, 2015).....	15
Figure I.11	Types de gonflements.....	16
Figure I.12	Mécanismes de gonflement des argiles par hydratation Bouzid ; (1997) ; Bengraa (2004) et Gueddoudda (2005)	17
Figure I.13	Courbe du gonflement en fonction du temps (Chen, 1988).....	17
Figure I.14	Les liaisons possibles de l'eau inter-foliaire (Morel, 1996)	18

CHAPITRE II : Causes et conséquences du gonflement

Figure II.1	Formes de Dégâts Sur des Bâtiments Reposant Sur des Terrains gonflants, (Mouroux et al, 1988)	22
Figure II.2	Désordres due au gonflement (Photo prise à Tizi-Ouzou).....	23
Figure II.3	Fissure sur les murs (Zenkhi, 2010)	23
Figure II.4	Désordres provoqué par la variation volumétrique du sol de fondation du Site de sidi Hadjres à M'slia.....	23
Figure II.5	Fissure longitudinales sur routes.....	24
Figure II.6	Mécanisme d'évolution d'une route sursol gonflement.....	25
Figure II.7	Soulèvement et dislocation du radier d'un tunnel.....	26
Figure II.8	Mécanismes des causes de gonflement (Gens et Alonso, 1992).....	28

CHAPITRE III : Technique de stabilisation des sols argileux

Figure III.1	Variation du potentiel de gonflement dans le temps du mélange argile de Sidi	36
--------------	--	----

	Chahmi et Mers El Kébir + sable de rivière.....	37
Figure III.2	Action des différents types de sels sur le taux de gonflement Azouz (2006)	
Figure III.3	Évolution du potentiel de gonflement en fonction du temps en présence de différentes concentrations salines la bentonite de M'zila.....	38
Figure III.4	Évolution du potentiel de gonflement en fonction du temps en présence de différentes concentrations salines de l'argile de Bourmadia (Bengueneb, 2009)	39
Figure III.5	Évolution finale de pression de gonflement en fonction de différentes concentrations salines de la bentonite de M'zila et l'argile de Bourmadia.....	40
Figure III.6	Courbes de gonflement des argiles de Sidi Chahmi et Mers El Kébir en présence de différents sels minéraux à différentes concentrations.	41
Figure III.7	Variation de l'indice de plasticité avec l'ajout de la chaux. Azouz (2006)	44
Figure III.8	Influence de la chaux sur les caractéristiques de compactage, Azouz, (2006)	45
Figure III.9	Influence du dosage au ciment sur la taille des pores (chew et al 2004)	
Figure III.10	Effet du dosage au ciment sur le gonflement de la bentonite de Maghnia (Djedid ,2005).....	45
Figure III.11	Technique d'injection.....	46
Figure III.12	Technique de d'épandage et Malaxage	49
Figure III.13	Technique de compactage	50
	CHAPITRE IV : Identification du sol et protocoles d'essai	51
Figure IV.1	Zone inondable à Sidi Belattar (2018.....	51
Figure IV.2	Dégradation des bâtiments – Sidi Belattar.....	53
Figure IV.3	(a), (b) et (c) localisation géographique du lieu d'étude (image google earth)	54
Figure IV.4	Stockage du sol après prélèvement	56
Figure IV.5	Essai d'étuvage du sol.....	57
Figure IV.6	Essai sédimentométrie.....	58
Figure IV.7	Courbe granulométrique du sol naturel prélevé.....	58
Figure IV.8	Classification du sol en fonction du triangle de texture.....	60
Figure IV.9	Essais des limite liquidité et plasticité	61
Figure IV.10	Résultats de limite de liquidité du sol naturel.....	61
Figure IV.11	Classification des sols fins, diagramme de plasticité (abaque de casagrande).	61
Figure IV.12	Nature des agilesdu sol selon l'abaque de Casagrande.....	64

Figure IV.13	Essai de bleu méthylène	65
Figure IV.14	Essai de détermination de la matière organique	67
Figure IV.15	Essai de Proctor(a) échantillon confectionné(b) échantillon paraffiné	67
Figure IV.16	Essai de compactage du sol naturel.....	68
Figure IV.17	Appareil Oedomètre pour essai de consolidation	70
Figure IV.18	Courbe de compressibilité du sol naturel.....	72
Figure IV.19	Plan de cisaillement direct boîte de Casagrande.....	73
Figure IV.20	Appareil de cisaillement (labo LNPC université de Mostaganem.....	73
Figure IV.21	Echantillon du sol cisailé	74
Figure IV.22	Courbe contrainte –déplacement du sol naturel	74
Figure IV.23	Courbe intrinsèque du sol naturel.....	
CHAPITRE V: Résultat et analyse		78
Figure V.1	Détermination du point de fixation de la chaux	78
Figure V.2	Evolution du pH en fonction du pourcentage de chaux.....	79
Figure V.3	Préparation des sols pour essai des limites.....	80
Figure V.4	Histogramme d'évolution des limites d'Atterberg.....	80
Figure V.5	Courbe d'évolution des limites en fonction de chaux	82
Figure V.6	Nouvelle classification des sols fins, diagramme de plasticité.....	82
Figure V.7	Courbe de variation de la limite de retrait	83
Figure V.8	Retrait volumétrique des échantillons (a) avant et (b) après étuvage 24h	84
Figure V.9	Influence de la teneur en chaux sur le compactage	85
Figure V.10	Histogramme relation entre $W_{opt}(\%)$, densité sèche et pourcentage en chaux	86
Figure V.11	Courbes graphiques d'essai de compressibilité des sols.....	87
Figure V.12	Evolution des indices de compressibilité et gonflement.....	89
Figure V.13	Courbes contrainte de cisaillement –déplacement du sol-4 % chaux	91
Figure V.14	Courbes contrainte de cisaillement –déplacement du sol- 6% chaux	
Figure V.15	Courbes contrainte de cisaillement –déplacement de comparaison entre du sol	91
Figure V.16	naturel et des sols traité.....	91
	Courbes intrinsèque de comparaison entre du sol naturel et des sols traité...	

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Minéralogie et propriétés des sols Argileux

Tableau I.1	La surface spécifique des particules argileuses (Eslinger et Peaver, 1988).....	13
Tableau I.2	Capacité d'échange cationique des particules argileuses (Hafsi, 1993).....	14

CHAPITRE III : Technique de stabilisation des sols argileux

Tableau III.1	Les principaux avantages et inconvénients de chaque technique.....	47
---------------	--	----

CHAPITRE IV : Identification du sol et protocoles d'essai

Tableau IV.1	Les propriétés physiques du sol naturel.....	56
Tableau IV.2	Résultats des limites d'atterberg.....	60
Tableau IV.3	Détermination du type d'argile.....	62
Tableau IV.4	Teneur en CaCO_3 de quelques sols.....	63
Tableau IV.5	Essai de bleu méthylène et surface spécifique.....	64
Tableau IV.6	Les différents types de sols en fonctions de la teneur en matières organiques.....	66
Tableau IV.7	Résultats d'essai de compressibilité du sol naturel.....	71
Tableau IV.8	Classement des argiles selon leurs indices de compressibilités et indices des vides, donné par Philipponnat et Hubert (1979).....	71
Tableau IV.9	Classement du sol selon l' indices de compressibilité.....	71
Tableau IV.10	Paramètres intrinsèques du sol naturel.....	74

CHAPITRE V: Résultat et analyse

Tableau V.1	Evolution des propriétés chimiques des sols.....	78
Tableau V.2	Variation des limites d'Atterberg en fonction du % chaux.....	79
Tableau V.3	Relation entre ρ_{dopt} , W_{opt} et pourcentage en chaux.....	83
Tableau V.4	Résultats d'essai de compressibilité.	86
Tableau V.5	Classement des sols traités selon leurs indices de compressibilités et indices des vides.....	87
Tableau V.6	Paramètres intrinsèques des sols traités.....	88
Tableau V.7	Evolution des paramètres de compressibilité des sols traité	88

LISTE DES SYMBOLES

- A : coefficient d'activité
- CEC : capacité d'échange cationique
- Cg : coefficient de gonflants
- Cc : indice de compressibilité
- c:cohésion
- D : diamètre des particules solides
- e_0 : indice de vide
- I_p : indice de plasticité
- N : effort normal de compression
- G : taux de gonflement maximal pour un temps infini.
- H :hauteur
- h_0 : hauteur initiale
- h_p : La hauteur pleine
- I_p : indice de plasticité.
- I_R : indice de retrait.
- P:pression
- P_c : pression capillaire
- P_0 : pression de sur-consolidation,
- P_{max} : pression du gonflement maximale.
- S : section œdométrique
- Q:surcharge
- S.S.T : surface spécifique.
- MEB : Microscope électronique à balayage
- t_0 : temps de référence
- u : tension de surface eau
- u_a : pressions d'air
- u_w : pressions d'eau,
- VBS: Valeur du bleu
- φ Angle de frottement interne
- E_{oed} Module œdométrique
- a_v Coefficient de compressibilité
- m_v Coefficient de compressibilité volumique
- W_r limite de retrait
- W_n teneur en eau naturelle
- σ contrainte normale
- τ contrainte de cisaillement
- méq : milliéquivalent
- MO : matière organique

-
- E_{oed} : Module oedométrique
 - C : Cohésion du sol
 - φ : Angle de frottement interne du sol
 - S_r : Degré de saturation
 - A_c : la section corrigée
 - UU : non consolidé non drainé
 - CU : consolidé non drainé
 - CD : consolidé drainé
 - Δl : déplacement relatif

Introduction générale

Introduction générale

La variété des sols argileux est liée à leur composition minéralogique qui a un effet direct sur leur propriétés physico-chimiques (densité, teneur en eau, plasticité ..) et mécaniques (stabilité, compactage...). Certains sols se composent d'une proportion élevée de particules fines argileuses telles que les Illites et les smectites,. Quand ils subissent les influences extérieures, à titre d'exemple variation de la teneur en eau, ils peuvent engendrer des dégâts considérables.

L'un des aléas les plus dangereux des sols argileux est le gonflement, considéré comme un phénomène très complexe du fait d'intervention d'un grand nombre de paramètres intrinsèques et environnementaux. Ces sols fin s'ils sont exposés à un milieu environnemental hydrique, ils subissent un gonflement après à l'absorption des molécules d'eau sur la surface extérieure des particules et d'autre part, à la pénétration des molécules d'eau entre les feuillets dont, l'empilement constitue les particules d'argile, leur dessèchement provoque un phénomène tout autre qui est le retrait. Ce cycle gonflement-retrait est la cause des désordres que subissent les ouvrages construits sur ces types sols.

Plusieurs techniques de stabilisation, de ce type de sol ont été développées et utilisées dans le domaine de génie civil afin de résoudre les problèmes dus au gonflement. La chaux, le ciment, cendres volantes, les solutions salines, l'ajout de sable et les traitements, injection etc...

Les dommages de ces sols argileux sont exacerbés dans les zones caractérisées par de courtes périodes de pluie suivies de périodes de sécheresse, et la plupart des pays du monde souffrent de ces problèmes, notamment l'Algérie, les États-Unis d'Amérique, le Venezuela et l'Afrique.

Sidi-Belattar est l'une des communes de la wilaya de Mostaganem, connue pour ces sols argileux imperméables et gonflants, elle a connue dans son histoire des glissements de terrain et inondations.

L'objectif principal de ce mémoire est d'évaluer l'effet de la stabilisation des sols argileux de Sidi-Belatar (wilaya de Mostaganem) par la chaux

Les résultats expérimentaux obtenus ont servi par la suite de comprendre l'effet de la chaux sur les paramètres du gonflement.

Le plan de cette mémoire est organisé comme suit :

- Chapitre I : « **Minéralogie et propriétés des sols argileux** »
- Chapitre II : « Causes et conséquences du gonflement » Ce chapitre consiste à présenter une synthèse bibliographique sur l'état des connaissances sur le comportement des sols gonflants
- Chapitre III : « **Techniques de stabilisation des sols argileux.** » il est fait mention de l'état d'avancement des recherches dans le domaine de la stabilisation des sols gonflants.
- Le chapitre IV : « **Identification du sol et protocoles d'essai** » Dans ce chapitre nous identifions et caractérisons nos sols (sol Belattar) par une série d'essais (limites d'Atterberg, sédimentométrie, valeur du bleu, perte au feu...). Ces essais sont complétés par des mesures directes des paramètres de gonflement et cisaillement.
- Le chapitre V : « **Résultat et analyse** » Ce chapitre porte sur l'effet de l'ajout de chaux en différents pourcentages sur les caractéristiques mécaniques des sols étudiés et gonflement.
- « **Conclusions et perspectives** » En fin, dans cette partie on rassemblera les points importants issus de ce travail, et on présentera les perspectives ouvertes par cette modeste recherche.

CHAPITRE I :

Minéralogie et propriétés des sols Argileux

Chapitre I : Minéralogie et propriétés des sols Argileux

I.1.Définition des sols argileux

En géotechnique, les sols argileux désignent une famille de roches, un ensemble de particules minérales, une catégorie de sols, une classe granulométrique, ou encore un matériau de construction. En mécanique des sols, elle a un double sens : elle désigne à la fois les minéraux argileux eux-mêmes (on définit la fraction argileuse d'un sol comme étant la teneur en particules de moins de $2 \mu\text{m}$ de diamètre) et les sols contenant une assez grande quantité de particules argileuses plus de 50% de minéraux argileux.

Les argiles couvrent environ 42% du volume de l'écorce terrestre (Azzouz.2006). Elles peuvent être classées en deux grandes catégories selon leur consistance (Figure I.) :

- Argiles plastiques : tendres et très déformables.
- Argiles raides : elles sont indurées et présentent un comportement plus fragile que ductile au-delà de la limite d'élasticité, à cause de la présence des carbonates et du quartz.

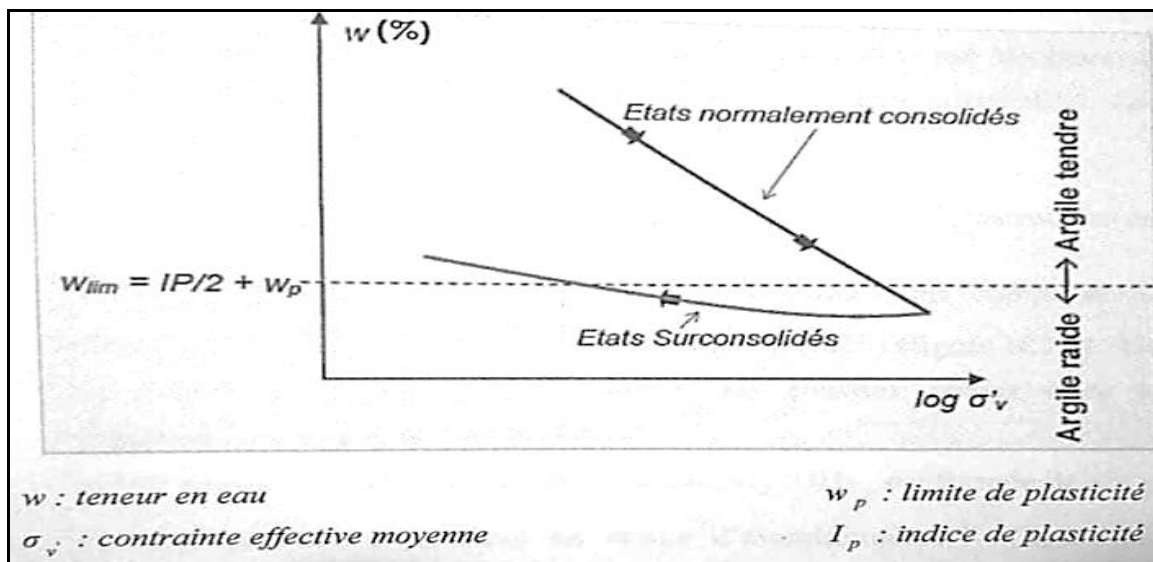


Figure I.1 : consistance d'une argile raide et une argile tendre (Lancellotta, 1995) cité par (Coll C, 2005)

I.2 .Structure minéralogique des argiles

Elles sont constituées essentiellement d'aluminium, silicium, oxygène, et ions hydroxyles. Ce sont des phyllosilicates d'alumine hydratés, désignant des minéraux qui prennent des formes feuillets. Ces minéraux argileux se présentent sous forme de particules de petites tailles, se distinguant en quatre niveaux d'organisation :

- Les plans sont constitués par les atomes
- Les feuillets, tétraédriques ou octaédriques, sont formés par combinaison de plans
- Les feuillets correspondent à des combinaisons de couches
- Le cristal résulte de l'empilement de plusieurs couches.

Il existe deux unités cristallines fondamentales de minéraux argileux, à savoir tétraédrique et octaédrique. Une unité tétraédrique appartient à quatre silicium renfermant de l'oxygène, tandis qu'une unité octaédrique est composée de six atomes l'oxygène ou d'hydroxyles situés aux angles des ions aluminium, magnésium, fer ou autres. Les schémas de base des unités tétraédriques et octaédriques sont présentés aux figures (I.2) et (I.3).

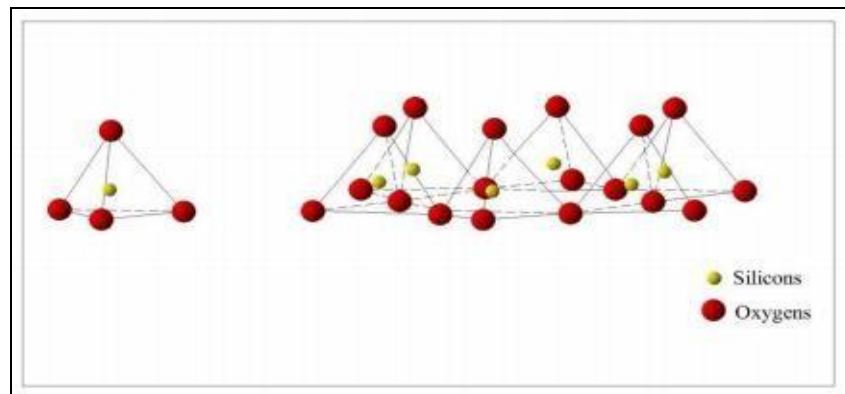


Figure I.2 : Élément tétraédrique (Luckham et al,1999)

I.3. Classification des minéraux d' argiles

La classification des argiles et leur nomenclature dépendent de leur composition chimique et de l'ordre structural. Les travaux de l'Association Internationale pour l'Etude des Argiles AIPEA (1966-1972) ont permis d'aboutir à une classification qui repose sur les critères suivants :

- Type de feuillet 2:1 ou 1:1.
- Charge globale du feuillet.
- Nature des cations inter-foliaires.

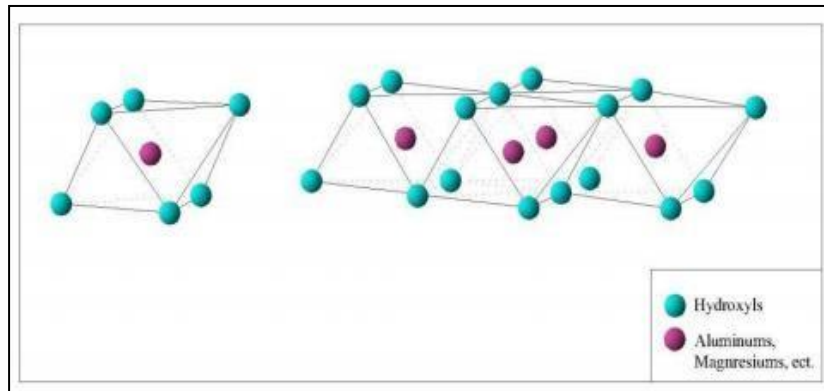


Figure I.3: Élément octaédrique (Luckham et al, 1999)

Suivant le mode d'agencement des tétraèdres et des octaèdres, on peut distinguer deux grandes familles de minéraux :

- 1) Les minéraux fibreux qui sont des espèces à pseudo feuillets, par exemple les sépiolites.
- 2) Les minéraux phylliteux à structure lamellaire. Ces derniers sont les plus répandus et les plus étudiés. Il existe plusieurs groupes de minéraux :
 - Minéraux 7A° : Le feuillet est constitué d'une couche tétraédrique et d'une couche octaédrique, il est de qualité : T : O ou de type 1 : 1
 - Minéraux 10A° : Le feuillet est constitué de deux couches tétraédriques et d'une couche octaédrique, il est de qualité : T:O:T ou de type 2 : 1
 - Minéraux 14A° : Le feuillet est constitué de l'alternance de T:O:T et de couche octaédrique inter-foliaire.

I.4 .Les différents types argiles

Il y a lieu de distinguer trois grandes familles d'argiles caractérisées par des propriétés différentes (Duchaufour, 1983 ; Caillère et al, 1982). Les types d'argiles les plus fréquents sont : la kaolinite, la montmorillonite et l'illite (FigureI.4).

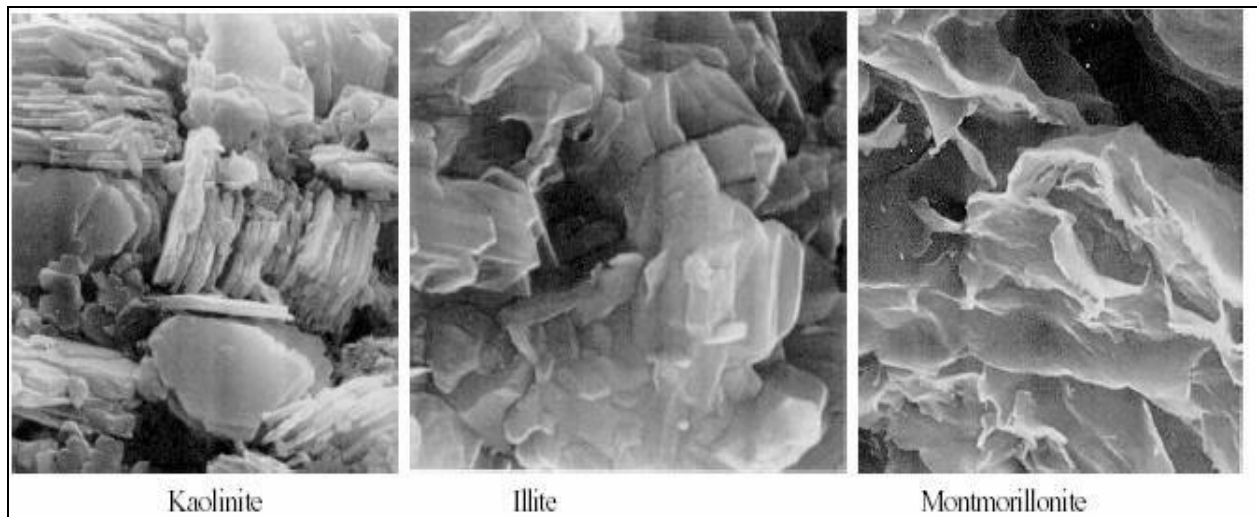
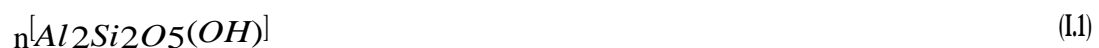


Figure I.4 : Photographies au MEB des argiles Mitchell (1976) cité par Huidi et al (2006)

I.4.1 Kaolinite

La kaolinite est une argile stable, non-gonflante et sa structure élémentaire n'est pas affectée par la présence d'eau et ne peut être détruite que par chauffage à 450°C. La formule générale d'un feuillet de kaolinite est donnée par la formule (I.1) (Hafsi, 1993). Chaque feuillet de cette famille résulte de l'assemblage d'un feuillet tétraédrique SiO_4 avec un feuillet octaédrique $\text{AlO}_2(\text{OH})_4$ (Figure I.6).



Les couches de base successives sont maintenues par les liens d'hydrogène entre les hydroxydes du feuillet en octaèdre et les atomes d'oxygène du feuillet en tétraèdre.

Ces liaisons considérées comme très forte, empêchent l'hydratation entre les feuillets élémentaires permettant un empilement relativement important de couches et la formation d'un cristal d'assez grande dimension. L'espace inter-foliaire de cette famille est de distance 7.2Å.

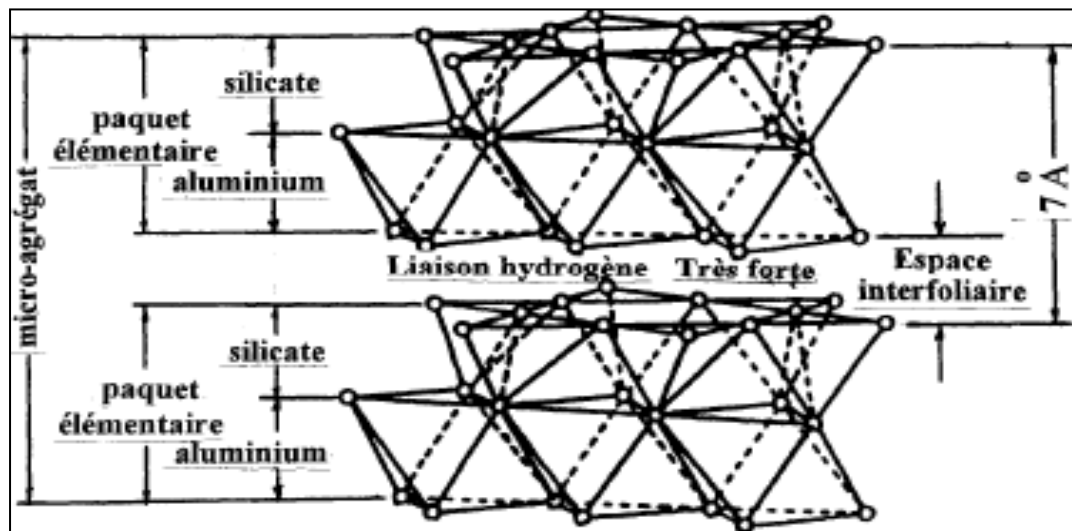


Figure I.5 : Réseau cristallin de la kaolinite (Parcevaux,1980 ; Tefal ,1993)

I.4.2. Montmorillonite

Ces minéraux sont également formés de feuillets à trois couches et sont des argiles T-O-T. L'épaisseur d'un feuillet est de 10Å , il est constitué par l'association de deux couches tétraédriques de type $\text{TO}_4(\text{OH})_2$. T pouvant être Al^{3+} , Fe^{3+} , Mg^{2+} , K^+ ,...etc (Figure I.6). La formule générale de la montmorillonite est la suivante, citée par (Hafsi; 1993)



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 considérée comme une argile de nature gonflante.

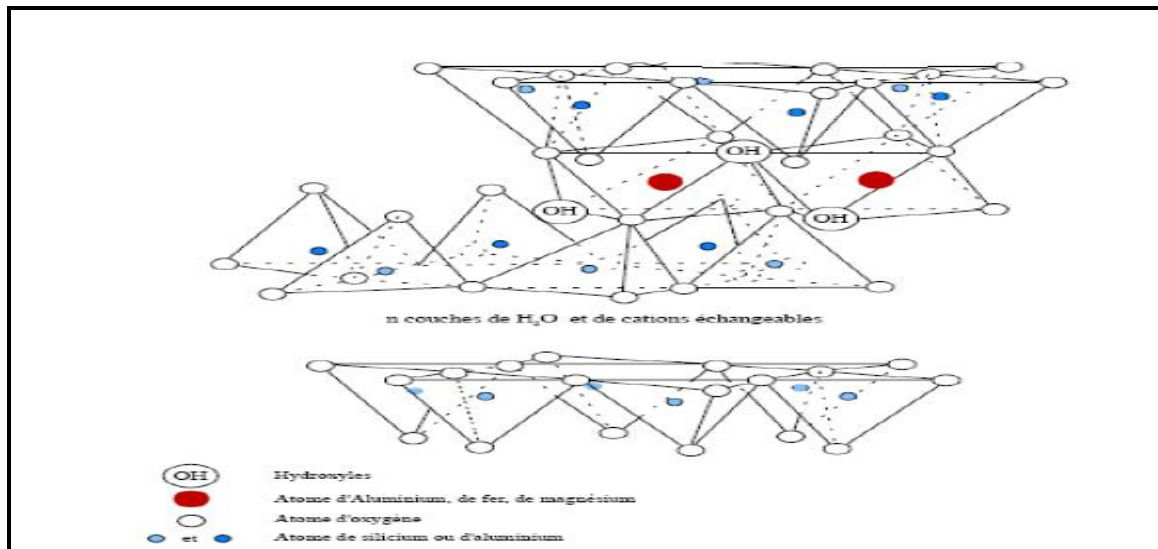


Figure I.6 : Structure de Famille de la montmorillonite.(Grim,1968)

I.4.3. L'illite

Ces argiles sont donc aussi appelées argiles **T-O-T**. La structure de l'illite est analogue à celle de la montmorillonite, mais la présence d'ions potassium K^+ dans la structure (Figure I.7) Rééquilibre et renforce la liaison entre les feuilles, rendant ainsi l'argile moins sensible aux phénomènes de retrait-gonflement

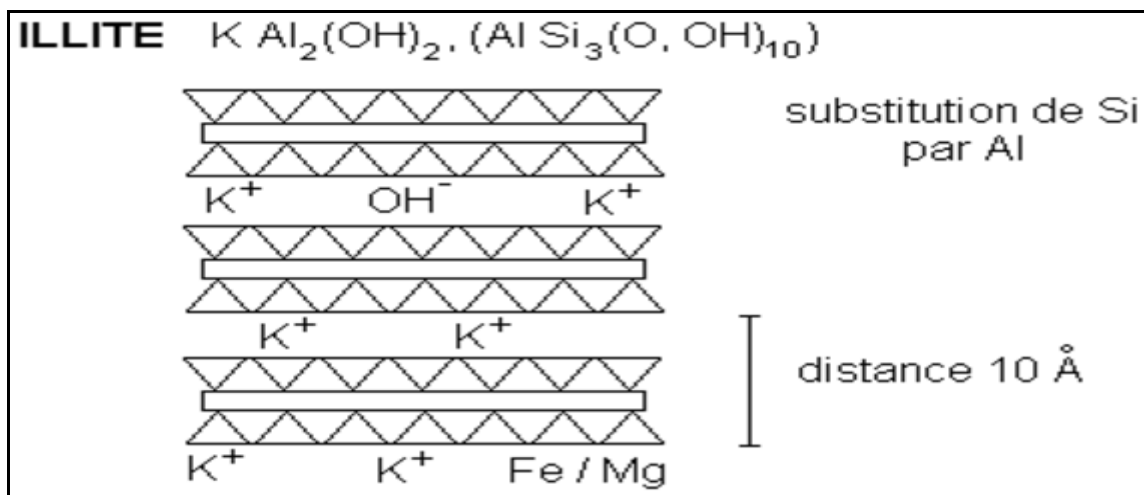


Figure I.7 : Structure de famille de l'illite ((Morel R. 1996).

