



**Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique**

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de Technologie



Département de GENIE CIVIL

Mémoire présenté pour l'obtention Du diplôme de Master Académique

Par : OULDBOSTAMI Manel et ZENZANE Madani

THEME

**Etude de l'évolutivité d'une argile expansive traitée
par différents types de ciment et reconstituée à forte
énergie de compactage**

Soutenu devant le jury composé de :

Dr. TALLAH Naoui	Université de M'Sila	Président
Dr. LAHMADI Azzeddine	Université de M'Sila	Examineur
Pr. KHEMISSA Mohamed	Université de M'Sila	Encadreur
Dr. MEKKI Lakhdar	Université de M'Sila	Rapporteur

Promotion: 2019/2020

Remerciement

*Nous remercions en premier lieu Allah le tous puissant de nous
avoir illumine
et ouvert les portes de savoir, et de nous avoir donne la volonté et
le courage d'élaborer
ce travail.*

*Nous tenons à remercier profondément et sincèrement tous ceux
qui ont
participes de près ou de loin a la réalisation de ce travail et
particulièrement a
nos profonds remerciements s'adressent en premier lieu a nos
encadreurs*

*Pr. Mohamed KHEMISSA et Dr. Lakhdar MEKKI
pour avoir accepte de diriger ce travail, pour son aide, ses
encouragements, ses précieux conseils, sa confiance, sa
patience, ... tout au long de
la réalisation de ce mémoire.*

*Nous saisissons également cette opportunité pour remercier les
membres de jury
également tous ceux qui ont participe a la réalisation
de ce modeste travail de près ou de loin .
Merci a tous les Patient*

DEDICACES

□□ *Je dédie cette mémoire à ...* □□

A mes très chers parents

Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que vous méritez pour tous les sacrifices que vous n'avez cessé de me donner depuis ma naissance, jusqu'au jour-là. Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. Ce travail est le fruit de vos sacrifices que vous avez consentis pour mon éducation et ma formation.

A mes très chères soeurs

SARRA, ZEHOR, HOUDA

A mes très cher frère

MOHAMED, NABIL

A toute ma famille

A mon cher AHMED YETTOU

A mes cheres amies MHAMEDI AYCHA

SAOUDI FERIAL

A tous qui m'ont aidé de près ou de loin

ملخص

تعد التربة الطينية المنتفخة مشكلة حقيقية في العالم. فهي تهدد بشكل خاص في المناطق ذات المناخ شبه الجاف. يؤدي التغير في محتوى الماء في التربة بسبب تناوب موسم الجفاف / موسم الأمطار إلى وضع التربة الطينية المنتفخة في حالة عدم استقرار حجمي. غالبًا ما تكون النتيجة حدوث تصدعات شديدة في المباني والطرق و...

تهدف هذه الدراسة إلى تحديد قابلية توسع الطين (المأخوذ في ولاية سيدي هجرس في المسيلة بالجزائر) والمعالج بثلاث أصناف من الأسمنت (فئات 32.5 و 42.5 و 52.5) وإعادة تشكيله بطاقة ضغط عالية، ثم تحليل تأثير العلاج على خواصه الميكانيكية. بالإضافة إلى اختبارات التحديد، يشمل البرنامج التجريبي الذي تم تنفيذه اختبارات الضغط من نوع بروكتور المعدل، واختبارات CBR الفورية والمبللة، واختبارات قابلية التحلل واختبارات التجزئة.

الكلمات المفتاحية: الطين المنتفخ، المعالجة، الأسمنت، الضغط، CBR، القابلية للتحلل، التفنت

Résumé

Les sols argileux gonflants sont une réelle problématique au monde. Ils sont particulièrement menaçants dans les régions à climat semi-aride. La variation de la teneur en eau dans le sol due à l'alternance saison sèche/saison de pluie met le sol argileux potentiellement gonflant dans une instabilité volumétrique. La conséquence est souvent des fissures sévères sur les bâtiments, routes, ...

Cette étude vise à déterminer l'évolutivité d'une argile expansive (prélevé à Sidi Hadjrès wilaya de M'sila, Algérie) traitée par trois classes de ciment (classes 32.5, 42.5 et 52.5) et reconstituée à forte énergie de compactage, puis à analyser l'influence du traitement sur ses propriétés mécaniques. Outre les essais d'identification, le programme expérimental exécuté comporte des essais de compactage type Proctor modifié, CBR immédiat et imbibé, essais de dégradabilité et essais de fragmentabilité.

Mots-clés : Argile expansive, traitement, ciment, compactage, CBR, dégradabilité, fragmentabilité

Summary

Swelling clay soils are a real problem in the world. They are particularly threatening in areas with a semi-arid climate. The variation in the water content in the soil due to the alternating dry season / rainy season puts the potentially swelling clay soil in volumetric instability. The consequence is often severe cracks on buildings, roads, ...

This study aims to determine the scalability of an expansive clay (taken at Sidi Hadjrès wilaya of M'sila, Algeria) treated with three classes of cement (classes 32.5, 42.5 and 52.5) and reconstituted at high compaction energy, then to analyze the influence of the treatment on its mechanical properties. In addition to the identification tests, the experimental program carried out includes compaction tests of the modified Proctor type, immediate and soaked CBR, degradability tests and fragmentation tests.

Keywords: Expansive clay, treatment, cement, compaction, CBR, degradability, fragmentability

Liste des figures

Figures	Chapitres	Page
Chapitre 01		
Figure 1.1	Feuillet en tétraèdre	4
Figure 1.2	Feuillet en octaèdre	5
Figure 1.3	Position des minéraux argileux les plus communs sur l'abaque de plasticité de Casagrande	6
Figure 1.4	Photographies au Microscope Electronique à Balayage des argiles	7
Figure 1.5	Structure de kaolinite	8
Figure 1.6	Structure de Famille de la montmorillonite	11
Figure 1.7	Structure de famille de l'illite	13
Figure 1.8	Représentation de la structure minéralogique d'une particule d'argile	14
Figure 1.9	Différentes structures d'argiles	15
Figure 1.10	Structure des sols gonflants	18
Figure 1.11	types de gonflements	19
Figure 1.12	Mécanismes de gonflement des argiles par hydratation	20
Figure 1.13	Courbe du gonflement en fonction du temps	21
Figure 1.14	Force électrostatique la double couche	22
Figure 1.15	Répartition des ions autour dans d'une particule chargée	22
Figure 1.16	Phénomène osmotique idéal	23
Figure 1.17	L'ascension capillaire	24
Figure 1.18	Mesure de la CEC	27
Figure 1.19	Abaque pour l'identification des sols gonflants	28
Figure 1.20	Abaque d'évaluation du potentiel de gonflement	28
Figure 1.21	Distribution des cations adjacents à une surface argileuse selon le Modèle de Gouy et Stern	30
Figure 1.22	Différents états de l'eau dans les sols	31
Figure 1.23	Potentiel de gonflement en fonction de la teneur en eau initiale	32
Figure 1.24	Variation du gonflement en fonction de la teneur en eau initiale	33
Figure 1.25	Variation de la pression de gonflement en fonction de la densité Sèche	34
Figure 1.26	Variation du gonflement en fonction de la densité sèche initiale	34
Figure 1.27	Évolution de gonflement libre en fonction du temps	35
Figure 1.28	Évolution de la pression de gonflement en fonction du temps	36
Figure 1.29	Variation du gonflement final en fonction de l'épaisseur des échantillons	37
Figure 1.30	Relation entre le taux de gonflement maximum et le poids volumique sec initial	38
Figure 1.31	Influence de la densité sèche initiale sur la pression de gonflement	38
Figure 1.32	Influence de la hauteur initiale sur le gonflement	39
Figure 1.33	le potentiel du gonflement en fonction du comportement	40

	cyclique (gonflement/retrait)	
Figure 1.34	Conditions d'utilisation de la stabilisation chimique	44
Chapitre 02		
Figure 2.1	<i>Appareillage d'analyse granulométrique (tamisage).</i>	55
Figure 2.2	Essai Analyse granulométrique (par sédimentométrie)	56
Figure 2.3	Appareillage de limites d'Atterberg	57
Figure 2.4	Les étapes de l'essai au bleu de méthylène	58
Figure 2.5	Valeurs de bleu de quelques sols	58
Figure 2.6	Essai au bleu de méthylène	58
Figure 2.7	Appareillage spécifique pour essais de compactage	60
Figure 2.8	Principe de l'essai de fragmentabilité	61
Figure 2.9	Principe de l'essai de dégradabilité	63
Chapitre 03		
Figure 3.1	Courbe d'analyse granulométrique (essai 01)	65
Figure 3.2	Courbe d'analyse granulométrique (essai 02)	66
Figure 3.3	Courbe d'analyse granulométrique (essai 03)	67
Figure 3.4	Courbe d'analyse granulométrique (essai 04)	68
Figure 3.5	Courbe d'analyse granulométrique (essai 05)	69
Figure 3.6	Courbe d'analyse granulométrique (essai 06)	70
Figure 3.7	La courbe de limite de liquidité du sol naturel de l'essai N°1	71
Figure 3.8	La courbe de limite de liquidité du sol naturel de l'essai N°2	73
Figure 3.9	La courbe de limite de liquidité du sol naturel de l'essai N°3	74
Figure 3.10	La courbe de limite de liquidité du sol naturel de l'essai N°4	75
Figure 3.11	Les resultants d'essais de proctor modifier (sol naturel)	78

Liste des tableaux

Tableaux	Chapitres	Page
Chapitre 01		
Tableau 1.1	coefficient d'activité de différents types de minéral argileux	6
Tableau 1.2	Relation entre type de cations et gonflement	27
Tableau 1.3	Caractéristiques physico-chimiques des minéraux argileux courants	28
Tableau 1.4	taux de gonflement et la pression de gonflement pour plusieurs type du Sol à différentes énergies de compactage	36
Tableau 1.5	Récapitulatif des actions du ciment	47
Tableau 1.6	présente les avantages et les inconvénients des différentes techniques de Stabilisation.	50
Chapitre 02		
Tableau 2.1	les intervalles de variation de I_p pour chaque état de plasticité du sol.	54
Tableau 2.2	les intervalles de variation de I_c pour chaque état de consistance du sol.	55
Chapitre 03		
Tableau 3.1	Résultat de la teneur en eau	64
Tableau 3.2	Granulométrie par tamisage de l'essai 01	65
Tableau 3.3	Granulométrie par tamisage de l'essai 02	66
Tableau 3.4	Granulométrie par tamisage de l'essai 03	67
Tableau 3.5	Granulométrie par tamisage de l'essai 04	68
Tableau 3.6	Granulométrie par tamisage de l'essai 05	69
Tableau 3.7	Granulométrie par tamisage de l'essai 06	70
Tableau 3.8	Les résultats de limite de liquidité <u>l'essai 01</u>	71
Tableau 3.9	Les résultats de limite de plasticité <u>l'essai 01</u>	72
Tableau 3.10	Les résultats de limite de liquidité <u>l'essai 02</u>	72
Tableau 3.11	Les résultats de limite de plasticité <u>l'essai 02</u>	73
Tableau 3.12	Les résultats de limite de liquidité <u>l'essai 03</u>	74
Tableau 3.13	Les résultats de limite de plasticité <u>l'essai 03</u>	75
Tableau 3.14	Les résultats de limite de liquidité <u>l'essai 04</u>	75
Tableau 3.15	Les résultats de limite de plasticité <u>l'essai 04</u>	76
Tableau 3.16	Les résultats d'essais de bleu de méthylène.	76
Tableau 3.17	Les resultants d'essais de proctor modifier	77

LISTE DES SYMBOLES

LETTRES LATINES

- A : coefficient d'activité
- CEC : capacité d'échange cationique
- Cg : coefficient de gonflants
- Cc : indice de compressibilité
- c: cohésion
- Ce : concentration
- D : diamètre des particules solides
- e0 : indice de vide
- Ip : indice de plasticité
- N : effort normal de compression
- G : taux de gonflement maximal pour un temps infini.
- H : hauteur
- ho : hauteur initiale
- hp: La hauteur pleine
- Ip : indice de plasticité.
- IR : indice de retrait.
- P: pression
- Pc : pression capillaire
- P0 : pression de surconsolidation,
- Pmax : pression du gonflement maximale.
- Pw : pression de la boue de forage.
- S : section oedométrique
- Q: surcharge
- R : rayon
- S.S.T : surface spécifique.
- to : temps de référence
- u : tension de surface eau air

- u_a : pressions d'air
- u_w : pressions d'eau,
- VB: Valeur du bleu
- V_s : volume des particules solides,
- W_0 : teneur en eau initiale
- W_{opt} teneur en eau optimum.
- W_L : limite de liquidité
- W_n : teneur en eau naturelle
- W_P : limite de plasticité
- W_R : limite de retrait

LETTRES GREQUES

- τ_{max} : contrainte de cisaillement maximale
- ΔH : gonflement total
- Ψ_t : succion totale
- Ψ_α : succion osmotique
- Ψ_ω : succion matricielle
- γ_s : densité spécifique
- γ_d : densité sèche
- γ_h : densité humide
- μ_a : pression interstitielle de l'air
- μ_w : pression interstitielle de l'eau

Sommaire

Introduction générale	1
-----------------------------	---

Chapitre 01

Synthèses bibliographique

PARTIE 1 : Caractérisation des sols gonflants

1.Introduction.....	3
2. Les argiles.....	3
2.1.Définition.....	3
2.2. Minéraux argileux.....	3
2.3.Les caractéristiques minéralogiques des argiles.....	4
2.4.La nature et les différents types des sols argileux.....	6
2.4.1- Kaolinite.....	7
1.2.4.2- Montmorillonite.....	9
2.4 .3- L'illite.....	11
2.5-Structure des sols argileux et liaisons structurelles.....	13
3 –Gonflement du sol	18
3.1- les sols gonflants.....	18
3.2-Mécanisme de gonflement.....	19
3.3-Description du phénomène de gonflement.....	19
3.4-Principales causes du gonflement.....	21
3.4.1-hydratation par adsorption.....	21
3.4.2-Hydratation par osmose.....	22
3.4.3-hydratation par capillarité.....	23
3.4.4- Transformations chimiques.....	25
3.5-les principaux facteurs qui influencent le gonflement du sol.....	26
3.5.1-Facteurs intrinsèques.....	26
3.5.2-Facteurs externes.....	30

PARTIE2 : Stabilisation des argiles

4 . Introduction.....	41
4.1. But de la stabilisation.....	42
4.2. Techniques de stabilisations utilisées.....	42
4.2.1. Stabilisation mécanique.....	42
4.2.2. Stabilisation thermique.....	43
4.2.3. Stabilisation chimique (par additifs).....	43
5. Conclusion	51

Chapitre 02

Programme expérimental et procédures d'essais

1. Introduction.....	53
2. Le site de sidi HADJRES (wilaya de M'SILA).....	53
3. Essais d'identifications.....	53
3.1 Teneur en eau naturelle.....	54
3.2 Limites de consistance.....	54
3.3 Analyse granulométrique tamisage.....	55
3.4 Analyse granulométrique sédimentométrie.....	55
3.5 Les limites d'Atterberg.....	56
3.6. L'essai au bleu de méthylène.....	57
4. Essais mécaniques.....	58
4.1 Essais Proctor modifier.....	58
4.1.2 But de l'essai Proctor.....	59
4.1.3 Principe de l'essai Proctor.....	59
4.2 Essai de fragmentabilité.....	60
4.3 Essai de dégradabilité.....	61

Chapitre 03

Présentation et analyse des résultats d'essais

3.1 Introduction.....	64
3.2 Résultats Des Essais.....	64
3.2.1 les essais d'identification.....	64
3.2.1.1 Teneur en eau naturel	64
3.2.1.2 Analyse par tamisage.....	64
3.2.1.3 Les limites d'atterberg	71
3.2.1.3 L'essai au bleu de méthylène.....	76
3.2.1 les essais mécanique.....	77
3.2.1.1.proctor modifier.....	77
Conclusion générale	79

INTRODUCTION GENERALE

Les sols gonflants posent des problèmes aux constructions sur tous les continents. Pour ces sols, les variations de volume sont liées à la présence de particules argileuses, mais il existe aussi des roches gonflantes, telles l'anhydrite ou les schistes carton. Le gonflement est le terme utilisé pour dire que le volume du sol augmente lorsqu'il absorbe de l'eau. Ce phénomène est au moins partiellement réversible et un sol gonflant subit un retrait (une diminution de volume) quand sa teneur en eau diminue. Dans les pays de climat sec, l'accent est mis sur le gonflement, mais dans les pays dont le climat est humide c'est sur le retrait que l'on insiste. Les études sur le gonflement ne devraient pas être séparées de celles sur le retrait. Les sols gonflants sont étudiés depuis de nombreuses années, à trois échelles : celle des particules et assemblages ioniques, celle des éprouvettes de laboratoire et celle des massifs de sols et des ouvrages. Chaque échelle éclaire les autres, sans que l'on puisse dire que les travaux et connaissances accumulés à une échelle sont utiles aux autres. L'échelle de la géotechnique est d'abord celle des ouvrages. Le gonflement des sols interfère avec toutes les constructions et ouvrages du génie civil : les fondations, profondes et superficielles, des bâtiments et ouvrages d'art, les ouvrages de soutènement, les remblais à usage routier ou ferroviaire. Les questions sont celles de l'existence de sols gonflants, de l'amplitude de leurs déformations et de l'énergie associée, du fonctionnement des ouvrages sous l'effet du gonflement et du retrait de tout ou partie du sol, de la façon dont on peut lutter contre le gonflement ou contre ses effets. Cette liste montre la diversité et la complexité des questions posées.

Les études de traitement effectuées sur quelques sols gonflants confirment, elles aussi, l'action du ciment et de la chaux sur leurs caractéristiques de plasticité et de gonflement. D'autres produits de traitement (sables dunaires, sel, cendres volantes, poussière de pierre, etc.) ont été utilisés pour stabiliser les sols gonflants et d'autres sols problématiques. Les résultats obtenus montrent une certaine amélioration des propriétés géotechniques des échantillons de sols étudiés, mais l'efficacité des produits de traitement testés n'est pas encore clairement à l'échelle de la pratique.

La wilaya de M'sila en Algérie connaît de nos jours un essor économique et social considérable, qui se traduit par une extension sans cesse croissante de son réseau routier parallèlement au développement de son tissu urbain, d'où son extension vers des terrains vierges souvent moins favorables que ceux déjà urbanisés. Cette wilaya est située dans une zone classée comme semi-aride, caractérisée par de faibles précipitations et des écarts de température importants entre l'hiver et l'été. La géologie de cette zone comporte des formations argileuses caractérisées par une forte variation de volume lorsque les conditions de leur équilibre sont modifiées. Ces formations argileuses sont très sur consolidées, peu perméables et

très peu sensibles au fluage ; leur sur consolidation est due au phénomène de retrait résultant d'une dessiccation plus ou moins poussée.

Ce mémoire comporte trois chapitres répartis en une synthèse bibliographique et une étude expérimentale :

- Le premier chapitre présente une synthèse bibliographique sur l'état des connaissances sur le comportement des sols gonflants.

Cette synthèse comporte une analyse microscopique de ce phénomène, c'est-à-dire de l'interaction entre les particules d'argile et l'eau, ensuite la caractérisation macroscopique au moyen d'essais en laboratoire destinés à définir les paramètres de gonflement ;

- le deuxième chapitre donne une description sommaire de site de Sidi Hadjrès (wilaya de M'sila) et présente le programme expérimental exécuté et les procédures d'essais suivies.
- le troisième chapitre présente et analyse les résultats d'essais d'identification et de caractérisation mécanique des sols testés.

Le mémoire se termine par une conclusion générale et une liste des références bibliographiques exploitées.

Chapitre I

Synthèse bibliographique

PARTIE 1 :Caractérisation des sols gonflants

1. Introduction:

Les sols gonflants sont parmi les sols problématiques qui provoquent des désordres importants dans les infrastructures routières et dans d'autres constructions civiles. L'identification et la caractérisation de ce type de sols est plus que souhaitable afin de préserver le bâti existant ou à projeter de tout sinistre réel ou supposé permettant de ce fait d'éviter des pertes matérielles, donc financières et éventuellement humaines. Après définition de la structure des sols argileux et description des mécanismes de leur gonflement, ce chapitre présente les méthodes expérimentales d'identification et de caractérisation des sols potentiellement gonflants. Il se termine ensuite par l'énumération des conséquences du gonflement sur la stabilité des ouvrages géotechniques fondés sur ce type de sol.

2. Les argiles:

2.1.Définition:

Le mot argile peut désigner des minéraux spécifiques (kaolinite, montmorillonite, illite...). En génie civil, argile veut dire sol argileux, c'est-à-dire un sol qui peut contenir certains minéraux argileux ou tout autre minéral; il est plastique et cohérent suivant une certaine teneur en eau. Ce sont des sols à grains fins invisibles à l'œil. Les minéraux argileux se caractérisent par trois propriétés principales :

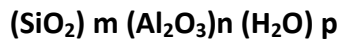
- Leur nature et leur minéralogie;
- Leur liaison inter foliaire et leur propriété électrochimique;
- Leur capacité d'adsorption d'eau et de gonflement.

2.2- Minéraux argileux :

Les argiles sont constituées de fines particules de dimensions inférieures à 2 μm chargées négativement, leur présence rend l'argile fortement sensible aux molécules d'eau. Cette sensibilité se traduit par le gonflement, le retrait et le changement des paramètres mécaniques. C'est la variation de la teneur en eau qui est le facteur déclenchant des variations de volume. Une augmentation de la teneur en eau entraîne le phénomène de gonflement tandis que sa diminution induit le phénomène de retrait. Ces minéraux sont

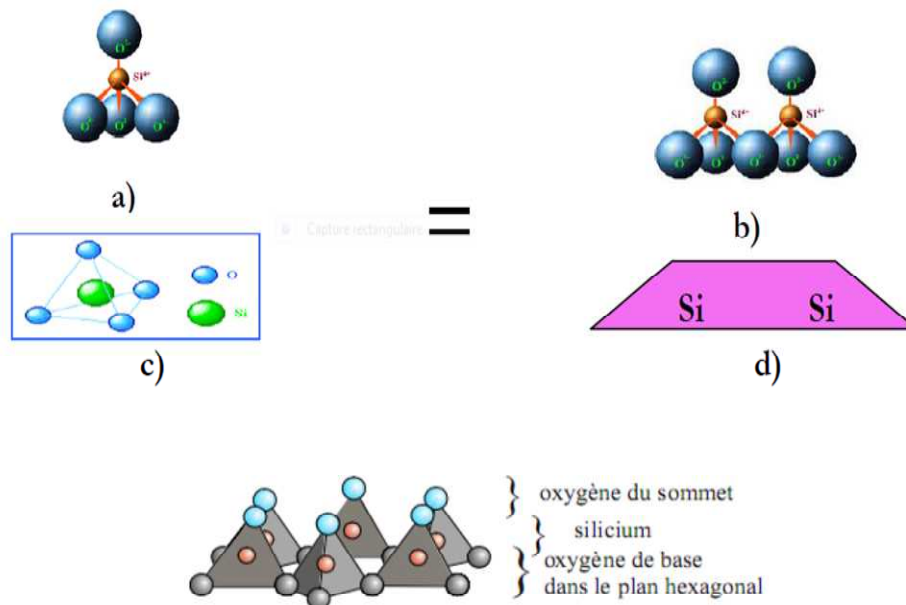
Chapitre 1: Synthèse bibliographique

composés des particules de formes aplaties et de dimensions très petites, les cristaux ressemblent à des minces plaques ou plaquettes. Leur formule chimique est de la forme suivante citée par **Hafsi (1993)**.



2.3-Les caractéristiques minéralogiques des argiles :

Cette section reprend brièvement les principales caractéristiques minéralogiques des argiles car celles-ci ont une importance primordiale pour une bonne compréhension du phénomène de gonflement. Les minéraux argileux font partie du groupe des phyllosilicates qui contiennent une grande proportion d'eau emprisonnée entre des feuillets de silice. Sur le plan chimique, ce sont des alumino-silicates hydriques ajoutés à d'autres ions métalliques. Les figures 1.1 et 1.2 illustrent le bloc moléculaire de l'argile qui est constituée de feuillets d'oxyde de silice tétraèdre (SiO_4) et de feuillets d'alumine octaèdre ($\text{Al}(\text{OH})_6$).