I.4.4. Bentonites

C'est une argile composée essentiellement de montmorillonite du groupe des smectiques et qui se caractérise par une forte capacité de gonflement après absorption d'eau.

Les smectites se caractérisent par une structure en feuillets (distance réticulaire 14\AA) constitués de trois couches tétraédriques et octaédriques selon la position de l'oxygène ou de l'hydroxyle (OH), les petits cations (Si^{4+} , Al^{3+} , Fe^{3+} , Fe^{2+} , Mg^{2+}) se logent dans les cavités des tétraèdres et des octaèdres.

La bentonite c'est un phyllosilicate 2:1 (famille de smectites) dans laquelle la charge négative de la couche est électriquement équilibrée par une charge égale, des cations échangeables (Ca, Mg, H, K, NH et Na) situées principalement entre ces couches silicates ; ces cations ne font pas partie de la structure et garde une certaine mobilité.

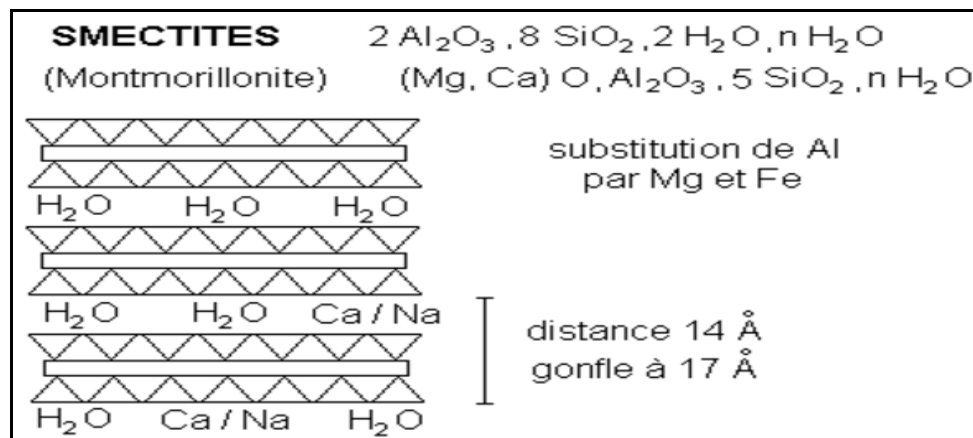


Figure I.8 : Structure de la bentonite((Morel R. 1996).

I.5.Principales caractéristiques des minéraux argileux

I.5.1. La densité de la charge spécifique :

La densité σ est définie par le rapport entre la capacité d'échange cationique, CEC et la surface spécifique S de la particule argileuse :

$$\sigma(\text{meq}/\text{m}^2) = \frac{\text{CEC}}{S} \quad (\text{I.3})$$

Deux types de charge existent dans les milieux argileux :

Une charge permanente ou structurelle liée aux substitutions ioniques (Al^{3+} pour Si^{4+} dans la couche tétraédrique; Mg^{2+} ou Fe^{2+} pour Al^{3+} dans la couche octaédrique), une charge de

surface variable selon le pH du milieu liée 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. (Lefevbre et Lajudie, 1987),(cité par Allam, 2011).

I.5.2 .La forme des particules argileuses

Les argiles se présentent sous trois formes :

✓ *En forme de flocons*

Elles sont caractérisées par une même dimension dans les deux directions, ainsi qu'une épaisseur équivalente à 1/20ème de leur longueur.

✓ *En forme de lattes*

Cette forme d'argile possède une dimension plus longue, ainsi qu'une épaisseur équivalente à 1/20ème de la longueur.

✓ *En forme d'aiguilles*

Ce type est de forme est très rare. Les particules présentent deux dimensions similaires avec la troisième dimension qui est beaucoup plus grande. La Figure II.19 montre les différentes formes des particules d'argiles.

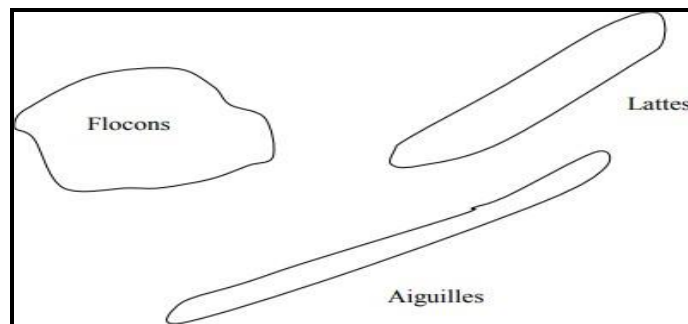


Figure I.9 : Les différentes formes des particules argileuses (Velde, 2013)

I.5.3 .La surface spécifique des particules argileuses

Les argiles sont composées de la surface externe comprise entre les particules et la surface interne correspondante 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 (Wakim.J, 2005). Le tableau I.1 donne les valeurs caractéristiques des surfaces des grandes familles argileuses.

Cette caractéristique est très importante, qui définit le comportement mécanique des particules argileuses. D'après ce tableau, nous pouvons constater que les montmorillonites possèdent une grande surface spécifique, ce qui leurs approprient par conséquent un gonflement d'autant plus important en comparant avec d'autres argiles, à l'instar des kaolinites qui possèdent de faible surface spécifique.

Tableau I.1. La surface spécifique des particules argileuses (Eslinger et Peaver,1988).

Type d'argile	Surface spécifique (m ² /g)		
	Interne	Externe	Total
Kaolinite	0	15	15
Illite	5	25	30
Chlorite	0	15	15
Vermiculite	750	<1	750
Montmorillonite	750	50	800

I.5.4. la capacité d'échange cationique (CEC)

La capacité d'échange cationique sert à mesurer la faculté d'une argile à échanger des cations. Elle 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 inférieure à 15 , elles ont tendance à peu gonfler (Lefevbre et A .Lajudie, 1987).

Tableau I.2: Capacité d'échange cationique des particules argileuses (Hafsi, 1993)

Argils	CEC (meq/100gr)
Montmorillonite Na ⁺	150
Montmorillonite Ca ²⁺	80
Illite	10-40
Kaolinite	3-15

I.5.5. Cations échangeables

Substitutions isomorphes de Al³⁺ par Mg²⁺ à la surface des feuillets entraînent un excès de charge négative. Pour assurer la neutralité, ce déficit de charge est compensé par des cations Ca²⁺ ou Na⁺. Ces cations échangeables se fixent à la surface des feuillets et assurent la liaison entre eux.

L'intensité de ces liaisons dépend de la valence de ces cations. A titre d'exemple, la valence des cations de sodium Na⁺ est plus faible que celle des cations de calcium Ca²⁺, c'est pour cette raison que la montmorillonite sodique (composée par des cations Na⁺) aura la plus grande surface spécifique, ce qui est propice à la fixation des molécules d'eau et des cations entre ces feuillets

I.6. Interactions physico-chimiques entre l'eau et l'argile

Compte tenu de la nature électrique des feuillets élémentaires ou bien la présence de cations compensateurs, des interactions physico-chimiques prennent place entre les argiles et les molécules d'eau de caractère dipolaire.

Différents phénomènes d'interactions vont pouvoir s'établir, entre les feuillets chargés négativement et l'eau située dans l'espace inter-foliaire ou adjacent à la surface externe d'une particule. Ces phénomènes sont multiples, tels que les liaisons d'hydrogènes, les forces d'attraction de Van der Waals ainsi que l'hydratation des cations échangeables (Mitchell et Soga, 2005).

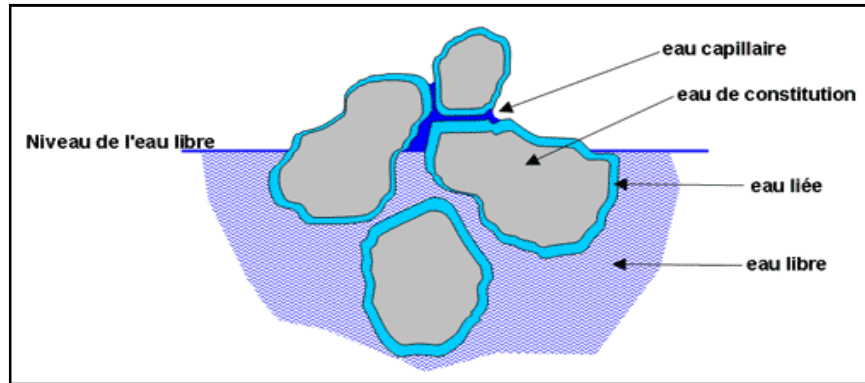


Figure I.10 : Les différents types d'eau dans le sol (Lefèvre, 2015)

I.6.1. Les liaisons d'hydrogènes

Ces liaisons se développent entre les molécules d'eau et les hydroxyles situés à la surface des feuillets. En effet, les atomes d'oxygènes sont susceptibles d'attirer les pôles positifs des molécules d'eau, de la même manière que les groupements hydroxyles attirent le pôle négatif d'eau (Menad, 2008).

I.6.2. Les forces d'attraction de Van der Waals

Les charges négatives situées sur les surfaces des feuillets argileux, manifestent leurs attractions sur les molécules d'eau, engendrant la naissance des liaisons électrostatiques de type Van der Waals qui sont connues par leur forte attractivité. Pour deux atomes, ces forces sont proportionnelles à l'inverse de la puissance septième de la distance d_a qui les sépare, comme l'illustre l'équation suivante (Menad, 2008):

$$F = K (d_a)^{-7} \quad (\text{I.4})$$

Avec :

F : la force de Van der Waals ; K: une constante ; d_a : la distance qui sépare deux atomes.

I.7. Gonflement des sols argileux

Le phénomène de gonflement dépend principalement des caractéristiques minéralogiques du matériau argileux. Il s'agit de l'adsorption de molécules d'eau sur la surface externe de la particule d'argile. Lors d'une hydratation inter-particulaire, les changements de volume qui s'ensuivent sont généralement faibles. On distingue deux types de gonflement, un gonflement intra-particulaire (inter-foliaire) et un gonflement interparticulaire (Mouroux et al. 1988); (Popescu, 1986) (Figure I.11 et I.12).

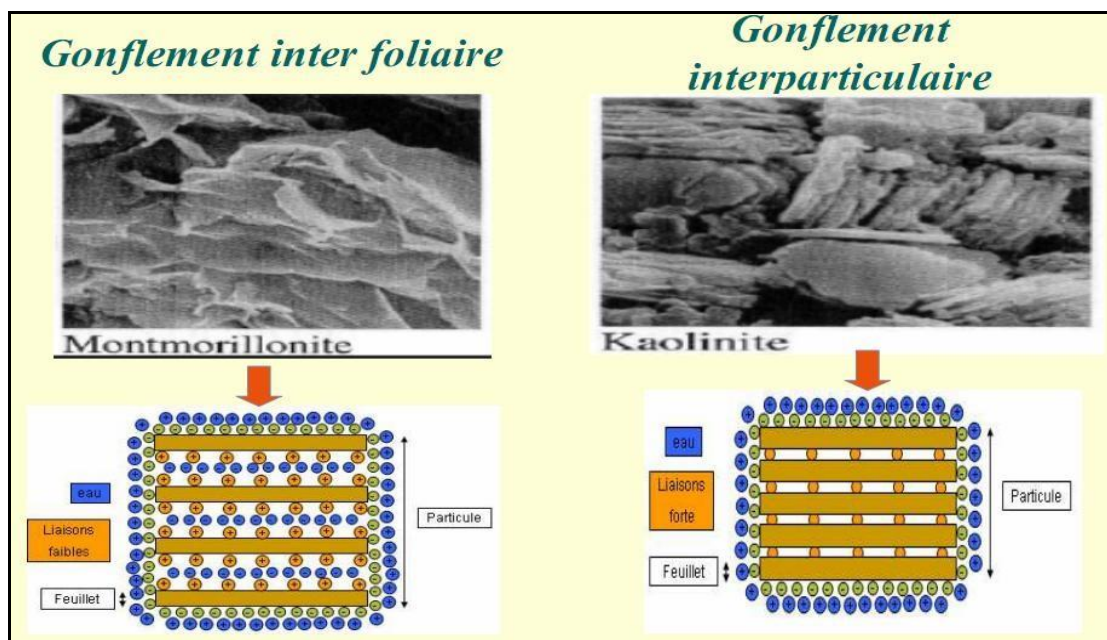


Figure I.11: types de gonflements

Pour les argiles dont la structure fait intervenir des cations compensateurs, il se produit au contact de l'eau une hydratation de ces cations. Le cation hydraté acquiert une taille plus importante parce qu'il s'entoure de molécule d'eau. Il en résulte une augmentation de la distance inter-foliaire et par voie de conséquence un affaiblissement de la liaison entre les feuillets. Ce qui permet à d'autres molécules d'eau de s'immiscer entre les feuillets d'une même particule, c'est l'adsorption inter-foliaire.

On divise le gonflement en un gonflement primaire et un gonflement secondaire (Holtz et Gibb, 1956), (Chen 1988), la figure I.13 représente la variation relative de la hauteur d'échantillon en fonction du logarithme du temps, dans laquelle on distingue les deux phases de gonflement :

- Gonflement primaire: qui prend place très tôt, sa fin est caractérisée par un point d'inflexion permettant le changement de l'allure de la courbe.
- Gonflement secondaire: qui est caractérisé par la portion linéaire de la courbe.

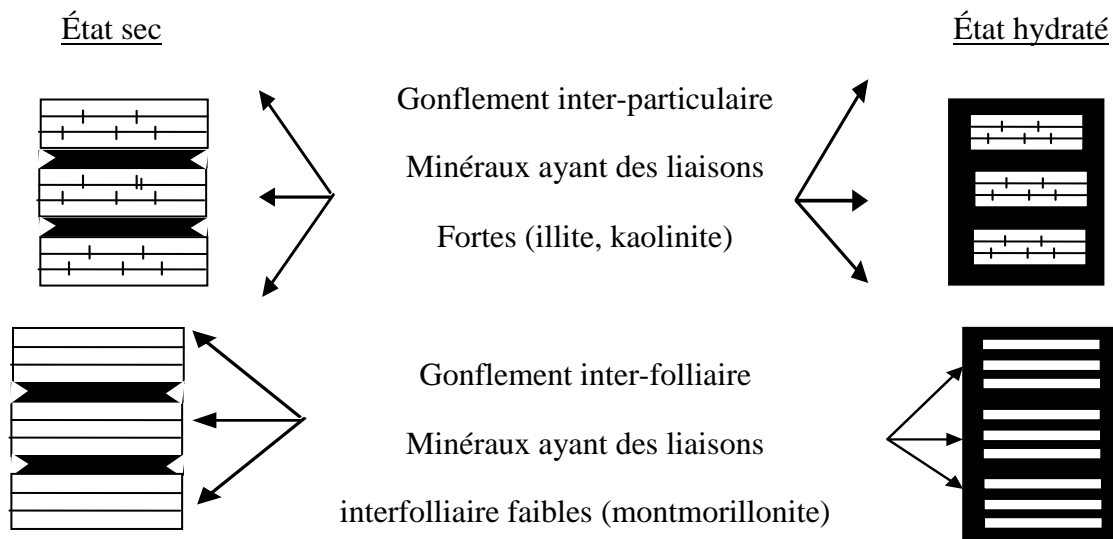


Figure I.12: Mécanismes de gonflement des argiles par hydratation. Bengraa (2004) et Gueddoudda (2005).

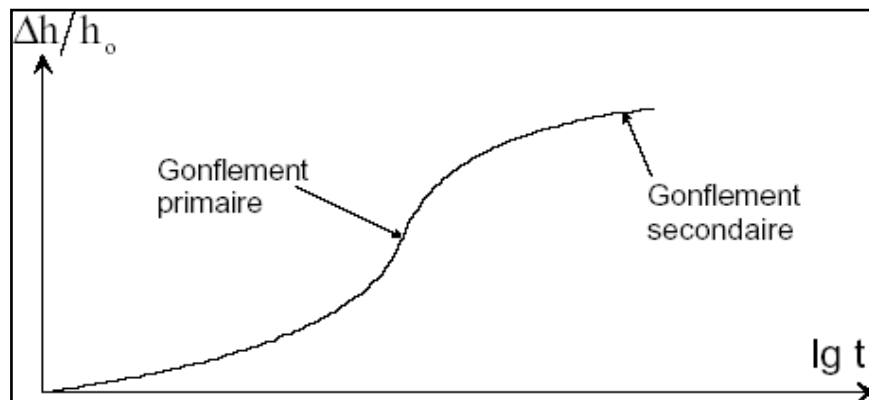


Figure I.13 : Courbe du gonflement en fonction du temps (Chen, 1988)

I.7.1.L'hydratation des cations échangeables

D'après Fripiat et Gatineau (1984), les cations présents dans l'espace inter-folliaire deviennent des sites privilégiés sur lesquels viennent se fixer les molécules d'eau. La Figure I.14, présente les trois modes de liaisons possibles de l'eau inter-folliaire (Morel, 1996 ; Menad, 2008).

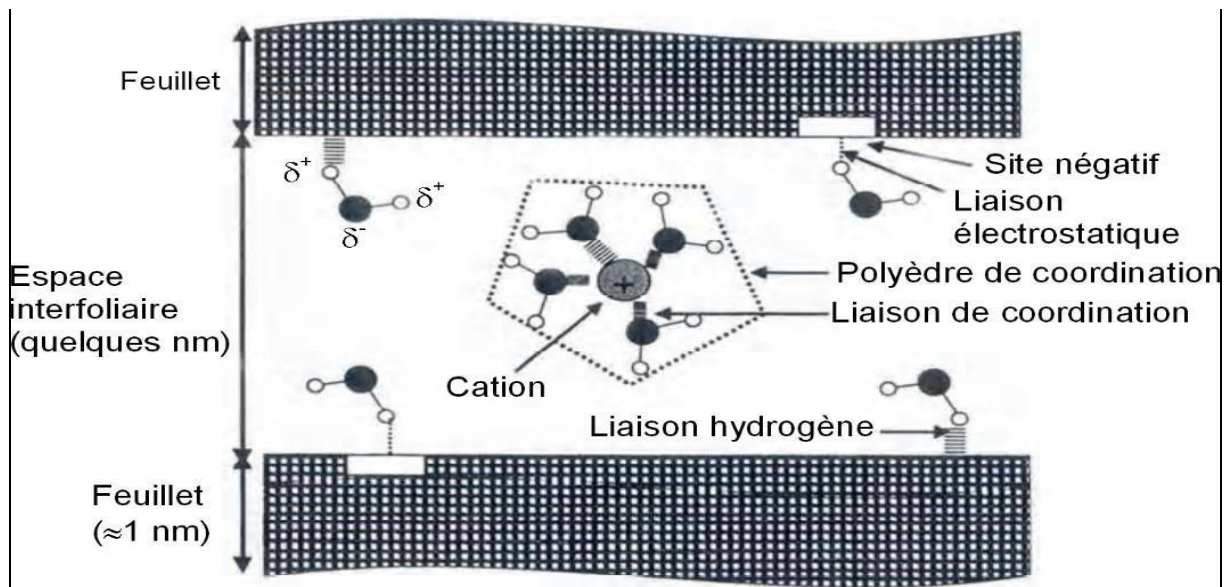


Figure I.14 : Les liaisons possibles de l'eau inter-foliaire (Morel, 1996)

I.8. Conclusion

Nous avons expliqué dans ce chapitre les propriétés physico-chimique des minéraux qui confèrent des caractéristiques intrinsèques bien spécifiques aux argiles notamment ceux qui causent le gonflement des sols

CHAPITRE II :

Causes et conséquences du gonflement

Chapitre II : Causes et conséquences du gonflement

II.1. Introduction

Le phénomène du gonflement des sols a été connu pour environ aussi longtemps que le domaine de la géotechnique a été pratiqué. Pendant que la construction croissait dans des régions arides et humides, les problèmes associés au gonflement et aux sols craintifs ont commencé à susciter plus d'attention. Le gonflement de sols ou de certaines roches sédimentaires cause de nombreux dommages pour les ouvrages en surface et en souterrain; constitue un phénomène très important en géotechnique.

Ce phénomène, qui est prépondérant dans les matériaux argileux se déclenche lorsque ces derniers sont mis en contact avec l'humidité. Le gonflement est généralement accompagné d'un changement des caractéristiques mécaniques et physico-chimiques de la roche qui peut avoir une influence sur la durée de vie de l'ouvrage, ces conséquences sont nombreuses et dépendent principalement de chaque type d'ouvrage.

II.2. Conséquence du gonflement

Dans de nombreux pays du monde, le gonflement est à l'origine de fréquents désordres des ouvrages légers. Aux Etats-Unis d'Amérique les dommages provoqués par le gonflement des sols présentent un coût supérieur à celui de toutes les catastrophes naturelles. En Algérie l'urbanisation de certains quartiers des villes et la construction des routes se heurtent aux problèmes que pose le phénomène de gonflement. Les désordres provoqués par le gonflement affectent généralement les constructions apportant de faible contrainte au sol support. La pathologie dépend du type d'ouvrage.

II.2.1.Cas des bâtiments

Les bâtiments et particulièrement les maisons individuelles construits sans précautions sur des sols gonflants présentent souvent des fissures de dégradation telles que fissures des murs porteurs, voire des murs de remplissage, bombement de l'éventuel radier, etc. qui conduisent parfois à l'instabilité générale du bâtiment par rupture ou déboisement de ses éléments porteurs.

Ces désordres résultent du caractère différentiel que prennent les mouvements du sol de fondation (tassement ou gonflement) sollicitant la structure en flexion ou en cisaillement (Figure II-1). Ces différences relatives de mouvement proviennent par ailleurs de l'hétérogénéité des sols de fondation, de celle des forces appliquées par la structure sur le sol, ainsi que des perturbations hydriques que le bâtiment peut engendrer (Mouroux et al ; 1988).

La (Figure II-2) illustre différents types de dégâts causés à un bâtiment qui repose sur un sol sujet au gonflement ou au retrait.

Autres désordres provoqués par se phénomène :

- Dislocation des dallages et des cloisons (figure II.1).
- Distorsion des portes et fenêtres et cloisons (Figure II.2,3,4)
- Rupture des canalisations enterrées ;
- Dés encastrement des éléments de charpente ou de chainage ;
- Décollement des éléments composites (carrelage, plâtre,...).

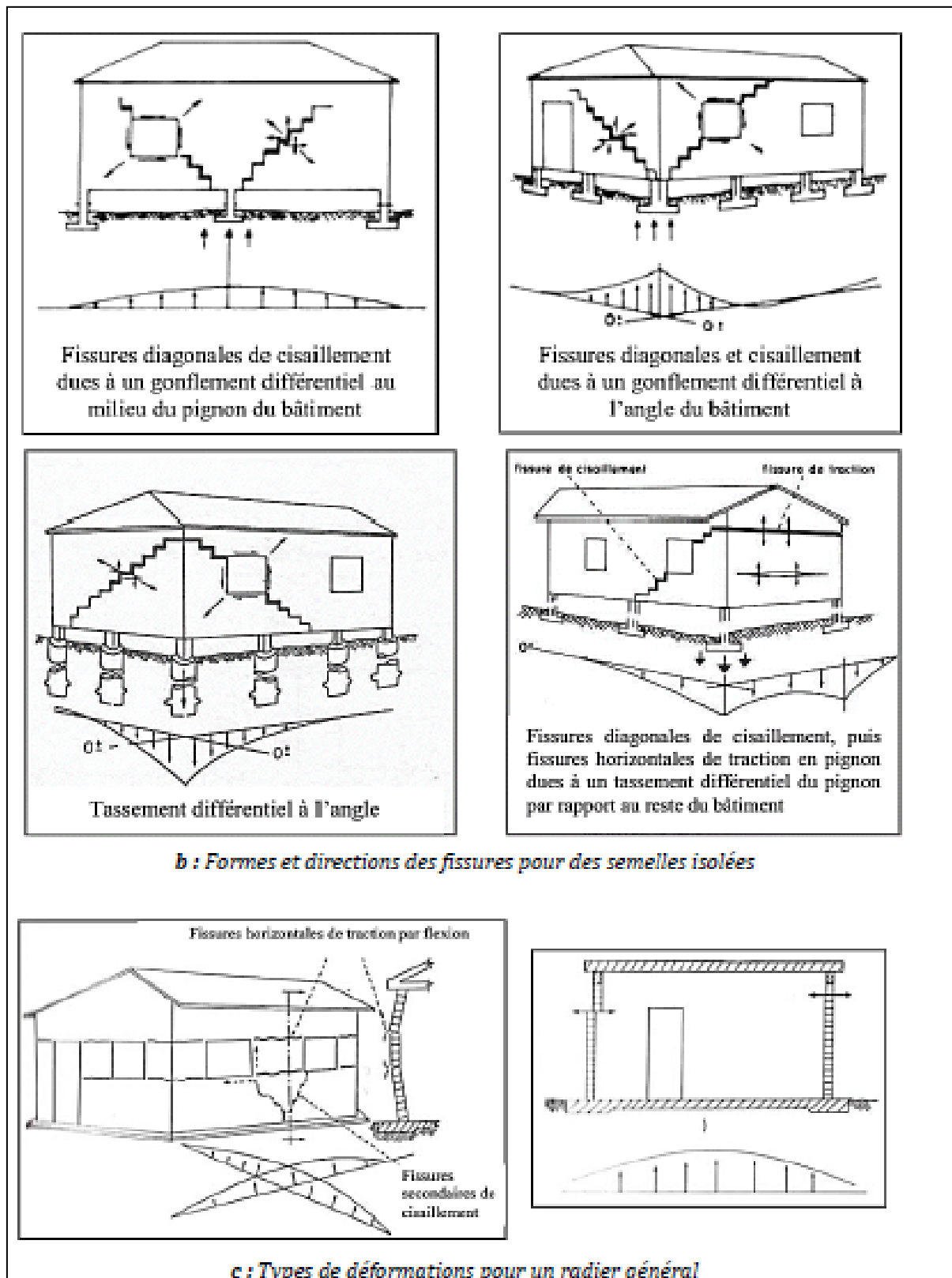


Figure II.1 : Formes de dégâts sur des bâtiments reposant sur des sols gonflants (Mouroux et al., 1988).



Figure II.2 : Désordres due au gonflement
(Photo prise à Tizi-Ouzou)



Figure II.3 : Fissure sur les murs
(Zenk,2010)



Figure II.4 : Désordres provoqué par la variation volumique du sol de fondation site de Sidi-Hadjrès à Msila (MEKKI,2018)

a), b) et c) fissuration dans les murs en maçonnerie,
d) ouverture du joint de dilatation.

II.2.2.Cas des chaussées :

Le gonflement peut provoquer des désordres importants à la structure de la chaussée (Dégradation des routes). Ce phénomène est causé par des variations de teneur en eau du sous sol .d'après Jennings (1962) il peut être attribue au climat et a la surcharge.

Christodoulis, et al.(1987)signalent que sur les routes de portance moyenne en Grèce malgré le renouvellement d'asphalte il y a des apparitions de divers types de fissures. Les désordres subits par la chaussée sont généralement les fissures qui apparaissent à la fin de la saison sèche et sur les accotements de la chaussée en saison de pluie. Ces fissures permettent à l'eau de s'infiltrer plus facilement entraînant la saturation de ces zones et par conséquent leur gonflement, engendrant ainsi l'apparition de déformation à la surface de la chaussée (**FigureII.5**)

Et aussi l'apparition de fissures longitudinales qui peuvent être assimilées à la chute de la portance dans les zones latérales de la chaussée entraînant l'affaissement des bords.Ces phénomènes sont accélérés par le flux routier (**Afés, 1987**). Ces désordres s'amplifient avec le début de la saison sèche (**Figure II.6**).