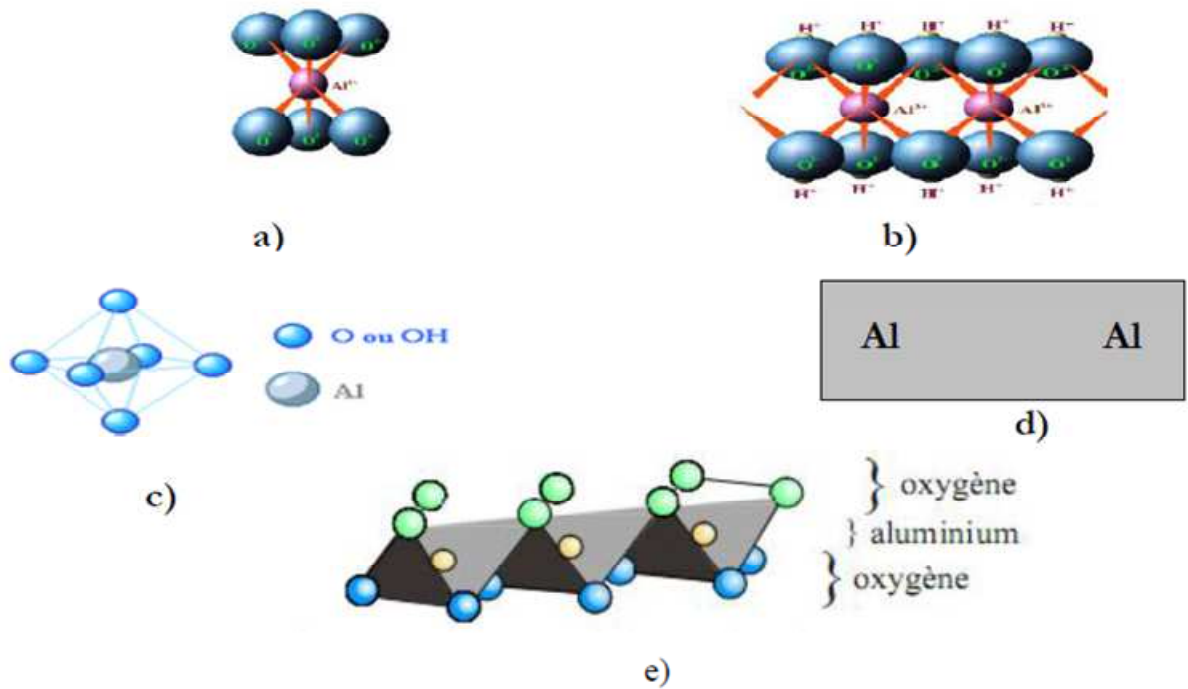
(a) et (c): *Tétraèdre de silice d'après Grim(1959).*

(b): *Vue isométrique d'un feuillet de silice en tétraèdre d'après Grim(1959).*

(d): *Schéma du feuillet de silice d'après Lambe(1953).*

(e): *Structure du tétraèdre SiO4 d'après cabane (2004)*

Figure1.1 : Feuille en tétraèdre



(a)et(c): Octaèdre d'aluminium d'après Grim(1959).

(b):Vue isométrique d'un feuillet en octaèdre d'après Grim(1959).

(d):Schéma du feuillet en octaèdre d'aluminium (d'après Lamb (1953).

(e):Structure de l'octaèdre Al₂O₆ d'après Cabane (2004)

Figure 1.2: Feuillet en octaèdre

Alors que la méthode la plus précise pour classer les minéraux argileux est celle de la diffraction par rayons-X. Il existe deux autres méthodes simples d'approximation, la première consiste à calculer le coefficient d'activité (A) en utilisant la formule suivante **Holtz (1991)**:

Argile

$$A = \frac{I_p}{\text{Argile\%}}$$

où : **A**= Coefficient d'activité

I_p = Indice de plasticité

Tableau 1.1 : le coefficient d'activité de différents types de minéral argileux. Holtz (1991) ; Mitchell (1976)

type de mineral	le coefficient d'activité
Montmorillonite	1,0 - 7,0
Illite	0,5 - 1,3
Kaolinite	0,3 - 0,5
Chlorite	n.d.

Une deuxième méthode proposée par Casagrande Holtz (1991) suggère d'utiliser les limites d'Atterberg comme méthodes indirectes. En effet, l'abaque de plasticité de Casagrande (Figure 1.4) peut donner autant de renseignements pertinents que n'importe quelle analyse de haute précision par diffraction ou par différentiation thermique Holtz,(1991). Connaissant la limite de liquidité (**WL**) et l'indice de plasticité (**Ip**), le minéral peut être déterminé en plaçant les points sur la figure 1.3.

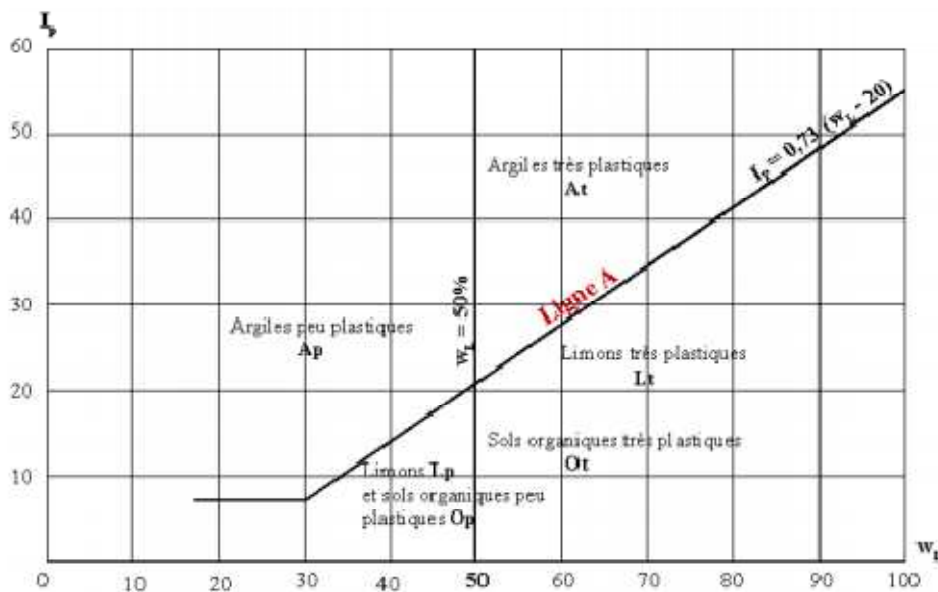


Figure 1.3 : Position des minéraux argileux les plus communs sur l'abaque de plasticité de Casagrande

2.4 -La nature et les différents types des sols argileux :

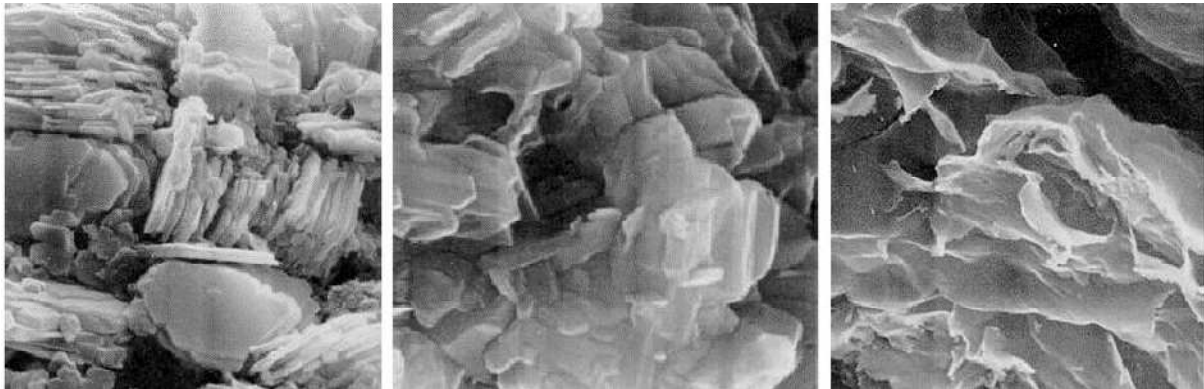
Les particules argileuses sont un mélange de particules élémentaires de nature, dimensions, forme et propriétés de surface différentes.

Chapitre 1: Synthèse bibliographique

Le mot « particules élémentaires » désigne les produits de l'altération physique ou chimique de roches en minéraux isolés ou fragments de minéraux, monocristaux ou des combinaisons amorphes.

Les particules élémentaires peuvent être subdivisées en minéraux différents : kaolinite, illite, montmorillonite, ... etc.

Les types d'argiles les plus fréquents sont : la kaolinite, la montmorillonite et l'illite (Figure 1.4). Ces différents types d'argiles se comportent différemment vis à vis de l'eau.



Kaolinite Illite Montmorillonite

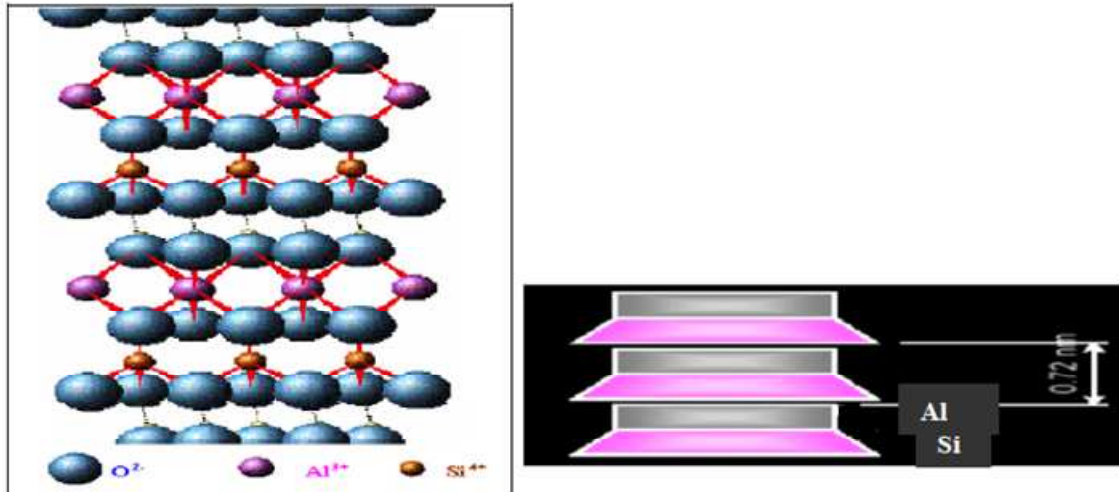
Figure 1.4 : Photographies au Microscope Electronique à Balayage des argiles Mitchell (1976) cité par Huidi et al (2006).

2.4.1- Kaolinite :

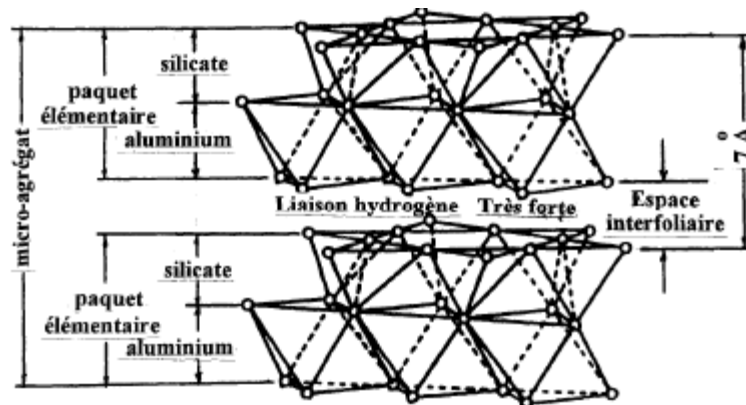
Chaque feuillet de cette famille résulte de l'assemblage d'un feuillet tétraédrique SiO_4 avec un feuillet octaédrique $\text{AlO}_2(\text{OH})_4$ (Figure 1.5). Les argiles de cette famille sont dites argiles **T-O**.



Schéma de la structure élémentaire de la kaolinite Lambe (1953).



Vue isométrique de la structure atomique de la kaolinite



*Structure élémentaire du réseau cristallin de la kaolinite Parcevaux (1980), Philipponnat (1979) et Tefal (1993)
Figure 1.5 : Structure de kaolinite.*

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.

Chapitre 1: Synthèse bibliographique

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 7.2 Å.

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.

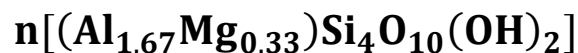
La formule générale d'un feuillet de kaolinite est donnée par la formule suivante, citée par **Hafsi (1993)**.



1.2.4.2- 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 tétraédrique de type TO₄(OH)₂. T pouvant être Al³⁺, Fe³⁺, Mg²⁺, K⁺,... (Figure 1.6).

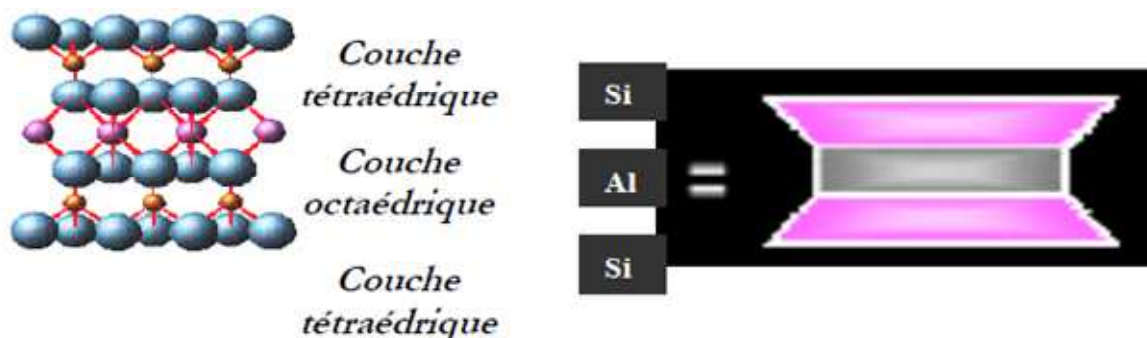
La formule générale de la montmorillonite est la suivante, citée par **Hafsi (1993)**



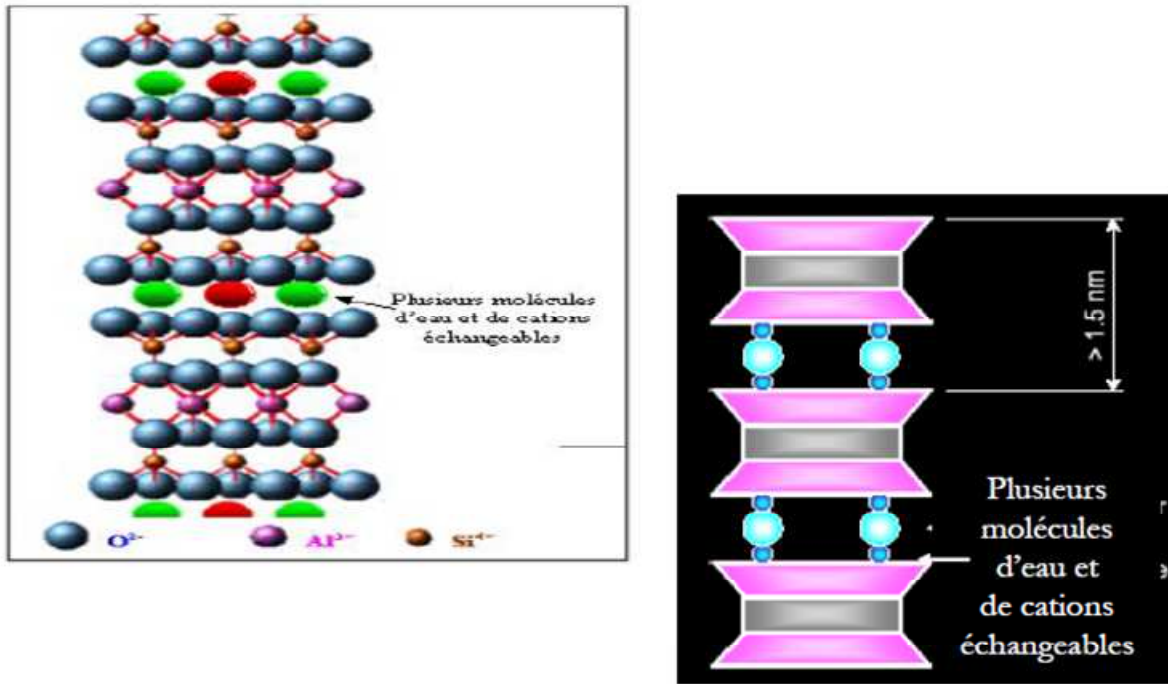
Les liaisons d'un feuillet à l'autre sont faibles et l'eau pénètre facilement entre les feuillets.

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.

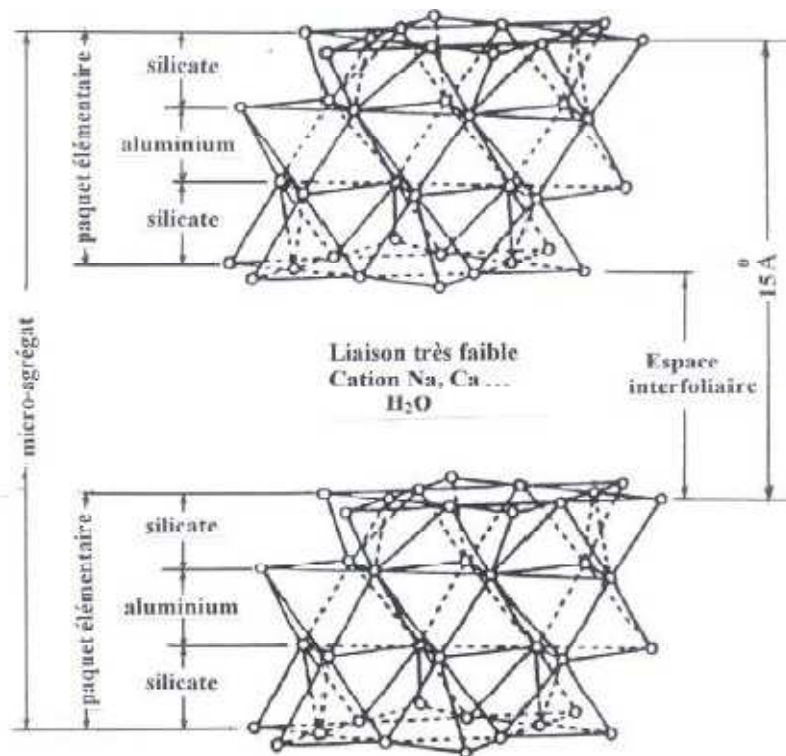
L'argile contenant un fort pourcentage de montmorillonite est considérée comme une argile de nature gonflante



a- Schéma de la structure élémentaire de la montmorillonite Lambe (1953)



b- Vue isométrique de la structure atomique de la montmorillonite. Grim(1959)

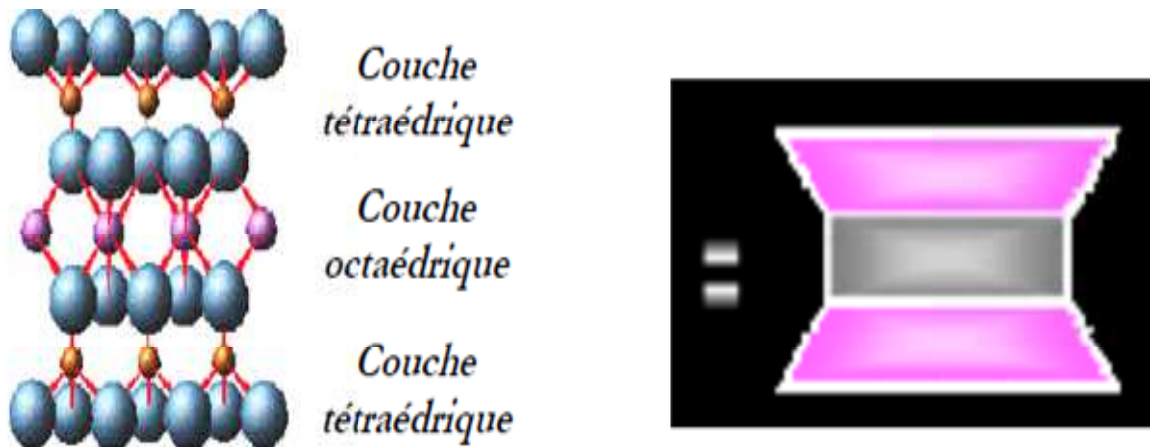


*c-Structure élémentaire du réseau cristallin de la montmorillonite
Low,(1973) ; Chen (1975) ; Filliat et al.(1981); Katti (1988)
Figure 1.6 : Structure de Famille de la montmorillonite.*

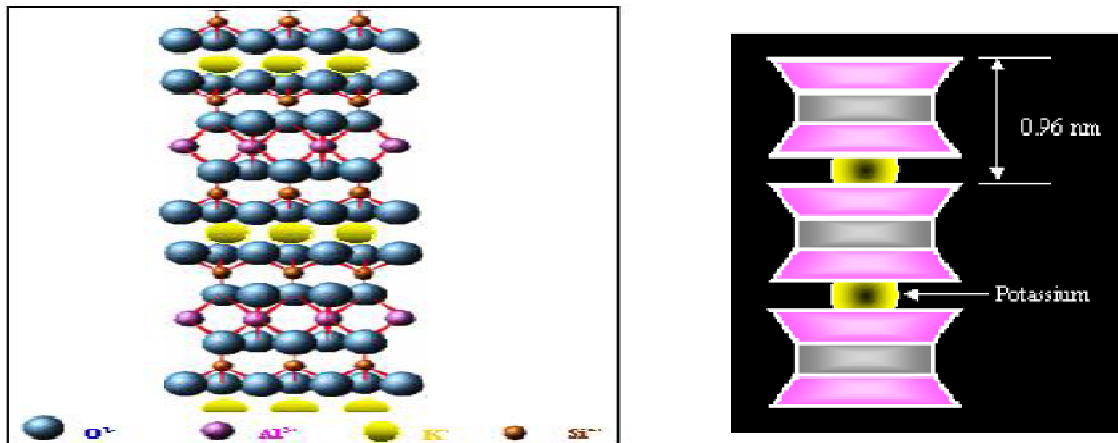
2.4 .3-L'illite:

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 1.7) rééquilibre et renforce la liaison entre les feuilles, rendant ainsi l'argile moins sensible aux phénomènes de retrait-gonflement.

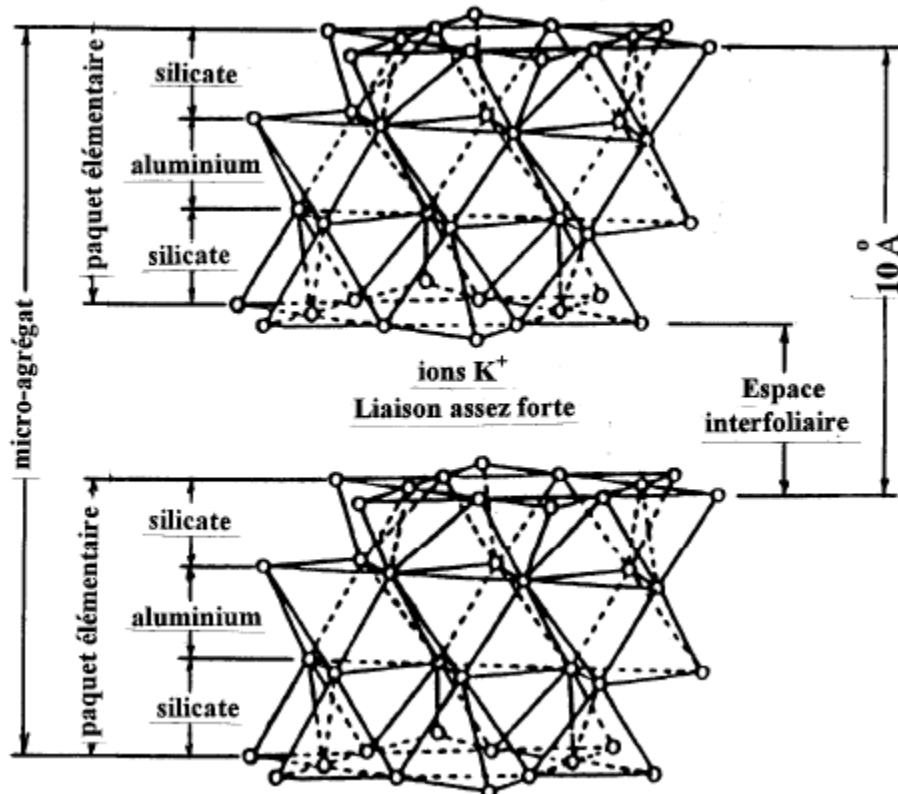
L'illite a un comportement intermédiaire (les latérites font partie de cette famille d'argile).



a- Schéma de la structure élémentaire de l'illite Lambe (1953)



b-Vue isométrique de la structure atomique et schématique de l'illite



c-Structure élémentaire du réseau cristallin de l'illite
Figure 1.7: Structure de famille de l'illite.

2.5-Structure des sols argileux et liaisons structurelles:

La structure initiale des sols argileux se forme, en règle générale, lors de la sédimentation en milieu aqueux des produits de l'altération des massifs rocheux contenant des quantités importantes de petites particules de minéraux secondaires. Par la suite, des processus lents et variés de diagenèse peuvent modifier sensiblement la structure initiale de ces argiles. La combinaison de particules isolées et d'agrégats conduit à la formation d'un système structural, c'est-à-dire une disposition ordonnée des particules et agrégats dans le sol indépendante de l'influence des parties gazeuses ou liquides du sol, qui se forme dans les processus de sédimentation, de diagenèse et de post-genèse. (figure 1.8.)

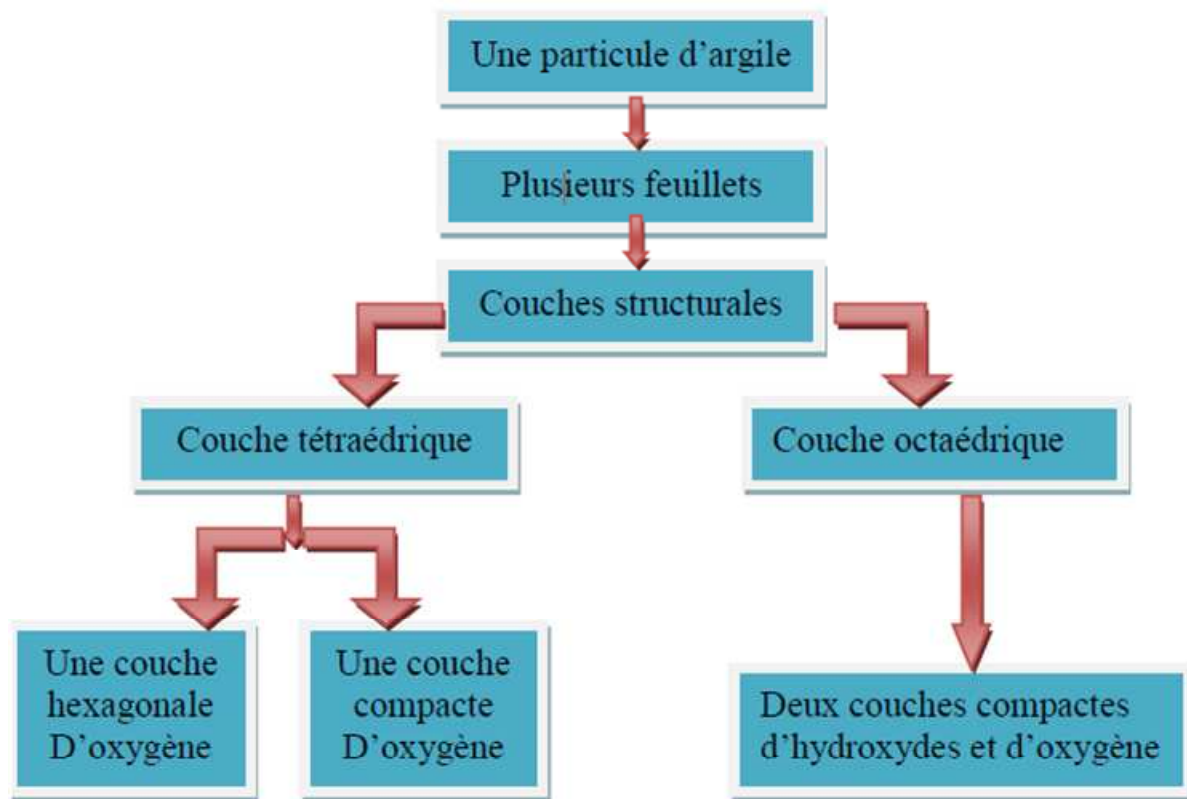


Figure 1.8: Représentation de la structure minéralogique d'une particule d'argile

Les argiles monominérales (montmorillonite, illite, kaolinite, etc.) se présentent sous forme de structures élémentaires composées de feuillets élémentaires empilés les uns sur les autres, et souvent appelés « paquets ». Sous l'influence de l'altération chimique et d'autres phénomènes, ces paquets isolés peuvent se rassembler pour former des structures élémentaires appelées micro-agrégats **Filliat et al. (1981)**. Sous l'effet de processus variés de diagenèse, la structure initiale des micro-agrégats peut subir des modifications importantes. Lorsque la sédimentation des particules argileuses se produit sans coagulation, c'est à dire sans assemblage préalable des particules en micro-agrégats sous l'effet de forces électro-moléculaires, il se forme une structure d'argile en nid d'abeille. La coagulation préalable des particules argileuses lors de la sédimentation produit une structure floconnée **Berezantsev et al (1961) ; Filliat et al (1981)**.

Dans ces deux types de structure, la disposition des particules d'argile est désordonnée (chaotique), ce qui s'explique par le fait que l'énergie potentielle de surface (et par conséquent aussi les forces d'attraction mutuelle des particules) est maximale dans les angles et sur les arêtes des particules minérales **Katti. (1988)**.

Chapitre 1: Synthèse bibliographique

Sous l'influence d'une charge de compression (par exemple sous le poids des couches de sol sus-jacentes), cette disposition chaotique peut se transformer en une structure plus organisée, dans laquelle la plupart des particules sont en position horizontale et la porosité est sensiblement plus faible **Filliat et al (1981)**.

Plus les dépôts argileux sont récents, plus leur structure est voisine des formes en nid d'abeille ou en flocons et plus leur porosité est grande, pouvant atteindre 80% et plus, et leur résistance est faible.

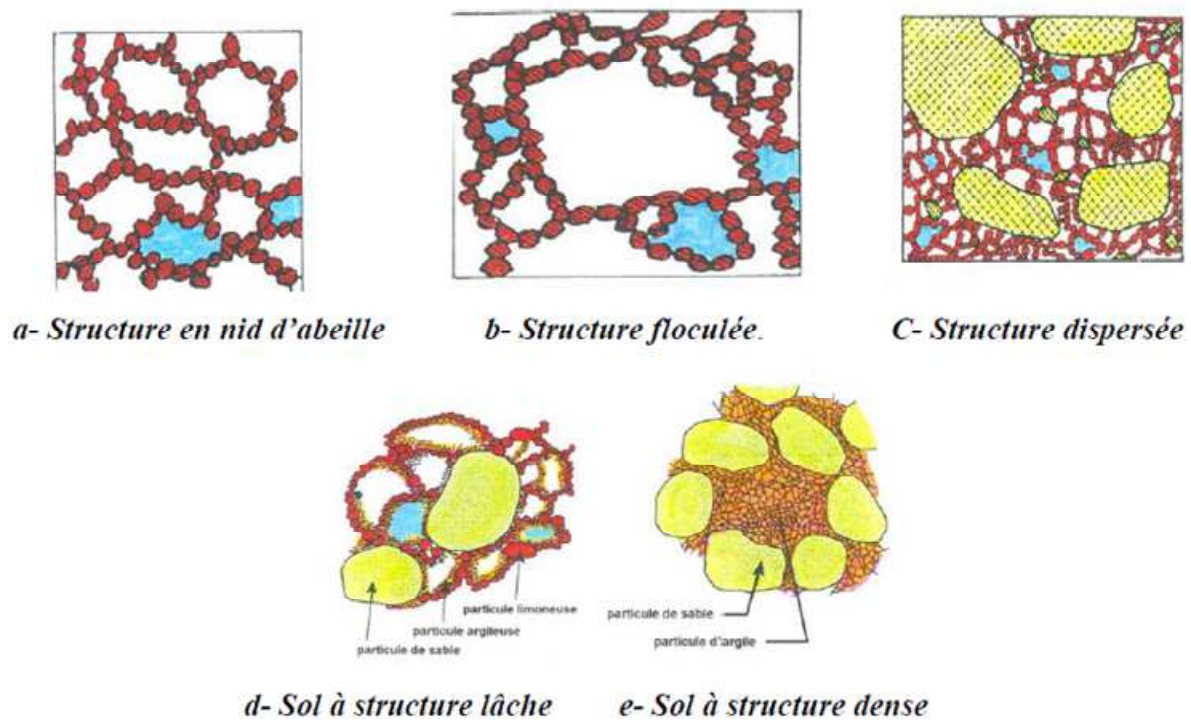


Figure 1.9 : Différentes structures d'argiles, d'après Terzaghi (1951) cité par Houssine EJJAOUANI (2008)

Il se produit souvent, lors de la formation des sols sédimentaires, une sédimentation simultanée de particules argileuses, limoneuses et sableuses. Si ce processus se prolonge sans interruption pendant une période assez longue, indépendamment des différences de vitesses de sédimentation dans l'eau des particules minérales en fonction de leur dimension, les particules les plus grosses et les particules les plus petites se déposent simultanément au fond des réservoirs. Il se forme alors une structure hétérogène en nid d'abeille sous forme de paquets faiblement orientés, dans laquelle les particules les plus fines se disposent entre les particules de sable et de limon. On pourra par exemple trouver des structures lâches (Figure 1.9.d) ou des structures plus denses (Figure 1.9.e). Les propriétés mécaniques des sols dispersés sont principalement déterminées par la nature des liaisons structurelles entre les particules, dans la mesure où la résistance des particules minérales est très grande et leur compressibilité très faible. Les liaisons structurelles entre les particules des sols argileux peuvent résister à la traction et au cisaillement. La résistance au cisaillement due aux liaisons structurelles est appelée « Cohésion ». La propriété de

Chapitre 1: Synthèse bibliographique

cohésion est tellement caractéristique des sols argileux que, par opposition aux sols pulvérulents (non cohérents), on les appelle « sols cohérents ». Entre les particules d'argile voisines, situées à une très petite distance l'une de l'autre, se développent des forces d'attraction moléculaire directe, les forces de vander-Waals. La cohésion créée par l'action de ces forces est appelée cohésion moléculaire. Plus la distance moyenne entre les particules est faible, c'est-à-dire plus le sol est dense, et plus la cohésion moléculaire est grande. Ces forces sont plus fortes lorsque les particules solides sont séparées de moins de deux fois l'épaisseur de la couche diffuse **Goldshtejn (1952) ; Florin (1959)**. Cependant l'attraction moléculaire n'est pas la seule source de cohésion des sols argileux. Les forces d'attraction superficielle agissant entre les parois capillaires et l'eau forment des ménisques d'eau courbes qui attirent les molécules l'une sur l'autre et tournent leur concavité vers les capillaires et, dans le liquide même, se développe une pression capillaire négative qui augmente la cohésion du sol. Les forces capillaires permettent de diminuer le volume du sol à cause de la pression de compression capillaire, ce qui se produit dans le sol argileux lorsque les pores ne sont pas remplis d'eau, et lorsque l'humidité du sol se concentre dans les pores capillaires et maintient les particules en état d'attraction mutuelle. Lorsque le sol n'est pas saturé, entre les particules se développent non seulement des forces capillaires, qui agissent entre les parois capillaires et la vapeur d'eau sur les ménisques concaves de l'eau dans les capillaires, mais aussi des forces osmotiques et d'adsorption, qui agissent dans les autres pores du sol. Dans ce dernier cas se forment des liaisons électro-colloïdales. Les cations et les dipôles des molécules d'eau qui se trouvent dans l'enveloppe diffuse des particules en contact interagissent entre eux et avec la surface des particules et, étant en moyenne orientés, forment un réseau hydro-colloïdal qui lie les particules. Lorsque les sols argileux naturels existent depuis longtemps, quelques millions d'années par exemple, les liaisons hydro-colloïdales peuvent avoir évolué en liaisons de cristallisation. La formation de liaisons de cristallisation sur les surfaces de contact des particules se produit du fait de la précipitation progressive de différents sels de la solution interstitielle concentrée (carbonate de calcium, gypse, etc.) **Berezantsev et al.(1961)**. Les propriétés physiques et mécaniques des sols argileux et leur genèse sont liées par la lithogenèse c'est à dire par les processus de dessiccation et de densification qui se produisent de façon continue et par phases. Dans ces conditions, on observe des variations régulières de la densité, de la teneur en eau et de la déformabilité avec la profondeur, et les processus dominant la déformabilité sont la dessiccation et la densification. À côté du compactage dû à la déshydratation des sols par les forces de pesanteur, il peut se produire dans les sols des transformations géochimiques qui conduisent à la consolidation des sols, en augmentant leur résistance et diminuant leur perméabilité et leur déformabilité. Les liaisons de cristallisation sont des liaisons rigides. Lorsque la distance entre les particules varie, du fait de l'application de contraintes de cisaillement, de traction ou même de compression, leur résistance limite est dépassée et ces liaisons sont détruites de façon irréversible. Les liaisons hydro-colloïdales, à la différence des liaisons structurales, sont plastiques par

Chapitre 1: Synthèse bibliographique

nature. En cas d'application lente de la charge, elles peuvent se déformer sans rupture. L'application rapide d'une charge, en particulier d'une charge alternée (vibration) peut détruire les liaisons hydro-colloïdales par suite de la rupture de l'orientation des cations et des dipôles de l'eau. Lorsque l'application de l'action extérieure cesse, après un certain temps, l'ordre détruit de la disposition des particules se rétablit sous l'effet des forces d'attraction moléculaire et les liaisons hydro-colloïdales se reforment. Il ressort de ce qui a été exposé que l'eau qui se trouve dans le sol joue un rôle très important tant dans la formation des propriétés du sol que dans son comportement sous l'action de différents facteurs internes et externes. Dans les sols on distingue l'eau de cristallisation, l'eau liée et l'eau libre. L'eau de cristallisation entre dans la composition des réseaux cristallins. L'eau liée se divise en eau fortement liée de la couche de molécules orientées fixées à la surface des particules minérales et eau faiblement liée des enveloppes diffuses, dont les molécules sont orientées autour des couches d'eau fortement liée. Le comportement de l'eau libre, qui se trouve dans les pores du sol, hors de portée des forces moléculaires, est déterminé principalement par l'action des forces de pesanteur. Dans l'eau libre il est indispensable de distinguer l'eau capillaire, qui est maintenue par les forces de tension des ménisques, dues à l'énergie d'activation de la surface des particules minérales, et l'eau libre proprement dite, qui est soumise à l'influence des seules forces de gravité et est appelée eau gravitaire. **Lytton** attire l'attention sur la nécessité de tenir compte du processus d'aspiration de la vapeur d'eau et sur l'existence de relations entre la teneur en eau du sol et l'augmentation de son volume, les variations des caractéristiques de déformabilité du sol et sa capacité d'interaction avec les ouvrages. Cela étant, il faut noter que l'humidification du sol à différents stades peut provoquer soit un renforcement de la résistance structurelle de l'argile soit sa diminution. Du point de vue de la théorie capillaire de Terzaghi, la première cause du gonflement du sol est constituée par les forces d'aspiration (succion) de l'eau qui apparaissent lors de la suppression de la pression capillaire due à l'augmentation de la teneur en eau, forces qui sont dirigées vers l'intérieur du sol argileux et sont égales à la pression hydrostatique extérieure. D'après les travaux de **Sorochan (1989)**, lors du gonflement des sols argileux il se produit un phénomène d'attraction des molécules d'eau par les surfaces externe et interne des particules ainsi qu'une décompression des molécules de gaz adsorbées et, lors de la formation d'un monocouche adsorbé, apparaissent des pressions écartant les particules et des pressions capillaires. À mesure de l'humidification du sol et de l'hydratation des particules la pression capillaire diminue tandis que l'hydratation des cations d'échange développe la pression osmotique, en exerçant le même effet que la pression qui écarte les enveloppes aqueuses. Dans le cas général, tous les types de liaisons structurelles empêchent le gonflement du sol. Ainsi, la pression de gonflement est la différence entre la pression d'écartement des pellicules d'eau hydratées et la résistance structurelle du sol. Si les liaisons structurelles entre les particules du sol sont solubles ou sont trop peu résistantes pour s'opposer à l'effet d'écartement

des pellicules aqueuses, alors le séjour d'une éprouvette de sol dans l'eau se termine par sa rupture totale, due à son effondrement en agrégats indépendants : le sol se désagrège.

3 -GONFLEMENT DU SOL:

Le phénomène de gonflement dépend des caractéristiques minéralogiques du matériau argileux et de la nature de la solution d'hydratation.

3.1- les sols gonflants:

Les feuillets argileux ont tendance à s'agglomérer pour former des particules de taille variable (figure 1.10.a). Ce degré d'organisation correspond à l'ultrastructure ou infrastructure d'un sol. À ce niveau, les vides correspondent aux espaces interfoliaires que l'on qualifiera de vides intraparticulaires.

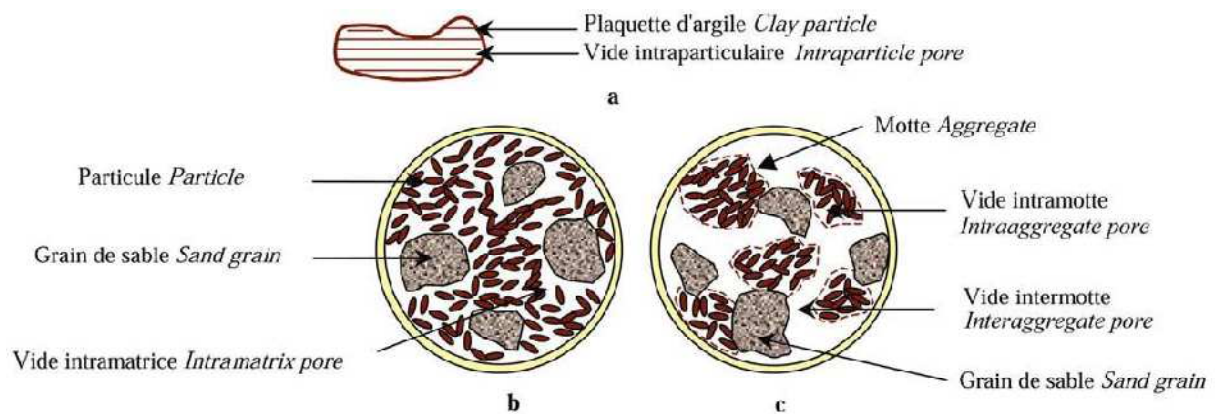


Figure 1.10 : Structure des sols gonflants d'après Gens & Alonso, 1992

Il existe en fait deux grands types de structure pour les sols compactés, structures qui ont été reconnues dans un grand nombre de matériaux différents à partir d'études réalisées au microscope électronique à balayage **Collins & McGown. (1974) ; Yong & Warkenti. (1975) ; Gilliot. (1979)**. La figure 1.10.b représente le premier cas où l'ensemble du matériau est constitué d'une matrice homogène formée à partir des argiles et des autres constituants du sol. Il est alors possible de distinguer deux types de pores : les vides intra particulaires et les vides intra matrices. Cette structure est typique des sols compactés du côté humide de l'optimum. La figure 1.10.c correspond à la deuxième possibilité qui est représentative de la majorité des sols naturels ou compactés du côté sec de l'optimum. Les particules argileuses s'associent aux autres constituants du sol pour former des agrégats. Trois niveaux structuraux peuvent alors être distingués: l'infrastructure, la microstructure qui correspond aux agrégats, et la macrostructure qui correspond à l'arrangement des agrégats entre eux. Les agrégats contiennent des pores qualifiés de

micropores et la macrostructure des macropores situés entre les agrégats. **Gens & Alonso (1992)** ont repris ce schéma d'organisation, qu'ils qualifient de double structure, comme fondement de leur modèle de comportement des sols gonflants où sont réunies l'infrastructure et la microstructure. **Al-Mukhtar et al. (1996)**, citant différents auteurs, indiquent que la taille moyenne des pores de l'ultra structure est comprise entre 10 et 15 Å, celle des micropores entre 25 et 2 000 Å, et celle des macropores supérieure à 2 000 Å.

3.2-Mécanisme de gonflement :

Le processus de gonflement des sols argileux au contact de l'eau et des sels dissous met en jeu séparément ou de façon combinée des phénomènes physico-chimiques et mécaniques variés.

3.3-Description du phénomène de gonflement

Mouroux et al. (1988) ; Popescu (1986) ont distingués deux types de gonflement, un gonflement intraparticulaire (inter foliaire) et un gonflement interparticulaire (Figure 1.11 et 112).

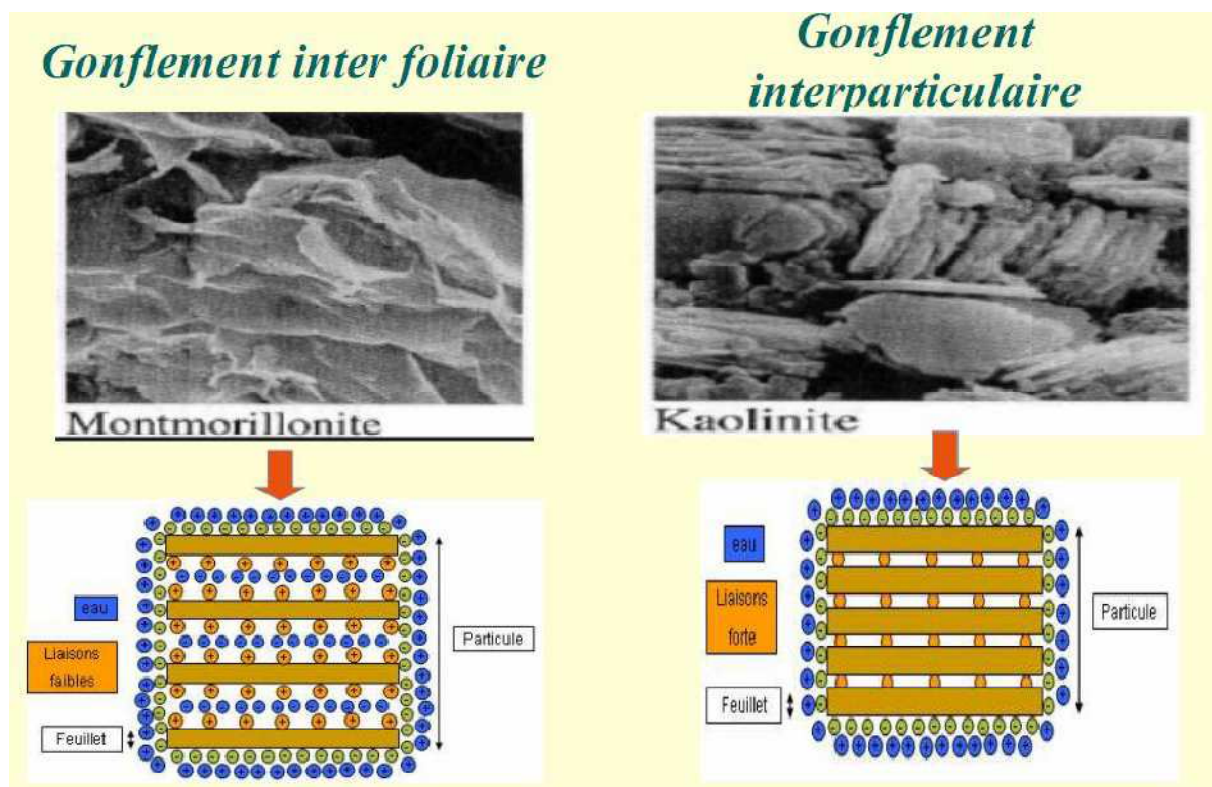


Figure 1.11: types de gonflements

o **Le gonflement intraparticulaire ou interfoliaire** : 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.

o **Le gonflement interparticulaire** : 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 interfoliaire 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 interfoliaire.