Figure II.5 : Fissures longitudinales sur routes due au retrait-gonflement de sol (a) en France
(b) en Madagascar (Bekhouche ,2018)

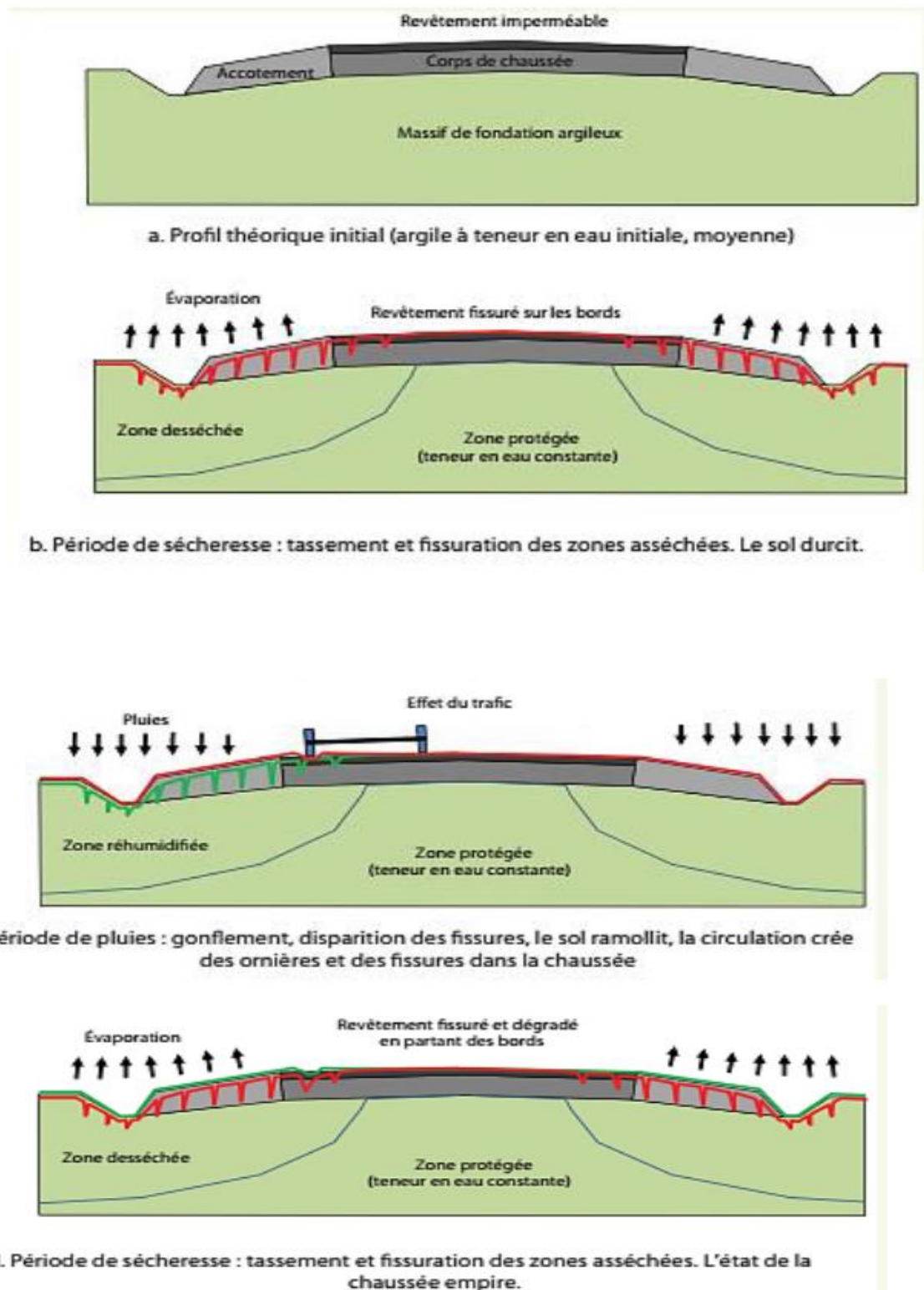


Figure II.6 : Mécanisme d'évolution d'une route sur sol argileux gonflant (Magnan, 2013).

II.2.3.Cas des travaux souterrains

Les travaux souterrains situés en terrain gonflant (principalement les tunnels) ont souvent posé des difficultés très importantes, aussi bien lors de leur construction qu'après leur mise en service. D'une manière générale, les désordres rencontrés résultent d'une augmentation de contraintes sur les parois de l'ouvrage, induite par le gonflement des terrains encaissants.

Les désordres caractéristiques qui affectent le plus souvent les tunnels localisés dans un milieu gonflant sont les suivants (Robert et Fabre, 1987) :

- Soulèvement puis dislocation du radier (Figure II-7),
- Bombement et convergence des pieds-droits.
- Pincement de la voûte en clé.



Figure II.7 : soulèvement puis dislocation du radier d'un tunnel (Robert et Fabre, 1987)

II.2.4.Cas des voiries et réseaux divers

Les dommages touchent également les voiries et les réseaux divers. Les réseaux de drainage peuvent par exemple subir des inversions de pente qui provoquent le débordement des drains alimentant de cette façon le phénomène de gonflement, (Mouroux et al, 1988).

Les routes non conçues pour les sols gonflants peuvent facilement être détruites par enchainement des phénomènes d'évaporation de l'eau, de retrait des sols, de fissuration puis d'infiltration de l'eau à travers les fissures, puis de gonflement plus en profondeur, etc....

II.3.Causes du gonflement

Le caractère gonflant de certaines argiles est lié en premier lieu à leur composition minéralogique. D'autres facteurs tels que la structure du sol, sa densité, sa teneur en eau initiale peuvent affecter de manière significative la pression de gonflement ou la déformation de ces argiles.

Pour que le gonflement d'un sol se produise, il faut que des « minéraux expansifs » puissent entrer en contact avec de l'eau. En effet toutes les observations ayant portées sur les conséquences présumées du gonflement d'un sol, qu'il s'agisse de la construction de tunnels, d'habitats ou de voiries, ont abouti à la formation de cette équation de base :

« Minéraux expansifs + eau = gonflement »

on cite ci-après quelques causes provoquant le gonflement des terrains

- L'ouvrage est construit dans une région à saison constatées (saison sèche- saison humide, en région tropicale par exemple).
- Des canalisations sont rompues ce qui fait que l'eau s'infiltré dans les terrains gonflant.
- La construction d'un ouvrage proche perturbe l'écoulement des eaux souterraines.
- Des travaux de drainage contribuent au retrait des sols gonflants.
- Des mesures d'imperméabilisation ne sont pas prises, ce qui contribue à rendre les terrains sensibles aux variations saisonnières (alternance saison sèche- saison humide).
- L'évacuation ou l'évaporation de l'eau contenue dans les sols gonflants est brusquement empêchée alors que les apports d'eau à ses sols ne sont pas limités, ce qui a pour effet d'augmenter leur teneur en eau (ex : la construction d'un bâtiment supprime l'évacuation de l'eau contenue dans un sol de fondation).

II.4. Mécanisme de gonflement

Le gonflement d'une argile est le résultat d'une introduction de molécules d'eau entre les feuillets. Il est évident que la molécule d'eau ayant une distance interfoliaire supérieure à $3A^\circ$ (dimension de la molécule d'eau), son accès est possible. De ce fait ; les forces d'attraction entre les feuillets sont alors affaiblies du fait de sa présence, et ont des tendances à s'éloigner les unes des autres en augmentant l'espace interfoliaire, qui provoque par conséquent le phénomène de gonflement.

Les mécanismes de gonflement des argiles ont fait l'objet de nombreuses hypothèses, Terzaghi (1948) et Bolt (1956) ont subdivisé le phénomène de gonflement en deux processus distincts, l'un mécanique et l'autre physico-chimique. Par ailleurs certains auteurs ;Van Olfen, (1977) ; considère que le gonflement des sols peut être assimilé à un processus d'hydratation des particules argileuses .

II.4.1. Le Gonflement au sens physico-chimique

le gonflement résulte de forces de répulsion qui s'exercent entre les particules argileuses, entraînant une augmentation de volume à mesure que la teneur en eau augmente. Le gonflement des particules argileuses, à l'échelle microscopique, est directement lié à leurs propriétés minéralogiques, électrochimiques et à leurs surfaces spécifiques qui varient d'une famille d'argiles à l'autre D'après Morel (1996) et Mouroux *et al.* (1988), le phénomène de gonflement paraît relever de deux causes (Figure II.9):

- l'hydratation des espaces inter-foliaires, entraînant une augmentation de la porosité interfoliaire (gonflement interfoliaire ou gonflement cristallin),
- la répulsion entre les particules, soit l'augmentation de la porosité interfoliaire et interparticulaire pouvant affecter toutes les argiles (gonflement interparticulaire ou gonflement osmotique).

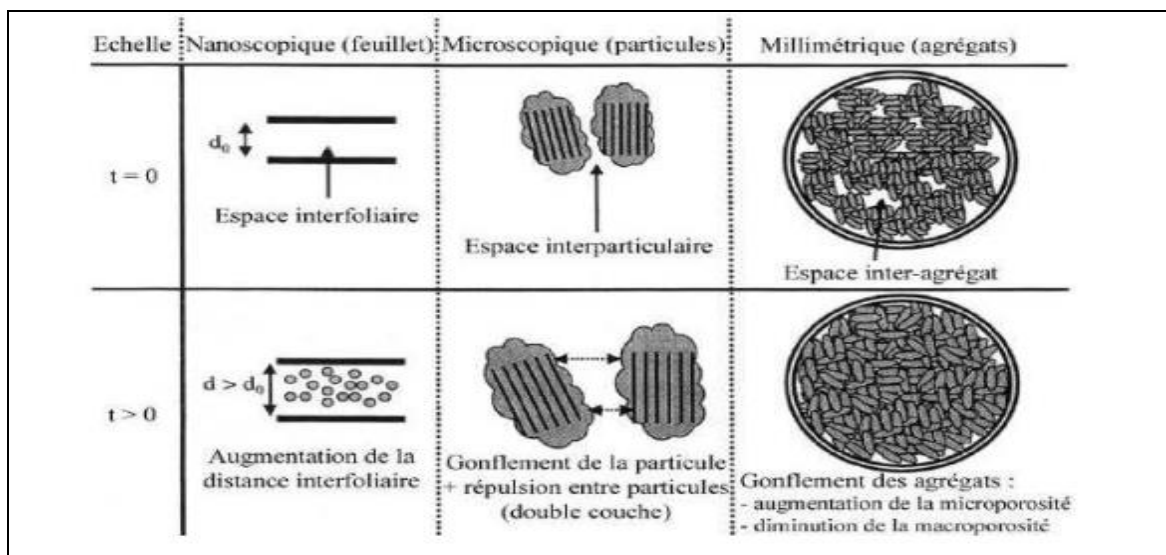


Figure II.9 : Mécanismes des causes de gonflement (Gens et Alonso, 1992)

II.4.1.1. Hydratation des espaces inter-foliaires

Ce gonflement n'est possible que lorsque les liaisons interfeuillettes sont très faibles pour laisser pénétrer l'eau dans l'espace interfoliaire. C'est le cas par exemple de la montmorillonite. Le phénomène de gonflement est influencé par la nature des cations interfoliaires. Ainsi la montmorillonite sodique (Na^+) gonfle plus qu'une montmorillonite calcique (Ca^{2+}) (Dardaine *et al.*, 1985; Saiyouri, 1996). En effet, le rayon ionique de Na^+ est plus proche de la taille de la molécule d'eau et son interaction avec cette dernière est plus faible que pour le cation Ca^{2+} . L'eau se répartit alors plus facilement à la surface du feuillet. Dans les argiles illitiques, le gonflement cristallin est très faible et il est quasiment inexistant dans les kaolinites.

D'après Tessier (1990), ce type de gonflement ne représente environ que le dixième du gonflement macroscopique total d'une argile gonflante. Il est donc nécessaire selon lui d'envisager un autre mécanisme de gonflement que celui relevant uniquement des seules variations interfoliaires.

II.4.1.2. Répulsion entre les particules

Généralement la particule d'argile possède normalement une charge négative, et afin que l'ensemble eau-argile acquière l'électro-neutralité, des cations sont attirés à la surface de la particule d'argile. Cependant cette attraction est contrariée par la tendance des ions (cations et anions) à diffuser et à se distribuer d'une manière homogène dans l'eau. Le résultat de ces deux influences est un nuage d'ions entourant la particule.

En effet, dans une argile sèche, les cations sont fortement adsorbés à la surface des feuillets argileux. Les cations en excès, par rapport à ceux assurant l'électro neutralité des particules argileuses et des anions associés, sont présents sous forme de sels. Si l'argile sèche est placée au contact de l'eau, les sels se dissolvent dans la solution, mais les différents ions se répartissent de manière non homogène : la concentration en cation devient plus forte au voisinage des surfaces externes des argiles, tandis que les anions ont plutôt tendance à s'éloigner des surfaces argileuses. La zone perturbée, ainsi créée par cette répartition non homogène des cations et des anions, est appelée la double couche diffuse.

Compte tenu de la structure ionique présentée précédemment, il apparaît d'importantes interactions physico-chimiques entre une particule argileuse et l'eau, généralement illustrées par le modèle de la double couche. Avec des hypothèses très précises, cette théorie permet de quantifier le phénomène de gonflement par rapport aux différents paramètres de l'eau.

II.4.2. Le Gonflement au sens mécanique

Le phénomène de gonflement, de même que le tassement, peut provenir d'une modification de l'état de contraintes dans le sol en présence d'eau. Un sol est constitué de 3 phases : une phase solide (les particules solides), une phase liquide (eau interstitielle en général) et une phase gazeuse (bulles d'air). Le sol est saturé si la phase gazeuse disparaît, c'est-à-dire si tous les vides inter-particulaires sont occupés par l'eau interstitielle. Considérons ici un élément de sol saturé à l'équilibre. Selon la théorie de Terzaghi (1951), si un sol saturé est soumis à une contrainte totale σ (géostatique ou surcharge extérieure σ_e), cette dernière se décompose de la façon suivant

$$\sigma_e = \sigma = \sigma_v' + u \quad (\text{II.1})$$

u : pression interstitielle de l'eau des pores

σ_v' : la contrainte effective

Dans le cas où l'élément de sol considéré est situé sous la nappe phréatique à une cote z , la pression interstitielle est égale à la pression exercée par la colonne d'eau sus-jacente, soit

$$u_0 = \gamma_w \cdot z \quad (\text{II.2})$$

Si l'on permet alors au sol de se drainer, un phénomène de consolidation va se développer, correspondant à l'expulsion de l'eau en surplus. Un nouvel équilibre va alors s'établir pour l'état de contraintes, avec : $u_0 = 0$ et $\sigma_v' = \sigma_e$

Dans un milieu poreux, l'existence conjointe d'une phase gazeuse et liquide provoque le développement de ménisques capillaires air-eau. Le développement de ces ménisques dans la structure du sol est la caractéristique principale d'un milieu non saturé (Delage et Cui, 2000), et traduit une pression négative de l'eau appelée succion. Si la contrainte σ est alors supprimée, le même phénomène se produit en sens inverse, et immédiatement : $u = -\sigma_e$ et $\sigma_v' = \sigma_e$

La pression interstitielle u devient négative (suction négative) et opposée à la variation de contrainte totale. Dans des conditions de libre circulation de l'eau, un phénomène de gonflement va alors se développer, exprimant l'absorption de l'eau et le transfert d'une contrainte négative de l'eau sur le squelette solide, jusqu'à l'état final où : $u = 0$ et $\sigma' = 0$

Il est donc possible d'affirmer que si la consolidation exprime une diminution de la pression interstitielle jusqu'à u_0 , le gonflement exprime quant à lui la diminution de la suction ($-u$) jusqu'à son annulation. La suction capillaire du terrain s'exprime alors par la relation suivante :

$$S = u_a - u_w \quad (\text{II.3})$$

u_a : la pression de l'air dans le sol et u_w , la pression interstitielle de l'eau dans le sol.

II.6- Conclusion

Les matériaux argileux, que ce soient les sols ou les roches, sont très fréquents et couvrent une partie considérable de l'écorce terrestre.

La maîtrise du phénomène de gonflement demande de grandes connaissances afin de minimiser les dégâts occasionnés par ce phénomène sur les différents ouvrages construits sur les sols gonflants.

Après cette brève présentation des conséquences du gonflement sur les comportements des ouvrages géotechniques, il est préférable de présenter les différents mécanismes induisant et influençant ce phénomène.

CHAPITRE III

Techniques de stabilisation des sols argileux

Chapitre III : Techniques de stabilisation des sols argileux

III.1.Introduction

Le gonflement des sols argileux est un phénomène très complexe qui fait intervenir un grand nombre de paramètres intrinsèques et environnants. Un bon nombre de solution a été proposé afin de résoudre ce problème, il existe plusieurs techniques de stabilisation, parmi elles, on peut citer deux méthodes principales:

- ✚ Stabilisation mécanique (compactage, substitution ; ajout de sable etc....).
- ✚ Stabilisation chimique (par ajout de matériaux comme les sels, le ciment, la chaux, cendres volantes, etc...).

Dans cette partie de la recherche bibliographique consacrée à la présentation de quelques résultats obtenus par différents chercheurs dans le domaine de la stabilisation des sols gonflants.

III.2. Stabilisation mécanique

III.2.1. Méthode de compactage

Le compactage est l'ensemble des mesures prises pour augmenter la densité apparente sèche du sol traité. Ce qui conduit à réduire son volume apparent (par diminution de l'indice des vides). Cette densification conduit aux conséquences :

- ✓ **La première** : atteindre une bonne compacité c'est limiter au maximum les tassements
- ✓ **La deuxième**: la diminution de la perméabilité de la couche traitée afin de s'opposer à l'écoulement de d'eau,
- ✓ **Une troisième** : possible du compactage est l'amélioration des caractéristiques mécaniques qui en résultent généralement : portance et module de déformation, résistance à la compression et au poinçonnement, résistance au cisaillement.

Pour les sols argileux, l'augmentation de compacité peut à des teneurs en eau élevées, entraîner une diminution brusque de la portance et du module de déformation. Cette hypothèse a été illustrée par des chercheurs qui ont émis des conditions pour le choix du méthode de compactage :

- Dawson et Chen (1988) cité par Bengraa (2004) recommandent de compacter les argiles gonflantes à des densités minimales.
- Holtz et Gibbs (1956) cité par Gueddouda (2005) montrent l'influence de la densité et de l'humidité sur le compactage de l'argile gonflante. le gonflement sera faible lorsqu'elle est compactée à une basse densité et à une grande teneur en eau.
- Seed et al (1962) cité par Bengraa (2004) notent que les argiles compactées du côté sec de l'optimum ont plus tendance à gonfler que si elles sont compactées du côté humide.

III.2.2.Méthode de substitution

Cette technique est préconisée quand pour éliminer totalement le phénomène du gonflement , pour Mouroux (1969) , deux possibilités se présentent :

- Si la couche à une faible épaisseur, il est possible de la supprimer totalement.
- Si la couche à une grande épaisseur, on ne peut envisager une suppression complète, il faut excaver jusqu'à une certaine profondeur puis remblayer avec du sable ou un autre matériau graveleux.

Mais parfois cette méthode peut entrainer des coûts élevées dans le cas de profondeur très importante.

III.2.3. Stabilisation par ajout de sable

Plusieurs résultats ont été obtenus , ci-joint quelques recherches faites

- **Satyanarayana (1969)** (Bengraa, 2004) a étudié le comportement de l'argile de Black Cotton au sud de l'Inde sous forme de mélange avec du 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.

- **Didier (1972)**, (cité par Hachichi (2006)), a étudié l'évolution du comportement d'une montmorillonite par ajout de sable. Il a montré qu'un ajout de 10% de sable suffisait pour réduire la pression de gonflement de 50% environ et que la relation qui lie le pourcentage du sable à la pression de gonflement était logarithmique.
- **Suratman (1985)**, cité par Azouz (2006) a étudié la variation du gonflement d'un mélange de montmorillonite et de sable à différents pourcentages (10% à 50%); le sable étant de granulométrie moyenne ($0.1\text{mm} < D < 0.5\text{mm}$). Il a constaté une réduction du gonflement libre de 50% pour 30% de sable et une réduction de 70% pour 50% de sable.
- **Bengraa (2004)** a mené des recherches sur des argiles gonflantes de la région d'Oran, par addition de trois types de sables (sable carrière, sable de rivière et sable de plage) à des différents pourcentages variant de 10% à 40%. Elle a montré que plus le pourcentage de sable est augmenté plus le taux et la pression de gonflement diminuent.
- **Gueddouda (2005)**, travaillant sur des argiles gonflantes de la région de Laghouat par addition de sable de dune à des différents pourcentages (15%, 30% et 45%). Il est arrivé aux mêmes constatations que Bengraa est que le sable de dune aussi diminue le taux et la pression de gonflement, ainsi augmente la résistance mécanique pour des sols saturé et non saturé.
- **Hachichi et al (2009)** : ont étudié la stabilisation des deux argiles gonflantes (Sidi Chahmi et Mers El Kébir) tel que la tendance de la variation du gonflement dans le temps est la même pour tous les mélanges, car d'après les graphes, plus le pourcentage de sable augmente, plus le potentiel de gonflement diminue. (figure III.1) Il est à noter également qu'au début des essais, le gonflement de l'argile sans ajout est plus faible que celui avec ajout, mais avec le temps, ce gonflement augmente et devient plus grand. Dans la première phase de gonflement, l'eau pénètre entre les particules et conduit à un relâchement des tensions dans les vides ; puisque l'argile seule est plus dense que mélangée avec le sable alors l'eau prendra plus de temps pour relâcher les tensions. Au contraire, pour l'argile avec ajout, les vides apportés par le sable sont plus importants et par conséquent, ils favorisent le gonflement des particules d'argile dans les mélanges. En revanche, dans la deuxième phase, le potentiel de gonflement est épuisé pour les mélanges avant qu'il le soit pour l'argile seule ; en effet, dans l'argile seule, l'eau continue à pénétrer entre les particules qui sont plus nombreuses tandis que, dans les mélanges, les vides créés par le sable encaissent une bonne partie du gonflement.

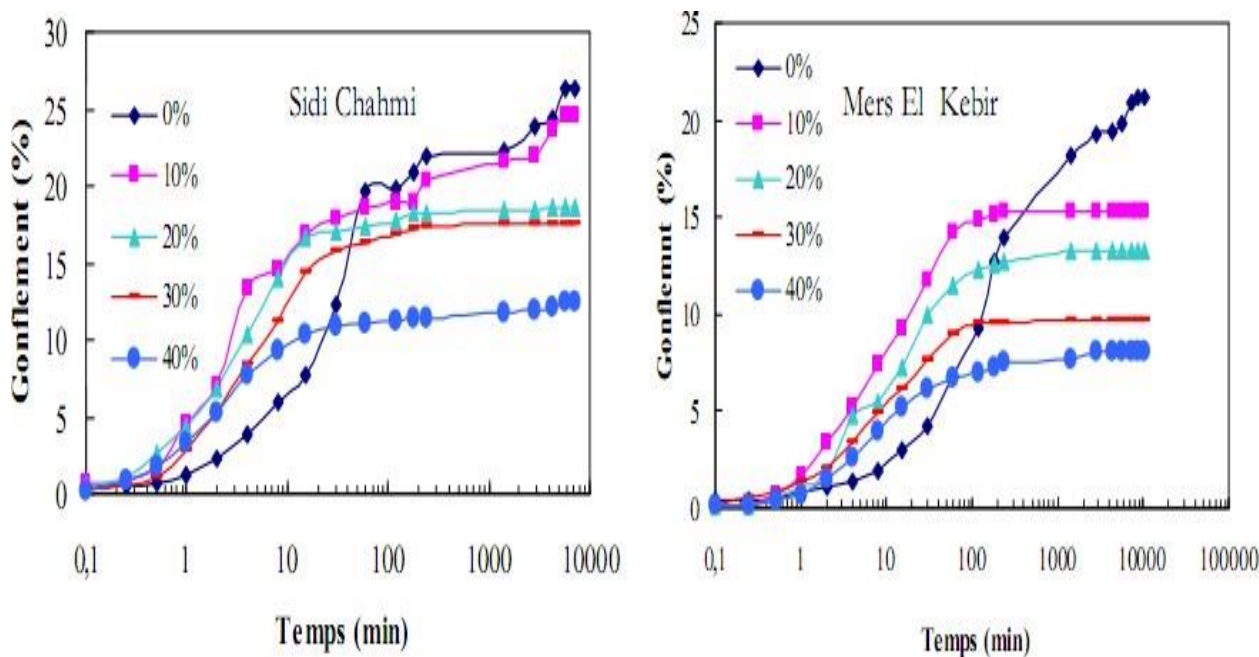


Figure III.1 : Variation du potentiel de gonflement dans le temps du mélange argile de Sidi Chahmi et Mers El Kébir + sable de rivière.

III.3. Stabilisations chimiques

III.3.1. Stabilisation par des solutions salines

Cette technique de stabilisation par ajout de sel a fait ces preuves quant à la réduction du gonflement des sols, néanmoins son application doit être envisagée avec prudence car il n'est pas impossible que les sels soient lessivés par l'eau et que leur effet finisse par disparaître.

Dans ce cas, il est en général demandé de faire des études sur le sol vis-à-vis de sa perméabilité et lixiviation dans les conditions du site avant chaque cas de traitement, pour définir la nature et la concentration des solutions salines à utiliser.

➤ *Aboubekr et al. (2003)* ont étudié l'influence des sels sur le gonflement libre des argiles. 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 est moyen à faible.

➤ *Hachichi (2006)*, a étudié l'influence des sels sur le potentiel de gonflement et la pression de gonflement, en utilisant les sels, le chlorure de potassium et le chlorure de calcium et le

chlorure de sodium, les meilleurs résultats obtenus étaient avec le chlorure de potassium et le chlorure de calcium. En travaillant aussi sur l'effet sel + polymères sur le gonflement final et la pression de gonflement, il a montrés que son effet est plus important que celui de l'action du sel seul.

➤ *Azouz (2006)* a étudiée l'effet des sels sur la stabilisation en utilisant les sels Chlorure de calcium, chlorure de magnésium, chlorure de potassium, chlorure de sodium et chlorure d'ammonium (figure III.2), les diverses actions des solutions salines ont conduit aux conclusions suivantes:

- Le chlorure de calcium et le chlorure de Magnésium sont plus efficaces à fortes concentrations.
- Le chlorure de potassium réduit le gonflement grâce à la fixation de ces cations entre les feuillets, le gonflement diminue et sa vitesse est rapide même à faibles concentrations.
- Le chlorure de sodium réduit lui aussi le gonflement mais à un degré faible.
- Le chlorure d'ammonium réduit moyennement le gonflement avec une forte concentration.

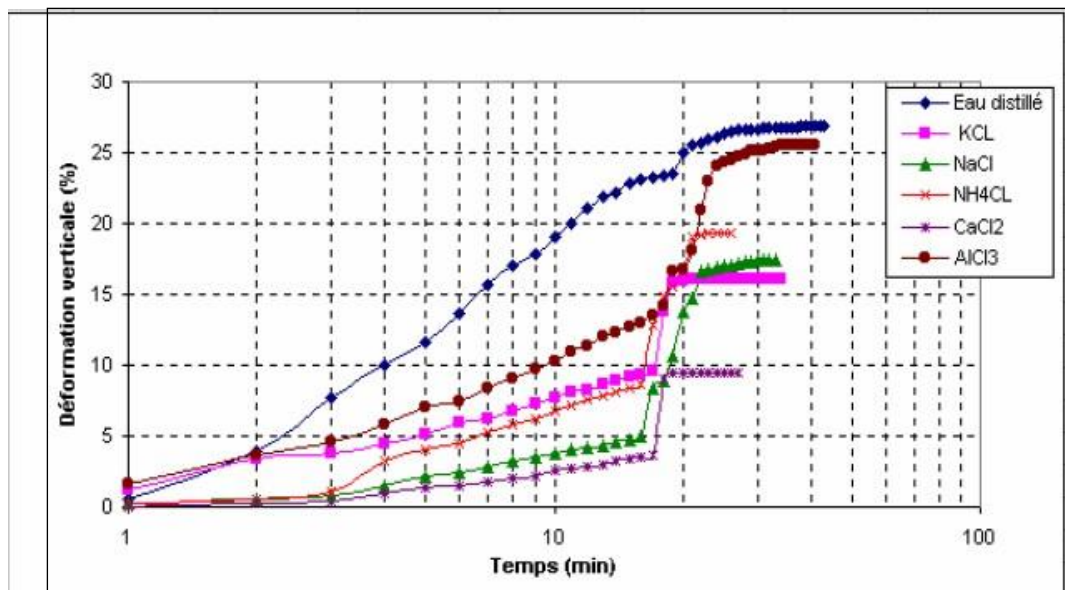
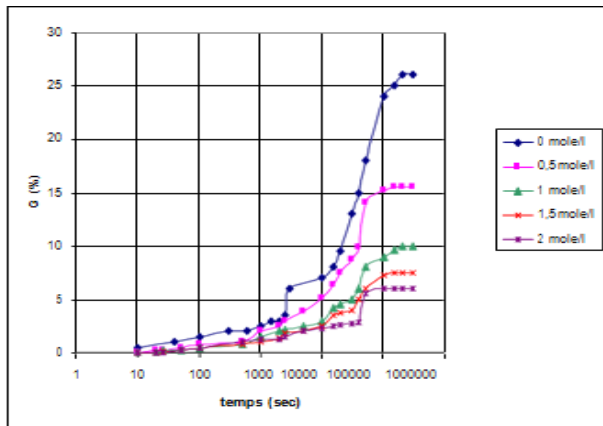


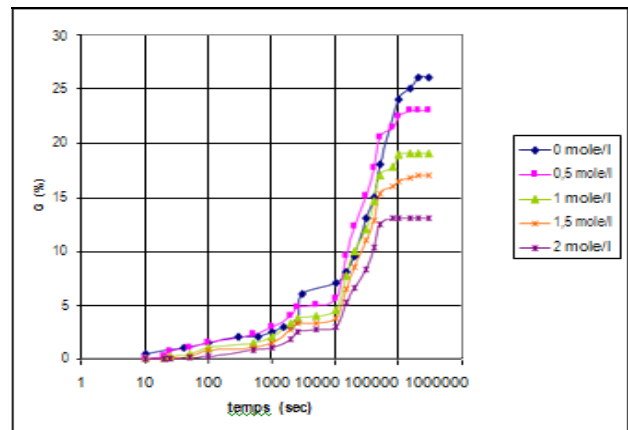
Figure III.2 : Action des différents types de sels sur le taux de gonflement *Azouz (2006)*.