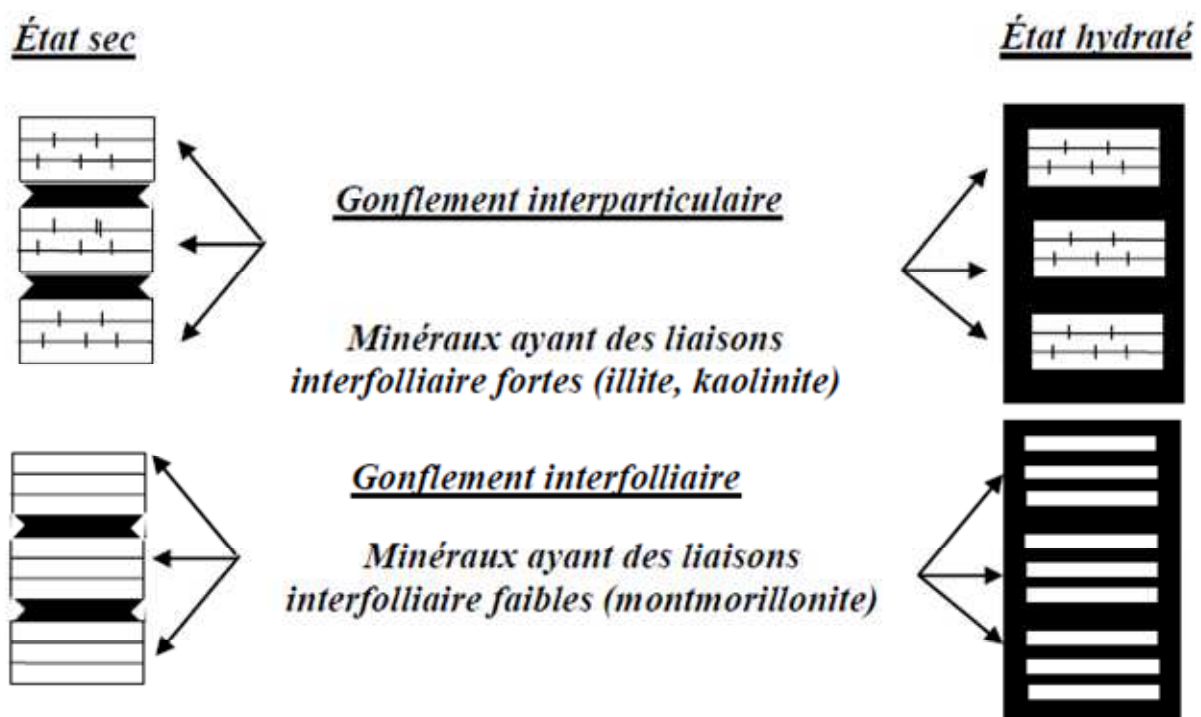


Figure 1.12 : Mécanismes de gonflement des argiles par hydratation.
Bouزيد. (1997) ; Bengraa (2004) et Gueddoudda (2005).

☞☞ **Holtz et Gibb (1956), Chen (1988)** ont divisé le gonflement en un gonflement primaire et un gonflement secondaire, (figure 1.13) représente la variation relative de la hauteur d'échantillon en fonction du logarithme du temps, dans laquelle on distingue les deux phases de gonflement:

o **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.

o **Gonflement secondaire :** qui est caractérisé par la portion linéaire de la courbe.

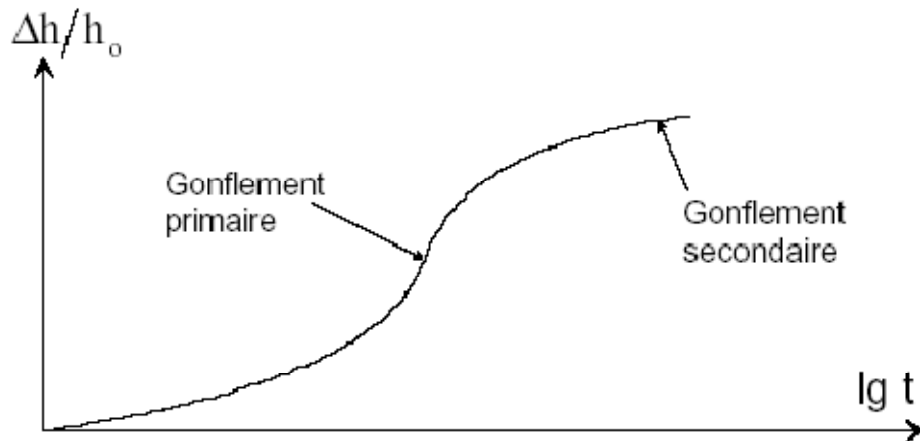


Figure 1.13 : Courbe du gonflement en fonction du temps (Chen, 1988)

3.4-Principales causes du gonflement:

Il existe quatre principaux phénomènes expliquant les causes du gonflement :

- hydratation par adsorption.
- hydratation par osmose.
- hydratation par capillarite.
- transformations chimiques.

3.4.1-hydratation par adsorption

Les argiles sont principalement caractérisées par un déséquilibre électrique dû à une substitution isomorphe de cations dans la structure octaédrique des feuillets. Il en résulte alors la formation de la double couche diffuse due à la fixation des cations échangeables qui s'installent à la surface des feuillets du fait des forces électrostatiques qui sont les suivantes **Wakim.(2005)**.

o Forces d'attractions

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

o Forces de répulsion

Ayant plusieurs composantes (interaction des doubles couches associées aux deux feuillets, énergie d'hydratation des cations compensateurs). Ces deux forces décroissent rapidement avec la distance interparticulaire. Quant à la force de répulsion, elle diminue également avec l'augmentation de la concentration en électrolytes (Figure. 1.14 et 1.15). Les variations de concentrations en cations et en

anions dans la double couche diffuse sont déterminées à partir de l'équation de Poisson-Boltzmann et sont présentées sur la figure 1.15.

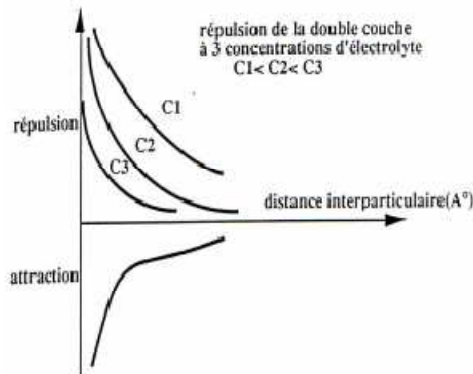


Figure 1.14 : Force électrostatique dans la double couche Wakim (2005)

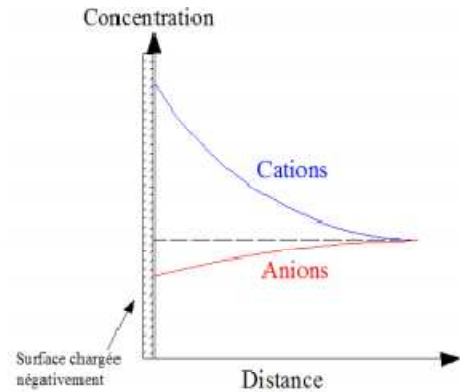


Figure 1.15 : Répartition des ions autour d'une particule chargée dans la double couche Wakim (2005)

A proximité de la surface chargée, la concentration en cations est plus élevée que celle en anions.

Theng cité par Azouz (2006), affirme que le gonflement est d'autant plus élevé que les potentialités de développement des doubles couches sont importantes. Cette double couche dépend de la nature des minéraux argileux et des cations compensateurs.

Les cations sont liés aux feuillets par des forces de nature électrostatique et possèdent la propriété d'être échangeables. Cette facilité d'échange sera aussi un facteur influant sur le gonflement.

Le classement général de remplacement admis est le suivant $\text{Li}^+ < \text{Na}^+ < \text{NH}_4^+ < \text{K}^+ < \text{Mg}^{2+} < \text{Ca}^{2+} < \text{Al}^{3+}$. D'après cette série, le lithium est le plus facile à remplacer alors que l'aluminium est le plus difficile.

3.4.2-Hydratation par osmose:

Lorsqu'une solution saline est séparée de l'eau pure par une membrane semi-perméable idéale (permettant uniquement le passage des molécules d'eau mais non des substances dissoutes), l'eau pure a alors tendance à traverser la membrane pour diminuer la concentration de la solution. Ce phénomène est appelé osmose. La pression qu'il faut appliquer pour empêcher l'arrivée de l'eau dans la solution saline est nommée la pression osmotique (Figure.1.16). Wakim (2005).

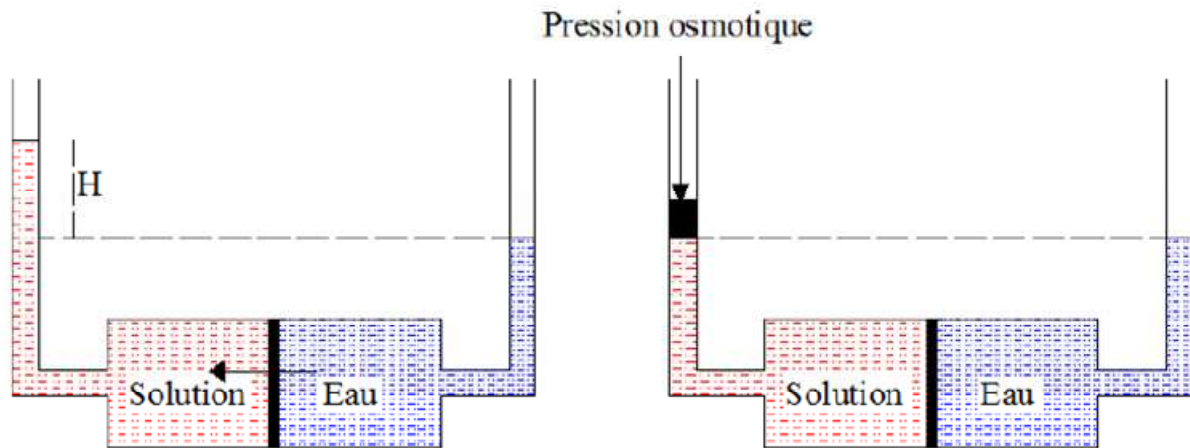


Figure 1.16: Phénomène osmotique idéal Wakim. J (2005)

Si la concentration de l'eau libre est inférieure à la concentration de l'eau de la double couche, il en résulte alors une migration des molécules d'eau des pores larges vers les particules argileuses entraînant l'augmentation de la distance interfeuillet. A contraction, il en résulte une pression osmotique d'attraction entraînant la contraction du matériau argileux.

Le phénomène d'hydratation par osmose permet d'expliquer le fait que lorsque la salinité de la solution d'hydratation augmente, le matériau argileux gonfle moins X. (*Daupley et al*) cité par *azouz (2006)*)

3.4.3-hydratation par capillarité:

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

La saturation des matériaux fins après une phase de drainage peut entraîner le piégeage de l'air par l'eau à l'intérieur du réseau poreux (figure.1.17).

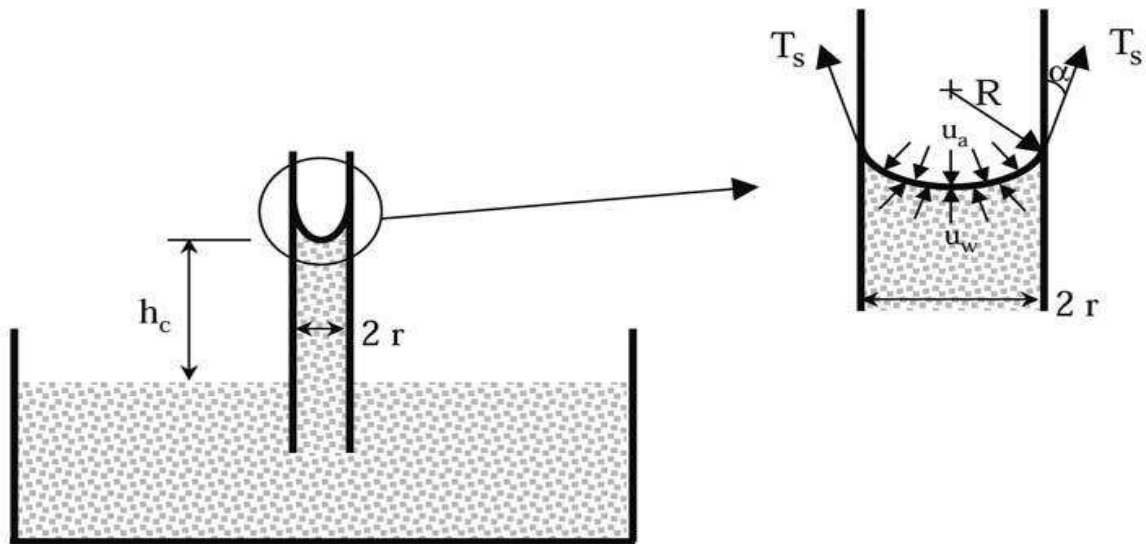


Figure 1.17 :L'ascension capillaire

Ce mécanisme peut engendrer la compression de l'air responsable de la dégradation ou de la fragmentation des matériaux argileux (*Harper et al*). La capillarité dépend du phénomène d'adsorption, le film d'eau adsorbé diminue l'espace poreux et modifie par la suite la capillarité.

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

$$P_c = u_a - u_w = \frac{2\sigma \cos \alpha}{r_e}$$

u_a et u_w Sont respectivement les pressions interstitielles d'air et d'eau, c'est la tension de surface eau air et c'est l'angle de raccordement entre le ménisque et le solide. Cette relation implique qu'au niveau du ménisque, plus r est petit, plus la pression d'eau est inférieure à la pression d'air. Comme en mécanique des sols ou des roches, la pression atmosphérique est considérée comme nulle, il s'ensuit que la pression de l'eau à proximité du ménisque est négative. Plusieurs facteurs affectent la capillarité des milieux poreux:

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

Couramment, les phénomènes capillaires et osmotiques sont réunis sous le nom de succion totale Ψ_t . Elle est égale à la somme de la succion matricielle due à l'hydratation par capillarité avec la succion osmotique due à la différence de concentration en sel entre deux points de la matrice solide : $a\Psi_t = \Psi_w + \Psi_a$.

Chapitre 1: Synthèse bibliographique

La succion totale peut également être définie par une des relations fondamentales de la thermodynamique : la loi de Kelvin qui suppose que le matériau soit inerte vis à vis de l'eau. Elle est exprimée de la manière suivante : $\Psi_t = \frac{RT \ln a_s}{V_s}$

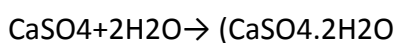
La loi de Kelvin nous amène à supposer que le gonflement des billes de verre de petit diamètre est régi par le même phénomène que le gonflement d'un sol argileux. En résumé, l'attraction de l'eau par un matériau argileux non saturé ne se réduit pas simplement à l'action de la succion totale ou interviennent également les actions d'adsorption physico-chimiques. **Santos et al cité par Azouz(2006)**. Ont exposé deux échantillons d'argilite initialement séchés à l'eau et à l'huile. L'échantillon mis en contact avec de l'eau est altéré. Malgré le fait que l'huile se soit infiltrée dans le deuxième échantillon, ce dernier n'a pas réagi. Les auteurs ont attribué ce phénomène aux interactions physicochimiques primordiales dans les milieux argileux et non à l'effet de la capillarité.

3.4.4- Transformations chimiques:

Trois types de transformations chimiques se distinguent principalement (**Bultel Frédéric (2001)**), à savoir :

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

La transformation de l'anhydrite (CaSO₄) en gypse (CaSO₄.2H₂O) se produit sous certaines conditions de pression, de température et de teneur en eau et s'accompagne d'une variation de volume spécifique.



135g	36g	174g
46cm ³	36cm ³	174 cm ³

Cette évolution se produit sous certaines conditions de pression, de température et de teneur en eau **Sahores (1962) cité par azouz (2006)**. Ainsi, le sulfate de calcium sous sa forme anhydrite CaSO₄ est stable à des températures supérieures à 58°C et à une pression proche de 100 kPa. Au dessous de 38°C, l'anhydrite peut être présente si l'eau nécessaire à sa transformation est insuffisante ; seul le gypse est stable. Entre 38°C et 58°C, les deux composés coexistent et présentent des évolutions différentes. **Wittke**, a conclu que, dans la nature, deux cas sont susceptibles de se présenter : dans un volume fermé contenant de l'anhydrite et l'eau nécessaire à la transformation, le gypse se forme avec une réduction de volume :

$$\varepsilon_{\text{vol}} = \frac{\Delta V}{V} = - \frac{74 - (46 + 36)}{82} 100 = 9.6\%$$

$$\varepsilon_{vol} = -\frac{\Delta V}{V} = -\frac{74 - 46}{46} 100 = -61\%$$

Par contre, si l'eau provient de l'extérieur, c'est-à-dire dans un système ouvert, théoriquement, un gonflement s'observe : Dans la nature, les conditions sont plus proches de celles du système ouvert, c'est pourquoi on assiste généralement à un gonflement.

o L'oxydation de la pyrite (FeS₂)

Est le processus le plus important de décomposition chimique des roches sédimentaires à granulométrie fine. Cette oxydation conduit à la formation de l'acide sulfurique. L'acide réagit à son tour avec les carbonates de calcium. Cette réaction produit du sulfate et peut former du gypse dont la cristallisation provoque l'éclatement du matériau argileux. **Wakim (2005)**. L'oxydation de la pyrite peut créer un réseau de microfissures se traduisant par un risque de rupture et également des chemins préférentiels d'écoulement.

o La dissolution des carbonates dans l'eau

La dissolution des carbonates dans l'eau rend l'argilite de plus en plus sensible à la variation de son état hydrique. A long terme, la dissolution des carbonates rend les matériaux argileux de plus en plus ductiles. **Wakim (2005)**.

3.5-les principaux facteurs qui influencent le gonflement du sol :

3.5.1-Facteurs intrinsèques :

a. Composition minéralogique :Ce facteur est très important pour estimer le gonflement d'un sol. Les propriétés gonflantes du matériau seront d'autant plus marquées que le pourcentage d'éléments argileux est grand (<2 μm).

☞**Suratman (1985)** étudié le gonflement libre de trois types d'argile: la kaolinite, l'illite et la montmorillonite. Il constate des différences dans le taux et la cinétique du gonflement entre les trois argiles utilisées avec une supériorité remarquée pour la montmorillonite.

Chapitre 1: Synthèse bibliographique

b. Capacité d'échange cationique (CEC): C'est la capacité d'une argile à échanger des cations. Elle est exprimée en milliéquivalent par 100 grammes d'argiles et représente la charge (sous forme de cations attirés à la surface de la particule) nécessaire pour l'électroneutralité. Cette aptitude des argiles à libérer leurs cations dépend de la valence et la masse atomique du cation présent dans la solution, selon l'ordre croissant suivant: $Li^+ < Na^+ < K^+ < H^+ < Mg^{2+} < Ca^{2+} < Al^{3+}$ (voir tableau 1.2). Le Principe de la mesure est montré sur la figure 1.18.

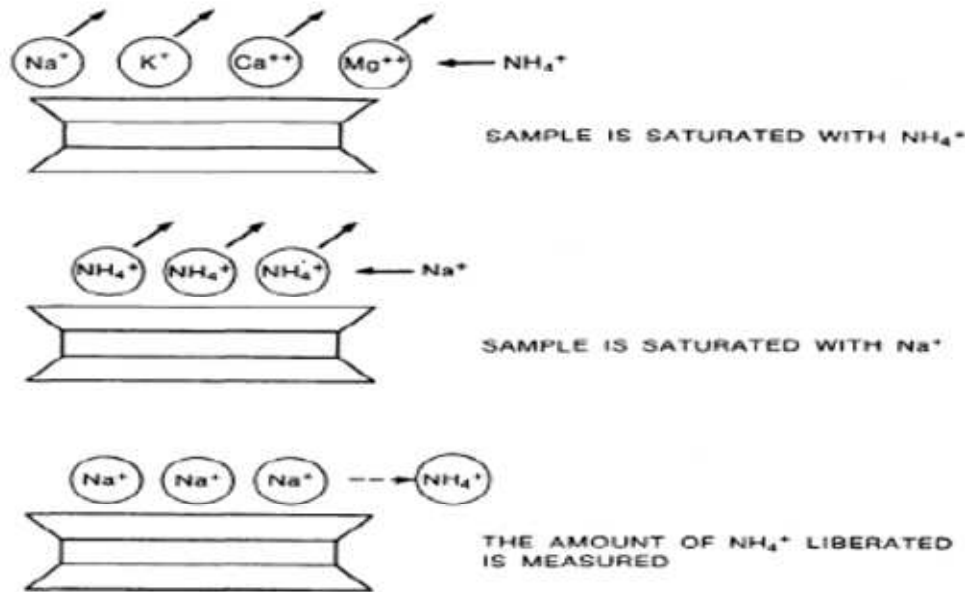


Figure 1.18 : Mesure de la CEC. Eslinger et Peaver, (1988).

Tableau 1.2 : Relation entre type de cations et gonflement Gupta et al (1967) cité par Gueddouda, (2005)

Cations	ordre de gonflement
Monovalents	$Na^+ > K^+ > NH_4^+ > H^+$
Bivalents	$Ca^{2+} > Mg^{2+} > Sr^{2+} > Ba^{2+}$
Trivalent	$Al^{3+} > Cr^{3+} > Fe^{3+}$

c. Surface spécifique d'une particule argileuse: Elle est comprise entre les particules et la surface interne correspondant à l'espace interfoliaire. L'augmentation de la surface spécifique donne un pouvoir de gonflement plus important et par conséquent un potentiel de gonflement plus élevé.

Le tableau 1.3 représente les principales caractéristiques des quatre types d'argiles.

Tableau. 1.3 : Caractéristiques physico-chimiques des minéraux argileux courants. Grim (1959).

Minéraux argileux	Type de structure	Taille De la particule	S.S.T (m ² /g)	C.E.C (meq/100g)	Espace interfoliaire (Å)
<i>Kaolinite</i>	T-O	Grande (> 1µm)	10-20	5-15	7,1-7,2
<i>Montmorillonite (Smectite)</i>	T-O-T	Petite (<1µm)	600-800	80-100	14,0-15,0
<i>Illite</i>	T-O-T	Moyenne (<1µm)	90-130	20-40	9,9-10,1
<i>Chlorite</i>	T-O-T	Petite (<1µm)	100-175	10-30	13,6-14,7

d. Activité des argiles: Les valeurs des limites d'Atterberg sont liées à la quantité d'eau retenue à la surface des particules et ceci représente la quantité d'argile présente dans le sol. **Skempton (1953)** a défini l'activité d'une argile par le rapport de l'indice de plasticité (**I_p**) et du pourcentage des éléments inférieurs à deux microns (**C**<2µm).

$$A1 = \frac{I_p}{C}$$

Skempton a classifié les argiles selon leurs activités comme suit:

- 1. Argile inactives :** pour ceux qui ont une activité inférieure à 0,75. Ces argiles sont à base de kaolinite, ou qui contiennent peu de minéraux argileux.
- 2. Argile normale :** qui a une activité comprise entre 0,75 et 1,25.
- 3. Argile active :** dont l'activité est comprise entre 1,25 et 2.
- 4. Argile très active :** ceux qui ont une activité supérieure à 2.

Seed et al. (1962) ont modifiés cette formulation de **Skempton** pour les argiles compactées.

$$A_2 = -\frac{I_p}{C - n}$$

$n = 5$ cas des sols naturels, $n = 10$ cas des sols reconstitués.

D'après l'abaque donné par **Williams et Donaldson** l'activité est proportionnelle à l'indice de plasticité et inversement proportionnelle à la teneur en éléments inférieurs à deux microns (figure. 1.12).

Seed et al (1962), Williams et Donaldson ont proposés un abaque permettant d'évaluer le potentiel de gonflement à partir de l'activité et du pourcentage de particules fines ($C_2 < 2\mu m$). Figure (1.19 et 1.20).

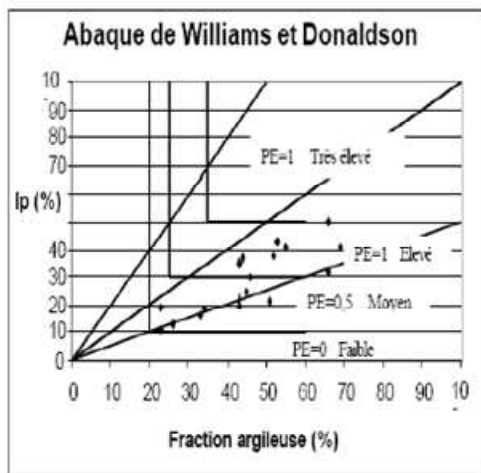


Figure 1.19 : Abaque pour l'identification des sols gonflants d'après Williams et Donaldson

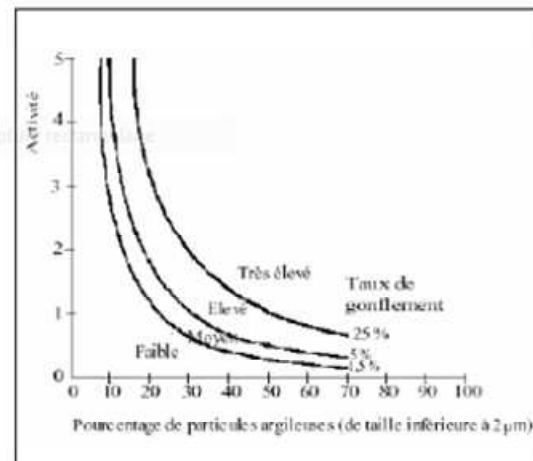


Figure 1.20: Abaque d'évaluation du potentiel de gonflement d'après Seed et al, (1962)

e. Théorie de la double couche: La figure 1.21. (a) présente le modèle de **Gouy-Chapman**. Avec des smectites qui sont mises en solution. Si la concentration en smectite est faible, on remarque qu'ils vont se disperser, l'eau va se troubler et il y aura peu de sédimentation. On obtient dans ce cas une solution colloïdale. Sans eau, les couches T-O-T sont liées par des forces électrostatiques mais en présence d'eau les couches T-O-T sont isolées. Vu la surface négative des argiles, les cations de la solution vont être attirés par la surface des particules argileuses pour atteindre un nouvel équilibre. La concentration en cation sera plus grande à proximité de la surface des argiles. Un gradient va s'établir et les cations vont avoir tendance à diffuser vers la solution. On atteint une situation d'équilibre dans laquelle il existe une zone limitée, mais la diffusion de la concentration en cation diminue avec la distance jusqu'à ce que la concentration égale celle de la solution. Deux couches s'individualisent : (1) une couche négative à la surface des argiles ; (2) une couche positive juste à côté (d'où la notion de double couche). Il existe une variation du modèle précédent

Chapitre 1: Synthèse bibliographique

connu sous le nom, **modèle de Stern**. Ce modèle considère que les cations ont des dimensions finies. La charge négative des argiles est compensée par les cations adsorbés dans la couche de Stern et dans la couche diffuse. (Figure 1.21 (b)).

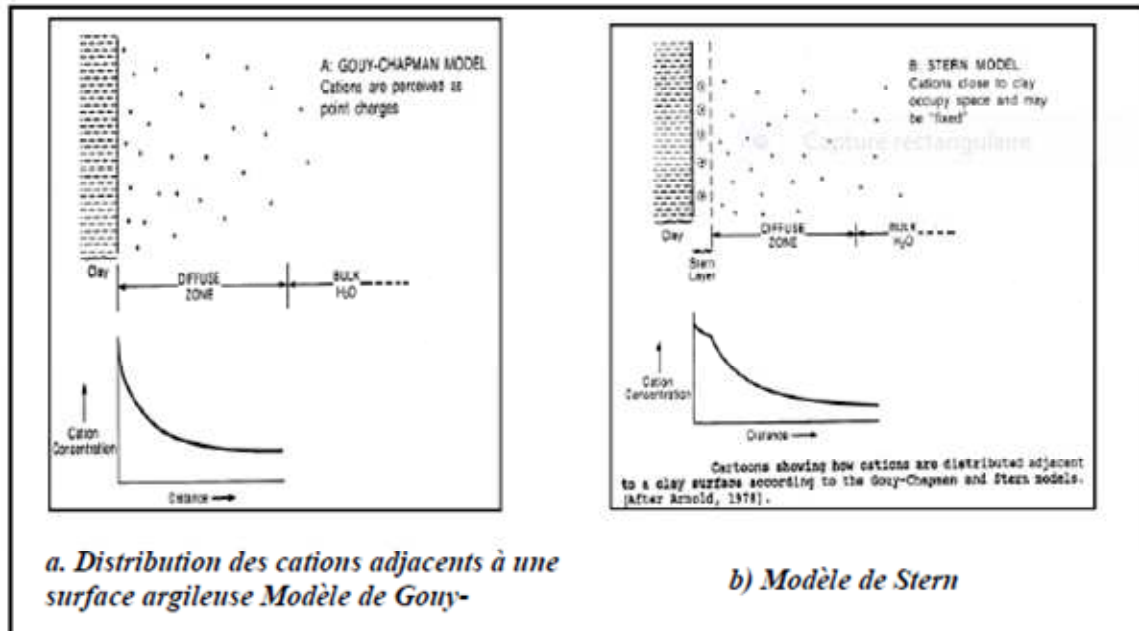


Figure 1.21 : Distribution des cations adjacents à une surface argileuse selon le Modèle de Gouy et Stern.

3.5.2-Facteurs externes: Ces facteurs sont définis à l'échelle macroscopique contrairement aux facteurs précédents qui interviennent à l'échelle microscopique.

a- Teneur en eau initiale :

C'est le poids d'eau contenu dans le volume rapporté à l'unité de poids des grains solides contenu. Le caractère dipolaire de la molécule d'eau lui confère la propriété d'être attirée par l'intermédiaire de ses extrémités positives à la surface négative des minéraux argileux. Cette attraction modifie les propriétés hydrodynamiques de l'eau et cela dépend de la distance entre les molécules d'eau et la surface argileuse. Trois types d'eau, existant dans la matrice argileuse, peuvent être distingués (figure 1.22) :

o **L'eau libre:** remplissant les macropores entre les particules : elle peut être éliminée par séchage à l'étuve à une température de 105 °C.

o **l'eau liée :** occupant les espaces interfeuilletés par des interactions chimiques et électriques : elle a besoin d'une température élevée de 200 °C pour être évacuée. Sa densité et surtout sa viscosité sont plus élevées que celles de l'eau libre. Sa quantité totale dépend de la surface spécifique, de la densité de charge et de la capacité d'échange cationique des minéraux argileux.

o **L'eau cristalline** : se situe au niveau des feuillets argileux et a besoin d'une température de 550 °C pour être éliminée. **Wakim (2005)**.

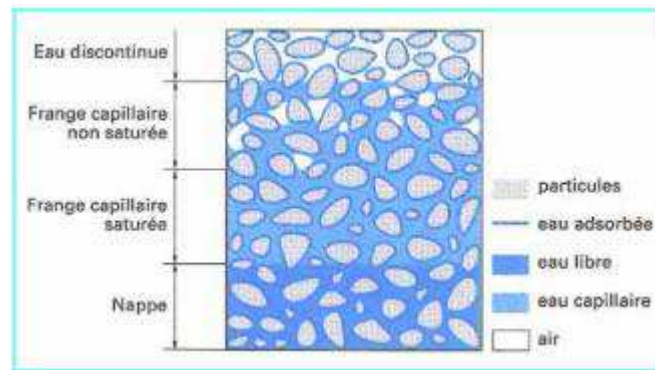


Figure 1.22 : Différents états de l'eau dans les sols

Le changement de la teneur en eau liée et cristalline peut être le seul facteur de changement de la structure interne du matériau argileux **Santos et al. Cité par Wakim (2005)**. Ces trois types d'eau sont influencés par la nature des minéraux argileux et par le chimisme de la solution d'hydratation. De nombreux travaux ont montré que la teneur pouvait influencer sur le gonflement des argiles. Nous citerons quelques exemples de ces travaux.

Alonso et al (1987) cité par Bengraa (2004) montrent que le gonflement pour différentes teneurs en eau initiales suit une loi linéaire (figure 1.23). La nature de cette relation autorise la définition d'une teneur en eau critique (égale à 22%) qui donnerait lieu à un gonflement apparent nul.

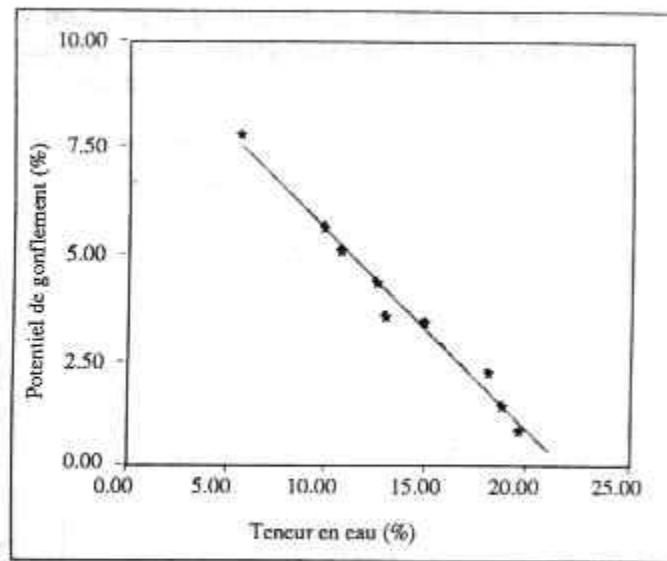


Figure 1.23: Potentiel de gonflement en fonction de la teneur en eau initiale. (Alonso et al. 1987).

Hachichi et Fleureau (1999) montrent qu'il y'a une tendance à la diminution du gonflement lorsque la teneur en eau initiale augmente. Ils confirment que l'augmentation de la teneur en eau initiale ne conduit à une diminution du gonflement qu'au dessus de la limite de retrait ; pour les teneurs en eau inférieurs à cette limite, le gonflement ne change pas.

Hachichi (2006) a étudié l'influence de la teneur en eau sur le gonflement. Pour cela il a réalisé cinq essais pour deux argiles à différentes teneur en eau : 0, 5, 10, 15 et 20%,

Selon la figure 1.24, la relation entre le gonflement et la teneur en eau initiale est presque linéaire, et l'augmentation du gonflement est inversement proportionnelle à la teneur en eau initiale, ce qui confirme les résultats d'Alonso et al, (1987).

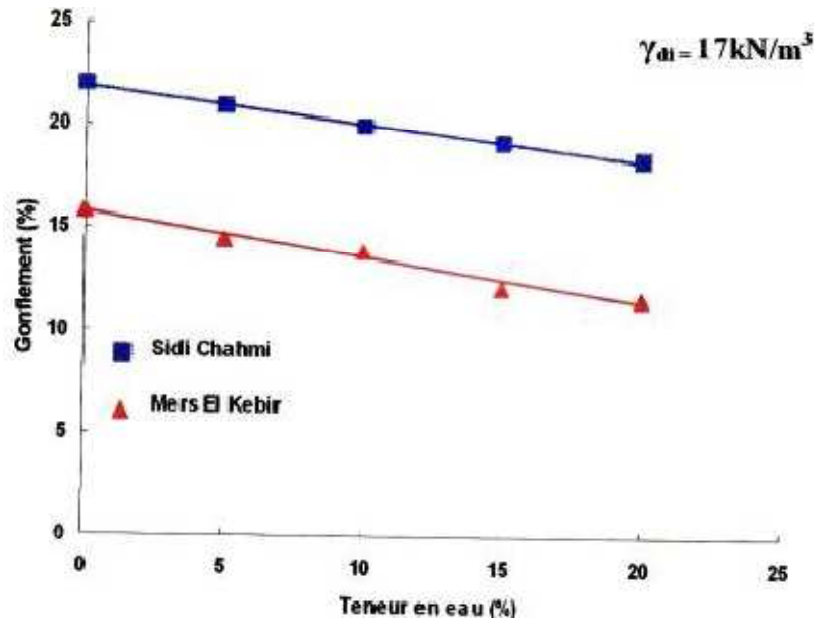


Figure 1.24 : Variation du gonflement en fonction de la teneur en eau initiale, Hachichi, (2006).

Edil et Alanazy (1992) trouvent que la teneur en eau initiale des échantillons compactés à la même densité sèche a une influence considérable sur les caractéristiques du gonflement, le gonflement latéral et vertical augmente lorsque la teneur en eau initiale diminue.

Les essais réalisés par Al-Mukhtar et al. (1999); sur l'argile (Laponite) à différentes humidités initiales montrent que la pression de gonflement est invariable avec le degré d'humidité initial tandis que le gonflement augmente avec la diminution de ce degré.

b-Densité sèche: C'est le rapport poids volumique d'un sol sec et poids volumique de l'eau. La densité sèche initiale influence considérablement sur le gonflement et la pression de gonflement.

Sridaharan et al (1986) ont menés 32 essais de gonflement à volume constant avec quatre teneurs en eau initiale. Ou il a constaté que la pression de gonflement varie proportionnellement à la densité et inversement proportionnelle à la teneur en eau (Figure 1.25).

Komine et Ogata (1994) ont effectués des essais de gonflement sur quatre bentonites sodiques « Na » compactées à différentes densités sèches initiales. Ils ont remarqué que le taux de gonflement croît linéairement avec la densité sèche initiale. (Figure 1.23)

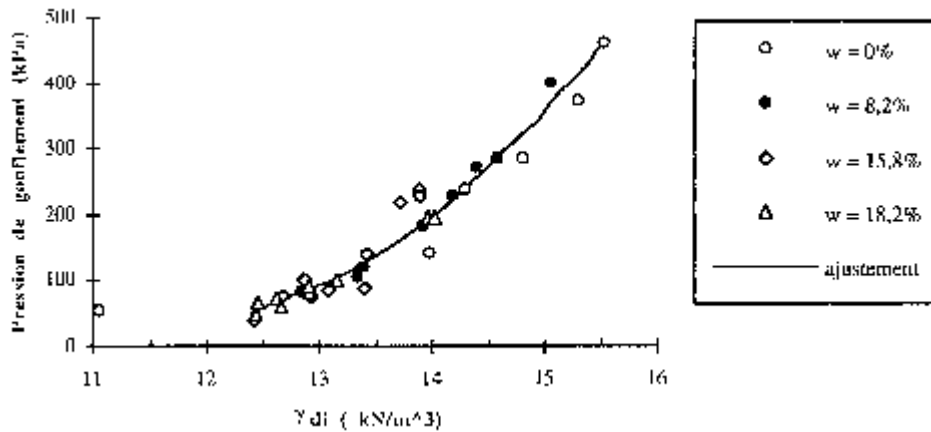


Figure 1.25 : Variation de la pression de gonflement en fonction de la densité Sèche. Sridaharan et al.(1986).

Hachichi (2006), a étudié l'influence de la densité sèche sur le gonflement. Pour cela il a effectué des essais sur des échantillons reconstitués de deux argiles, en variant la densité sèche entre 13 jusqu'à 17 KN/m^3 à une teneur en eau initiale de 20%. Il a constaté que le gonflement libre maximal croit linéairement avec l'augmentation de la densité sèche initiale. (Figure 1.26).

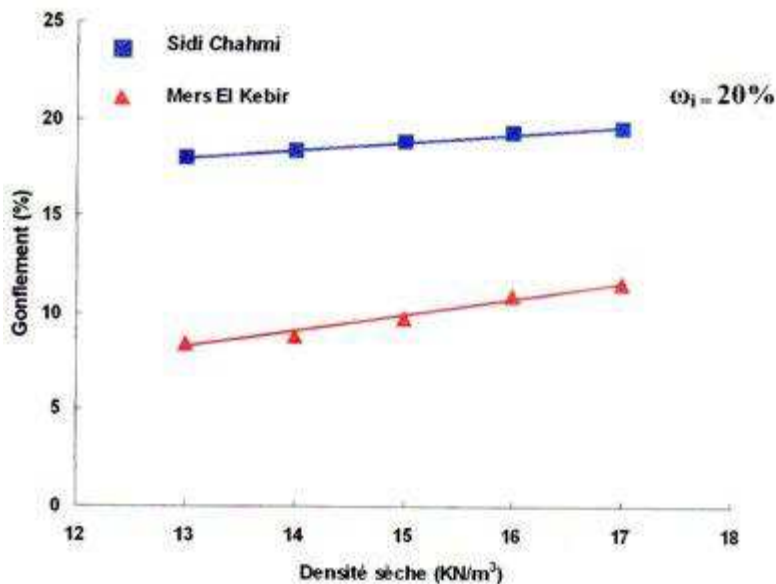


Figure 1.26 : Variation du gonflement en fonction de la densité sèche initiale, Hacchichi, 2006

c- Mode et l'énergie de compactage: Certains auteurs ont abordés les modes de compactages (statique ou dynamique).

Chapitre 1: Synthèse bibliographique

??**Seed et al (1962)** constatent qu'un échantillon compacté statiquement aboutit à un gonflement plus fort.

??**Hachichi et Fleureau(1999)** ont observé un gonflement final plus faible pour des échantillons reconstitués par compactage statique que pour des échantillons intacts.

??**Perches et Lu (1965)** affirment que le compactage statique donne une structure orientée en parallèle beaucoup plus marquée que le compactage par malaxage et aboutit donc à un gonflement plus important.

??**Edil et Alanazy (1992)** constatent qu'il n'y a pas un consensus sur le type de structure obtenue par les différentes méthodes de compactage.

??**Gueddouda (2005)** a réalisé des essais de gonflement libre sur deux types des sols en utilisant deux modes de compactages (compactage statique et compactage dynamique), les résultats obtenus montrent que le compactage statique conduit à un taux et pression de gonflement élevé à celui du compactage dynamique (figures 1.27 et 1.28)

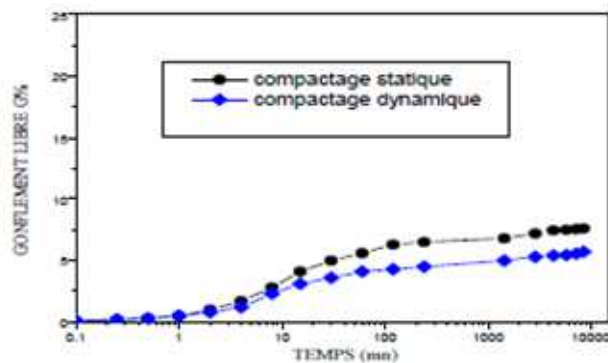


Figure 1.27 : Évolution de gonflement libre en fonction du temps, Gueddouda et al, (2007)

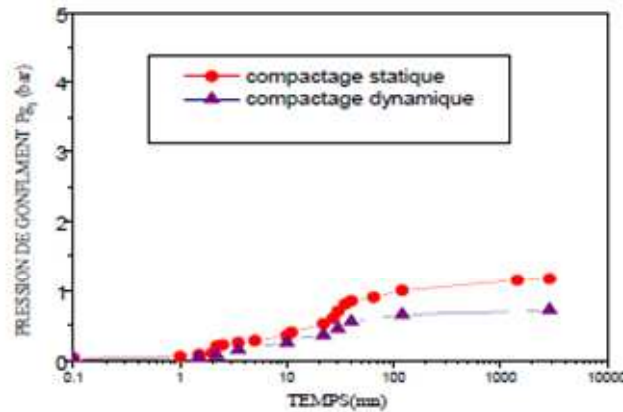


Figure 1.28: Évolution de la pression de gonflement en fonction du temps. Gueddouda et al.(2007).

Sridharan, Gurtug, (2004); ont étudié l'influence de l'énergie de compactage, ils ont fait avec de la Kaolinite et l'argile de montmorillonite fortement en plastique. Ils ont trouvé l'effet de cette énergie sur le taux et la pression de gonflement. Le tableau suivant I-4 récapitule les résultats des essais effectués pour voir l'effet de cette énergie sur le taux et la pression de gonflement.

Tableau 1.4: taux de gonflement et la pression de gonflement pour plusieurs types de Sol à différentes énergies de compactage. A. Sridharan, Gurtug (2004).

Sol	Énergie compactage					
	Standard Proctor		Proctor modifié réduit		Proctor modifié	
	SP		RMP		MP	
	Gonflement (%)	Pression de gonflement (Kpa)	Gonflement (%)	Pression de gonflement (Kpa)	Gonflement (%)	Pression de gonflement (Kpa)
Kaolinite	0,26	8,50	2,96	135,70	4,19	126,70
Degirmenlik	0,84	115,00	4,18	175,00	9,34	430,00
Akadimiz	3,61	184,20	10,48	466,70	15,26	866,70
Tuzla	5,63	150,00	4,27	650,00	24,32	1900,00
Montmorillone	10,73	466,70	19,86	1000,00	27,49	5000,00

d- Effet de l'échelle: C'est l'influence de la hauteur ou du diamètre de l'échantillon sur le gonflement libre ou sur la pression de gonflement.

☒ **Khaddaj cité par Azouz (2006)** a réalisé des essais sur l'argile de Flandre, cette étude montre qu'il a une diminution du potentiel de gonflement de 20% quand l'épaisseur de l'échantillon passe au double de 12 à 24 mm.

☒ **Hachichi (2006)** a réalisé des essais sur des échantillons de trois argiles, argile de Sidi Chahmi (SC), argile de Mers el Kébir (MK) et argile du bassin Parisien avec des hauteurs 10, 12 et 20 mm, et de 40, 70 et 50 mm de diamètre respectivement et il a déduit qu'il y'a une diminution du gonflement mesuré lorsque la hauteur de l'échantillon augmente, dû au frottement sur la paroi du moule (figure 1.29).

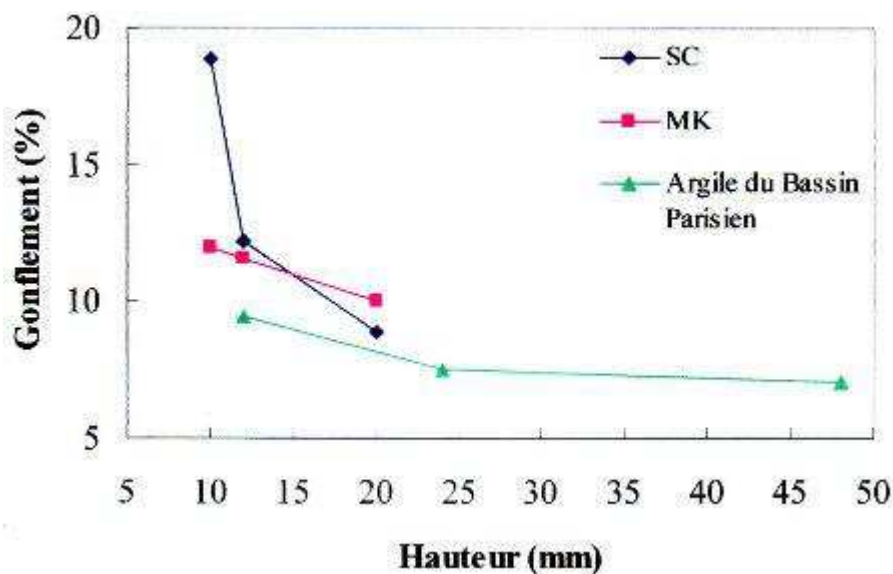


Figure 1.29: Variation du gonflement final en fonction de l'épaisseur des échantillons, Hachichi (2006).

e-Influence du poids volumique sec initial: Le poids volumique sec initial est reconnu comme le facteur ayant le plus d'importance sur le potentiel et la pression de gonflement. Tous les auteurs indiquent que les valeurs du potentiel et de la pression de gonflement augmentent lorsque, toutes valeurs égales par ailleurs, le poids volumique sec augmente. En effet, la pression de gonflement est d'autant plus grande que la distance entre les particules est petite. Comme le gonflement est expliqué par la répulsion entre les particules de charges de même signe, celles-ci vont se repousser davantage si la distance qui les sépare est petite, donc si la densité de l'échantillon est grande.

☒ **Komine et Ogata (1994)** ont effectué des essais oedométriques d'hydratation à succion nulle sous différentes charges sur une argile gonflante fortement compactée (bentonite Na) à différents poids volumiques secs initiaux. Les résultats sont représentés sur la figure 1.30.

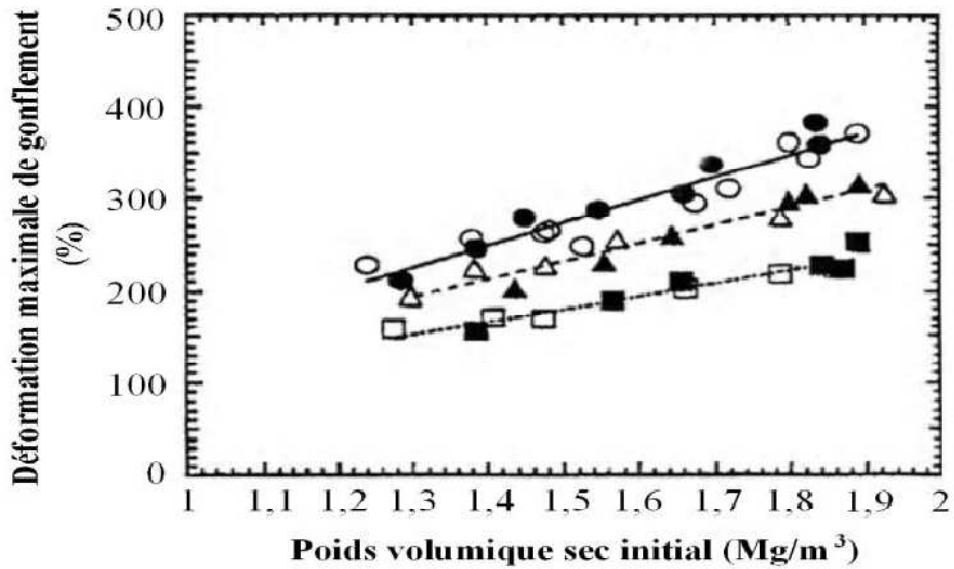


Figure 1.30 : Relation entre le taux de gonflement maximum et le poids volumique sec initial Komine et Ogata (1994)

Komine et Ogata (1994) ont également montré que la pression de gonflement croît de façon exponentielle avec le poids volumique sec initial (figure 1.31).