➤ *Bengueneb (2009)*, (Figure III.3 et III.4) : remarque que le potentiel de gonflement diminue avec l'augmentation des concentrations salines. Exemple le KCl est un bon réducteur du potentiel de gonflement, pour une concentration de 0,5 mol/l en KCl a permis une réduction de près de 40 % pour la bentonite de M'zila et 46 % pour l'argile de Bourmadia.

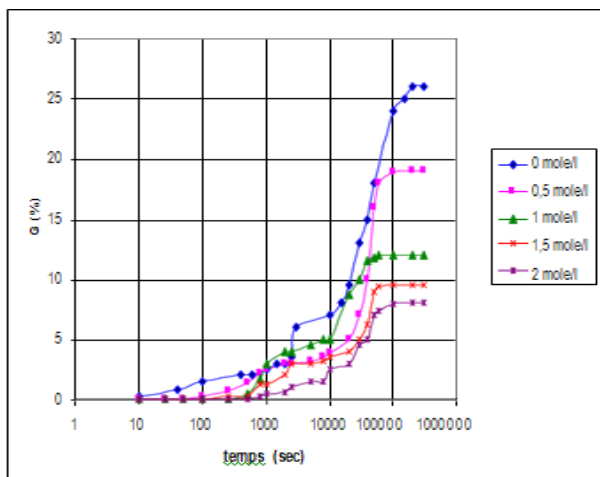
Pour la pression de gonflement constaté une faible réduction par rapport au potentiel de gonflement avec tous les sels utilisés, il faut une forte concentration saline pour permettre de diminuer la pression de gonflement (figure III.5).



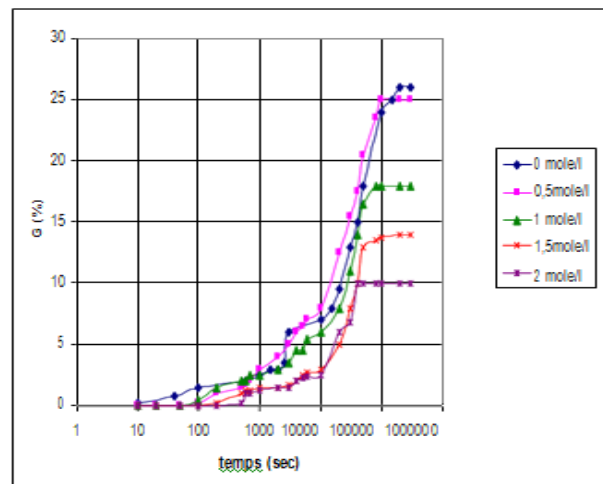
Action de chlorure de potassium



Action de chlorure de sodium

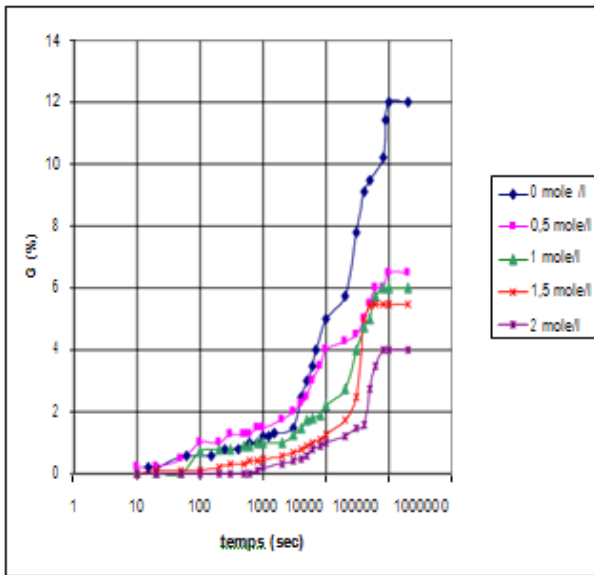


Action de chlorure de calcium

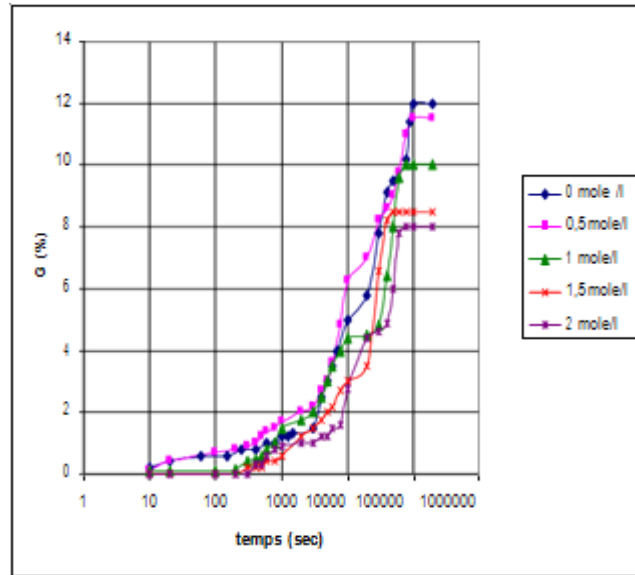


Action de chlorure d'aluminium

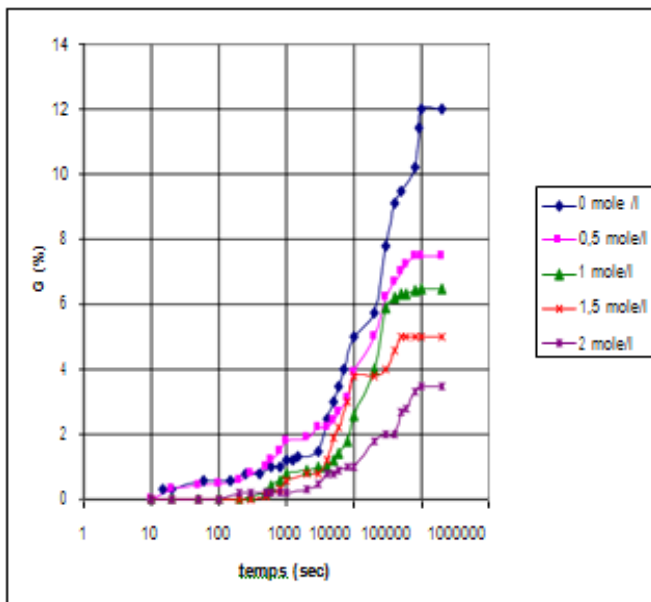
Figure III.3 : Évolution du potentiel de gonflement en fonction du temps en Présence de différentes concentrations salines la bentonite de M^zzila(Bengueneb,2009)



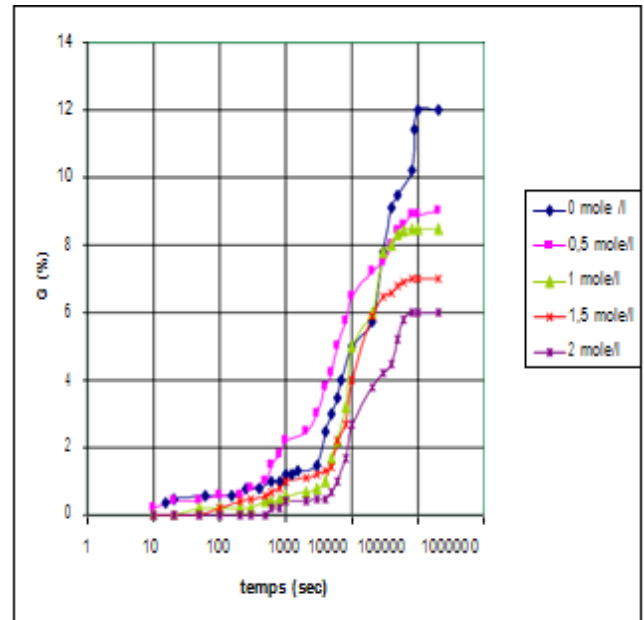
Action de chlorure de potassium



Action de chlorure de sodium



Action de chlorure de calcium



Action de chlorure d'aluminium

Figure III.4 : Évolution du potentiel de gonflement en fonction du temps en présence de différentes concentrations salines de l'argile de Bourmadia (Bengueneb,2009)

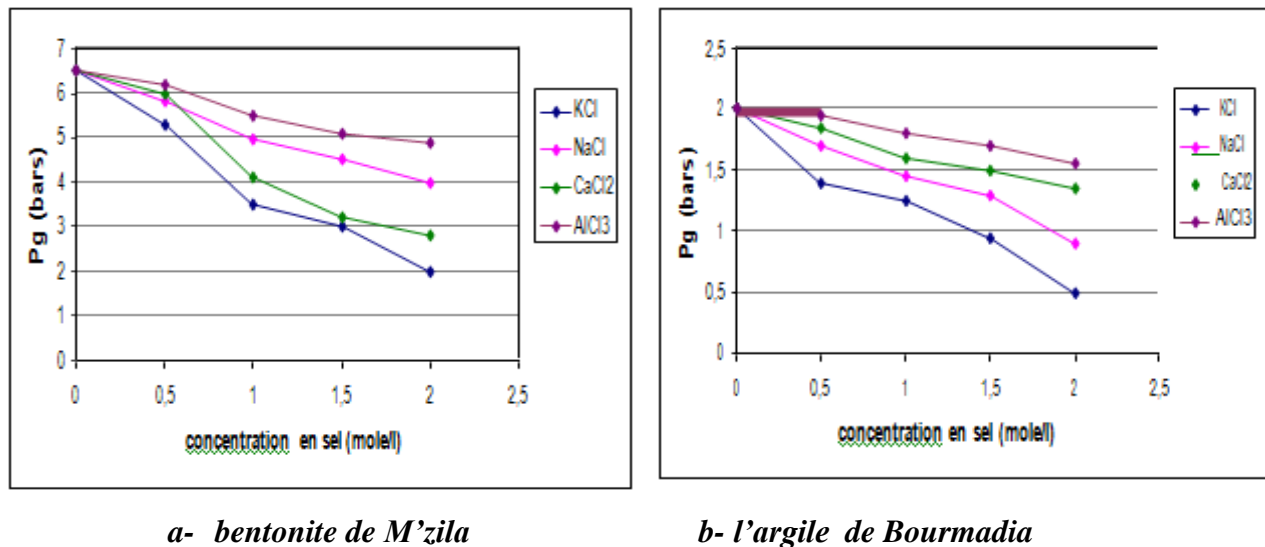


Figure III.5 : Évolution finale de pression de gonflement en fonction de différentes concentrations salines de la bentonite de M'zila et l'argile de Bourmadia.

➤ *Hachichi et al (2009)* : ont étudiés la stabilisation des deux argiles gonflantes (Sidi Chahmi et Mers El Kébir) par les sels minéraux (figure III.6): la présence des sels qui ont donné le plus grand pourcentage de réduction. est surtout observée pour de fortes concentrations en chlorure de potassium et en chlorure de calcium (66%et52%)pour l'argile de Sidi Chahmi, (44% et 48%) pour celle de Mers El Kébir. Par contre, le chlorure d'ammonium est moyennement efficace à forte concentration pour l'argile de Sidi Chahmi (29%) et pour l'argile de Mers El Kébir (38%).

Le chlorure de sodium à forte concentration ne donne pas de bons résultats (22% et 28%) pour l'argile de Sidi Chahmi et pour celle de Mers El Kébir, respectivement, mais il a l'avantage d'être moins coûteux.

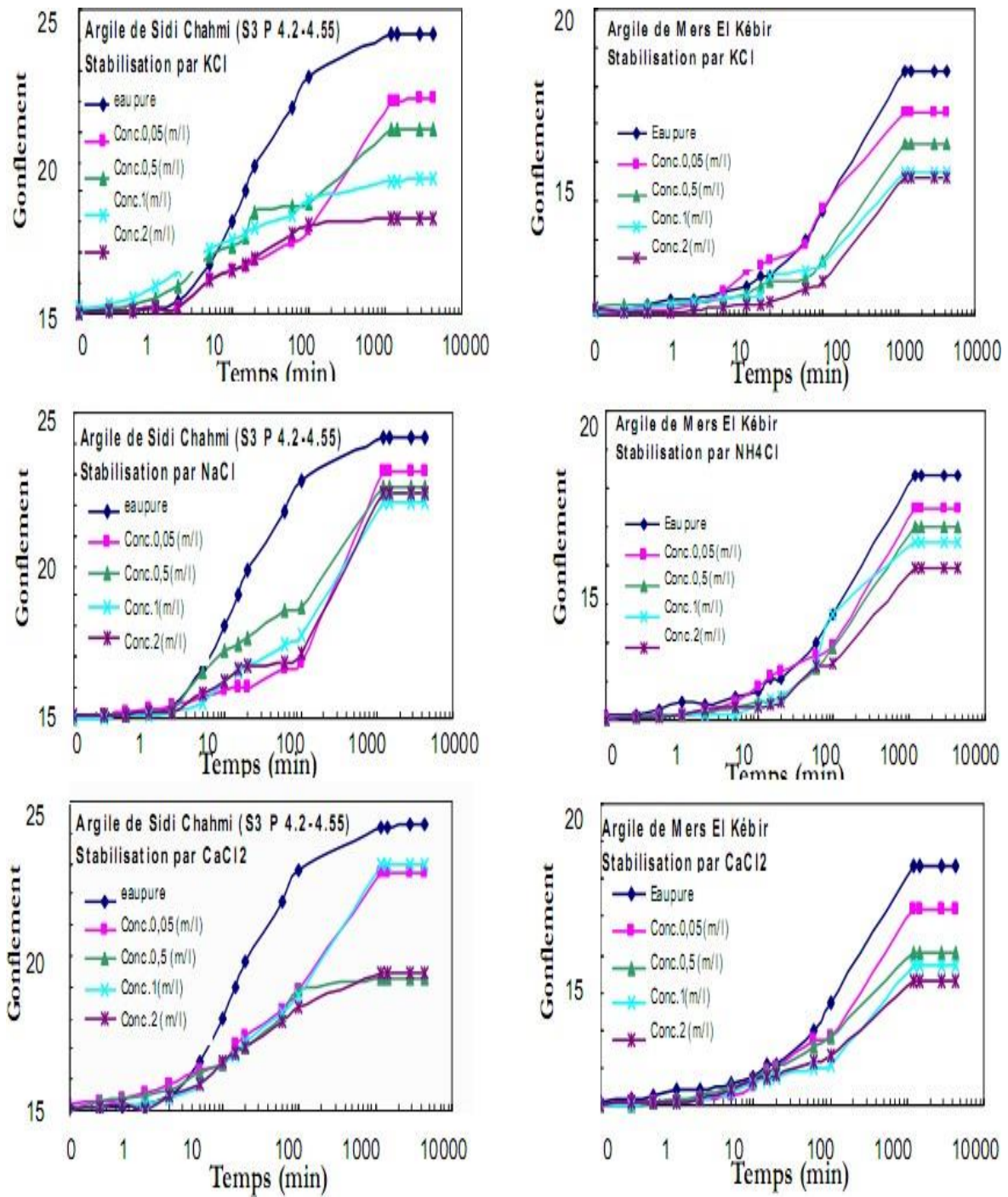


Figure III.6 : Courbes de gonflement des argiles de Sidi Chahmi et Mers El Kébir en présence de différents sels minéraux à différentes concentrations.

III.3.2. Stabilisation par les liants hydrauliques (chaux, ciment)

L'utilisation de la chaux comme liant est très ancienne : Grande Muraille de Chine localement en argile traitée à la chaux; voies romaines, habitations (chaux+sable+terre argileuse).

L'utilisation du ciment date du début du siècle : en Allemagne, un grand nombre de sols d'aérodromes ont été stabilisés au ciment durant la deuxième guerre mondiale. Mais surtout depuis vingt ans, l'emploi de ces liants s'est développé en technique routière. Elle concerne essentiellement les sols fins (argileux, limoneux...).

La chaux et le ciment ont pour effet de réagir avec la fraction argileuse et de modifier leur environnement chimique et sa structure minéralogique. Parmi les stabilisations les plus couramment utilisés

III.3.2.1. Stabilisation par ajout de la chaux

On utilise la chaux sous forme de chaux éteinte ou de chaux vive, qui produit un abaissement plus important de la teneur en eau mais qui est plus délicate à manipuler (3% de chaux vive ont les mêmes effets que 4% de chaux éteinte), (Haras nationaux (2004)

La chaux provoque deux actions différentes dans le sol :

- L'action immédiate : se produit directement après que la chaux soit mélangée au sol.
- L'action à long terme: peut durer entre plusieurs mois et quelques années après la mise en œuvre.

a. Action immédiate

La chaux vive : diminue la teneur en eau du sol via les phénomènes:

- ✓ L'hydratation de la chaux vive : une partie de l'eau disparaît à cause de la réaction exotherme avec la chaux vive.



Chaux vive + eau = Chaux éteinte + Chaleur.

- ✓ L'évaporation d'une partie d'eau, provoquée par la chaleur dégagée par l'hydratation de la chaux vive (15,5 Kcal/mol), (Azouz,2006).
- ✓ L'apport de la matière sèche qui diminue le rapport de la masse d'eau à la masse de solide.

La diminution de la teneur en eau est de l'ordre de 1% de teneur en eau par pourcent de chaux vive introduite. L'adjonction de chaux au sol provoque une modification de la qualité des argiles par échange des cations alcalins (Na^+ , K^+ ...) par des cations Ca^{++} apportés par la chaux, cette action développe des forces électriques conduisant à une agglomération des fines particules argileuses en particules grossières et friables. (Haras nationaux(2004).

b. Action à long terme

La chaux éteinte

La chaux éteinte diminue également la teneur en eau .La diminution de la teneur en eau est limitée à 0.3% de chaux éteinte introduite.

La chaux influe sur les charges électriques se trouvant autour des particules d'argiles et modifie ainsi les champs électriques entre ces particules, ceci entraîne leur floculation.

L'effet de la chaux éteinte se traduit par une augmentation de la limite de plasticité, et une diminution de l'indice de plasticité (Azouz ,2006).

La (figure III.7) montre que la diminution de la teneur en eau naturelle du sol traité et la diminution de l'indice de plasticité peuvent faire passer d'un sol de l'état plastique (déformable, collant – difficilement compactable) à l'état sec rigide.

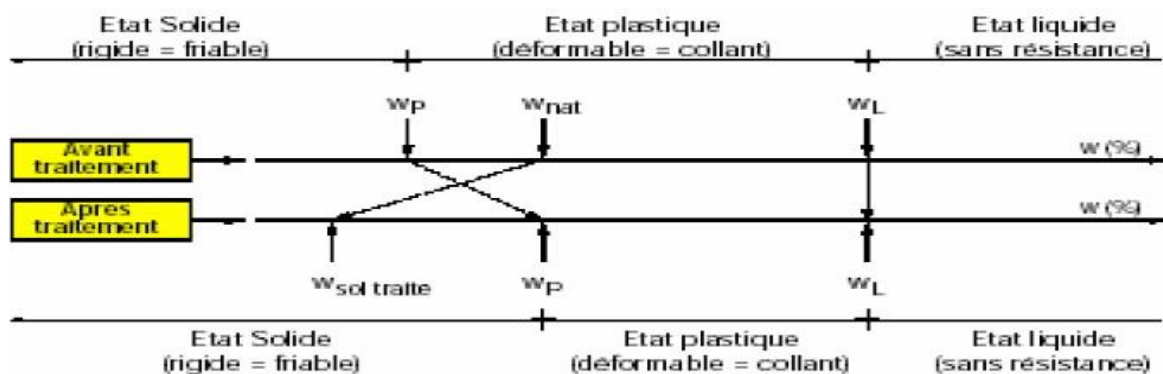


Figure III.7 : Variation de l'indice de plasticité avec l'ajout de la chaux. (Azouz ,2006)

La (figure III.8) montre que la courbe Proctor d'un sol traité à la chaux est décalée vers la droite et vers le bas par rapport à la courbe du sol naturel non traité, ce déplacement prouve que le sol réagit bien avec la chaux.

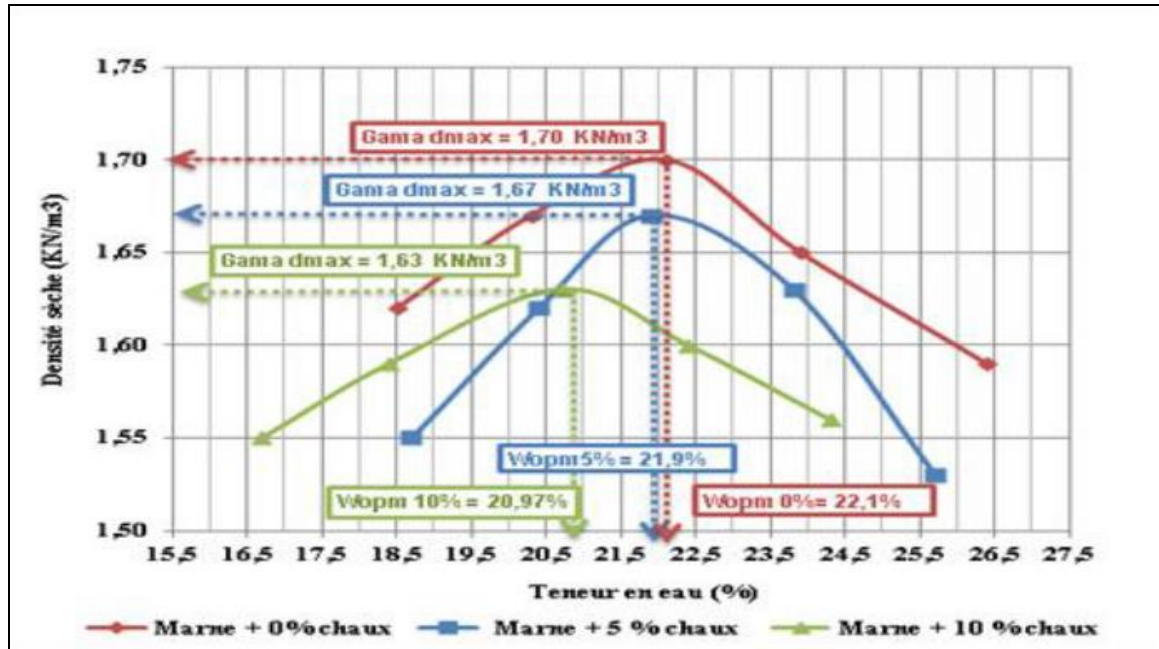


Figure III.8 : Influence de l'addition de chaux sur les caractéristiques de compactage (Zouhair A et al ,2014)

III.3.2.2. Stabilisation par ajout du ciment

Le traitement au ciment convient plus particulièrement aux sols peu plastiques, qui sont a priori inadaptés au traitement à la chaux du fait de leur faible teneur en argiles. Ce traitement augmente la cohésion, la résistance mécanique et améliore la stabilité à l'eau et au gel. En effet ; le ciment rigidifie rapidement le sol de manière irréversible mais s'il y a rupture de l'horizon traité (action mécanique), il n'y a pas de nouvelle prise. La prise au ciment est plus rapide que celle de la chaux (qui peut évoluer encore au bout d'un an). Les constituants hydratés du ciment relient les grains d'argile entre eux en formant des sortes de ponts nombreux et solides, ceci aboutit à l'augmentation de la portance, des résistances mécaniques et de la résistance au gel (Haras nationaux (2004).

La figure III.9 montre une diminution de la taille des pores entre 7 et 28 jours par ajout de ciment: cela s'explique par le fait que la floculation est suivie des réactions pouzzolaniques, qui entraînent la création de CSH et CASH qui viennent remplir ces pores.

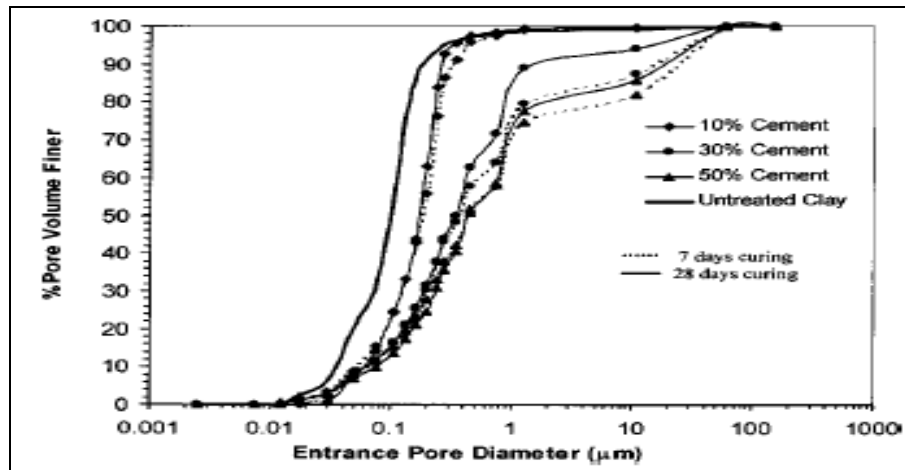


Figure III.9 : Influence du dosage en ciment sur la taille des pores (Chew et al. 2004)

L'hydratation du ciment est une réaction pouzzolanique très compliquée. Il est bien admis que l'addition d'un certain pourcentage de ciment de 2 à 6% à des argiles gonflantes conduit à des effets équivalents à ceux de la chaux citée (Azouz, 2006).

Selon Djedid (2005), le traitement des échantillons reconstitués d'argile de Tlemcen a montré une réduction du gonflement libre jusqu'à un dosage de 12 % en ciment, les résultats obtenus sont présentés par la figure III.10

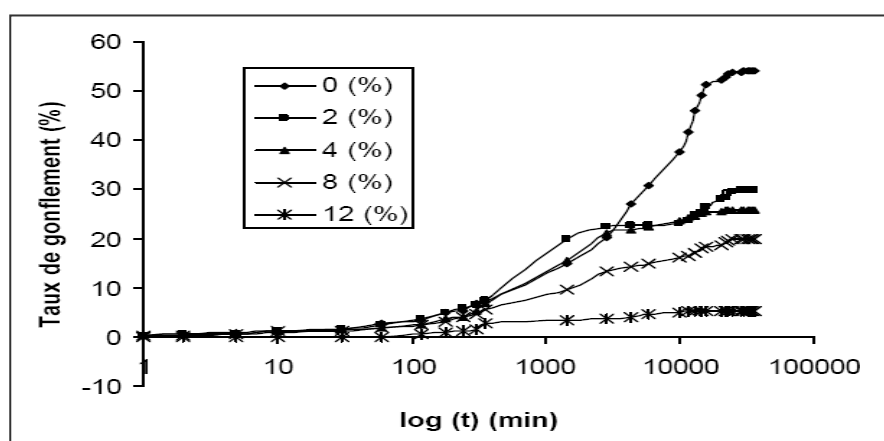


Figure III.10 : Effet du dosage au ciment sur le gonflement de la Bentonite de Meghnia. (Djedid,2005).

III.4. Technique d'injection

L'injection se réalise à partir d'un maillage de forages équipés de tubes crépines, tubes à manchettes ou canules, suivant les techniques recherchées. Ces tubes ou canules sont mis en place dans une gaine de coulis de liants hydraulique qui empêche la remontée de coulis le long du forage. Le coulis est ensuite injecté sous faible pression dans le terrain et pénètre dans les vides interstitiels du terrain avant sa prise.

Le coulis est classiquement composé d'eau, de chaux, de ciment, parfois de sablons ou cendres volantes.