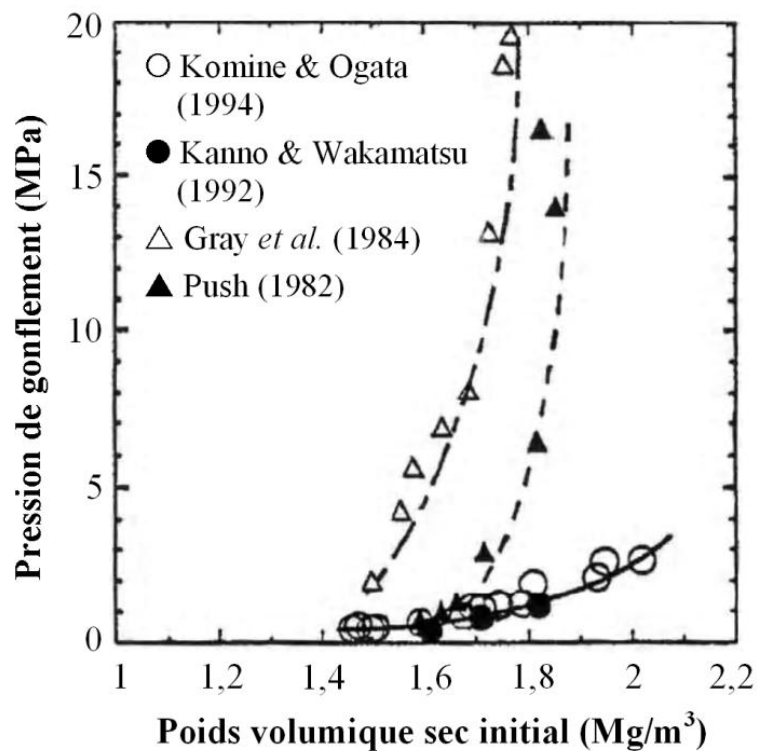


Figure 1.31 : Influence de la densité sèche initiale sur la pression de gonflement Komine et Ogata (1994)

f-Influence du frottement latéral:

☒ **Surastman (1985), Hachichi et Fleureau (1999)** ont remarqué que le gonflement diminue lorsque la hauteur de l'échantillon augmente et ceci est dû au frottement latéral entre l'anneau volumétrique et l'échantillon, la figure (1.32) représente les résultats de Chen (1965) effectués sur la région de DENVER.

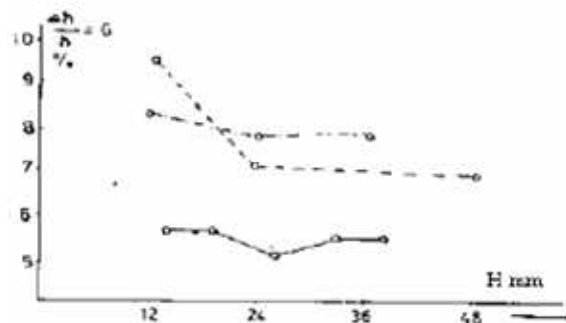


Figure 1.32: Influence de la hauteur initiale sur le gonflement Mehmit (1982).

g-Influence de la température:

☒ **Mouroux (1969), Mehmit et Ishibashi (1982), cité par Bengraa (2004)** ont trouvé que la température affecte le taux de gonflement, et les expériences menées ont montré une réduction de 17% à 28% quand la température diminue de 66°C jusqu'à 24 °C.

h-Influence des cycles retrait-gonflement:

☒ **Chen (1965), Chen Et Mou (1973), Chen et al. (1985), Chen et Ma (1987), Subba Rao et Satydas (1987), Dif et Bluemel (1991) cité par bengeneb(2009)** ont conclu qu'après chaque cycle d'humidification et de la dessiccation, la teneur initiale des échantillons en eau à diminution de potentiel de gonflement des argiles.

☒ **Popesco (1980), Osipov et al (1987) et Day (1994)** disent que la teneur initiale en eau augmente qu'après chaque cycle de (humidification- dessiccation) répétitif ce qui induit à l'augmentation de potentiel de gonflement. (Figure 1.33).

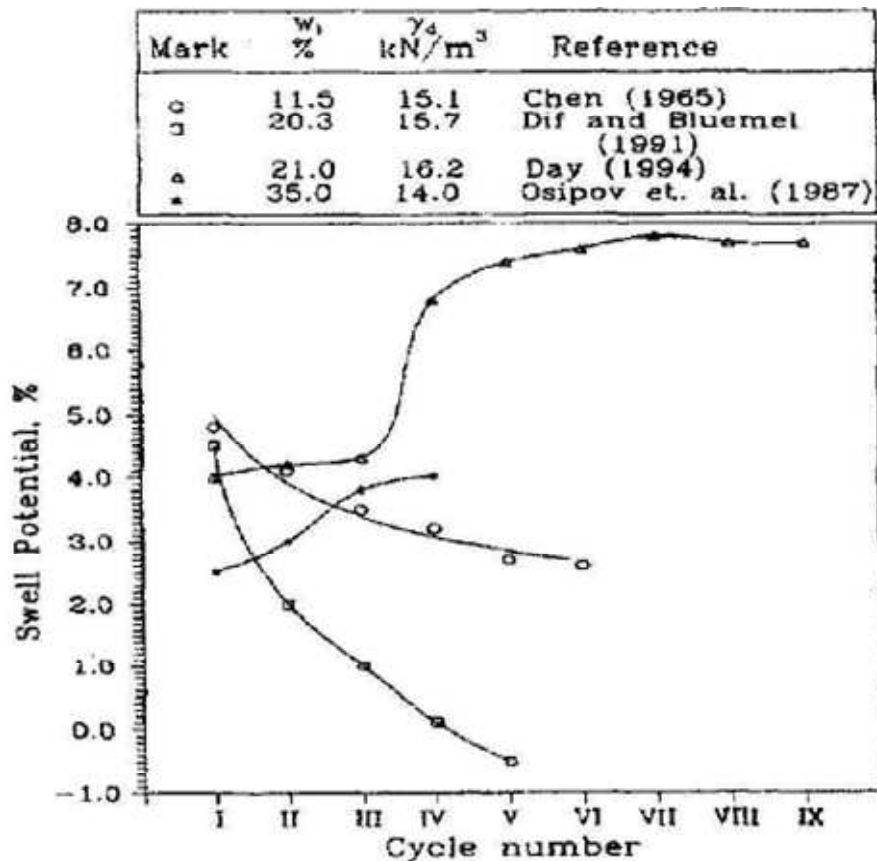


Figure 1.33 : le potentiel du gonflement en fonction du comportement cyclique (gonflement/retrait) selon des différents chercheurs .cité par Homoud .AL et al, (1985)

i-Influence de la durée des essais:

La durée d'essai est aussi un facteur influant sur l'estimation du gonflement. Il a été constaté que le gonflement est rapide durant les premiers jours d'essais, puis devient de plus en plus lent, et après une semaine le phénomène se stabilise .Cette constatation n'est pas toujours vraie par ce que nous avons trouvé des essais qui ont duré 15 jours ou plus pour atteindre la stabilisation. Suivant la nature des sols étudiés, la stabilisation du gonflement peut être obtenue après plusieurs jours. **Therault. (2000).**

PARTIE2 : Stabilisation des argiles

4 .INTRODUCTION :

La stabilisation est une technique qui permet d'améliorer la portance et le comportement à l'eau d'un sol ou d'un matériau moyennant l'ajout d'un liant hydraulique (ciment, chaux...) ou d'un liant hydrocarboné (bitume, émulsion de bitume...).

Il existe différents types de traitement des argiles gonflantes. Ces traitements, de manière générale, permettent de lier et de cimenter les particules entre elles, afin d'augmenter la résistance du matériau et de réduire sa sensibilité à l'eau.

Les deux techniques de stabilisation les plus utilisées pour valoriser les sols sont les suivantes:

* Traitement aux liants hydrauliques (***traitement physico-chimique***): les liants hydrauliques sont des produits d'origine minérale qui par réaction avec l'eau pouvant aboutir à des jonctions avec le squelette minéral (contrairement aux produits de type colle qui eux ne peuvent qu'adhérer au squelette minéral)

Parmi les stabilisations les plus couramment utilisées on distingue :

- Stabilisation à la chaux
- Stabilisation au ciment
- Stabilisation en cendres volantes,

*Traitement avec un matériau non argileux (***traitement chimique***):

Il s'agit de mélanger le matériau argileux gonflant avec un autre d'argilosité presque nulle, ce sont par exemple les sables, les graviers .Ces matériaux inertes réduisent le pourcentage global d'éléments actifs (inférieurs à 2 microns) et réduisent, par la même, l'activité du gonflement de l'argile. L'efficacité de ce mode de traitement sera fonction du pourcentage d'éléments inertes, de leur granulométrie et du mode de mise en place du mélange.

4.1. But de la stabilisation:

La stabilisation des sols argileux vise à satisfaire les points énumérés ci-après :

- Rendre utilisable un sol qui ne présente pas les caractéristiques requises pour servir.
- Éviter le décapage et le remplissage par des matériaux d'apport.
- L'assèchement des sols permet de les rendre praticables aux engins de chantiers.
- L'amélioration des caractéristiques géotechniques de façon durable.
- Limiter la sensibilité des argiles à l'eau.
- Créer des liens et améliorer les liaisons existantes entre particules (résistance mécanique).
- Chez les sols argileux une réduction instantanée de l'angulosité avec la floculation.
- Diminuer les variations de volume dans le cas des sols gonflants.

4.2. Techniques de stabilisations utilisées:

La stabilisation des sols expansifs est souvent opérée pour augmenter leur résistance, ainsi que pour minimiser la sensibilité du sol aux variations de la teneur en eau.

Les techniques de stabilisation les plus utilisées sont :

- la stabilisation mécanique,
- la stabilisation thermique,
- la stabilisation chimique.

4.2.1. Stabilisation mécanique:

a) Substitution

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

b) Compactage

Dawson recommande de compacter les argiles à des densités *minimales* et *Seed* (1961) note que les argiles compactées de la côte sèche de l'optimum ont plus tendance à gonfler que si elles sont compactées de la côte humide. Malheureusement, de la côte humide, les argiles sont moins résistantes. Il faudrait donc retrouver un compromis.

c) Prehumidication

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

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

4.2.2. Stabilisation thermique

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

4.2.3. Stabilisation chimique (par additifs)

Deux techniques de stabilisation chimique peuvent être effectuées :

a) Stabilisations chimiques par ajouts des matériaux inertes

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

b) Stabilisation chimique par additifs

Elle est employée surtout pour des sols contenant une certaine quantité d'argile. Ils ont pour effet de réagir avec la fraction argileuse et de modifier leur environnement chimique et sa structure minéralogique.

Parmi les stabilisations les plus couramment utilisées, on distingue :

- Stabilisation par ajout de chaux.
- Stabilisation par ajout de ciment.
- Stabilisation mixte (par ajout ciment-chaux).

L'organigramme donné par la figure 1.34, aide à choisir la stabilisation chimique appropriée pour un projet:

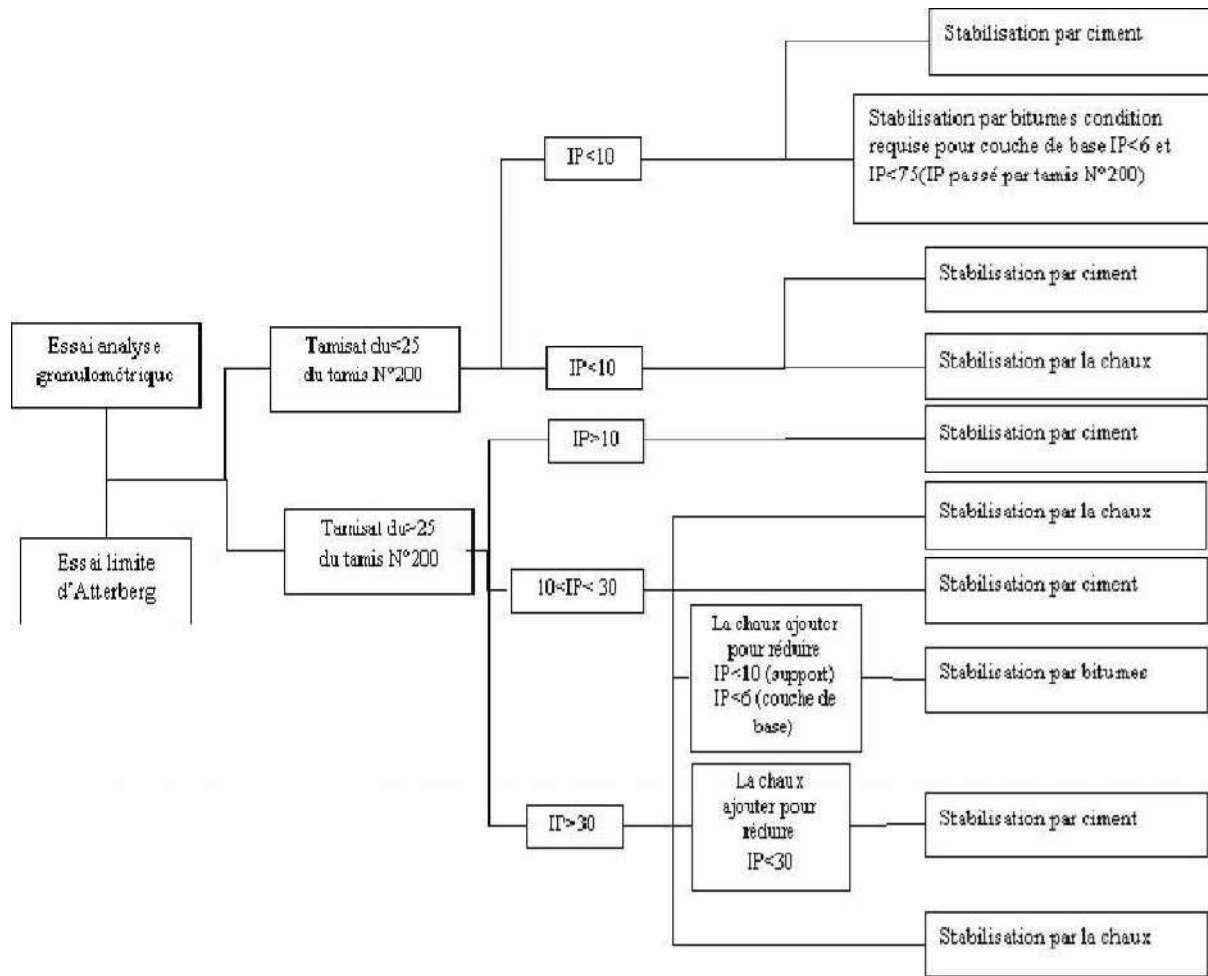


Figure 1.34. Conditions d'utilisation de la stabilisation chimique (Dept. of the Army, 1983).

❖ Stabilisation par ajout du ciment (objectif de la présente étude)

Le ciment est un **liant hydraulique**, c'est-à-dire un matériau minéral finement moulu qui, gâché avec de l'eau, forme une pâte qui fait prise et durcit à la suite de réactions et de processus d'hydratation et qui, après durcissement, conserve sa résistance et sa stabilité, même sous l'eau.

Le ciment agglomère fortement les matériaux inertes incorporés dans le mélange.

1. Constituants :

Le ciment est obtenu par le mélange homogène dans certaines proportions des constituants principaux et des constituants secondaires avec du sulfate de calcium.

La norme européenne NBN EN 197-1 relative au ciment définit les constituants suivants:

- **Constituants principaux** (> 95 % de la somme des constituants principaux et secondaires):

- Clinker **Portland** (K);
- Laitier granulé de haut-fourneau (S);
- Matériaux pouzzolanique:
- Pouzzolane naturelle (P);
- Pouzzolane naturelle calcinée (Q);
- Cendres volantes:
- Cendre volante siliceuse (V);
- Cendre volante calcique (W);
- Schiste calciné (T);
- Calcaire (L - LL);
- Fumée de silice (D);
- **Constituants secondaires** (< 5 % de la somme des constituants principaux et secondaires);
- **Additifs** (< 1 % de la somme des constituants principaux et secondaires);
- **Sulfate de calcium**(l'addition de cette matière a pour objet de réguler le temps de prise du ciment dans certaines limites).

2. Production du ciment :

La fabrication proprement dite du ciment consiste à doser et à mouler finement les différents constituants dans des proportions bien déterminées. En broyant le clinker Portland avec un régulateur de temps de prise et les éventuels constituants complémentaires, en fonction du type de ciment à fabriquer, on obtient un mélange homogène et intime des constituants.

La finesse finale de mouture est fixée en fonction de la réactivité et de la classe de résistance souhaitées.

.3. Différents types de ciments, composition, désignation normalisés :

On distingue **cinq types de ciments courants**:

- CEM I Ciment Portland;
- CEM II Ciment Portland composé;
- CEM III Ciment de haut-fourneau;
- CEM IV Ciment pouzzolanique;
- CEM V Ciment composé.

Chapitre 1: Synthèse bibliographique

Les ciments selon la norme NBN EN 197-1 doivent au moins être désignés par leur type, complété du nombre 32.5, 42.5 ou 52.5 qui désigne la classe de résistance. La classe de résistance à jeune âge est fixée par l'ajout de la lettre N ou R

4. Choix du ciment pour le traitement de sol :

Dans la gamme étendue disponible, le choix du type de ciment se fera sur différents critères:

- Temps de prise assez long, pour la mise en œuvre;
- Bonne résistance à moyen et long terme;
- Compatibilité avec le sol à traiter;
- Bon rapport qualité/prix.

En principe, toutes les classes de ciments peuvent convenir pour le traitement des sols.

Les ciments les plus couramment utilisés dans ce domaine, sont les ciments de haut-fourneau (CEM III) de classe de résistance 32,5 N ou 42,5 N. Les ciments à prise rapide (CEM I) ne sont pas recommandés.

5. Réactions ciment - sol argileux :

Le processus de stabilisation initié par l'ajout du Ciment Portland à l'argile engendre quatre étapes distinctes :

- L'échange cationique;
- La floculation et l'agglomération de l'argile;
- L'hydratation par cimentation;
- La réaction pouzzolanique.

Le ciment portland possède des propriétés lui permettant d'initier une étape de plus que la chaux, soit celle de l'hydratation par cimentation.

Lorsque le Ciment Portland est hydrate, en plus du C-S-H, il forme également l'hydrate d'alumine-calcique (C-A-H) et le $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Le CS-H et le C-A-H forment un réseau servant de « colle » donnant une structure et de la résistance au mélange (Prusinski et al. 1999).

6. La performance des traitements au ciment :

a) à court terme :

- Modification de l'état hydrique : assèchement par apport de matière sèche.

Chapitre 1: Synthèse bibliographique

- Modification fraction argileuse : floculation des minéraux argileux.

b) à long terme :

La prise hydraulique confère au matériau traité une résistance en traction prédominante dans leur comportement. En effet le matériau traité au liant hydraulique (MTLH) est assimilable au béton de ciment, employé dans la construction des bâtiments ; ce dernier a une forte résistance en compression et une faible résistance en traction. Les effets de sollicitation du MTLH au sein de la structure de chaussée sont considérés vis-a-vis du fluage, or c'est précisément la résistance en traction qui va clairement limiter cet allongement de la couche.

La prise hydraulique se déroule en 3 étapes :

- a) Démarrage de la prise: mise en solution puis gel - c'est le temps du délai de maniabilité pour la mise en œuvre
- b) Développement de la cristallisation du gel (rigidification)
- c) Durcissement (poursuite de la croissance de la résistance).

" En traitement de sol, les durées de prise et de durcissement interviennent pour évaluer, d'une part, le temps au bout duquel il est possible de solliciter mécaniquement le matériau traité (notamment la possibilité d'être circulé par les engins de chantier) et, d'autre part, les délais d'étude nécessaires pour caractériser les résistances pouvant être escomptées à long terme avec la formule du mélange retenue. " (GTS).

Tableau 1.5 : Récapitulatif des actions du ciment.

	Ciment
Actions immédiate	- assèchement par apport matière sèche - floculation
Actions à long terme	- prise hydraulique (résistance en traction)

L'ajout du Ciment conjointement avec la chaux aide à augmenter les propriétés mécaniques du sol traité. Généralement, le sol est traité dans un premier temps avec la chaux. En préparation à l'ajout du ciment. Cette première étape permet d'assécher le sol par absorption et évaporation de l'eau et nécessite seulement une faible application de chaux de l'ordre de 1 %. Ce processus de modification réduit considérablement l'indice de plasticité rendant le sol friable et donc plus maniable. L'ajout du ciment vient ensuite fournir au mélange les pouzzolanes nécessaires afin que le sol puisse gagner de la résistance

Chapitre 1: Synthèse bibliographique

mécanique dans le temps. Les sols possédant un faible pourcentage d'argile, donc moins de silice et d'alumine, ont besoin de cet apport en ciment si les réactions pouzzolanique (stabilisation) sont désirées.

Little (1995) a développé une grille de décision qui fournit le stabilisant le plus approprié selon la granulométrie et les limites d'Atterberg. Il ressort de cette grille que le Ciment peut généralement être utilisé dans les mêmes types de sols que la chaux. *Prusinski et al (1999)* rapportent également que contrairement à la croyance populaire, le Ciment peut stabiliser efficacement des sols ayant un **Ip** pouvant atteindre 50.

Enfin. *Chaddock (1996)* rapporte que de plus grandes résistances ont été atteintes après sept jours sur une argile sableuse et une argile silteuses avec un traitement de chaux-ciment comparativement à un traitement à la chaux seule.

❖ **Stabilisation par ajout de chaux :**

Depuis plusieurs décennies, l'utilisation de la chaux pour stabiliser les argiles a connu beaucoup de succès. En effet, plusieurs études ont démontré que les propriétés mécaniques d'un sol traité à la chaux peuvent être modifiées de façon permanente (*Biczysko, 1996; Greaves, 1996; Kelley, 1988*). *Little (1995)* rapporte qu'en général, un sol stabilisé à la chaux fournit une performance structurale équivalente à celle d'une fondation en gravier naturel ou en concassé.

Plusieurs réactions sont initiées lors de l'ajout de la chaux à un sol à granulométrie fine : l'échange cationique et la floculation modifient presque instantanément la plasticité, la maniabilité, la résistance et les propriétés de déformation sous charge d'un sol (*Moore, 1987*).

❖ **Stabilisation mixte chaux-ciment :**

L'ajout du ciment Portland conjointement avec la chaux aide à augmenter les propriétés mécaniques du sol traité. Généralement, le sol est traité dans un premier temps avec la chaux et en préparation à l'ajout du ciment. Cette première étape permet d'assécher le sol par absorption et évaporation de l'eau et nécessite seulement une faible application de chaux de l'ordre de 1 %. Ce processus de modification réduit considérablement l'indice de plasticité rendant le sol friable et donc plus maniable. L'ajout du ciment vient ensuite fournir au mélange les pouzzolanes nécessaires afin que le sol puisse gagner de la résistance mécanique dans le temps. Les sols possédant un faible pourcentage d'argile, donc moins de silice et d'alumine, ont besoin de cet apport en ciment si les réactions pouzzolaniques (stabilisation) sont désirées.

Prusinski et al (1999) rapportent également que, contrairement à la croyance populaire, le ciment Portland peut stabiliser efficacement des sols ayant un **Ip** pouvant atteindre 50.

Chapitre 1: Synthèse bibliographique

Enfin, *Chaddock (1996)* rapporte que de plus grandes résistances ont été atteintes après sept jours sur une argile sableuse et une argile silteuse avec un traitement de chaux-ciment comparativement à un traitement à la chaux seule.

Il existe d'autres techniques de stabilisation tel que :

- Stabilisations par solutions salines
- Stabilisation par ajout des cendres volantes
- Drainage
- Applications à forts pression

Chapitre 1: Synthèse bibliographique

Le tableau 1.6 présente les avantages et les inconvénients des différentes techniques de Stabilisation.

Technique	Procédés	Avantages	Inconvénient
Stabilisation Mécanique	Compactage	Le compactage est le plus économique -Réduire le potentiel expansif.	-Il faut une grande quantité d'eaux (compacter au-dessus de l'optimum avec une W_n élevée).
	Substitution	-	-l'épaisseur de la couche -la disponibilité du matériau
	Péhumidification	-	-le temps de l'opération. -la distribution uniforme de W_n .
	Méthode de contrôle	-Minimiser l'humidification ou des séchement.	-la sensibilité a la variation de la teneur en eau.
Stabilisation thermique	Augmenter la température	-Réduire la répulsion électrique entre les particules .	-Très coûteuse.
Stabilisation chimique(par ajout de matériaux)	Les sels	-augmenter la concentration ionique de l'eau libre. -réduire le phénomène d'échange .	-le choix de type de dosage et de la méthode d'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'une dosage important.
	La chaux	-diminuer la plasticité , la densité sèche et la pression de gonflement -augmenter la résistance et W_{opt} . -utilisation d'un faible dosage .	-Carbonation de la chaux .