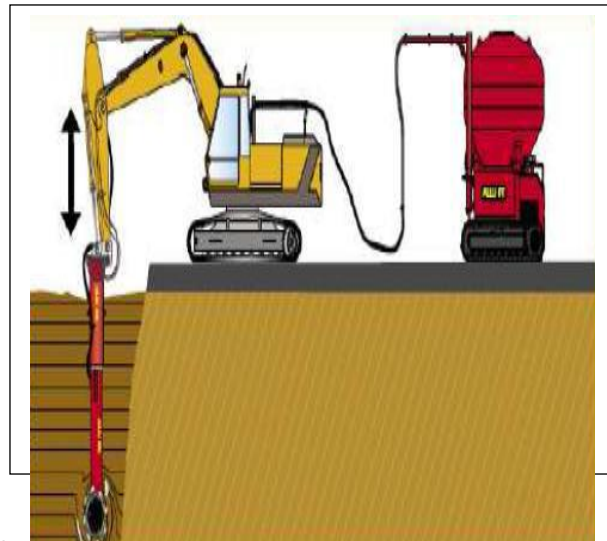


Figure III.11 : Technique par injection (Zenkari, 2010)

III.5. Avantages et inconvénients des techniques de stabilisation couramment utilisées

Dans le tableau suivant, on donne les principaux avantages et inconvénients de chaque technique de stabilisation

Tableau III.1 : les principaux avantages et inconvénients de quelques techniques.

Technique	procédés	Les avantages	Les inconvénient
Stabilisation mécanique	compactage	-Le compactage est le plus économique. - Réduire le potentiel expansif.	- il faut une grande quantité d'eau. (compacter au -dessus de l'optimum avec une $w_{naturelle}$ élevée).
	Substitution	facile	-L'épaisseur de la couche - la disponibilité des matériaux.
Stabilisation chimique (ajout de matériaux)	Les sels	-Augmenter la concentration de l'eau libre. -Réduire le phénomène d'échange.	- Le choix de type de dosage et de la méthode 'addition d'un produit.
	Le ciment	-augmenter la résistance. -diminuer la plasticité -réduire le potentiel de variation de volume. -Augmenter la limite de Retrait.	- Utilisation d'un dosage important.
	La chaux	-diminuer la plasticité. La densité sèche et la pression de gonflement. -Augmenter la résistance et w_{nopt} -utilisation d'un faible dosage.	-Carbonations de la chaux.

III.6. Méthode d'utilisation de la chaux dans le traitement du sol

Les injections ou le malaxage du sol avec de la chaux réduisent fortement le phénomène de retrait/gonflement des sols cohérents pour les voiries, parkings, bâtiments ou ouvrages d'art. Mais les techniques de mise en œuvre sont très importantes à suivre pour un bon résultat.

III.6.1 Malaxage surplace

Les étapes de traitement peuvent se présenter dans un ordre différent suivant qu'il s'agit de traiter le sol en place, ou que l'on prévoit des mouvements de terre avant ou après le traitement. On distingue les étapes principales suivantes :

1- Préparation du sol

Il s'agit d'une scarification dont le but est soit d'éliminer de gros éléments susceptibles d'entraver le malaxage, soit de permettre la modification de l'état hydrique du sol par aération ou humidification. L'exécution de cette opération, qui n'est pas toujours nécessaire, s'effectue à l'aide d'un ripper, d'une herse ou d'une charrue.

2- Epannage

La technique de l'épannage "au sac" sur des plateformes préalablement quadrillées peut être envisagée pour des chantiers de surface très limitée ($< 250 \text{ m}^2$) ou de géométrie complexe.

Dans les autres cas, la répartition de la chaux est réalisée à l'aide d'un épandeur à dosage pondéral, équipé en général d'un dispositif asservi à la vitesse du véhicule.

L'épannage de chaux doit être réalisé avec un maximum de précision et de régularité. La chaux est chargée pneumatiquement dans l'épandeur, soit directement à partir de la citerne de transport, soit via des silos-tampons installés sur chantier.

3- Malaxage

Cette opération a pour but de faire foisonner le sol, et d'y incorporer la chaux de façon homogène. En fonction de la nature du sol, de la taille et du type de chantier, il est exécuté à l'aide de pulvimixers, de rotobêches, de charrues à disques.

Pour les chantiers de faible importance, du matériel de type agricole peut être utilisé. Sur sites sensibles au niveau des poussières, il est recommandé d'utiliser des malaxeurs de type pulvimixers à chambre de malaxage fermée.



Figure III.12 : Technique d'épandage et Malaxage

4 Compactage

Le compactage des matériaux traités intervient après un éventuel nivellement en couches d'épaisseur compatible avec les performances des compacteurs, qu'ils soient à pneus, vibrants ou à pieds dameurs.

En cas de sol humide, il est recommandé de réaliser le compactage 2 à 4 heures après le malaxage, afin que la chaux vive eue le temps d'assécher le sol au maximum. Lorsqu'il y a risque de pluie, il est recommandé de fermer le sol avant toute précipitation.

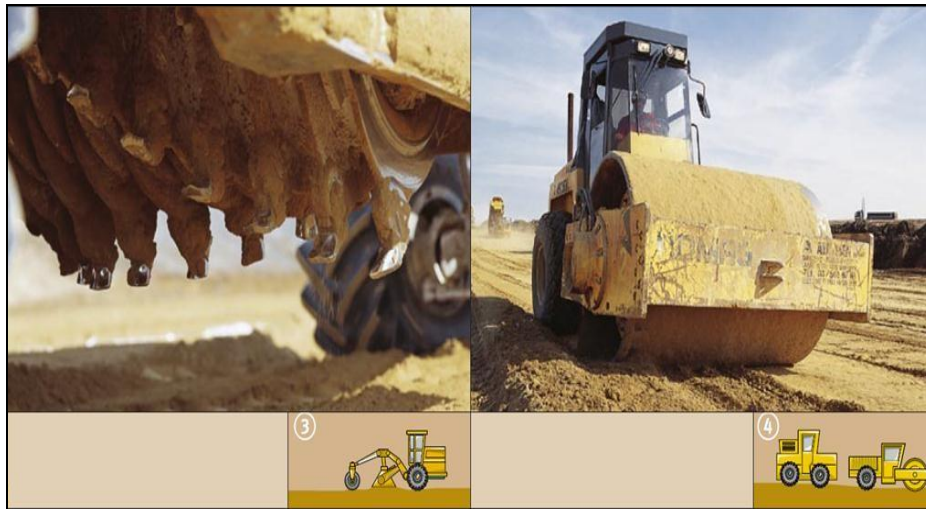


Figure III.13 : Technique de compactage

III.10 .Conclusion

Suite aux conséquences des sols expansifs sur les ouvrages géotechniques en surface et souterrains, plusieurs chercheurs se sont intéressés sur leur stabilisation. Les différentes recherches se sont orientées sur les ajouts qui minimisent le plus le potentiel et la pression de gonflement.

Un grand nombre 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. Ce chapitre a été consacré à l'étude bibliographique présentant l'état d'avancement de la recherche dans le domaine de la stabilisation des sols 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.

CHAPITRE IV

Identification du sol et protocoles d'essai

Chapitre IV : Identification du sol et protocoles d'essai

IV.1. Introduction

La région de Sidi-Belattar est l'une des régions connues pour ses sols de nature très argileuse et gonflants, dans son histoire cette région a connue de nombreux glissement et tassement de ces terrains notamment en saisons de crues inondable.(figure VI.1 et VI.2) .



Figure IV.1 : Zone inondable à Sidi Belattar (2018)



Figure IV.2 : dégradation des bâtiments à Sidi Belattar

Le but de ce travail est l'amélioration de ces sols par la méthode chimique. L'ajout de la chaux dans les sols ayant des potentiels gonflants élevés à très élevés et l'addition la plus approprié dans ces cas. Il sera question de trouver le pourcentage le plus efficace pour une meilleure amélioration.

A cet, ce chapitre a pour but de présenter dans son ensemble la démarche expérimentale suivie, les moyens mis en œuvre et les protocoles d'essai permettant d'identifier le sol prélevé, le programme d'essai concerne la mesure et calcul des paramètres géotechniques y afférant.

Les étapes de ce travail sont :

- Prélèvement du sols et stockage (**Figure IV.4**)
- Détermination des caractéristiques physiques (granulométrie, limites d'Atterberg, teneurs en eau optimales...).
- Détermination des caractéristiques chimiques (essai de tâche au bleu de méthylène, matière organique, carbonate ...)
- Détermination des propriétés mécaniques (résistance à la compression, essai œdométrique, résistance au cisaillement direct)

IV.2. Identification et localisation du site

Le sol étudié est situé dans la région de JEDOUAA, sise à la commune de Sidi-Belattar wilaya de Mostaganem (nord-ouest de l'Algérie).

D'un point de vue géographique :

- Au nord : Les commune de Ben-Abdelmalek Ramdane, Hadjaj
- A l'est : Commune de Achasta
- Au sud : Commune de Ain-Tedeles et Oued Cheliff
- Au Ouest : Commune de Ain-Boudinar



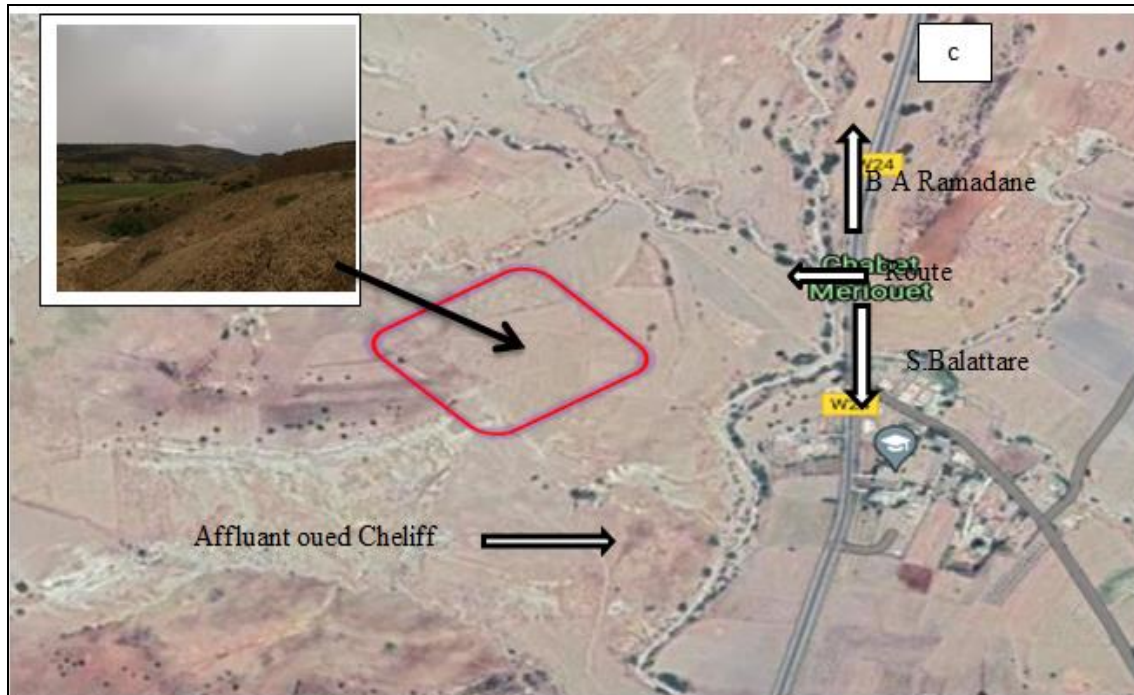


Figure IV.3:(a), (b) et (c) localisation géographique du lieu d'étude (image google Earth)

IV.3. Caractéristiques physiques

Les propriétés physiques du sol étudié sont : l'analyse granulométrique, les limites d'Atterberg, la surface spécifique, la teneur en matière organique. Après son extraction, le sol a été placé dans des sacs en plastique, transporté et stocké au laboratoire.



Figure IV.4 : Stockage du sol après prélèvement

IV.3.1. Calcul des Poids volumiques

- **Poids volumique du sol humide (δ_h)**

C'est la masse d'un corps par unité de volume apparente en état naturel et exprimé en (gr/cm^3 ; kg/m^3 ; t/m^3)

$$\delta_h = p_h / V_t \quad (\text{IV.1})$$

Avec p_h poids humide et V_t le volume total

- **Poids volumique du sol sec (δ_d)**

C'est rapport du poids de matériau sec (après expulsion de l'eau libre) contenu dans Une certaine quantité de sol au volume de ce même matériau exprimée en (gr/cm^3 , kg/m^3 , t/m^3).

$$\delta_d = \frac{\delta_h}{(1+w)} \quad (\text{IV.2})$$

Avec $w\%$ teneur en eau à l'état nature et δ_h la masse volumique humide

- **Poids volumique solide (δ_s)**

C'est le rapport du poids matériau sec contenu dans une certaine quantité de sol au volume des grains du sol exprimé en (g/cm^3 ; kg/m^3 ; t/m^3)

$$\delta_s = \frac{P_s}{V_s} \quad (\text{IV.3})$$

Avec P_s le poids sec et V_s le volume sec.

IV.3.2 Teneur en eau $w\%$

Le calcul de cette teneur, nous permettra de reconnaître l'état hydrique du sol in situ à son état naturel. Elle est le rapport du poids d'eau contenu dans ce matériau au poids de même matériau sec. On peut aussi définir la teneur en eau comme le poids d'eau W contenu par unité de poids de matériau sec exprimée en (%)

$$w (\%) = \frac{P_w}{P_s} \times 100 \quad (\text{IV.4})$$

Avec P_w : poids de l'eau ; P_s : poids sec après étuvage



Figure IV.5: Etuvage du sol

IV.3.3. Degré de saturation S_r

Le degré de saturation est le pourcentage de l'espace poreux qui est occupé par l'eau. Pour le sol saturé le degré de saturation est égale 100% et pour le sol sec est 0%.

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \quad (\text{IV.5})$$

Avec V_w le volume de l'eau et le V_v le volume total occupé par les vides.

Tableau IV.1 : Les propriétés physiques du sol

Propriétés physiques	Symbole	Unité	Valeur
La teneur en eau à l'état naturel	W	%	29,66
Poids volumique des grains solides	δ_s	g/cm ³	2,48
Poids volumique humide	δ_h	g/cm ³	1,77
Poids volumique sec	δ_d	g/cm ³	1,37
Degré de saturation	S_r	%	90,78
L'indice de vide	e		0,81
Porosité	n		0,45

IV.3.4. Analyse granulométrique (NF P94-057)

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer la répartition des grains de sol suivant leur dimension. Elle a été effectuée par tamisage pour les éléments supérieurs à 80 μm , d'après le calcul du pourcentage du refus cumulé récupéré de 3,8 %, il ressort que le sol présente une texture fine, cela nous oriente à compléter l'analyse par l'essai de sédimentométrie.

IV.3.5. Analyse par sédimentométrie(NF P94-057)

Pour les fractions inférieure 80 μm , l'analyse a été faite par sédimentation, où une quantité de 80 g de sol a été imbibée en ajoutant une solution à 5% d'hexamèretaphosphate de sodium, le mélange est laissé pendant 16 heures, après quoi, il est agité pendant 5 minutes en utilisant un agitateur électrique, ensuite la solution est mis dans une éprouvette cylindrique en verre de 2 litre contenant de l'eau distillée. La lecture se fait par immersion d'un densimètre gradué . (Figure IV.6).

La granulométrie est exprimé par une courbe granulométrique qui donne la dimension moyenne des grains exprimé sous forme pourcentage du poids total du matériau elle est tracée en diagramme semi logarithmique (figure IV.7)



Figure IV.6: Essai de sédimentométrie

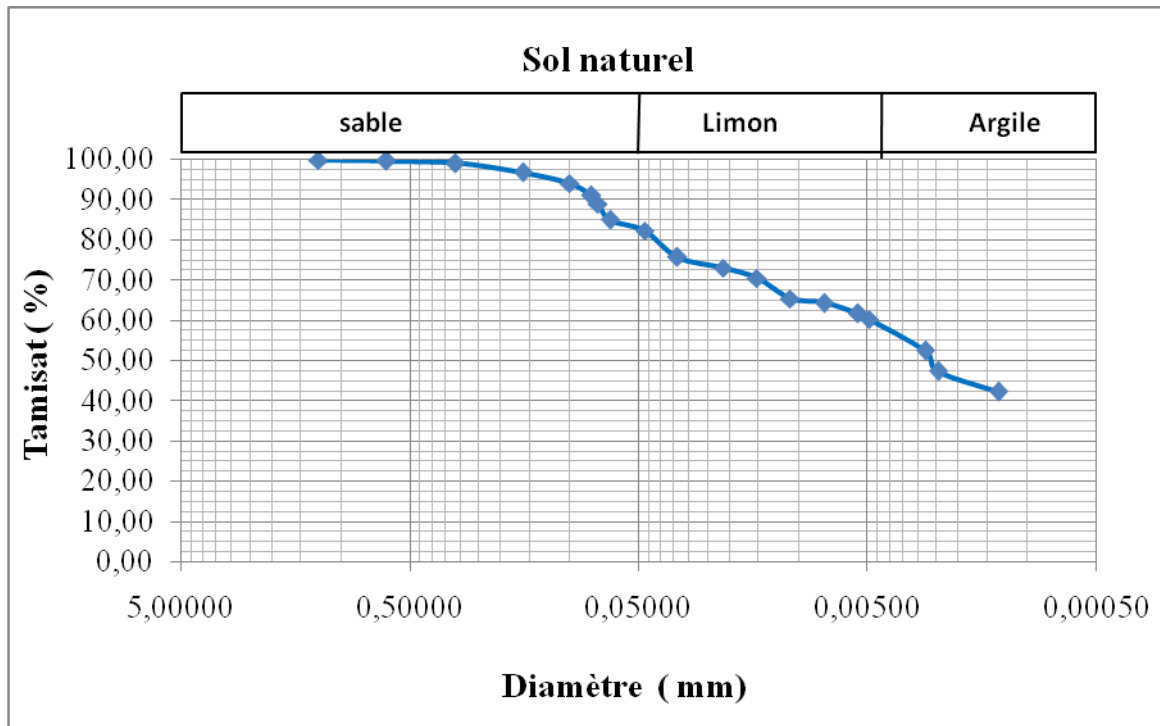


Figure IV.7: Courbe granulométrique

La projection des résultats de l'analyse granulométrique sur le triangle textural montre l'importance de ce paramètre dans la classification ; (Figure IV.8), il ressort que le sol présente une texture Argileuse plus au moins limoneuse ; avec une prédominance des argiles soit: Argile (45%) ; Limon (37,5 %) et Sable (17,5%).

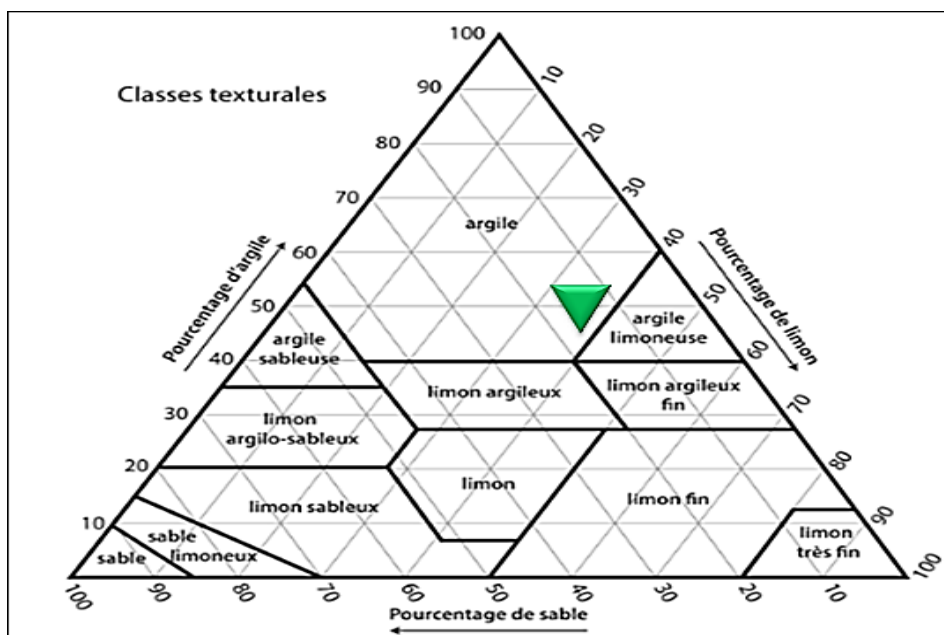


Figure IV.8: Classification du sol dans le triangle de texture

IV.3.6. Limites d'Atterberg(NF P94-051)

Il consiste à faire varier la teneur en eau d'une fraction de sol en observant sa consistance. Il existe deux limites dites d'Atterberg : la limite de liquidité et la limite de plasticité.

- **Limite de liquidité WL :**

la limite de liquidité et la teneur en eau (W%) qui correspond à une fermeture après 25 coups, de A en utilise un appareil conforme aux spécifications qui porte le nom de Casagrande. Formule de la teneur en eau pondérale : Masse d'eau (g) / Masse de sol sec (g).

- **Limite de plasticité WP :**

la limite de plasticité est la teneur en eau (exprimée en %) du sol en forme de rouleau qui se brise en petits tronçons de 10 à 20mm de longueur au moment où son diamètre atteint 3mm

- **Limite de retrait des argiles (W_R) :**

Les sols argileux présentent un retrait volumique lors de l'évaporation de l'eau interstitielle. Le retrait volumique augmente linéairement lorsque la teneur en eau diminue et ceci jusqu'à une teneur en eau appelée limite de retrait w_R. La limite de retrait est définie comme la teneur en eau pondérale conventionnelle de dessiccation d'un sol remanié au-dessous de laquelle le volume de l'échantillon est supposé ne plus varier. Elle est définie à partir des caractéristiques humides et sèches de l'échantillon.

$$W_R = \frac{V_{éch}}{P_s} - \frac{1 \times \rho_w}{\rho_s} \times 100 \quad (IV.6)$$

- V_{éch} : Volume initial ; ρ_w : masse volumique d'eau ; p_s : masse de l'échantillon sec ; ρ_s : masse volumique des grains solides



Figure IV.9: Essais des limites de liquidité et de plasticité.

À partir des limites d'Atterberg, on peut calculer les grandeurs physiques suivantes : indice de plasticité (I_p) et sa consistance (I_c).

- **Indice de plasticité :** I_p est la différence entre la limite de plasticité et la limite de liquidité, il mesure l'étendue du domaine de plasticité du sol. Il s'exprime donc la relation :

$$I_p = W_L - W_p \quad (\text{IV.7})$$

- **Indice de consistance :**

$$I_c = \frac{W_L - W_n}{I_p} \quad (\text{IV.8})$$

- **L'indice de retrait**

$$I_r = W_L - W_R \quad (\text{IV.9})$$

Tableau IV.2: résultats des limites d'Atterberg pour sol naturel

Grandeur physique	W_L	W_p	W_R	I_p	I_c	I_r
Valeur en (%)	70,27	20,74	11,75	49,53	0,82	58,52

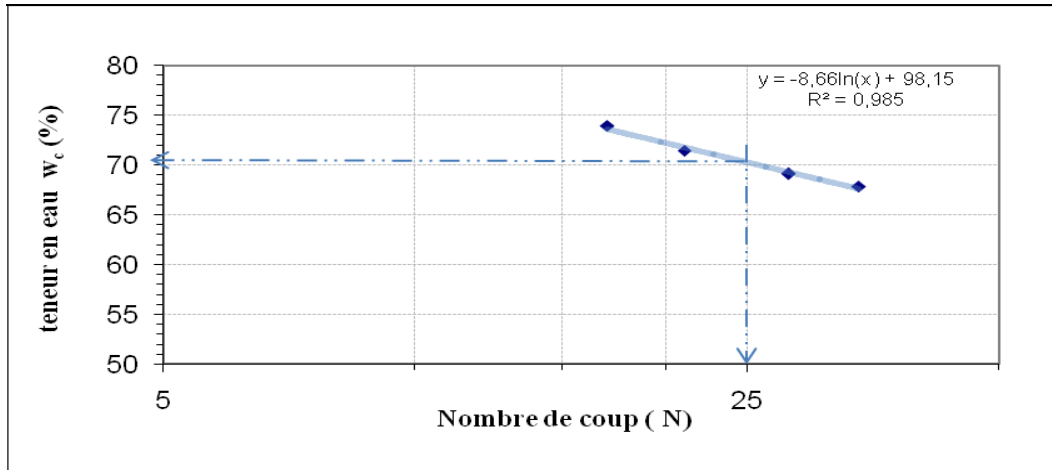


Figure IV.10 : résultats de limite de liquidité du sol naturel

Ces indices expriment la sensibilité du sol vis-à-vis de l'eau, et permettent aussi de le classer. D'après l'abaque de Casagrande représentée par la figure (IV.11), on peut conclure que le sol appartient à la classe des sols argileux très plastique ayant un potentiel de gonflement élevé [Dakshanamurthy et Raman ; 1973] à élevé [Chen ; 1988] et critique [Altemeyer,1955] cité par Zouhair. A (2014).

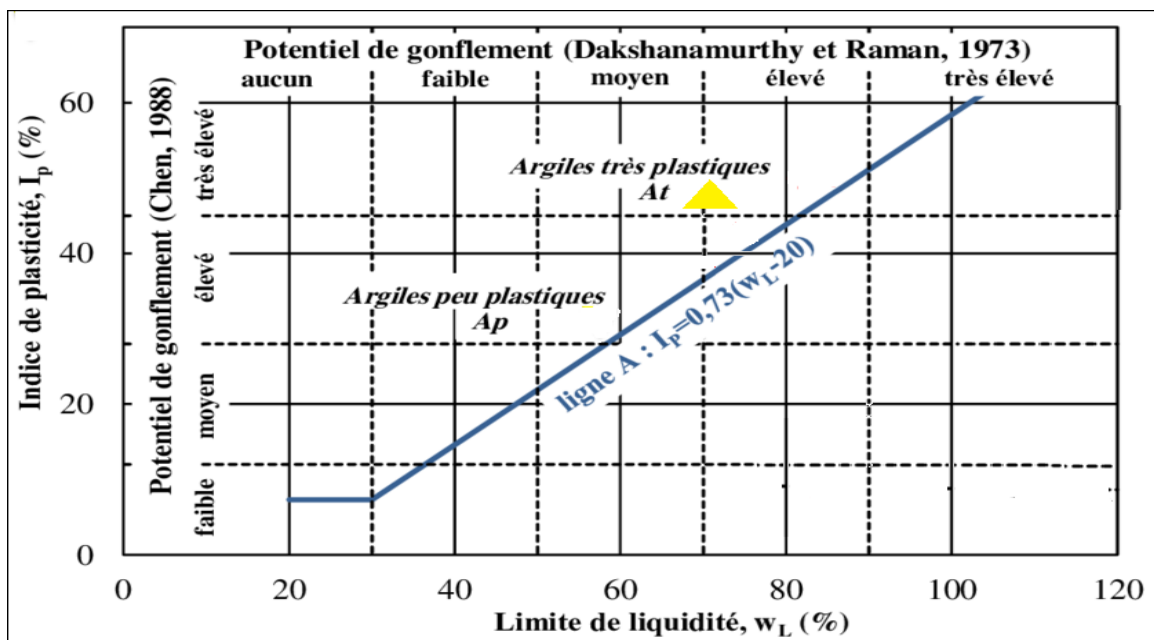


Figure IV.11: Classification des sols fins, diagramme de plasticité

La figure (IV.12), montre que le sol se compose d'un mélange d'argile Illites-Montmorillonite. L'indice d'activité est calculé par la formule suivante (Holtz, 1991)

$$A = I_p / \% \text{ des fractions argileuse } (< 2\mu\text{m}) \quad (\text{IV.10})$$

Ou A : indice d'activité argileuse - I_p : indice de plasticité

Tableau IV.3: détermination du type d'argile

% Argiles < 2 μm	Indice de plasticité	Indice d'activité	Type d'argile
45	49,53	1,10 (normalement active)	Illites, Montmorillonite

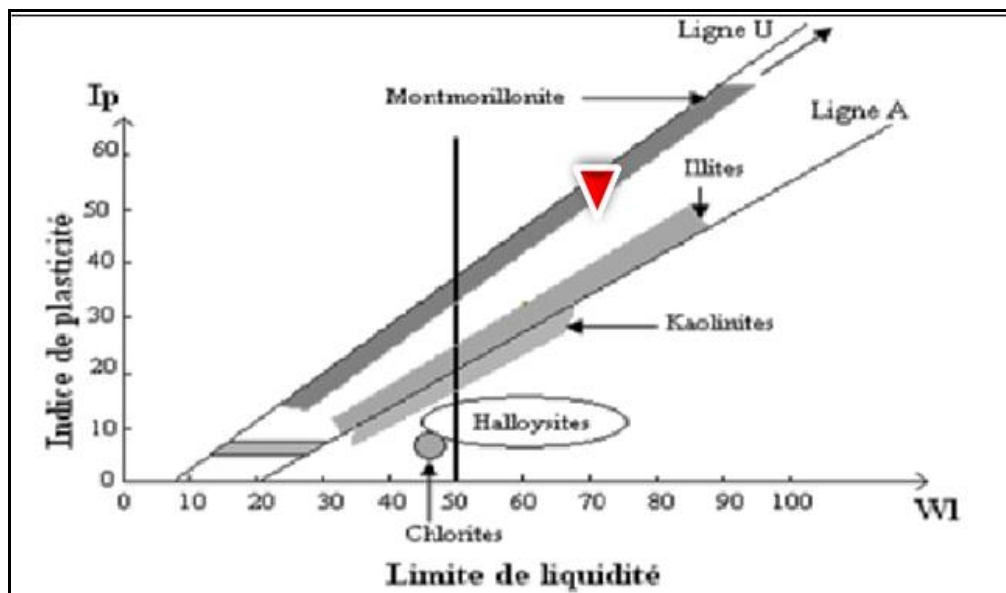


Figure IV.12: Nature des argiles du sol selon l'abaque de Casagrande. (Casagrande, 1948, et de Mitchell, 1976)

IV.4. Caractéristique chimique

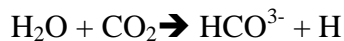
IV.4.1 Dosage des carbonates CaCO₃ (NF ISO 10693)

La calcimétrie est la mesure du pourcentage de CaCO₃ dans une roche, un sol l'appareil de mesure la plus fréquemment utilisée est la calcimètre de Bernard.