CONCLUSIONS :

Cette synthèse, qui n'est pas exhaustive, montre le grand nombre de méthodes et de lois différentes mises au point pour estimer le gonflement des sols de façon indirecte, c'est-à-dire sans effectuer d'essai de gonflement. Le plus souvent, ces méthodes restent grossières et différencient seulement les sols à fort potentiel de gonflement des sols à faible potentiel de gonflement. Les relations sont, en général, déterminées à partir d'échantillons remaniés dont le comportement n'est pas identique à celui du matériau dans son état naturel. De plus, il semble que les lois mathématiques citées, qui sont certes significatives quand elles sont appliquées à un grand nombre de sols très différents minéralogiquement et granulométriquement, doivent être utilisées avec beaucoup de précautions sur des sols de natures voisines.

L'évolution des procédures d'essais de gonflement a surtout été guidée par des objectifs pratiques, conditionnés par les problèmes posés et la nécessité d'aboutir sans trop de mal à une caractérisation des matériaux gonflants. Les méthodes indirectes de caractérisation inspirées des essais d'identification des matériaux sont très utiles à l'évaluation du potentiel de gonflement, mais ne peuvent pas remplacer les essais de laboratoire vis-à-vis de la détermination des paramètres de gonflement, la pression de gonflement et la déformation de gonflement.

Chapitre 2

Programme expérimental et procédures d'essais

1.Introduction:

Cette étude a pour but de caractériser le comportement des sols situés dans la commune de Sidi-Hadjrès et de déterminer les paramètres physiques et mécaniques qui jouent un rôle dans la variation de leur volume au moyen d'essais d'identification classiques et d'essais mécaniques

2.LE SITE DE SIDI HADJRES(WILAYA DE M'SILA)

La wilaya de M'sila connaît de nos jours une urbanisation croissante dictée par une démographie galopante, d'où son extension vers des terrains vierges souvent moins favorables que ceux déjà urbanisés. Cette wilaya est située dans une zone à climat semi-aride caractérisée par de faibles taux de précipitations et une variation significative de la température entre l'hiver et l'été (hiver froid et humide et été chaud et sec).

La commune de Sidi Hadjres est située sur la route nationale RN40 à 50 km à l'ouest de la ville de M'sila. L'extension du site urbain de cette commune vers des zones à risque comporte la construction des nouveaux sièges de l'Assemblée Populaire Communale.

Le programme expérimental a été réalisé dans laboratoire du génie civil de l'université de M'sila.

Ce programme est réparti en deux parties :

a- Essais d'identifications

- L'analyse granulométrique (par tamisage).
- L'analyse granulométrique (par sédimentométrie).
- Les limites d'Atterberg.
- L'essai au bleu de méthylène.

b- Essais mécaniques

- Essais Proctor modifier.
- Essais à la boîte de cisaillement directe
- Essais de compression simple

3. Essais d'identifications :

3.1 Teneur en eau naturelle

La teneur en eau naturelle **W_{nat}** a été déterminée conformément à la norme algérienne en vigueur (NA 5209) compatible à la norme française en vigueur (NF P94-050).

3.2 Limites de consistance:

Les limites de consistance, appelées limites d'Atterberg, ont été déterminées conformément à la norme algérienne en vigueur (NA 16213) compatible avec la norme française en vigueur (NF P94-051). La détermination des limites de liquidité **WL** et de plasticité **WP** permet de déduire les paramètres suivants :

$$I_p = WL - WP$$

- l'indice de plasticité **I_p** mesurant l'étendue du domaine plastique :

L'encadré ci-après donne les intervalles de variation de **I_p** pour chaque état de plasticité du sol.

Tableau 2.1. les intervalles de variation de I_p pour chaque état de plasticité du sol

I_p	< 5	5 – 15	15 – 40	> 40
Etat	non plastique	peu plastique	plastique	très plastique

N.B. Plus **I_p** est grand, plus le gonflement par humidification du sol et son retrait par dessiccation seront importants.

Par ailleurs, l'abaque de Casagrande permet de classer le sol conformément à la norme de classification des sols fins et des sols organiques en vigueur (normes françaises : XP P94-011 et NF P94-500). Son adaptation aux sols expansifs selon les classifications utilisant les limites de consistance citées dans la synthèse bibliographique permet d'avoir une idée sur leur potentiel de gonflement, d'une part, et sur l'influence du traitement effectué sur leurs caractéristiques de plasticité, d'autre part.

- l'indice de consistance **I_c** :

$$I_c = (w_L - W_{nat}) / I_p$$

Où **W_{nat}** désigne la teneur en eau naturelle du sol.

L'encadré ci-après donne les intervalles de variation de **I_c** pour chaque état de consistance du sol.

Tableau 2.1. les intervalles de variation de I_c pour chaque état de consistance du sol.

I_c	< 0	0 – 0,25	0,25 – 0,50	0,50 – 0,75	0,75 – 1,0	>1
Etat	liquide	Très mou	mou	ferme	Très ferme	dur

3.3 Analyse granulométrique tamisage (NF P 94-056)

Elle a pour but de déterminer la distribution des particules qui forment le squelette des sols en vue de leur classification.

L'essai consiste à séparer les grains agglomérés d'une masse connue de matériau par brassage sous l'eau, à fractionner ce sol, une fois séché, au moyen d'une série des tamis et à peser successivement le refus cumulé sur chaque tamis. La masse de refus cumulé sur chaque tamis est rapportée à la masse totale sèche de l'échantillon soumis à l'analyse (figure 2.1.).

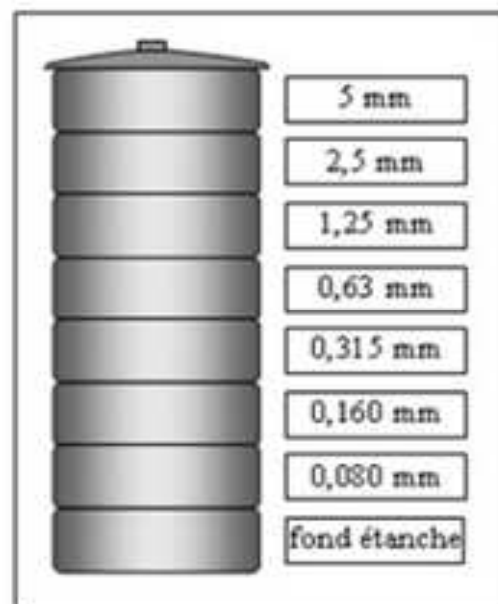


Figure 2.1 .Appareillage d'analyse granulométrique (tamisage).

3.4 Analyse granulométrique sédimentométrie (NF P 94-057):

Les particules inférieures à 80 μm séparées du reste du sol par tamisage sont mises en suspension dans de l'eau additionnée d'une défloculation. Les particules sédimentent à différentes vitesses en relation avec leur taille. Au moyen d'un densimètre est mesurée l'évolution dans le temps de la masse volumique de la

solution et de la profondeur d'immersion de l'appareil. La distribution pondérale de la taille des particules est calculée à partir de ces données (figure 2.2).



Figure 2.2. Essai Analyse granulométrique (par sédimentométrie).

3.5 Les limites d'Atterberg (NF P 94-051)

Les limites de consistance, ou limites d'Atterberg (pédologue Suédois) constituent un indice important en géotechnique. Ces limites sont mesurées avec un appareillage normalisé, sur le mortier, c'est-à-dire la fraction de sol qui passe au tamis de 400 μm . Il est défini trois limites :

- ✓ **la limite de liquidité w_L** : le passage d'un sol de l'état liquide de l'état plastique ;
- ✓ **la limite de plasticité w_p** : le passage d'un sol de l'état plastique de l'état solide.

Exprimée en pourcentage de masse de la matière première brute, la différence qui définit l'étendue du domaine plastique, est particulièrement importante, c'est l'indice de plasticité. L'indice de plasticité permet d'apprécier la quantité et le type d'argiles présentes dans un échantillon. Il définit donc l'argilosité de l'échantillon (Figure 2.3).



Figure 2.3. Appareillage de limites d'Atterberg.

3.6. L'essai au bleu de méthylène (NF P 94-068)3.6

L'essai au bleu de méthylène peut être réalisé sur chaque sol pour lequel la fraction de fines dépasse 15 à 20%. La quantité de bleu de méthylène (c.à.d. la valeur de bleu du sol ou VBS) nécessaire pour être absorbé par les particules argileuses dépend de leur surface spécifique et de la nature des minéraux qui les constituent. Considéré comme un paramètre d'identification et de classification des sols, la valeur de bleu du sol peut ainsi être utilisée pour estimer le potentiel de gonflement des sols fins potentiellement gonflants.

L'essai est réalisé sur la fraction 0/0.08 mm, il consiste à déterminer la quantité de bleu de méthylène nécessaire à la saturation des particules argileuses en suspension dans l'eau et en permanence agitation. La valeur de bleu **VBs** est la quantité de bleu méthylène absorbé par 30g de matériau (figure 2.4.).

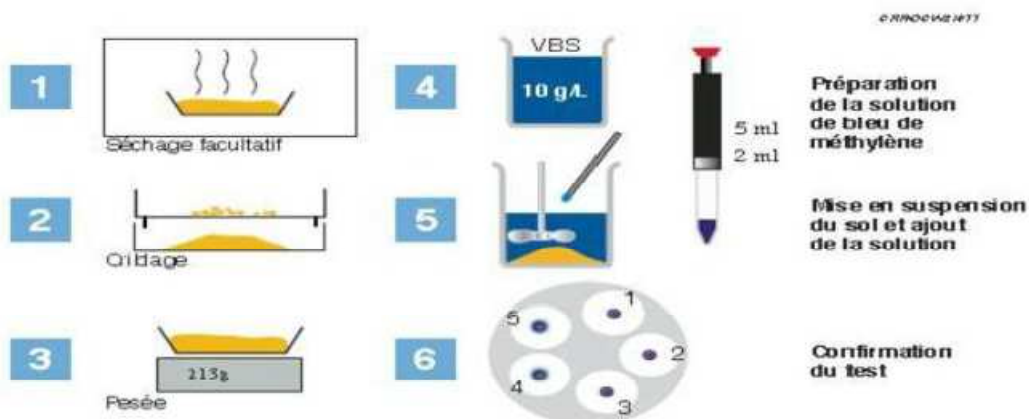


Figure 2.4. Les étapes de l'essai au bleu de méthylène.

A titre d'identification le tableau représente les valeurs de bleu de quelques sols.

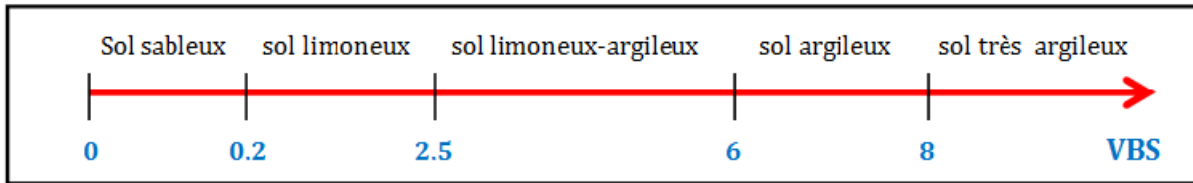


Figure 2.5. Valeurs de bleu de quelques sols.

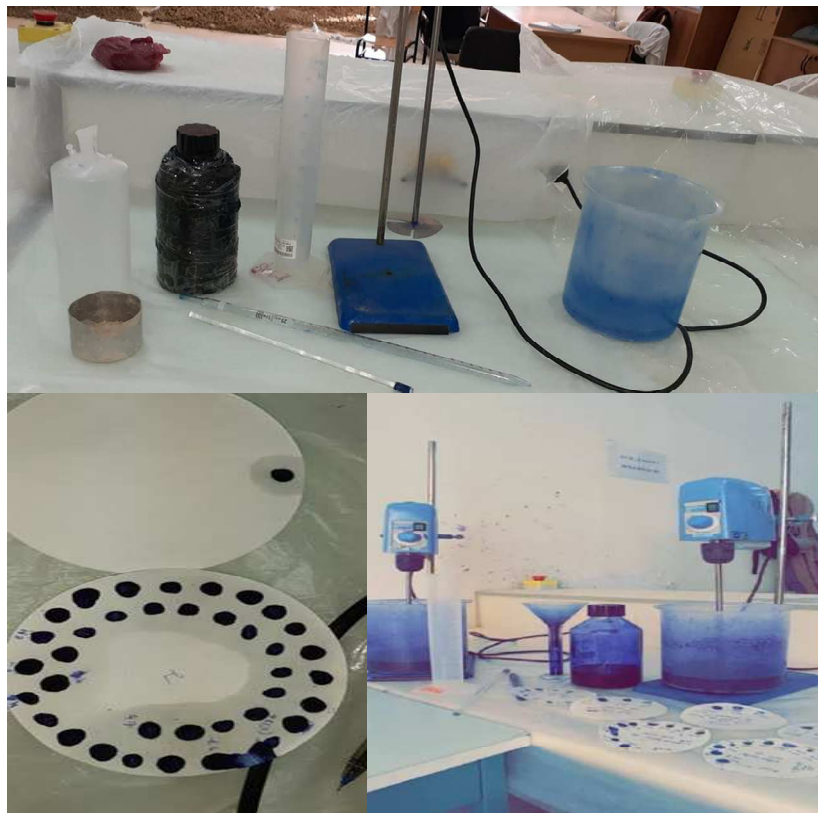


Figure 2.6. Essai au bleu de méthylène.

4. Essais mécaniques :

4.1 Essais Proctor modifier (NF P94-093)

4.1.1 Définition:

Il y a plusieurs possibilités pour améliorer les propriétés mécaniques d'un sol remanié. Le procédé le plus économique, toujours utilisé dans la construction des remblais, est le compactage. Ce procédé a pour but d'augmenter la qualité de solides par unité de volume (la masse spécifique du sol sec) à fin d'améliorer

certaines propriétés des sols ou remblais améliorer la résistance mécanique (stabilité), diminuer la compressibilité (tassement) et diminuer la perméabilité.

4.1.2 But de l'essai Proctor:

Il existe une teneur en eau particulière w optimum notée **Wopt** pour l'essai Proctor normal et **Wopt** pour l'essai Proctor modifié pour laquelle le compactage conduit à une masse volumique sèche γ_d (ou un poids volumique) maximum.

La masse volumique maximale correspond donc à un état de compacité maximum et à une capacité de résistance maximum.

L'essai Proctor permet de déterminer ces conditions particulières.

4.1.3 Principe de l'essai Proctor:

Le principe de l'essai consiste à humidifier un sol à plusieurs teneurs en eau et à la compacter selon un procédé et une énergie conventionnels. Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérée, on détermine la masse volumique sèche du sol et on établit la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau.

D'une manière générale, cette courbe appelée courbe Proctor présente une valeur maximale de la masse volumique sèche, elle est obtenue pour une valeur particulière de la teneur en eau. Ce sont ces 2 valeurs qui sont appelées caractéristiques de compactage Proctor Normal ou Proctor Modifié suivant l'essai réalisé.

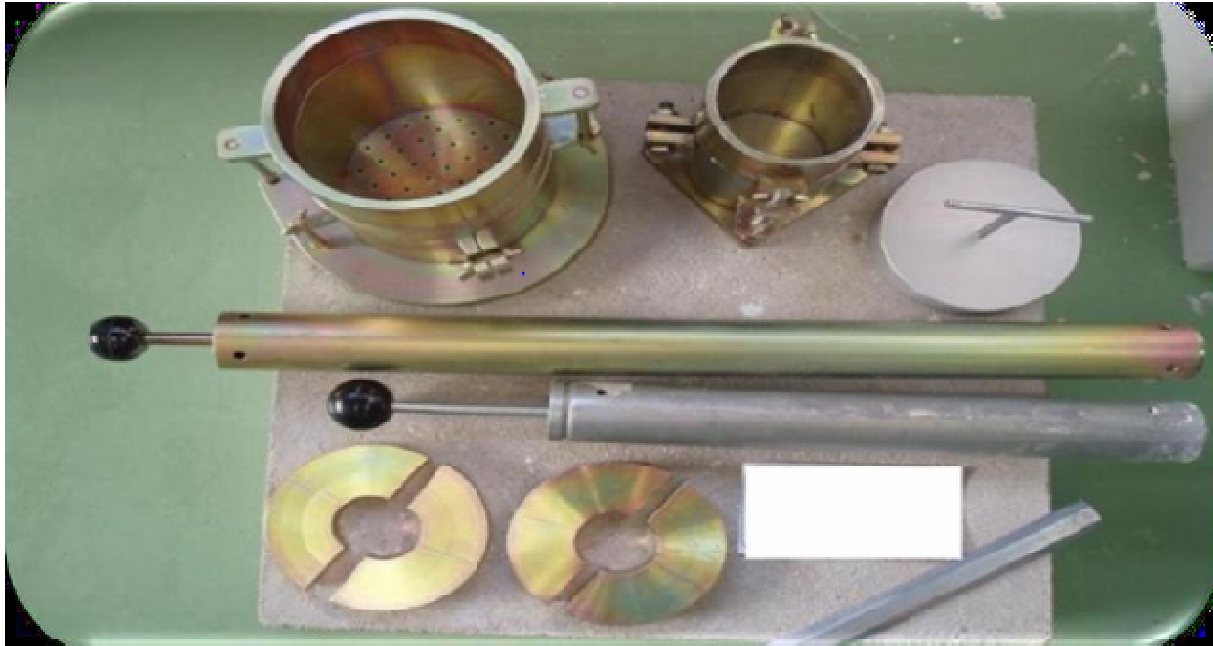


Fig. 2.7 : Appareillage spécifique pour essais de compactage (Proctor Normal).

- **Matériel spécifique Proctor :**

- ✓ Moule Proctor avec embase et hausse ;
- ✓ Moule CBR avec embase et hausse ;
- ✓ Dame Proctor normal ;
- ✓ Dame Proctor modifié ;
- ✓ Règle à araser ;
- ✓ Balance de portée supérieure à 6 kg.

- **Matériel connexe pour essai Proctor :**

- ✓ Éprouvette graduée et burette d'eau pour humidifier le sol ;
- ✓ Four, balance de précision, petits récipients pour mesurer la teneur en eau à postériori.

- **Mode opératoire pour essai Proctor**

- ✓ On dispose d'un échantillon de masse $m = 2\text{ kg}$;
- ✓ On mesure le poids du moule à vide ;
- ✓ Ajouter par respectivement considéré les teneurs en Eau suivantes : 12% ; 14% ; 16% ; 18% ; 20% .

A chaque étape, on procède comme suit :

- ✓ On remanie le sol jusqu'à ce que la teneur en eau soit supposée uniforme ;

Chapitre 2 : Programme expérimental et procédures d'essais

- ✓ Une première fraction est introduite dans le moule et celle-ci est compactée à l'aide de 56 coups de la dame ;
- ✓ On suit la même procédure pour une 2ème puis une 5ème fraction ;
- ✓ On enlève la hausse amovible du moule ;
- ✓ La couche supérieure débordant la partie inamovible du moule est rasée.

4.2 Essai de fragmentabilité

L'essai de fragmentabilité a été réalisé conformément à la norme algérienne en vigueur (NA 5282) compatible avec la norme française en vigueur (NF P94-066). Il a pour but de déterminer la probabilité des sols indurés et des matériaux rocheux à se fragmenter sous l'effet des sollicitations mécaniques. Le coefficient de fragmentabilité **FR** est défini par le rapport des diamètres des grains correspondant à 10% de tamisât d'un échantillon d'essai mesurés avant et après lui avoir fait subir un pilonnage conventionnel à la dame Proctor normal.

Selon la classification LCPC-SETRA (2000b) des sols fins et des matériaux rocheux évolutifs en usage en France, le seuil retenu est **FR=7** de sorte que :

- si **FR < 7**, le matériau est considéré comme peu fragmentable;
- si **FR > 7**, le matériau est considéré comme fragmentable.

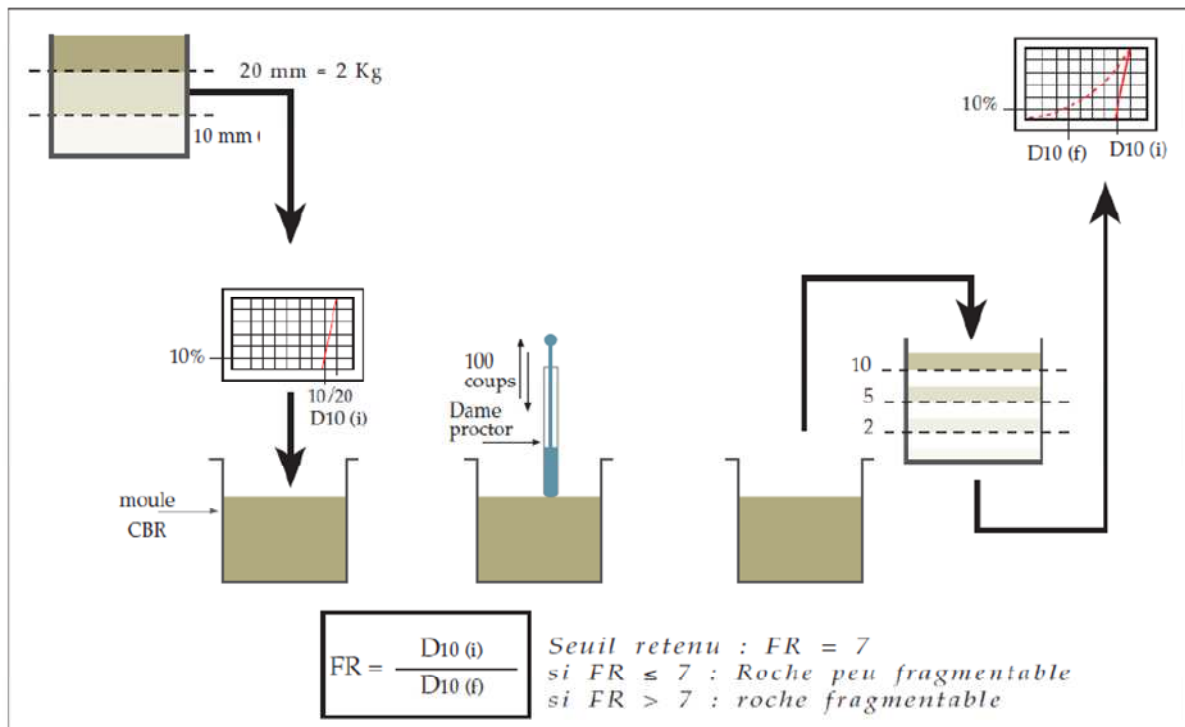


Figure 2.8. Principe de l'essai de fragmentabilité (LCPC-SETRA, 2000b).

4.3 Essai de dégradabilité:

L'essai de dégradabilité a été réalisé conformément à la norme algérienne en vigueur (NA 5281) compatible avec la norme française en vigueur (NF P94-067). Il a pour but de déterminer la probabilité des sols indurés et des matériaux rocheux à se dégrader sous l'effet des actions climatiques ou des agents hydrogéologiques (gelée, cycles séchage/imbibition) et sous l'effet des contraintes mécaniques. Le coefficient de dégradabilité **DG** est défini par le rapport des diamètres des grains correspondant à 10% de tamisât d'un échantillon d'essai mesurés avant et après l'avoir soumis à des cycles d'immersion-séchage conventionnels.

Selon la classification LCPC-SETRA (2000b) des sols fins et des matériaux rocheux évolutifs en usage en France, les seuils retenus sont **DG=5** et **DG=20** de sorte que :

- si **DG<5**, le matériau est considéré comme peu dégradable ;
- si **5<DG<20**, le matériau est considéré comme moyennement dégradable ;
- si **DG>20**, le matériau est considéré comme dégradable.