Le dosage du carbonate de calcium est basé sur l'attaque par l'acide chlorhydrique (HCL) dilué d'un échantillon d'une masse donnée à pression et température standard. On mesure le volume de CO₂ dans un tube manométrique après attaque de la roche après attaque de l'échantillon à l'acide chlorhydrique (HCL) suivant la réaction suivante :



On utilise l'eau saturée en sel pour éviter la perte de CO₂ à partir leur réaction avec H₂O selon la réaction suivante :



Connaissant la masse de CaCO₃ et la masse de l'échantillon, pour calculer le pourcentage de CaCO₃ dans l'échantillon. En prend une quantité de l'échantillon à une masse égale 0,5 g. Le résultat trouvé montre que le sol contient 29,08 % de CaCO₃ et d'après le tableau (IV.4) il peut être classé comme sol argileux-calcaire.

Tableau IV.4 : Teneur en CaCO₃ de quelques sols

CaCO ₃ (%)	Dénomination
0-10	Argile ou limon.
10-30	Argile calcaire.
30-70	Marne.
70-90	Calcaire argileux

IV.4.2. Valeur en bleu du sol (VBS) et surface spécifique (NF P94-068)

Le principe de l'essai consiste à maintenir en permanence sous agitation un mélange puis à introduire des quantités croissantes de bleu de méthylène par doses successives (Figure IV.12), jusqu'à ce que les particules argileuses en soient saturées, il apparaît alors un excès qui marque la fin de l'essai et qui est détecté par le test de la tâche. Ce dernier consiste à

former avec une goutte de la suspension sur du papier filtre normalisé, une tache qui est un dépôt de sol coloré en bleu, entouré d'une zone humide incolore. L'excès de bleu se traduit par l'apparition dans cette zone d'une auréole d'un bleu clair. Le test est alors positif.

La surface spécifique totale d'un sol est déduite de l'essai au bleu de méthylène. Cette surface spécifique est liée directement à la quantité de bleu de méthylène absorbée par la fraction argileuse. Elle est donnée par la formule (IV.8) D'après les résultats le sol se classe dans la catégorie des sols très argile, sensible à l'eau.

$$SST = \frac{20,93 \times V_{cc}}{P_s} \quad (IV.11)$$

SST : surface spécifique totale (m^2/g)

V_{CC} : volume de bleu de méthylène utilisé (cm^3)

P_s : masse de matériau sec (g)

20,93 : surface correspondant à 1 cm de bleu de méthylène.

Tableau IV.5 : Essai de bleu méthylène et surface spécifique

Paramètres	Sol naturel
Valeur du bleu VBS (%)	6
Surface spécifique totale SST (m^2/g)	125,6
Classement des sols en fonction du VBS	Sol argileux. ($6 \leq V_{BS} < 8$)

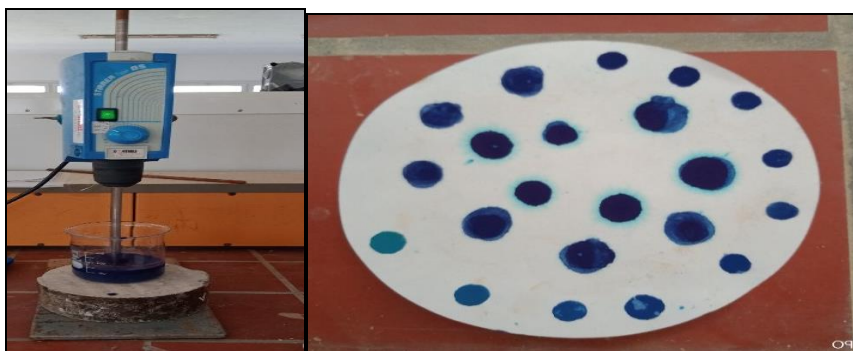


Figure IV.13 : Essai de tâche au bleu méthylène

IV.4.3. La teneur en matière organique (NF EN 12879-2000)

La teneur en matière organique des échantillons prélevés est mesurée selon la norme (NF EN 12879-2000). Dans cet essai, la matière organique est mesurée suite à la perte au feu de la masse sèche. Nous prenons un creuset vide, sec et propre et nous notons son poids (M_a). Par la suite, nous introduisons une prise d'essai et nous notons son poids (M_b).

Ensuite, la prise d'essai et le creuset sont mis dans un four à une température de 550 ± 25 °C pendant 3 heures, comme le montre la Figure (IV.14). Après, nous mettons la prise d'essai dans un dessiccateur à une température pour qu'elle refroidisse et nous notons le nouveau poids (M_c). Le calcul de la matière organique se fait selon l'équation suivante :

$$\text{M.O. (\%)} = \frac{M_b - M_c}{M_b - M_a} \times 100 \quad (\text{IV.12})$$

Avec : M_b masse du creuset et son contenu;

M_c :masse du creuset et son contenu après calcination ;

M_a masse du creuset



Figure IV.14: Essai de mesure de la matière organique

Le résultat trouvé d'une moyenne de 6.06%, le tableau IV.7 indique que le sol est classé dans la catégorie des sols faiblement organiques.

Tableau IV.6: Les différents types de sols en fonctions de la teneur en matières organiques

Teneur en matière organique	Type de sol
M.O <3	Argile ou limon
$3 \leq \text{M.O} < 10$	Sols faiblement organiques
$10 \leq \text{M.O} < 30$	Sols moyennement organiques
$\text{M.O} \geq 30$	Sols très organiques

IV.5. Détermination du pourcentage initial de la chaux (Méthode du pH-mètre)

La détermination du pourcentage initial de la chaux a été conduite selon la norme ASTM D6276, cette méthode est basée sur l'essai de EADES et GRIM (1966)

Les étapes de l'essai sont les suivantes :

Prendre des échantillons représentatifs séchés à l'étuve des passants du tamis N°40 (425 μm), peser 20 grammes de sol à 0,1 grammes de précision, les verser dans cinq bouteilles en plastique de 150 ml avec des bouchons à visser. Ajouter des pourcentages différents de chaux avec une précision de 0,01 gramme. Bien agiter pour donner un mélange homogène. Ajouter 100 ml d'eau distillée aux mélanges. Puis Agiter le mélange chaux-sol-eau 30 secondes jusqu' à ce qu'il n'y ait plus de traces du matériau sec sur le fond. Agiter la bouteille pendant 30 secondes toutes les 10 minutes pendant 1 heure.

Mesurer le pH avec un pH mètre équipé d'une électrode et l'étalonner chaque fois dans une solution tampon de pH 10. Noter le pH pour chacun des mélanges de sol-chaux. Le plus faible pourcentage de chaux qui donne un pH de 12,4 est le pourcentage exigé pour stabiliser le sol. Si le pH ne dépasse pas 12,3 et deux taux de chaux donnent la même lecture, le plus bas pourcentage qui donne un pH de 12,3 est celui exigé pour stabiliser le sol. Si le pH le plus élevé est 12,3 et seulement 1 taux de chaux donne un pH de 12,3, il faudra prévoir des bouteilles additionnelles d'essai avec un plus grand pourcentage de chaux.

IV.6. Détermination des performances mécaniques:

IV.6.1 Essai Proctor (NF P 94-093)

Il s'agit de déterminer la teneur en eau optimale conduisant à une force portante maximale pour un sol donné, selon des conditions de compactage précises. On compacte des échantillons de sol dans un moule normalisé, en adoptant diverses valeurs de teneur en eau. Pour chaque essai, on détermine la masse volumique apparente correspondante. (Figure IV.15). Puis les résultats sont portés sur un graphique et la courbe joignant au mieux les points obtenus passe par un maximum qui correspond à l'optimum Proctor. Le résultat illustré par la (Figure IV.16) montre que le sol a atteint sa capacité portante maximale de $1,53 \text{ g/cm}^3$ pour une teneur en eau optimum W_{opt} de 20,55.

Le sol présente une forte sensibilité à l'eau autour de l'optimum Proctor. C'est l'une des caractéristiques des sols argileux



Figure IV.15:Essai Proctor (a) échantillon confectionné (b) échantillon paraffiné pour stockage

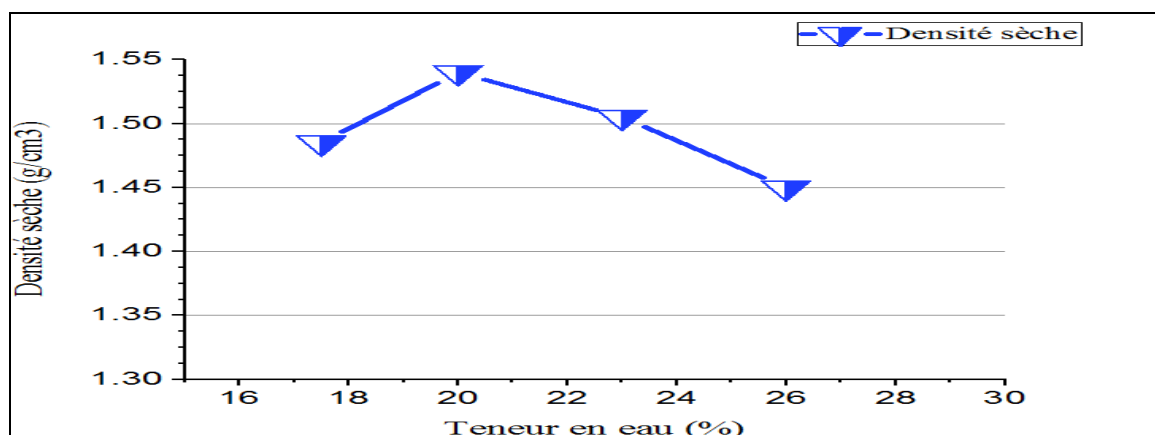


Figure IV.16:Essai de compactage du sol naturel

IV.6.2 Essai de compressibilité et consolidation à l'œdomètre (NF P 94-090-1)

L'essai s'est effectué conformément à la norme, sur un sol remanié. Au plan quantitatif, le programme expérimental a comporté trois essais de compressibilité permettant de déterminer les paramètres de compressibilité et de consolidation des sols étudiés

a-Principe de l'essai :

L'essai s'effectue sur plusieurs éprouvettes provenant d'un même échantillon et prélevé sensiblement au même niveau. Chaque éprouvette de sol est placée dans une enceinte cylindrique rigide (bague) et un dispositif pour appliquer un effort axial vertical maintenu sur l'éprouvette. L'essai consiste à appliquer à chaque éprouvette une contrainte verticale différente après chaque consolidation et à mesurer la variation de la hauteur lorsqu'elle est mise en présence d'eau.



Figure IV.17: Appareil œdométrique pour essai de consolidation

b- Mode opératoire

- Préparer les échantillons.
- Mettre les échantillons ainsi préparés entre deux pierres poreuses.
- Porter à saturation à l'aide du dispositif de l'œdomètre.
- Appliquer le chargement de l'échantillon par paliers de contraintes à l'aide du piston de l'œdomètre.
- Effectuer la lecture du comparateur lorsque le tassement est stabilisé (Consolidation

c- Les paramètres initiaux

- **La section œdométrique S:** est la section transversale de l'enceinte œdométrique avec un rayon R, telle que

$$S = R^2 \times \pi \quad (\text{IV.13})$$

- **Hauteur initiale h_0 :** est la hauteur de l'enceinte
- **Le poids sec P_s :** le poids sec est le poids de l'échantillon œdométrique après passage à l'étuve, le poids sec de l'échantillon nous aide pour calculer le poids spécifique de sol (γ_d) tel que :

$$\gamma_d = \frac{P_s}{s \cdot h_p} \quad (\text{IV.14})$$

Et pour calculer la hauteur pleine h_p tel que :

$$h_p = \frac{P_s}{\gamma_s} \quad (\text{IV.15})$$

- **Indice de vide initiale e_0 :** est l'indice du vide de l'échantillon à $T = 0s$ et $P = 0$ tel que :

$$e_0 = \frac{h_0}{h_p - 1} \quad (\text{IV.16})$$

- **Contrainte effective de pré consolidation « σ'_{pc} » :** qui correspond à la contrainte effective verticale maximale supportée par l'échantillon au cours de son histoire. Courbe ($e - \log \sigma$).
- **Indice de compressibilité « C_c » :** qui représente la pente de la droite ($e - \log \sigma'_v$) pour le cas du chargement, il est donc défini par :

$$C_c = - \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma'_v)} \quad (\text{IV.17})$$

- **Coefficient de gonflement « C_g » :** qui représente la pente de la droite ($e - \log \sigma'_v$) pour le cas du déchargement et il a la même expression que C_c .

$$C_g = \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma'_v)} \quad (\text{IV.18})$$

- **Coefficient de compressibilité « a_v »**

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta(\sigma'_v)} \quad (\text{IV.19})$$

- Coefficient de compressibilité volumique

$$m_v = \frac{av}{1+e_0} \quad (IV.20)$$

- Module œdométrique

$$E_{oed} = \frac{1}{mv} \quad (IV.21)$$

d- Traçage des courbes:

La courbe de compressibilité du sol gonflant est représentée dans la figure suivante (IV.19), c'est à partir du graphe que les paramètres de compressibilité, la consolidation et gonflement sont calculés, et sont essentiels pour la classification des sols.

➤ Préparation des échantillons

Il est à noter que l'essai a été effectué sur des échantillons remaniés, préparés par broyage puis compactage quasi statique à la densité et à la teneur en d'optimum Proctor calculés. Les échantillons du sol naturel (SN) ont été préparé par mélange du sol à la teneur en eau et densité optimum de Proctor soit w% : 20,55 % et la densité sèche égale à 1,53 g/cm³. L'échantillon est ensuite prélevé en enfonçant une cellule, puis lissé et arasé aux niveaux supérieur et inférieur en comblant les vides éventuels.

A partir de la courbe, on peut déterminer les coefficients de gonflement et de compressibilité du sol,. Les résultats sont regroupés dans le tableau (IV.8).

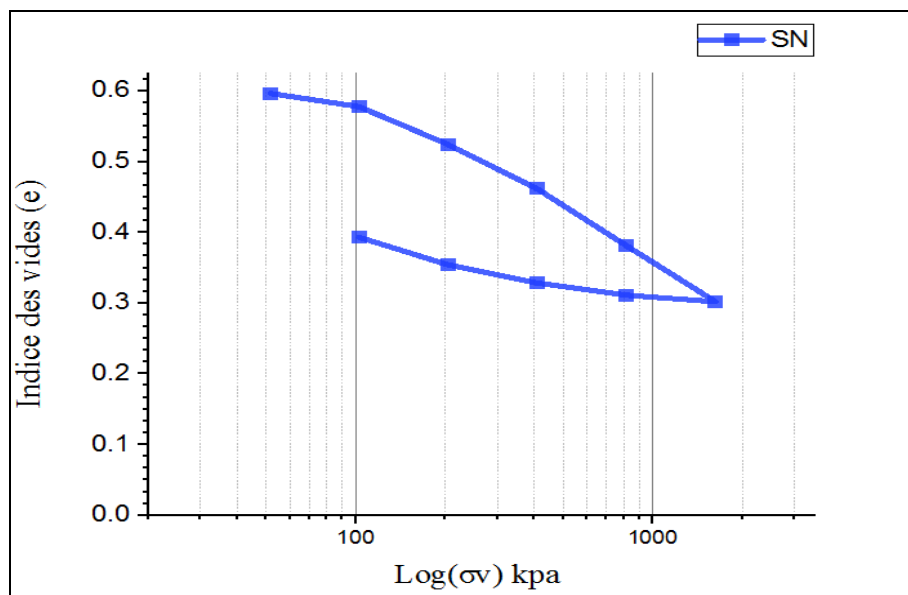


Figure IV.18 : Courbe de compressibilité du sol naturel

Tableau IV.7 : résultats d'essai de compressibilité du sol naturel

Cc	Cg	σ_v' (kpa)	e ₀
0,266	0,091	151,59	0,632

Il existe plusieurs abaques qui nous permettent de classer le degré de compressibilité du sol

Tableau IV.8: Classement des argiles selon leurs indices de compressibilités et indices des vides, donné par Philipponnat et Hubert (1997)

$Cc/1+e_0 < 0,015$	sol incompressible
$0,015 < Cc/1+e_0 < 0,05$	sol peu compressible
$0,05 < Cc/1+e_0 < 0,2$	sol moyennement compressible
$Cc/1+e_0 > 0,2$	sol très compressible

Tableau IV.9 : Classement du sol selon l'indice de compressibilité.

Sol naturel	Cc/ (1+ e ₀)	Classement
SN	0,163	sol moyennement compressible

IV.5. 3 Essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande (NF P94-071-1) :

➤ Principe de l'essai

Il s'agit de déterminer expérimentalement les caractéristiques mécaniques de plasticité d'un sol en procédant au cisaillement rectiligne d'un échantillon sous charge constante puis d'en déduire les paramètres de cisaillement : la cohésion "C" et angle de frottement interne "φ", qui permettent d'estimer par exemple la contrainte de rupture sous une fondation superficielle. L'essai de cisaillement permet de tracer la courbe intrinsèque du sol étudié, et de déterminer son angle de frottement interne φ et sa cohésion c. L'équation de cette droite est donc :

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \phi + C \quad (\text{IV.22})$$

Dans l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande, on cherche à provoquer la rupture de l'échantillon suivant un plan imposé. L'éprouvette de sol (section circulaire ou carrée de

6cm de côté, épaisseur = 3 à 4cm) est placé dans une boîte constituée de deux parties qui peuvent glisser horizontalement l'une sur l'autre et sans contact.

En exerce sur le plan de séparation AB (figure IV.20)des deux demi-boites une contrainte dont les composantes normale et tangentielle ont pour valeur moyenne:

$$\sigma = \frac{N}{Ac} \quad (\text{IV.23})$$

$$\tau = \frac{T}{Ac} \quad (\text{IV.24})$$

N : effort normale et T effort tranchant

Ac: la section corrigée de l'éprouvette (cette section variant en fonction du déplacement relatif (Δl))

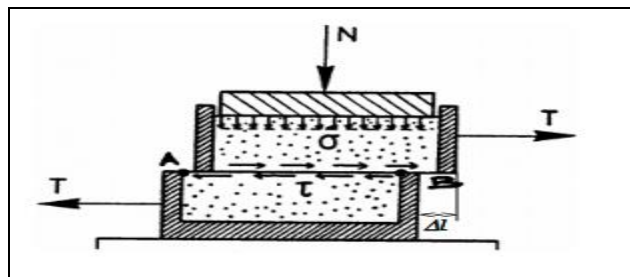


Figure IV.19 : plan de cisaillement – boîte de Casagrande

Un comparateur mesure la variation de hauteur (Δh) et de déplacement horizontal (Δl) de l'échantillon. La demi-boîte inférieure est entraînée horizontalement à vitesse constante. La force totale de cisaillement T est mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique fixé à la demi-boîte supérieure.

➤ **Préparation des essais**

- Les calculs dits à court terme, qui correspondent à une situation faisant immédiatement suite à l'application rapide d'un effort et à laquelle sont associées les caractéristiques non consolidé non drainées (U.U) et consolidé non drainé (C.U). Ces calculs sont habituellement effectués en contraintes totales dans les sols fins.
- Les calculs dits à long terme, qui correspondent à l'une des situations suivantes, auxquelles sont associées les caractéristiques drainées :

- Application lente de l'effort (par rapport à la vitesse de dissipation des surpressions interstitielles),
- Délai suffisant pour la dissipation des surpressions interstitielles après une application rapide de l'effort

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

- Pour le présent travail, on choisit le mode de calcul à court terme en situation consolidée non drainée par application de trois contraintes vertical : 1, 2 et 3bars, avec une vitesse de 1,5 mm/mn (NF P94-071-1).



Figure IV.20 : Appareil de cisaillement (laboratoire LNPC-université de MOSTAGANEM)

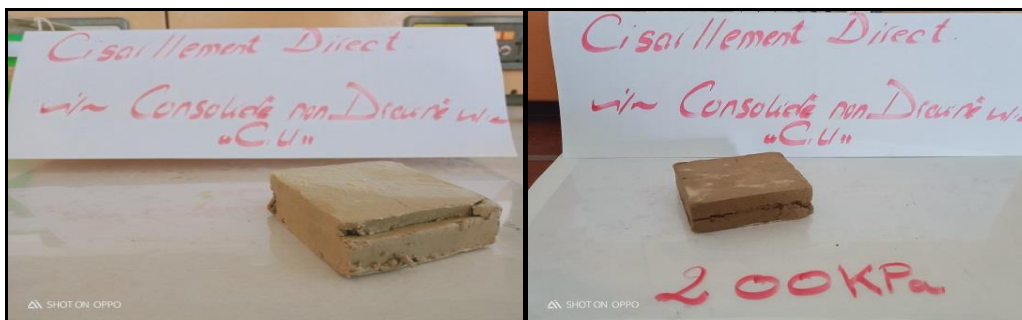


Figure IV.21 : Echantillons de sol cisailé

Tableau IV.10 : Paramètres intrinsèques du sol naturel

Cohésion (kpa) C	Angle de frottement φ°	Contrainte Normale		
		$\sigma_1=100$	$\sigma_2=200$	$\sigma_3=300$
4,511	15,90 °	τ de rupture (kpa)		
		35.26	56.982	92.244

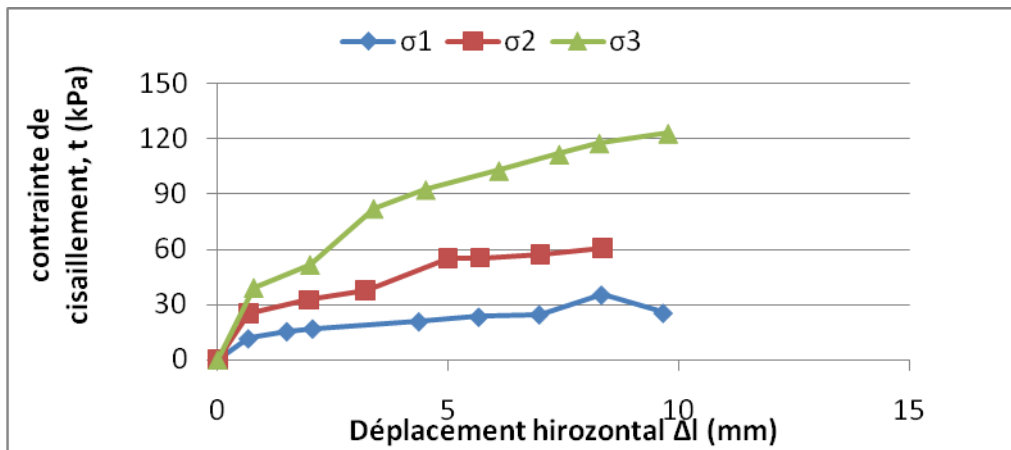


Figure IV.22 : Courbe contrainte-déplacement du sol naturel

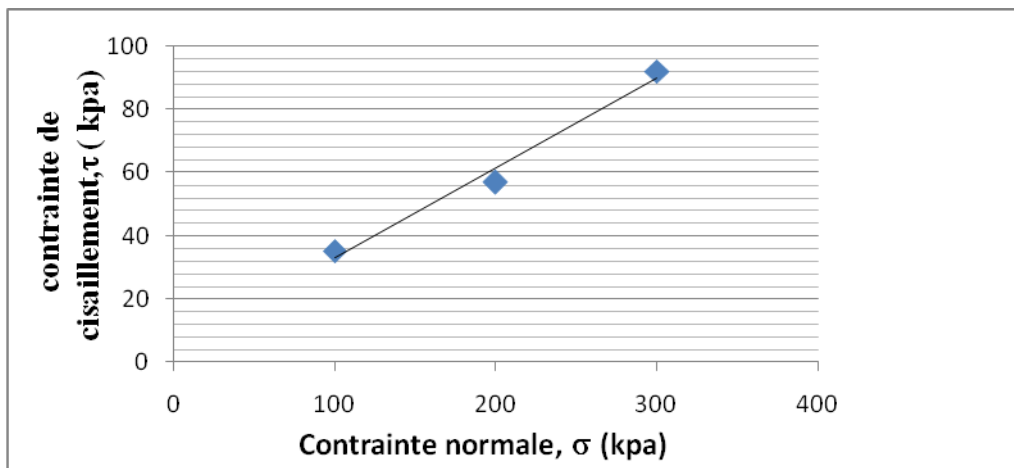


Figure IV.23 : Courbe Intrinsèque du sol naturel

IV.6. Conclusion

Les résultats d'analyse des échantillons de sol naturel ; le classe dans la catégorie des argiles très plastiques CH (Argile inorganique)selon le système de classification unifié des sols (Unified Soil Classification System (USCS)) ; appartenant à la familles des illites avec présence de Montmorillonites dont l'activité argileuse est dite normale . Les essais d'identification physiques tel que les limites d'Atterberg, montrent que ce sol présente un potentiel de gonflement élevé à très élevé voir critique en fonction du résultat de la limite du retrait , caractérisé par une compressibilité élevée, une faible résistance au cisaillement lorsqu'il est compacté et saturé, et présente une cohésion très faible .

Pour pallier à ce problème nous allons procéder dans la suite du travail à l'amélioration de ce sol par l'ajout de chaux à différent pourcentage en extrait sec de chaux vive, ce choix est inspiré de la recherche bibliographique.

CHAPITRE V

Résultats et analyse

Chapitre V : Résultats et analyses

V.1 Introduction

Le but de ce chapitre est d'améliorer le sol par ajout de chaux à différents pourcentage et d'étudier son influence sur les propriétés physiques (limites d'Atterberg, densité, indice des vides, etc...) et mécaniques (stabilité et compactage).

V.2 La chaux

Oxyde de calcium solide, blanc, caustique (chaux vive) obtenu le plus souvent par calcination de la pierre à chaux ou calcaire et susceptible de se transformer par hydratation en hydroxyde de calcium pulvérulent (chaux éteinte), la fiche technique (2) présentée en annexe donne le plus essentiel de ces propriétés. La NF P 98-101: définit les exigences pour une chaux destinée au traitement de sol.

V.3 Détermination du point de fixation de la chaux

Afin d'évaluer l'influence de la teneur en chaux, cinq dosages ont été considérés : 2, 4,6,8 et 10% en masse. (Figure V.1).

Le résultat du pH obtenu indique qu'un dosage de 6 % donne une indication sur le point de fixation de la chaux (PFC),nécessaire pour atteindre un changement significatif dans les propriétés du sol, principalement en termes de plasticité et de compactage (Eades et Grim, 1966), elle est la quantité minimale qui répond à l'affinité du sol pour satisfaire l'échange cationique de calcium inter-lamellaire (Bell, 1996. La figure V.2 présente les résultats obtenus pour le sol où avec 6 % de chaux on se trouve avec un pH de saturation supérieur à 12,4 . Nous avons ensuite choisi de travailler avec un très fort dosage, de 8 et 10 %, afin de nous assurer qu'on soit bien en excès de chaux et qu'il y ait une réactivité avec les matériaux argileux.

De ce fait pour la suite des essais ; on travaillera seulement avec 4 et 6 % de chaux, pour évaluer l'importance des changements sur sol naturel.

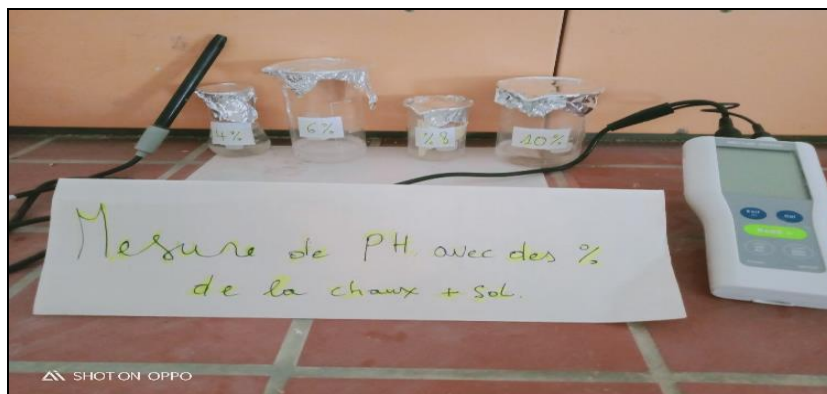


Figure V.1 : Détermination du point de fixation de la chaux (Méthode du pH-mètre)

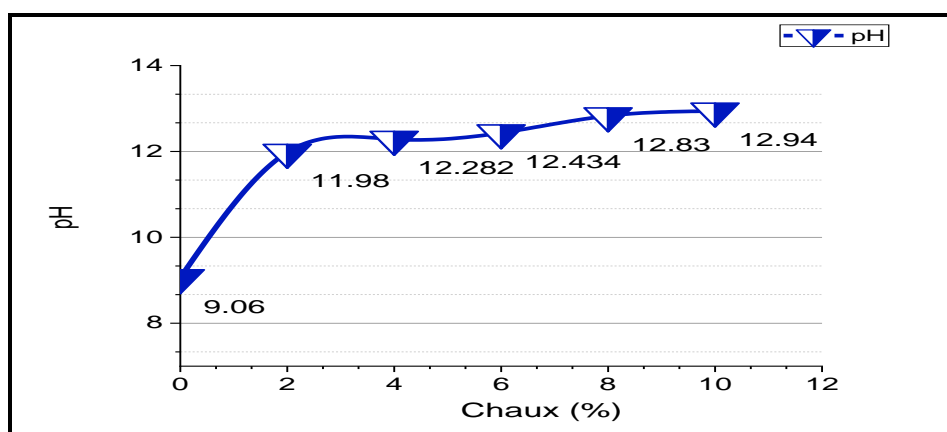


Figure V.2 : Evolution du pH en fonction du pourcentage de chaux

V.4. Evolution des propriétés physiques du sol traité

V.4.1 Effet de chaux sur la surface spécifique et VBS

Le tableau V.1 montre les changements enregistrés sur les propriétés physiques, on constate que le VBS et la surface spécifique diminuent avec le pourcentage ; ceci est dû à l'agglomération des particules d'argiles par la chaux.

Tableau V.1 : évolution des propriétés chimiques des sols

Propriétés	SN	SN+4%C	SN+6%C
VBS (%)	6	4,5	3,5
SST (m ² /g)	125,6	94,20	73 ,30

V.4.2. Effet de la chaux sur les limites d'Atterberg

Afin de comprendre les caractéristiques de plasticité du sol, les limites d'Atterberg correspondant à la teneur en chaux (4 et 6 %) ont été déterminées après 24 heures de mélange sol-chaux, comme cela se fait couramment pour les sols traités. Le tableau V.2 donne les valeurs de la limite de liquidité, et de plasticité, de retrait et l'indice de plasticité du sol traité et non traité. Les résultats (moyenne de deux tests pour chaque pourcentage de chaux) indiquent un changement impressionnant dans les valeurs calculées. Ces résultats sont représentés par l'histogramme (figure V.4) et le graphe (figure V.5)

Tableau V.2: variation des limites d'Atterberg en fonction
Du pourcentage de la chaux

% Chaux	Limites d'Atterberg			
	W _L (%)	W _P (%)	W _R (%)	I _p (%)
0	70,27	20,74	11,75	49,53
4	71,60	25,60	37,57	46,01
6	74,94	39,08	39,45	35,87

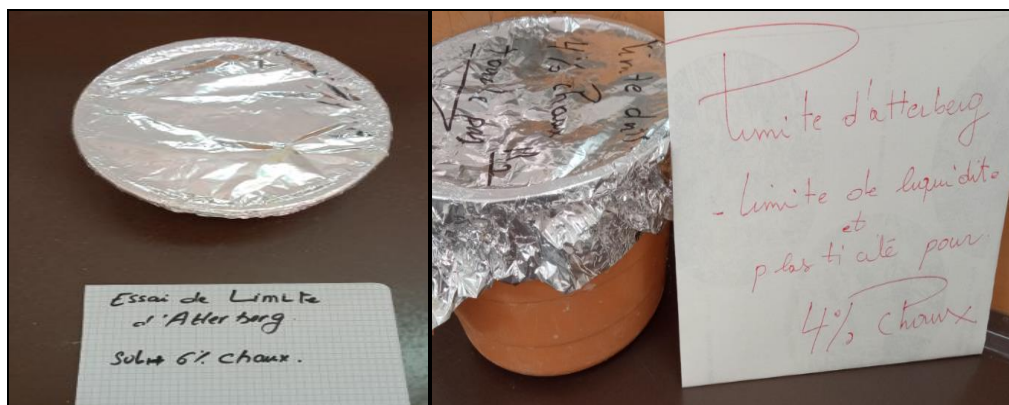


Figure V.3 : Préparation des sols pour essai de limite d'Atterberg.

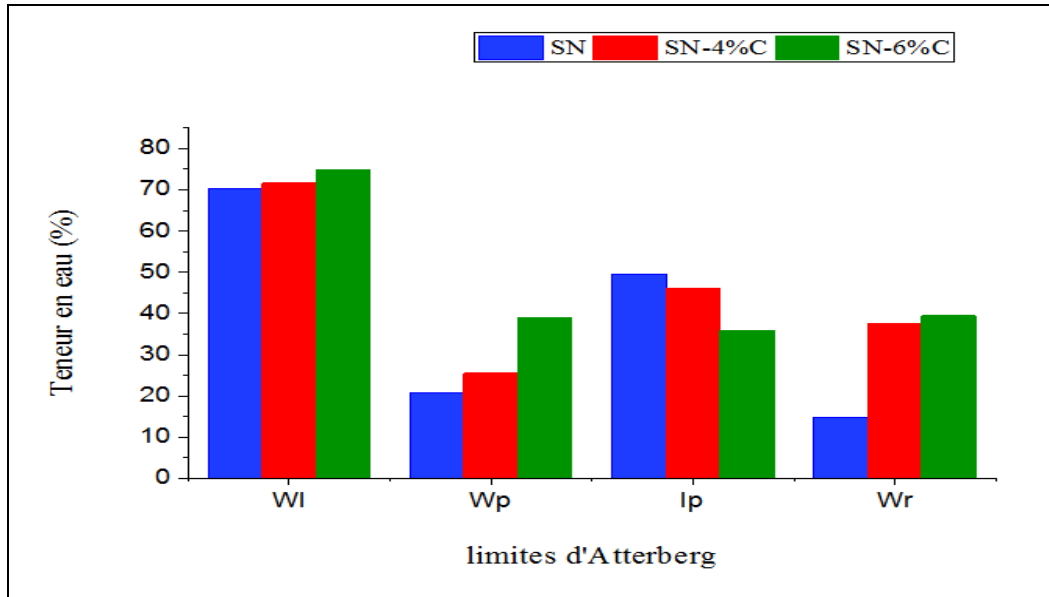


Figure V.4: Histogramme d'évolution des limites d'Atterberg

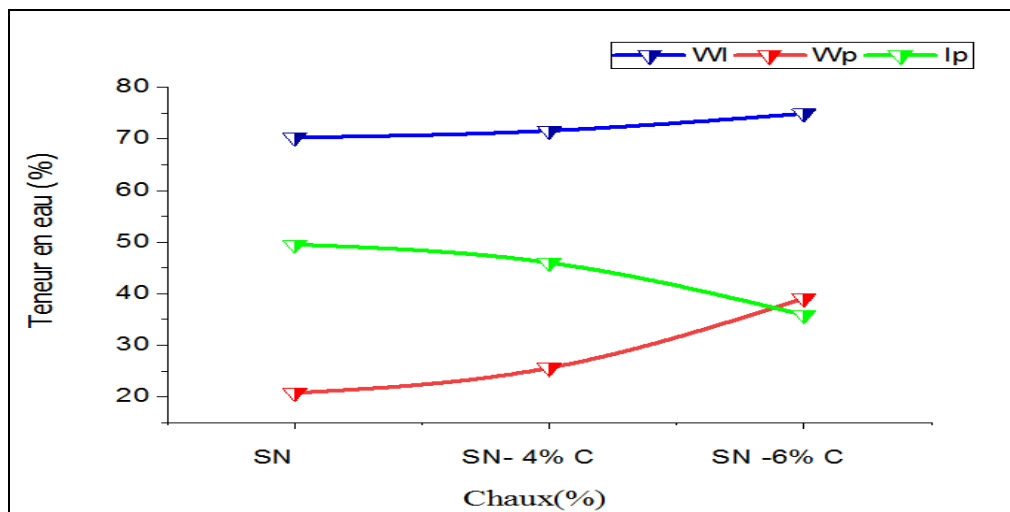


Figure V.5 : courbe d'évolution des limites en fonction de chaux.

➤ **Effet sur l'indice de plasticité**

Le sol reconstruit présente une nette amélioration dans la maniabilité et une diminution de l'indice de plasticité du sol traité, d'après histogramme (figure V.4) ; il est clair que la valeur de I_p est passée de 49,53% pour le sol naturel à 46,01 et 35,87 % pour 4 et 6% de chaux respectivement. Cette évolution a été observée par plusieurs travaux de recherches qui ont montré la même tendance (Vitale et al, 2017 ; Sakr et al 2009).

Ce comportement s'attribue aux deux processus physico-chimiques essentiels à savoir : l'hydratation et l'ionisation de la chaux en premier lieu (Diamond et Kinter, 1965), en

deuxième lieu ; la modification de la capacité d'échange cationique (*CEC*), ces deux processus contribuent à la floculation/agglomération des particules argileuses (Herzog et Michell, 1963) , (Al-Mukhtar al 2012 ; Sharma et al 2018).

La diminution de l'indice de plasticité indique une amélioration dans la maniabilité du sol.

➤ **Effet sur les limites de plasticité et liquidité**

L'ajout de chaux au sein du sol provoque, la floculation des sols. Cette action entraîne une amélioration de la consistance qui se traduit par une augmentation de la limite de plasticité s'accompagnant d'une augmentation légère de la limite de liquidité. Cette évolution provoque un déplacement du domaine de plasticité vers des teneurs en eau plus importantes passant de 20,74 % pour le sol naturel à 25,60 et 39,08 % pour le sol traité.

Selon certaines recherches, la limite de liquidité des sols de classe (CH)tende généralement à diminuer avec l'ajout de chaux,(Khelifa et al , 2018).

Néanmoins nos résultats sont corroborés par celles trouvées par les études de Yong et Ouhadi,(2007)qui ont observé une augmentation de la limite de liquidité de 45,8 % à 55 % pour l'ajout de chaux à 6 %, contre 30 à 37 % signalée par Bell (1996) pour 8 % chaux.

Dans tous les cas ; l'augmentation de la limite de liquidité du sol Belattar est moins importante et reste au-dessous de celle de la limite de plasticité.

Hilt et Davidson (1960) ont remarqué que l'importance des modifications des limites d'Atterberg ne dépend pas du temps de cure mais du dosage de chaux ajoutée et de la nature du sol.

La représentation des limites sur l'abaque de Casagrande (figure V.6),montre clairement que le sol naturel classé en tant qu'argile (At) (Argile très plastique) de classe CH(Argile non organique) est reclassé dans la partie des sols limoneux (Lt) très plastique de classe MH (limon non organique) ou OH (argile ou limon organique) au-dessus de la ligne(A), cela veut dire que l'ajout de chaux, provoque un changement des propriétés intrinsèques du sol sans pour autant changer sa nature minéralogique.

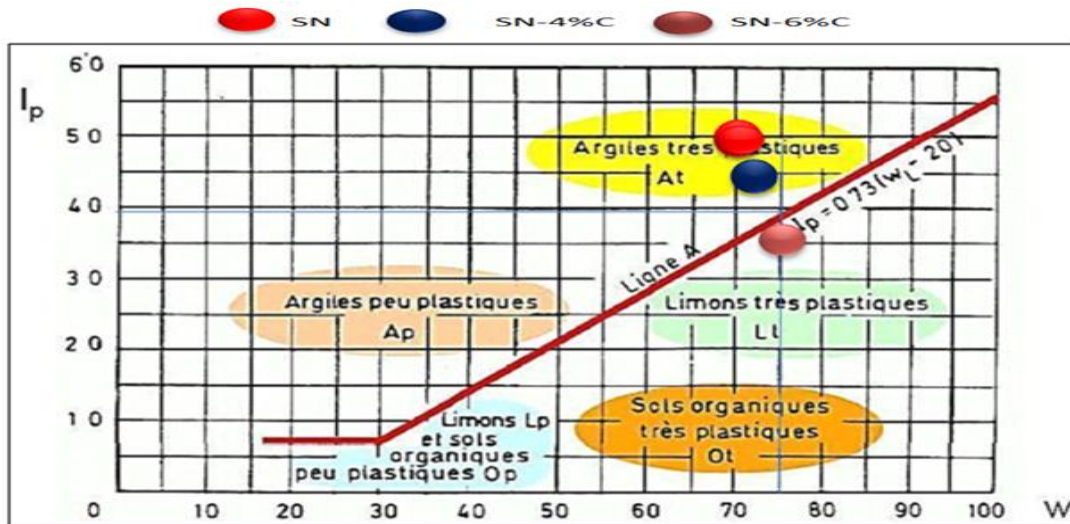


Figure V.6 :Nouvelle classification du sol traité sur l’abaque de Casagrande.

➤ . Effet sur les limites de retrait

La courbe représentée par la figure (V.7) montre que la limite de retrait des échantillons traités augmente avec la teneur en chaux, cette variation est attribuée aux gros pores formés dans les échantillons traités. le traitement a conduit à la formation d'agrégats plus gros et des macropores, contribuant à moins de retrait volumétrique et une limite de retrait plus élevée (Y. WANG et al ,2020) (figure V.8).La floculation des particules entraîne nécessairement une augmentation de la taille des pores.

Plus la quantité de chaux ajoutée est grande, plus la floculation est importante et la taille des pores augmente (Chew et al. 2004)

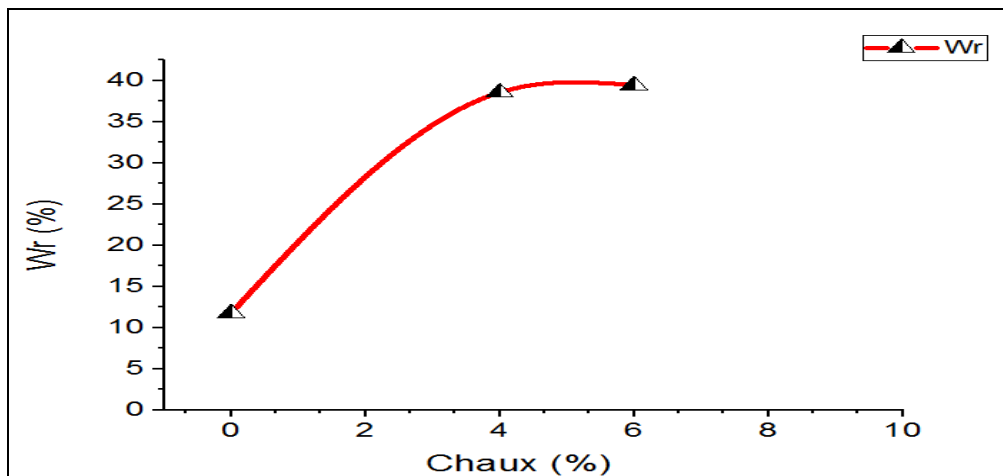


Figure V.7: Courbe de variation de la limite du retrait.

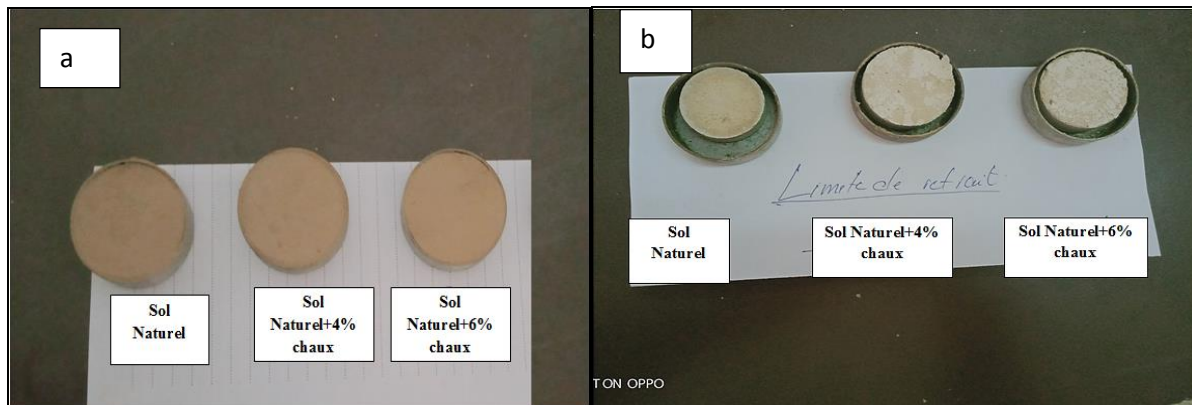


Figure V.8 : Retrait volumétrique des échantillons (a) avant et (b) après étuvage (24 heures).

V.5. Evolution des propriétés mécaniques du sol traité

V.5.1. Influence des teneurs en chaux sur les paramètres de compactage

L'approche macroscopique, permet d'évaluer l'effet de la chaux sur le comportement mécanique des matériaux préparés dans des conditions proches de celles qu'on peut rencontrer dans la réalité. Ces conditions correspondent aux conditions optimales de compacité, c'est-à-dire à la teneur en eau qui permet d'atteindre la plus forte densité du sol.

Les mélanges sol humidifié et chaux sont préparés et conservés dans des sacs en plastique deux jours à l'avance conformément à la norme NF P94-100. A partir de l'essai Proctor normal, on détermine les caractéristiques optimales du sol reconstitué, traité à 4 et 6 % de chaux.

Pour chaque teneur en chaux, nous avons effectué des essais de compactage, la figure V.9 donne l'évolution de l'optimum Proctor des sols traités.

Tableau V.3: Relation entre $\rho_{d_{OPN}}$, W_{opt} et pourcentage en chaux

	Chaux(%)	$\rho_{d_{OPt}}$ (g/cm ³)	W_{opt} (%)
SN	0	1,54	20,55
SN+C	4	1,51	26,10
	6	1,49	27,56

On constate que la chaux fait diminuer le poids volumique sec maximal et augmenter la teneur en eau optimale (w_{OPN}) chose observée par d'autres études (Ormsby, 1973 ;Brandl, 1981).

La diminution de $\rho_{d\text{ OPN}}$ s'explique par la réorganisation des particules argileuses causée par le phénomène de floculation/agrégation. L'ampleur de ces modifications dépend de la quantité de chaux ajoutée : plus la quantité de chaux ajoutée est importante, plus la teneur en eau optimale est décalée vers les fortes teneurs en eau et plus $\rho_{d\text{ opt}}$ est faible. La teneur en eau optimale est passée de 20,55 % à 27.56% (tableau V.5) et figure V.10

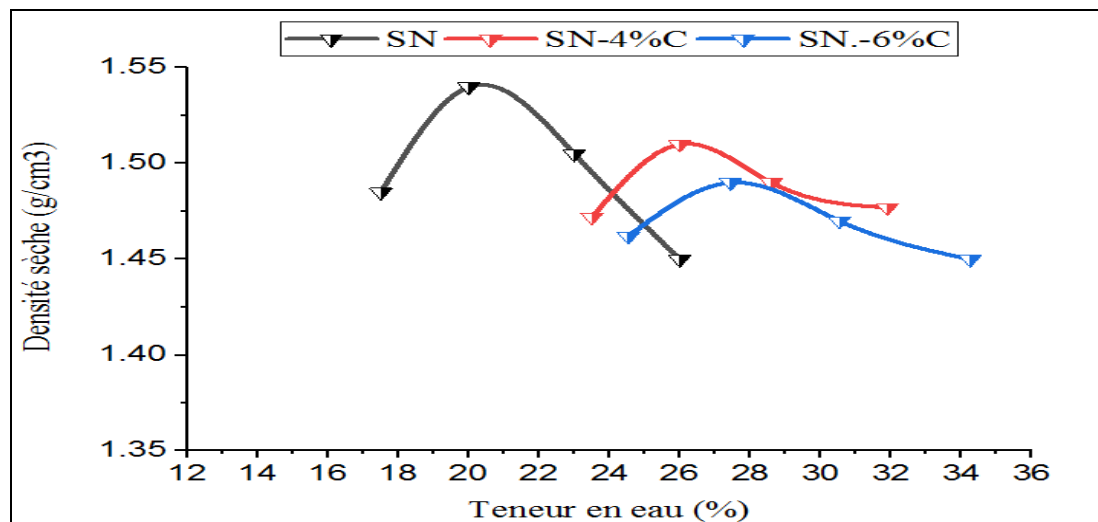


Figure V.9 : Influence de l'addition de chaux sur le compactage

Mtallib et Bankole (2011) attribuent l'augmentation de W_{opt} à l'addition de la chaux dans le sol qui exige plus d'eau pour les réactions (l'hydratation, pouzzolanique) avec la chaux, ces réactions génèrent une chaleur provoquant l'effet de séchage et par conséquent une demande en eau.

La teneur en eau optimale du sol traité augmente avec le dosage (figure V.10) permettant au sol d'obtenir une compacité satisfaisante à l'état relativement humide. Grâce au traitement à la chaux, la capacité portante du sol est améliorée immédiatement.

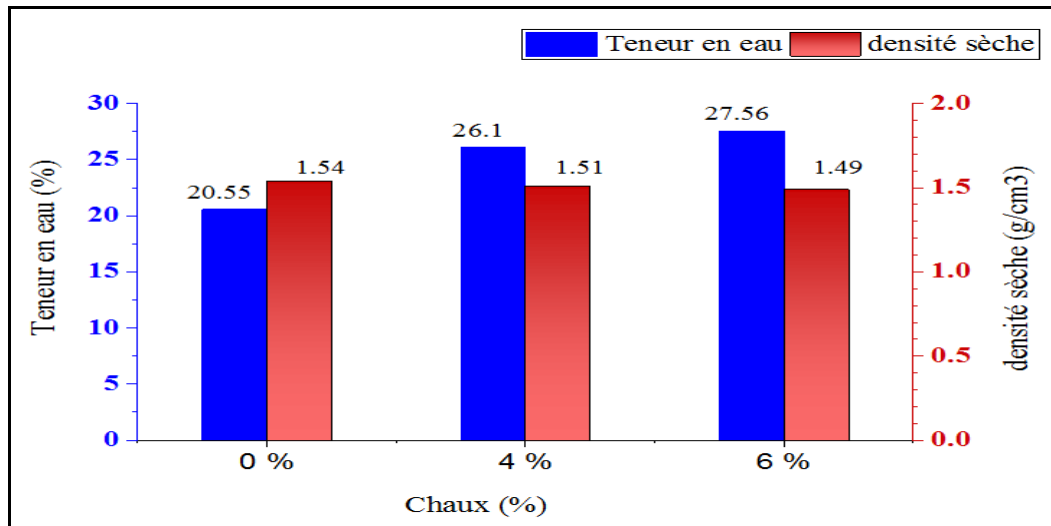


Figure V.10 : Histogramme Relation entre $W_{opt}(\%)$, densité sèche et pourcentage en chaux

L'agglomération par floculation des particules argileuses sous l'action de la chaux modifie très rapidement les paramètres géotechniques du sol considéré :

- Diminution de l'indice de plasticité
- Diminution de la densité de l'optimum Proctor et augmentation de la teneur en eau optimale.

V.5.2. Effet sur les paramètres de consolidation et compressibilités.

Dans un sol avec une teneur en argile élevée, le gonflement des particules d'argile peut s'opposer à la diminution du volume, or une augmentation de la contrainte verticale appliquée est nécessaire pour réduire ce gonflement.

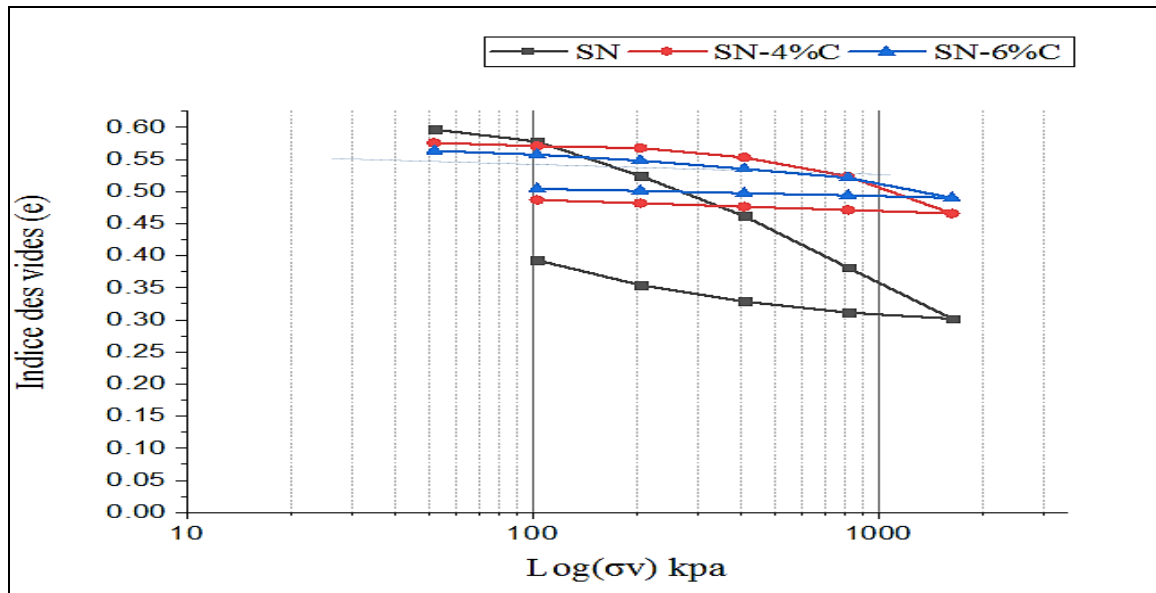
Les éprouvettes de sol pour l'essai œdomètre sont taillées des éprouvettes préparées pour essai Proctor mélangées chacune à leur optimum en eau et densité séché.

Le tableau V.6 regroupe toutes valeurs calculées pour les différents pourcentages de chaux et à partir de la représentation graphique (figure V.11), on peut déterminer les coefficients de gonflements et de compressibilités des sols et la pression de consolidation.

Tableau V.4: résultats d'essai de compressibilité

	SN	SN- 4%C	SN-6%C
Cc	0.265	0,098	0.046
	26,5 %	9,8%	4,6%
Cg	0.090	0,0174	0,011
	9%	1,74%	1,1%
σ_v'(kpa)	158.5	510,80	615.4

On peut remarquer que la pression de pré-consolidation augmente avec la teneur de chaux. Cela implique que le sol stabilisé sera capable de résister à une pression accrue sans se tasser à une teneur plus élevée.

**Figure V.11 :** Courbes graphiques d'essai de compressibilité des sols

La figure V.13 représente l'évolution des indices de compressibilité et de gonflement. Comparativement au sol non traité, la compressibilité du sol traité à la chaux est plus faible. On constate une diminution immédiate de l'indice de compressibilité et de gonflement avec l'ajout de chaux.

Tableau V.5: Classement des sols traités selon leurs indices de compressibilités et indices des vide

	Cc	e ₀	Cc/ (1+e ₀)
SN	0,265	0,633	0,162
SN+%4 Chaux	0,098	0,602	0,061
SN+%6 Chaux	0,046	0,599	0,028

En effet, le calcium libre de la chaux s'échange avec les cations adsorbés du minéral argileux permettant aux particules d'argile de se rapprocher les unes des autres, entraînant une floculation/agglomération des particules d'argile qui transforme l'argile en un matériau plus granulaire (Basma et Tuncer , 1990) ;Khattab ,2002 ; Bourokba et al ,2015).

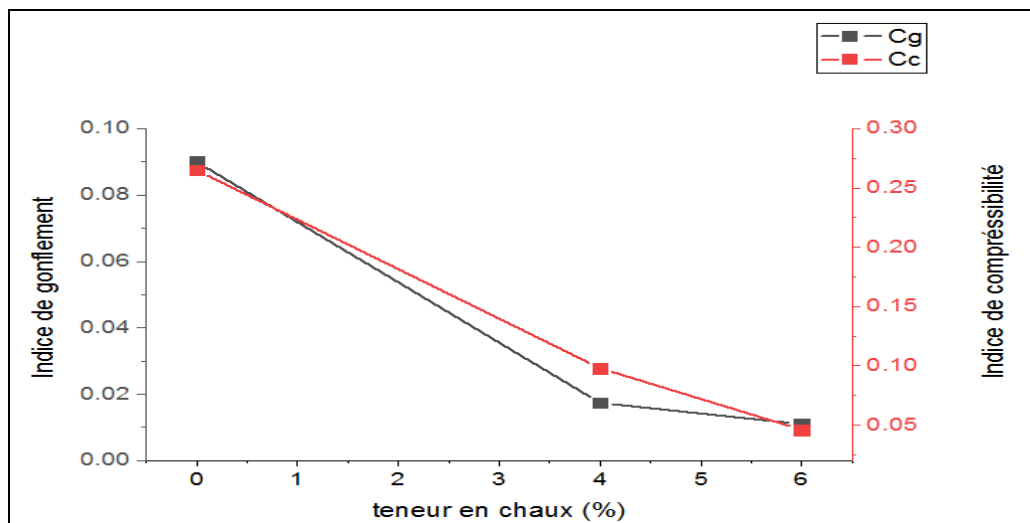


Figure V.12 : évolution des indices de compressibilité et gonflement

Tableau V.6 : évolution des paramètres de compressibilité des sols traités

Sol	Coefficient de compressibilité (a_v) (kpa^{-1})	Coefficient de compressibilité volumique (m_v) (kpa^{-1})	Module oedométrique (E_{oed}) (kpa)
SN	$1,9 \times 10^{-4}$	$1,2 \times 10^{-4}$	8315,6
SN+%4 Chaux	$7,26 \times 10^{-5}$	$4,53 \times 10^{-5}$	22056,5
SN+%6 Chaux	$3,43 \times 10^{-5}$	$2,14 \times 10^{-5}$	46628,8

On conclusion ; on note que la chaux conduit d'abord à la formation d'agglomérats (floculation et agrégation des argiles), puis à la précipitation de phases hydratées qui cimentent les agglomérats déjà formés pour donner une masse plus rigide conduisant à réduire le gonflement et augmenter le module œdométrique.

V.5.3. Effet de la chaux sur les paramètres intrinsèques du sol :

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau V.8

Tableau V.7 : Paramètres intrinsèques des sols

Sol	Cohésion (kpa) C	Angle de frottement ϕ°	Contrainte Normale		
			$\sigma_1=100$	$\sigma_2=200$	$\sigma_3=300$
τ de rupture (kpa)					
SN	4,511	15,90	35,26	56,982	92,244
SN-4%C	26,909	24,46	75,25	112,208	166,239
SN-6%C	35,366	28,10	86,587	146,259	193,256

L'évolution des courbes de cisaillement direct (figures V.14 ; V.15) montrent que les contraintes de rupture correspondantes (courbes de cisaillement direct) obtenues sur les échantillons de sol compactés décrivent un comportement typique des sols raides caractérisés par une résistance au cisaillement croissante suivie d'un pic plus ou moins prononcé selon le niveau des contraintes normales considérées.

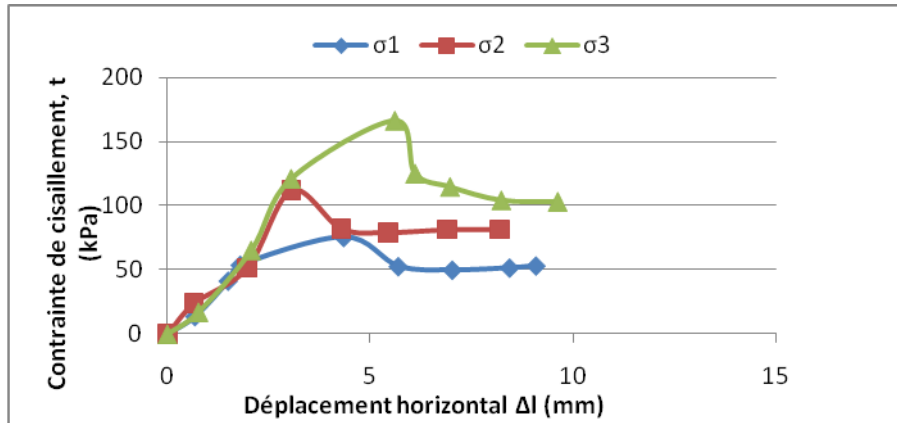


Figure V.13 : Courbe contrainte-déplacement du sol-4%chaux

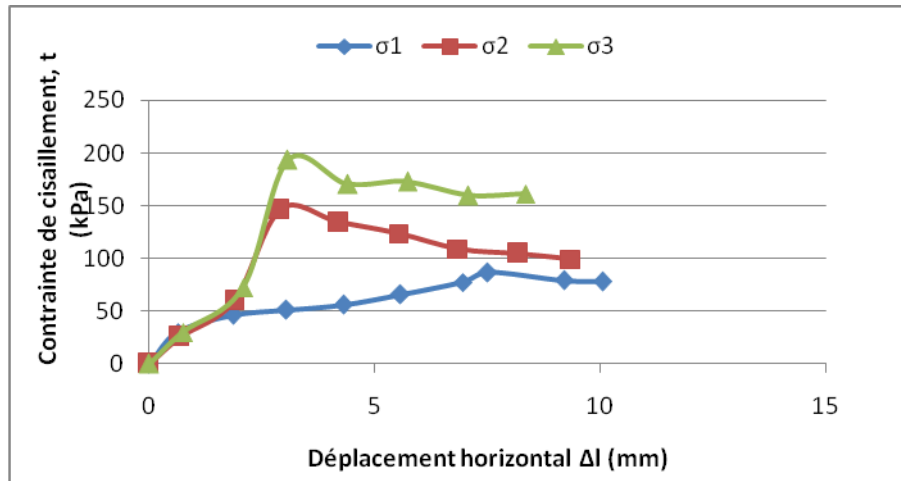
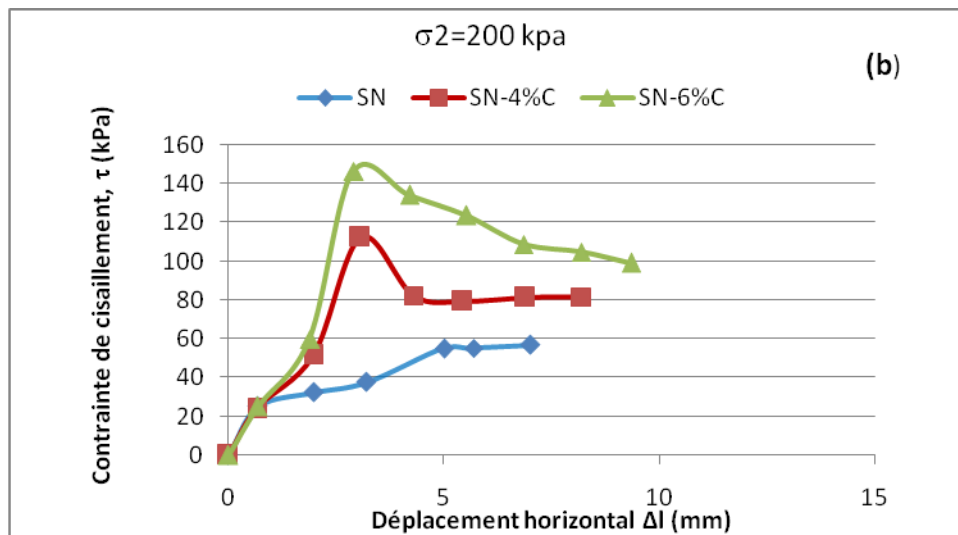
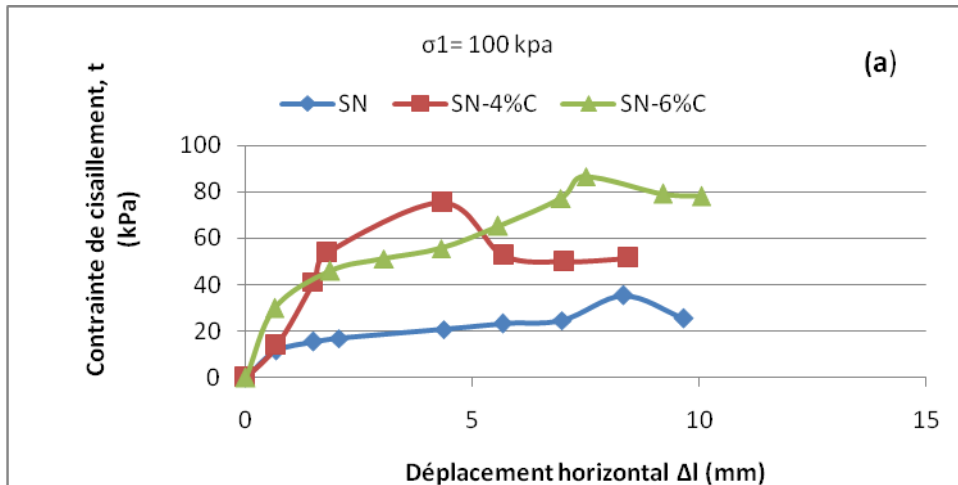


Figure V.14 : Courbe contrainte-déplacement du sol -6% chaux

L'augmentation du pourcentage de chaux ajoutée provoque l'accroissement des contraintes tangentielles et la diminution des déformations correspondes, le comportement des échantillons devient de plus en plus dense pour chaque pourcentage (figure V.16). L'augmentation de la contrainte de cisaillement, peut s'expliquer par le fait que le processus de floculation en tant que phénomène cohérent de la stabilisation à la chaux produit une plus grande surface de contact entre les particules de sol.

Aussi pour les paramètres intrinsèques (C et ϕ°); il est remarqué une relation de proportionnalité entre la cohésion (C) et la quantité de chaux ajoutée, la cohésion du sol naturel est de 4,511 kpa, elle atteint une valeur de 35,366.kpa pour 6% de chaux.

Pour l'angle de frottement (ϕ°) qui est initialement de 15,90 °, cette valeur augmente et atteint sa valeur maximale de 28,10° pour 6 % d'ajout (figure V.17)



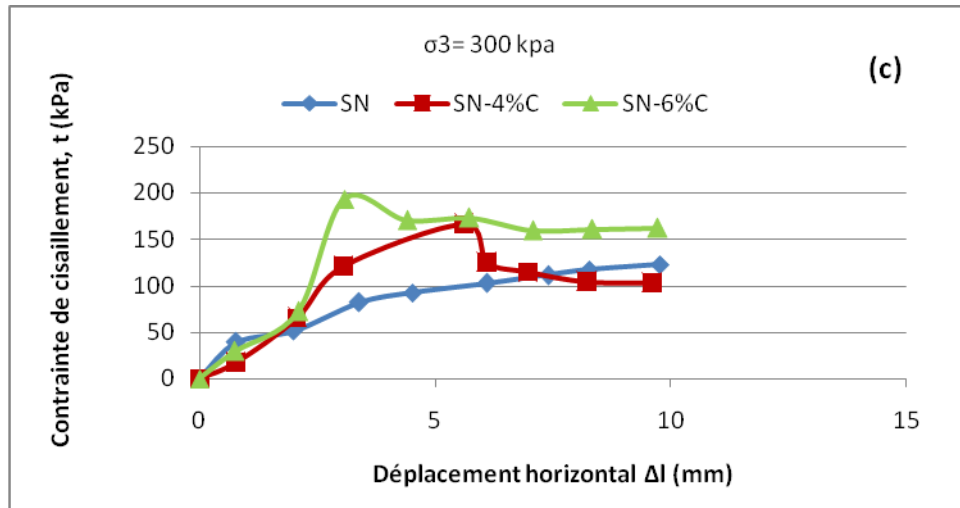


Figure V.15 : Courbes contrainte-déplacement de comparaison entre sol naturel et traités

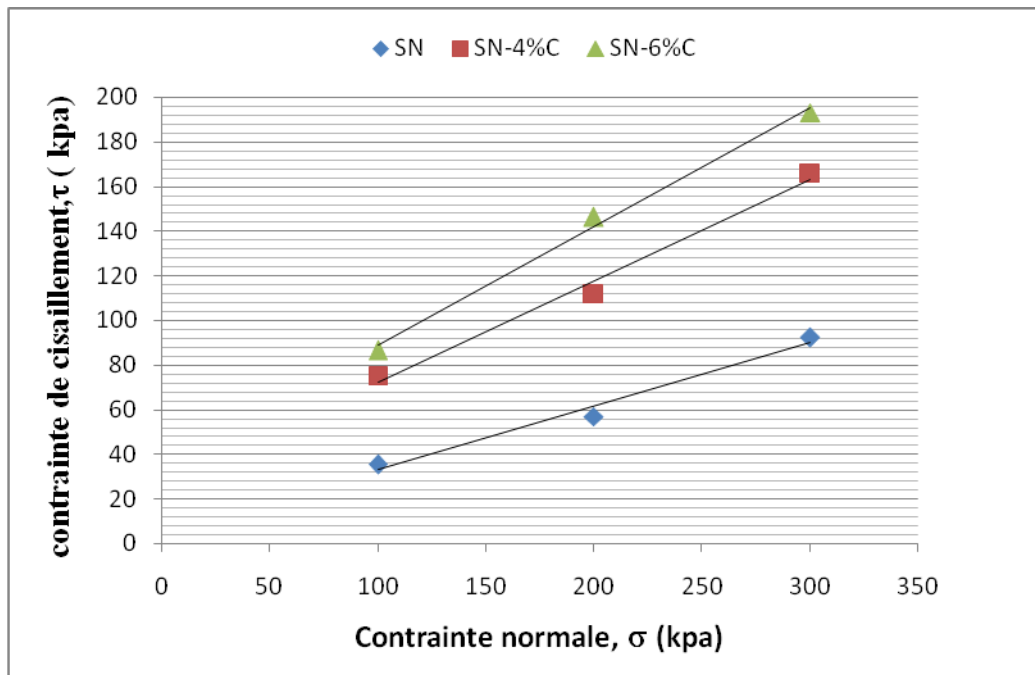


Figure V.16 : Courbe Intrinsèque de comparaison du sol naturel et traités

La tendance à la hausse de la cohésion et de l'angle de frottement interne avec l'ajout de chaux est due à la création de composés cimentaires (CSH et CAH) par réaction entre la chaux ajoutée et les constituants argileux décomposés (SiO_2 et Al_2O_3) [Said et al, 2020]

Conclusion

Il ressort des résultats présentés à travers les différents essais , ont montré que l'ajout de chaux a modifié le sol de peu compressible à très compressible. Change significativement les paramètres de cisaillement du sol, notamment pour la cohésion. La chaux a transformé le sol quasi non-cohérent en un sol cohésif.

Du fait, l'utilisation de la chaux (4 et 6 %) a montré l'efficacité de procédé de traitement et 6% chaux est mieux adapté pour stabiliser le sol.

Conclusion générale

Conclusion générale

la stabilisation chimique est la plus utilisée , notamment avec ajout de chaux qui a donnée des résultats très prometteurs, néanmoins ; il reste que ces derniers restent plus au moins différents en ce qui concerne le pourcentage de chaux à ajouter pour avoir une meilleur stabilisation, cette variance vient du fait que les minéraux argileux étudiés sont très différents vis-à-vis de leurs paramètres intrinsèques.

L'application de la chaux peut améliorer considérablement les propriétés mécaniques. Il y a essentiellement deux formes d'amélioration : la modification et la stabilisation. L'utilisation de la chaux peut modifier presque tous les sols à grain fin, dans une certaine mesure, mais l'amélioration la plus spectaculaire se produit dans les sols argileux de plasticité modérée à élever.

Ce travail a pour but d'étudier en marges des études faites, l'influence d'ajout de chaux vive sur un sol de Sidi Belattar. Le travail a été conduit en différentes phases

- 1- Etude du sol prélevé du site à Sidi-Belattar (w Mostaganem) : identification des paramètres géotechniques : limite, texture, minéralogie, compressibilité et potentiel de gonflement.
- 2- Détermination du point fixe de la chaux pour le choix du pourcentage de saturation
- 3- Etude d'influence d'ajout de chaux à 4 et 6% sur la stabilité et cisaillement du sol.

D'après les résultats obtenus, nous avons trouvé ; que l'ajout de chaux en pourcentage (4 et 6) modifie les caractéristiques physico-chimiques des argiles traitées et réduit leur capacité d'adsorption. Le traitement réduit l'indice de plasticité. La densité sèche maximale diminue en fonction de l'augmentation du pourcentage ajouté,

La modification survient principalement en raison de l'échange de cations calcium apportés par la chaux et des cations normalement présents absorbés à la surface de l'argile. La minéralogie de la surface argileuse est altérée lorsqu'elle réagit avec les ions de calcium pour former des agglomérats qui donnent l'aspect de raideur et densité au sol. Il en résulte une réduction de la plasticité et du gonflement ainsi que de la capacité de rétention de l'humidité, et une plus grande stabilité et augmentation de

la contrainte de cisaillement avec augmentation de la cohésion.

En conclusion L'utilisation de la chaux est un moyen efficace pour modifier les sols. Elle améliore à la fois la maniabilité et les capacités portantes tout en augmentant la stabilité et l'imperméabilité. En final le sol est modifié ou restructuré par l'action de la chaux.

Perspectives

Des conclusions exposées précédemment, nous recommandons quelques perspectives et axes de recherches suivants

- Utilisation d'autres types d'ajouts disponibles en Algérie dans la stabilisation des sols gonflants tel que la chaux éteinte, lait de chaux, ciment
- Faire une étude d'optimisation et comparaison
- Faire une étude technico-économique pour l'utilisation de chaux.

Références Bibliographiques

- **Afès, M., Didier, G. (2000)** « Stabilisation des sols gonflants: cas d'une argile en provenance de Mila (Algérie) ». Bull Eng Geol Env 59, 75–83 (2000). <https://doi.org/10.1007/s100649900022>
- **ALLAM.O, (2011)** :«Etude au laboratoire de l'influence des sels sur la pression de gonflement des marne», mémoire de magister université de TLEMCCEN, Algerie.
- **Al-Mukhtar, M., Khattab, S. and Alcover, J. (2012)**, Microstructure and geotechnical properties of lime-treated expansive clayey soil, Engineering Geology., Vol. 139-140, pp. 17–27.
- **AZZOUZ F.Z(2006)**. « Contribution à l'étude de la stabilisation chimique de quelques argiles gonflantes de la région de Tlemcen ». Thèse de magister, université AboubakrBelkaid, Tlemcen, Algérie.
- **BASMA A.A, TUNCER E.R. (1990)**. « Effect of lime on volume change and compressibility of expansive clays ». Transportation research record. n° 1295, pp 52 – 61.
- **BEKHOUCHE Hizia(2018)** « Traitement par le ciment des sols gonflants non saturés (Cas de la région des Aurès), Thèse de doctorat Université Batna 2 – Mostefa Ben Boulaïd
- **BELL F. G; (1996)**, Lime stabilization of clay minerals and soils. Engineering Geology, Vol. 42, (1996), pp 223-237
- **BENGRAA.L(2004)**.«Contribution à l'étude de la stabilisation du gonflement par ajout de sable, application aux sols d'Oran». Mémoire de magister .U.S.T.Oran, soutenue le 21.06.2004.102p.
- **BENGUENEB . A (2009)** ; thèse de magister en génie civil : Etude du gonflement des sols actifs sous différentes conditions de salinité.
- **BOLT, G.H., (1956)** Physico-Chemical Analysis of the Compressibility of Pure Clays. Géotechnique 6,86-93.
- **BOUROKBA, S. A., HACHICHI, A., SOULI, H., TAIBI, S., AND FLEUREAU, J.-M. (2015)**. « Effect of lime on some physical parameters of natural expansive clay from Algeria ». European Journal of Environmental and Civil Engineering. 10.1080/19648189.2015.1093963.

-
- **BRANDL, H. (1981).** Alteration of soil parameters by stabilization with lime. Actes de la 10^{ème} Conférence Internationale sur la Mécanique des Sols et les Fondations, Stockholm, Suède, 587-594
 - **CAILLERE, S., HENIN, S., RAUTUREAU, M. (1982).** Minéralogie des argiles: Structure et propriétés physico-chimiques, Masson, 2^e Ed., 184p
 - **CHEN.F.H (1988).** Foundations on expansive soils». Developments in Geotechnical Engineering, Vol 54, Elsevier PublishingCo.Amsterdam, 464 pages.
 - **Chew, S. H., A. H. M. Kamruzzaman and F. H. Lee (2004).** “ Physicochemical and Engineering Behavior of Cement Treated Clays " Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering: 696-706.
 - **COLL C , (2005)** « Endommagement des roches argileuses et perméabilité induite au voisinage d’ouvrages souterrains». Thèse de doctorat, université Joseph Fourier, Grenoble, France.
 - **DARDAINE M., LAJUDIE A. (1985).** Gonflement et pression de gonflement d’argiles compactées, Note technique C.E.A, SESD/85.18
 - **DELAGE P., CUI Y.J. (2000).** Comportement mécanique des sols non saturés, Techniques de l’ingénieur, traité construction, C 301-1, 20 pp.
 - **DJEDID. A (2005)** « L’identification des sols gonflants : pour une démarche unifiée. 2^{ème}JESG.
 - **DIAMOND, S., ET KINTER, E. B. (1965).** Mechanism of soil-lime stabilization. An interpretative review, Presentation at the 44th Annual Meeting, Highway Research Board. Washington.
 - **DIAMOND, S., WHITE, J. L., ET DOLCH, W. L. (1964).** Transformation of clay minerals by calcium hydroxide attack. Proceedings, 12th National Conference on Clays and Clay Minerals, 359- 379.
 - **DUCHAUFOR, P. (1983).** Pédologie 1 : Pédogenèse et classification : Constituants et propriétés du sol. Éditions Masson, Paris., 459p.
 - **EADES, J. L., ET GRIM, R. E. (1966).** A quick test to determine lime requirements for lime stabilization. Highway Research Board Bulletin , n°139, 61-72.

-
- **ESLINGER, E., Pevear, D.R. (1988).** Clay minerals for petroleum geologists and engineers (No. 22). Sepm Society for Sedimentary.
 - **GOOGLE :** Source : http://tice.inpl-nancy.fr/modules/sciences_techniques/Proprietes-Meca-Sols/chap7/formes.html
 - **GUEDDOUDA.K. (2005).** « Stabilisation des argiles gonflantes par ajout de sable de dunes; Cas : Région de Laghouat ». Thèse Magister soutenu le 14/06/2005. 136 pages
 - **GUEDDOUDA.K ET AL(2007).**«Caractérisation et stabilisation des sols expansifs. Colloque. Tunisie pp 27-34
 - **HACHICHI.A. (2006).** « Étude du comportement hydromécanique et de la stabilisation des sols gonflants de la région d'Oran. » Thèse Doctorat d'état 129 p.
 - **Hachichi A, Fleureau J.M. (1999)** Caractérisation et stabilisation de quelques sols gonflants d'Algérie. Revue française de Géotechnique, n°86, 37-51.
 - **HAFSI. A (1993).** « Théories de la double couche et gonflement des argiles non saturées » Euromech colloquium N°209: Mechanics of swelling, Rhodos, Greece, August 23- 27 .1993.
 - **HARAS NATIONAUX (2004).** Fiche techniques génie hippique. Novembre 2004
 - **Hilt, G. H., et Davidson, D. T. (1960).**Lime fixation on clayey soils. Highway Research Board Bulletin 262, 20-32.
 - **Holtz R.D, Covacs W.D. (1991)** Introduction à la géotechnique. Edition de l'école polytechnique de Montreal , 808 pages.
 - **HUIDI, JI., HASHEM, M., Eliot, F., John, D., (2006).** «Kinetics of thermally induced swelling of hydrogels». International Journal of Solids and Structures 43.pp: 1878–1907.
 - **HERZOG, A., ET MICHELL, J. K. (1963).** Reactions accompanying stabilization of clays with cement.HighwayResearch Record, No. 36, 146-171.
 - **H. VAN OLPHEN (1977):** An Introduction to Clay Colloid Chemistry, 2nd Ed. John Wiley & Sons, New York, London, Sydney, Toronto 1977. 318
 - **JENNINGS J.E.B & KNIGHT K (1957) :** « The prediction of total heave from double oedometre tests ». Symposium on Expansive Clays, South African Institute of Civil Engineers, Johannesburg, vol. 9, pp. 13-19.
-

-
- **KHATTAB S. A. (2002).** « Etude multi-échelles d'un sol argileux plastique traité à la chaux ». Thèse de doctorat Université d'Orléans, 224 pages.
 - **KHELIFA HARICHANE , MOHAMED GHRICI, SAID KENAI (2018)** “Stabilization of Algerian Clayey Soils with Natural Pozzolana and Lime” . *Periodica Polytechnica Civil Engineering* 62(1), pp. 1–10, 2018 <https://doi.org/10.3311/PPci.9229>
 - **LAKHDAR MEKKI , (2018)** « Comportement d'une argile expansive fortement surconsolidée » Thèse DOCTORAT EN SCIENCES , Université Mohamed Boudiaf – M'sila 2018
 - **LUCKHAM, P.F., Rossi, S., (1999)** « Colloidal and rheological properties of bentonite suspensions ». *Adv. Colloid Interface Sci*, 82, 43-92.
 - **Mtallib, M., et Bankole, G. (2011).** The Improvement of the Index Properties and Compaction Characteristics of Lime Stabilized Tropical Lateritic Clays with Rice Husk Ash (RHA) Admixtures. *EJGE Vol. 16 [2011], Bund. I*, 983-996.
 - **Magnan JP. (2013)** « Panorama des sols gonflants en géotechnique. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées France; 280–281:85–103.
 - **MENAD Kamal (2008):** thèse de magister en génie civil 2008, traitement des barrières hydraulique par la chaux (investigation hydraulique).
 - **MITCHELL, J.K., Soga, K. (2005).** *Fundamentals of soil behavior*, (3rd Edition). John Wiley & Sons Inc, New York, USA
 - **MOREL, R. (1996).** *Les sols cultivés*. 2ème édition. Edition Lavoisier. Paris, France.
 - **MOURROUX P., MARGON P. et PINTE J.C. (1988)** : « La construction économique sur les sols gonflants : Manuels et méthodes ». Vol. 14, BRGM, France.
 - **Ormsby, W. C. (1973).** Strength Development and reaction products in lime treated montmorillonite water system. *Public Road Research* , vol. 37, n°4, 136-148.
 - **PARCEVAUX, P. (1980).** Etude microscopique et macroscopique du gonflement des sols gonflants. Thèse de docteur-ingénieur en géologie de l'ingénieur, Université Pierre et Marie - Curie et École nationale Supérieure des Mines de Paris.
 - **PHILIPPONNAT, G. (1979).** *Fondations et ouvrages en terre*. Éditions Eyrolles, Paris, 401 pages.
 - **ROBERT. A et D. FABRE. (1987)** : « Rapport sur le gonflement ». Comité Français de Mécanique des Roches, Groupe de travail : Rupture en souterrain.

-
- **Sakr, M.A., Shahin, M.A. and Metwally, Y.M. (2009)**, Utilization of Lime for Stabilizing Soft Clay Soil of High Organic Content, *GeotechGeolEng.*, N° 27, pp.105-113.
 - **SAIYOURI N. (1996)**. Approche microstructurale et modélisation des transferts d'eau et du gonflement dans les argiles non saturées, Thèse doctorat, Ecole Centrale Paris, 228 pp
 - **SEED, H.B, R.J.WOODWARD ET R.LUNDGREN. (1962)**.« Prediction of swelling potential for compacted clays ». *Journal of the soil Mechanics and foundations division, ASCE*, vol.88, n° SM4, 1962, p.107-131.
 - **SHARMA, L.K., SIRDESAI, N.N., SHARMA, K.M. AND SINGH, T.N. (2018)**, Experimental study to examine the independent roles of lime and cement on the stabilization of a mountain soil: A comparative study, *Applied Clay Science.*, Vol. 152, pp. 183-195.
 - **TEFAL, M. (1993)**. Évaluation de la pression de gonflement de l'argile de Berrechid à l'appareil triaxial. Travail de Fin d'Études à l'École Hassania des Travaux Publics, Casablanca.
 - **TERZAGHI, K. AND PECK, R.B. (1948)** *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley.
 - **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
 - **VELDE, B., (2013)** «Origin and mineralogy of clays: clays and the environment». Springer Science & Business Media.
 - **VITALE, E., DENELEE, D., PARIS, M AND RUSSO, G. (2017)**, Multi-scale analysis and time evolution of pozzolanic activity of lime treated clays, *Applied Clay Science.*, Vol. 141, pp. 36–45
 - **WAKIM. J. (2005)** : « influence des solutions aqueuses sur le comportement mécanique des roches argileuses ». Thèse de doctorat, Ecole des mines de paris, Paris, France.
 - **YONG, R. N., OUHADI, V. R.(2007)** “Experimental study on instability of bases on natural and lime/cement stabilized clayey soils”. *Applied Clay Science*, 35(3–4), pp. 238–249. 2007. <https://doi.org/10.1016/j.clay.2006.08.009>

-
- **ZENKHRI. A, (2010),** « Solutions de construction sur sol potentiellement gonflant application à la région d’In-Aménas », Thèse présentée pour obtenir le diplôme de magister en Génie Civil spécialité géotechnique, Université Houari Boumediene.
 - **ZOUHAIR ATTIMA, ABDELILAH DEKAYIR, MOHAMED AMINE DOSS. BENNANI, KAMAL ELHAMMOUT(2014)** « Stabilisation des sols argileux par la chaux » Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l’Ingénieur JNGG – Beauvais8-10juillet 2014

Annexe

Fiche technique de la chaux

Caractéristique	Spécification
Forme	Poudre
Couleur	Blanc
Odeur	Inodore
Point de fusion	> 1000°C
Masse volumique absolue à 20°C	2.5 à 2.8 g/cm ³
Masse apparente absolue à 20°C	0.6 à 0.8 g/cm ³
% de chauxen CAO	90 : 95
Solubilitédansl'eau	Jusque 1.5 g/l à 20°C
Acide insoluble %	1.0 (max)
Magnésie MGO %	1.0 (max)
Oxydes métalliques Fe ₂ O ₃ et Al ₂ O ₃ %	0.15 (max)
Perte au feu	3.0 (max)
Réactivité	400 ml
Luminosité	> 80
Densité	≤ 3.350 g/ml
PH	8.0-10.0
Activité	360-420ml
Taux de combustion	> 90%
Les tailles	0 - 10mm 10 - 25mm 25 - 60mm 60 -150mm
Inflammabilité	Ce produit n'est pas inflammable
Propriétés explosives	Non explosif
Granulométrie	
De 20 à 30% de fines < 5µm	