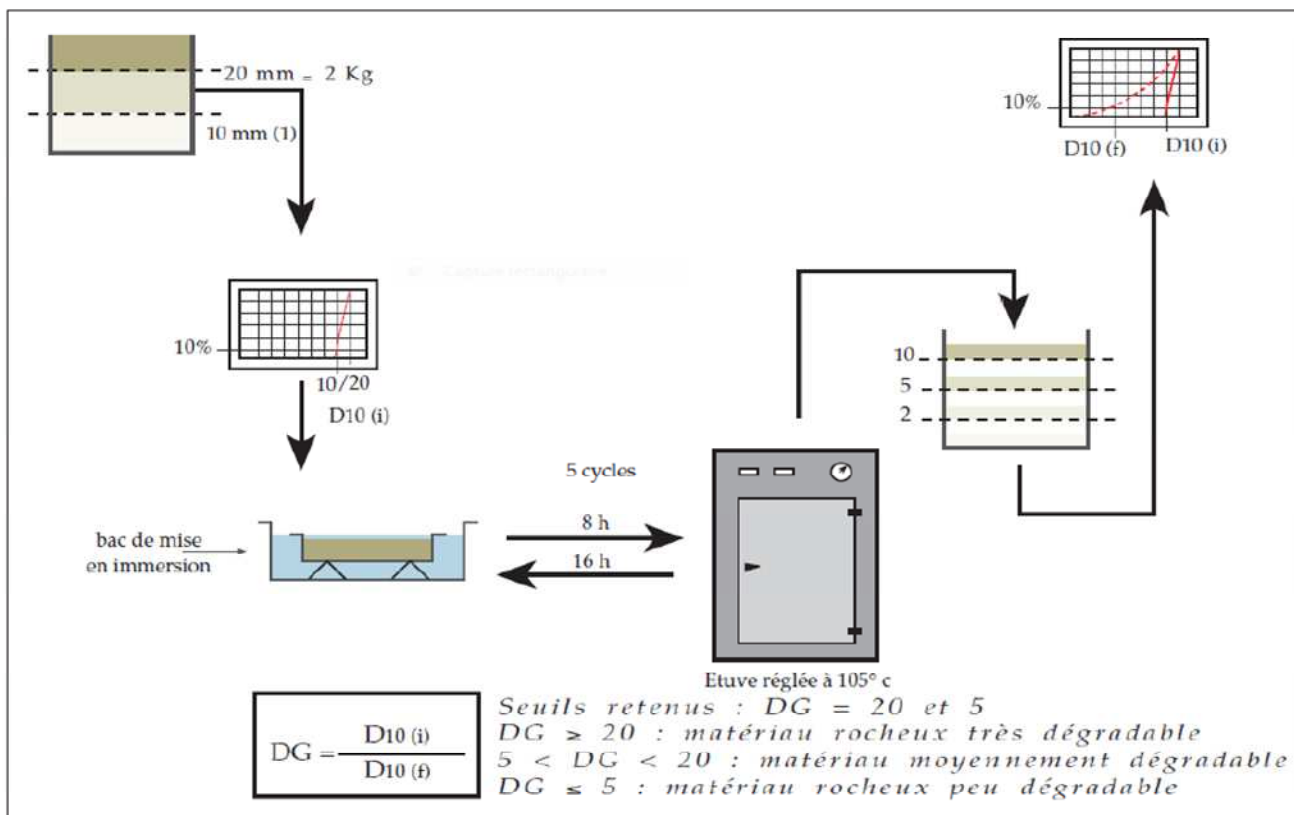


Figure 2.9 Principe de l'essai de dégradabilité (LCPC-SETRA, 2000b)

Chapitre 3

Présentation et analyse des résultats d'essais

3.1 Introduction:

Ce chapitre présente et analyse les résultats d'essais obtenus sur les échantillons de sol prélevés sur le site urbain de Sidi-Hadjrès dans la wilaya de M'sila, puis testés conformément au protocole expérimental décrit dans le chapitre précédent. Il vise principalement à analyser l'influence du traitement effectué sur les paramètres physiques et mécaniques qui jouent un rôle important dans la variation de volume des sols testés.

3.2 Résultats Des Essais :

3.2.1 Les essais d'identification:

3.2.1.1 Teneur en eau naturel :

L'essai a été réalisée pour déterminer la quantité d'eau existante dans le sol naturel (échantillon) et sont présentés dans les tableaux ci-dessous:

Tableau.3.1. Résultat de la teneur en eau

N° des essais	1	2	3
Masse humide	86.8	64.4	45.2
Masse sec	84	62.2	43.6
Teneur en eau %	2.48	2.56	2.82
Moyenne de teneur en eau %	2.62		

3 2.1.2 Analyse par tamisage :

Six (6) essais ont été réalisés pour déterminer la distribution granulométrique et sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

❖ Essai (01) :

Tableau 3.2. Granulométrie par tamisage de l'essai 01

Ouverture des tamis (mm)	Refus partiale (g)	Refus cumulés (g)	% de Refus cumulés	Tamisat cumulés (g)	% de tamisat cumulés
5	8	8	1.6	492	98.4
2.5	2	10	2	490	98
1.25	1	11	2.2	489	97.8
0.63	0	11	2.2	488	97.8
0.315	1	12	2.4	488	97.6
0.16	1	13	2.6	487	97.4
0.08	0.6	13.6	2.72	486.4	97.28
Fond	486.4	500	100	-	-

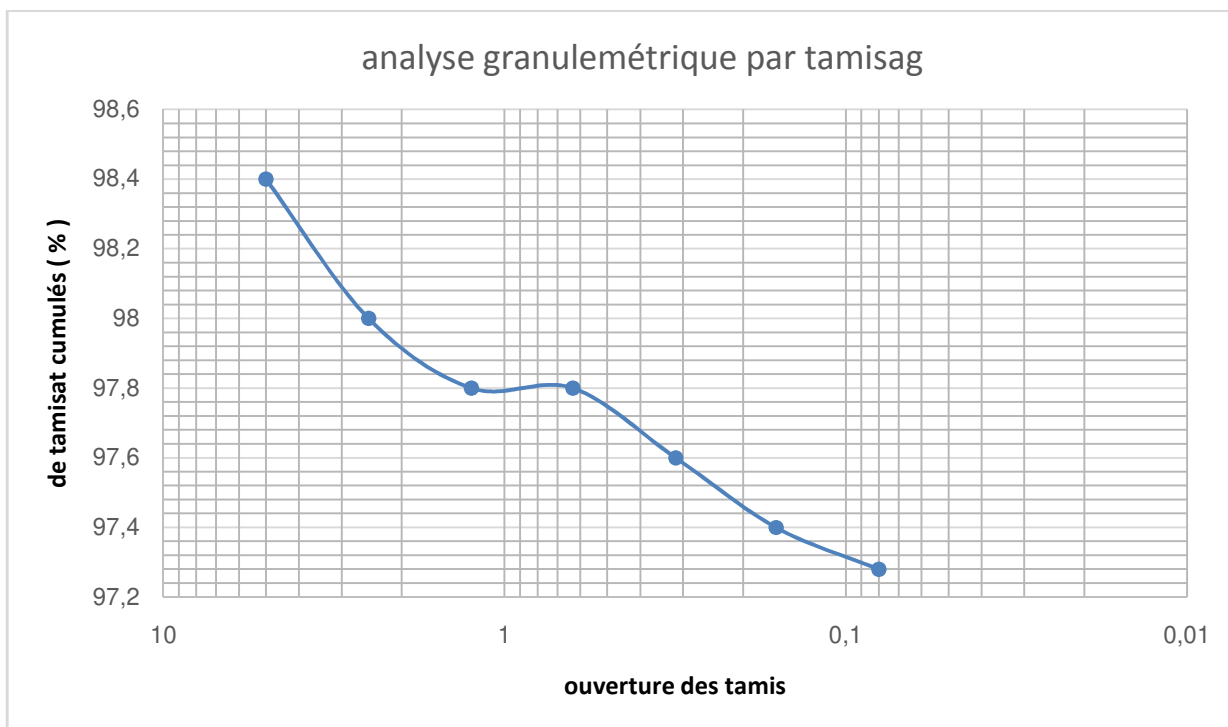


Figure3.1. Courbe d'analyse granulométrique (essai 01).

❖ **Essai (02) :**

Tableau 3.3. Granulométrie par tamisage de l'essai 02.

Ouverture des tamis (mm)	Refus partiale (g)	Refus cumulés (g)	% de Refus cumulés	Tamisat cumulés (g)	% de tamisat cumulés
5	13	13	1.3	987	98.7
2.5	7	20	2	980	98
1.25	9	29	2.9	971	97.1
0.63	6	35	3.5	965	96.5
0.315	4	39	3.9	961	96.1
0.16	2	41	4.1	959	95.9
0.08	1.6	42.6	4.26	957.4	95.74
Fond	957.4	1000	100	-	-

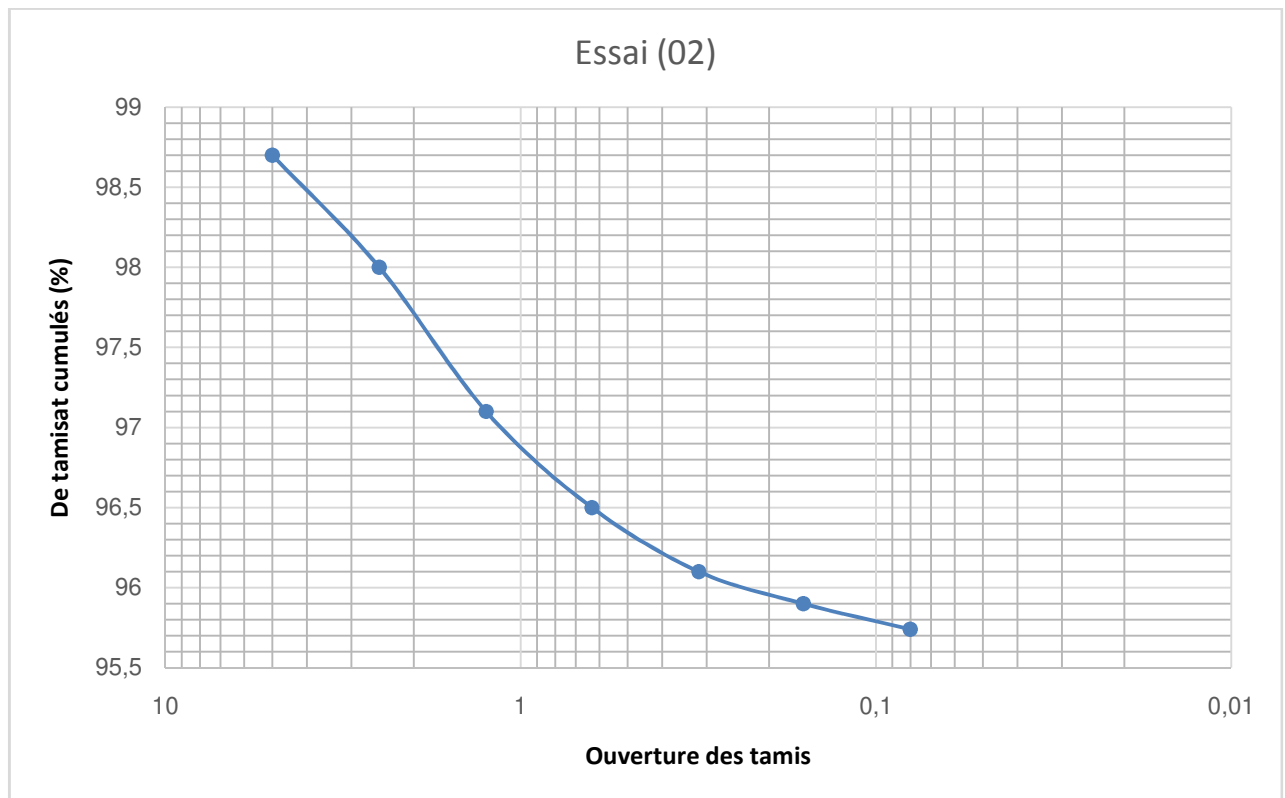


Figure3.2. Courbe d'analyse granulométrique (essai 02).

❖ **Essai (03) :**

Tableau 3.4. Granulométrie par tamisage de l'essai 03.

Ouverture des tamis (mm)	Refus partiale (g)	Refus cumulés (g)	% de Refus cumulés	Tamisat cumulés (g)	% de tamisat cumulés
5	8	8	1.6	492	98.4
2.5	2	10	2	490	98
1.25	1	11	2.2	489	97.8
0.63	0	11	2.2	489	97.8
0.315	1	12	2.4	488	97.6
0.16	1	13	2.6	487	97.4
0.08	0.6	13.6	2.72	486.4	97.28
Fond	486.4	500	100	-	-

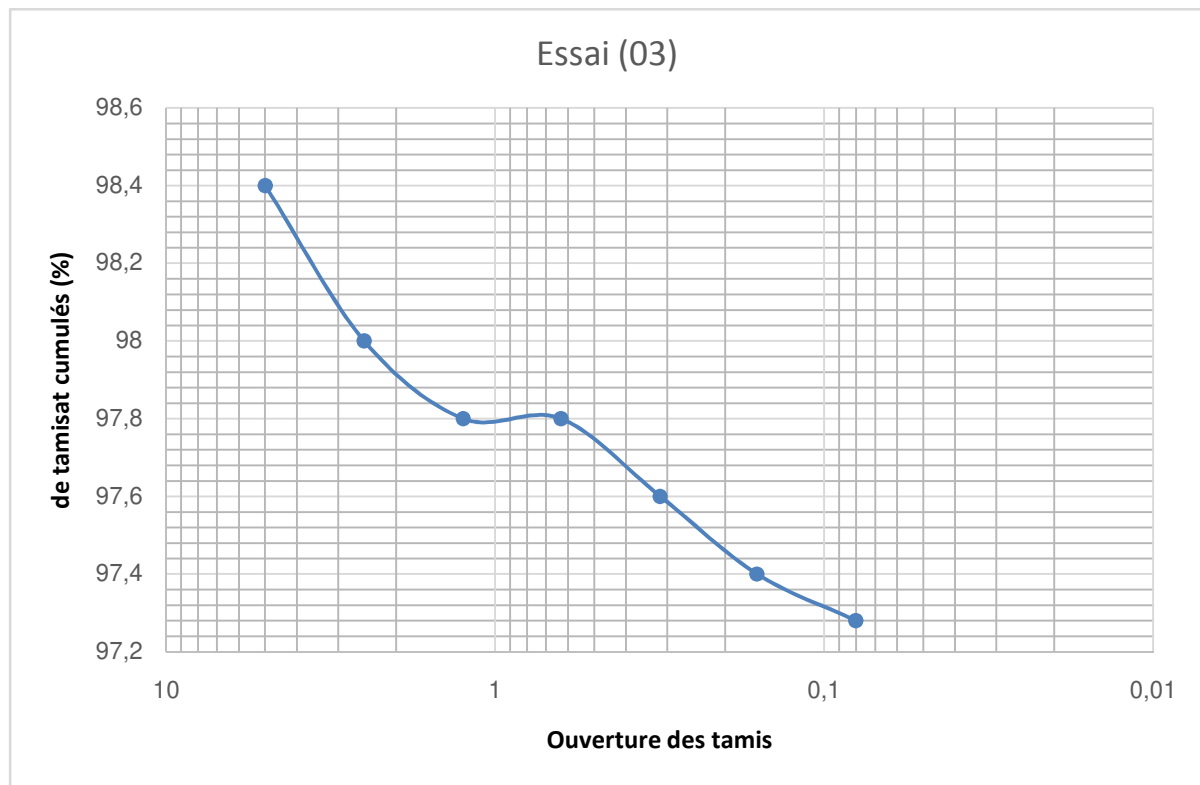


Figure3.3. Courbe d'analyse granulométrique (essai 03).

❖ Essai (04) :

Tableau 3.5. Granulométrie par tamisage de l'essai 04.

Ouverture des tamis (mm)	Refus partielle (g)	Refus cumulés (g)	% de Refus cumulés	Tamiset cumulés (g)	% de tamiset cumulés
5	40.7	40.7	4.07	959.3	95.93
2.5	9.8	50.5	5.05	949.5	94.95
1.25	8.1	58.6	5.86	941.4	94.14
0.63	6.6	65.2	6.52	934.8	93.48
0.315	8.4	73.6	7.36	926.4	92.64
0.16	4.6	78.2	7.82	921.8	92.18
0.08	1.2	79.4	7.94	920.6	92.06
Fond	920.6	1000	100	-	-

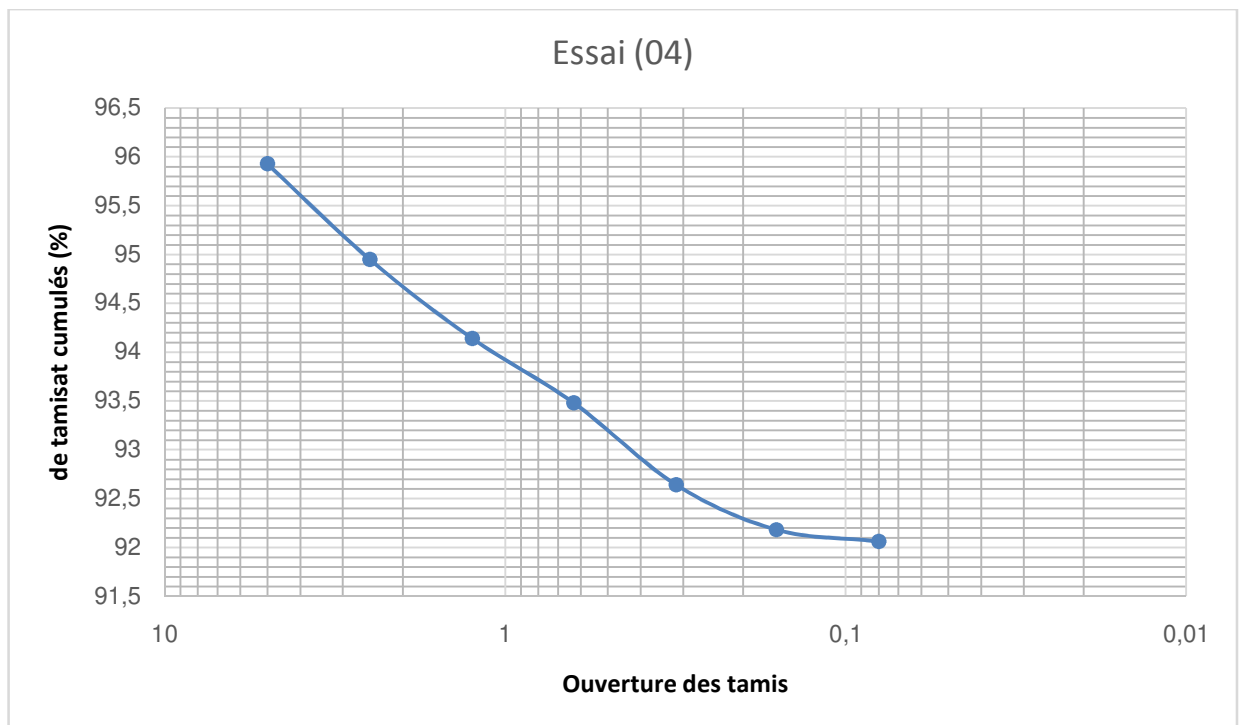


Figure 3.4. Courbe d'analyse granulométrique (essai 04).

❖ Essai (05) :

Tableau 3.6 Granulométrie par tamisage de l'essai 05.

Ouverture des tamis (mm)	Refus partiale (g)	Refus cumulés (g)	% de Refus cumulés	Tamisat cumulés (g)	% de tamisat cumulés
5	83.37	83.37	5.55	1416.63	94.44
2.5	19.92	103.29	6.87	1396.71	93.11
1.25	22.76	126.05	8.38	1373.95	91.59
0.63	19.24	145.29	9.66	1354.71	90.31
0.315	45.99	191.28	12.72	1308.72	87.24
0.16	15.07	206.35	13.72	1293.65	86.24
0.08	27.46	233.81	15.55	1266.19	84.41
Fond	1266.19	1500	100	-	-

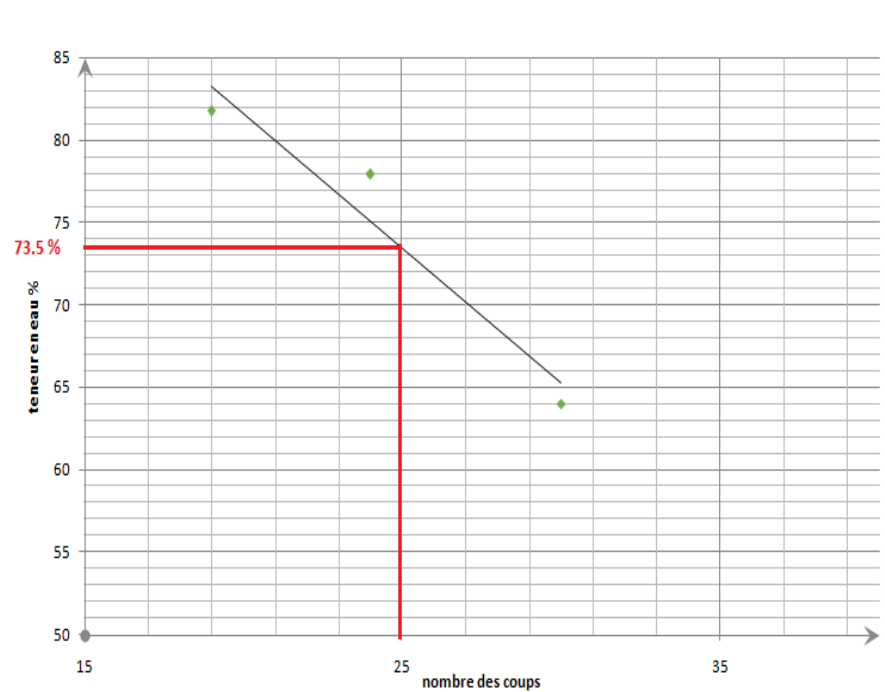


Figure3.5. Courbe d'analyse granulométrique (essai 05).

❖ **Essai (06) :**

Tableau 3.7 Granulométrie par tamisage de l'essai 06.

Ouverture des tamis (mm)	Refus partiale (g)	Refus cumulés (g)	% de Refus cumulés	Tamisat cumulés (g)	% de tamisat cumulés
5	35.16	35.16	2.34	1464.84	97.65
2.5	9.38	44.54	2.96	1455.46	97.03
1.25	10.9	55.44	3.68	1444.56	96.30
0.63	6.41	61.85	4.1	1438.15	95.87
0.315	35.09	96.94	6.43	1403.06	93.53
0.16	2.78	99.72	6.61	1400.28	93.35
0.08	17.34	117.06	7.76	1382.94	92.19
Fond	1382.94	1500	100	-	-

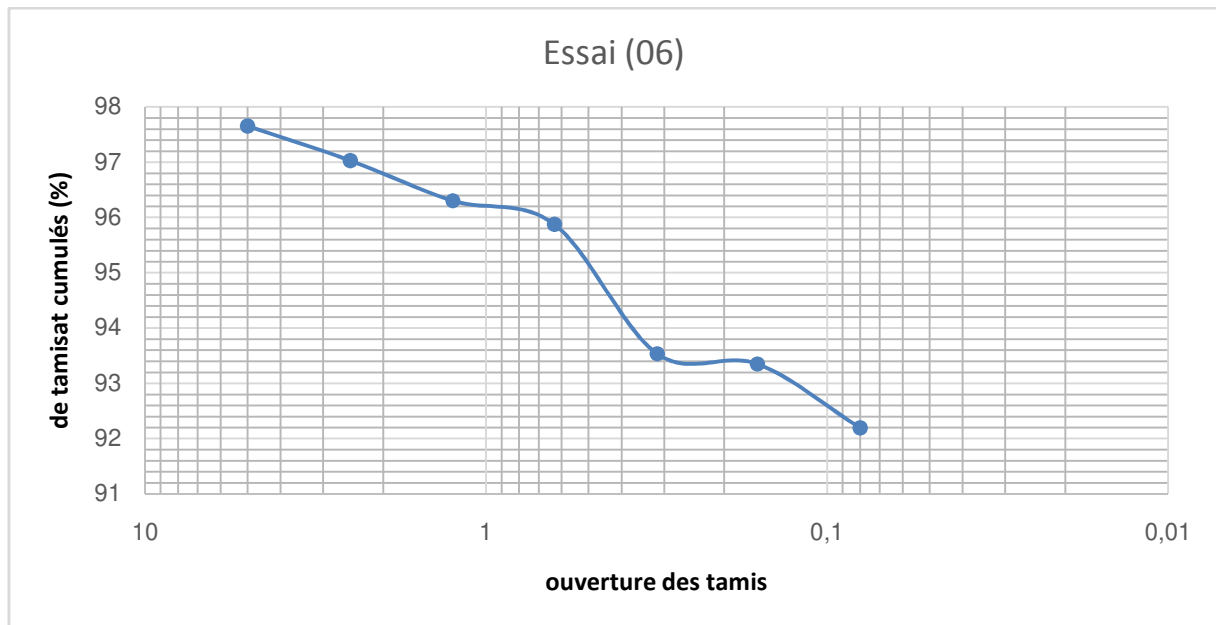


Figure3.6. Courbe d'analyse granulométrique (essai 06).

3. 2.1.3 Les limites d'Atterberg :

Les limites de liquidité et de plasticité, dites limites d'Atterberg ou limite de constance, sont des paramètres géotechniques destinés à identifier les sols.

❖ Essai N 01 :

a) Limite de liquidité :

Les résultats de série d'essai 01 obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 3.8 Les résultats de limite de liquidité

Mesures N° :	1	2	3
Nombre des coupes	30	24	19
Masse humide (g)	51.04	46.31	35.75
la masse sèche (g)	31.12	26.03	19.67
Teneur en eau %	64.01	77.91	81.748

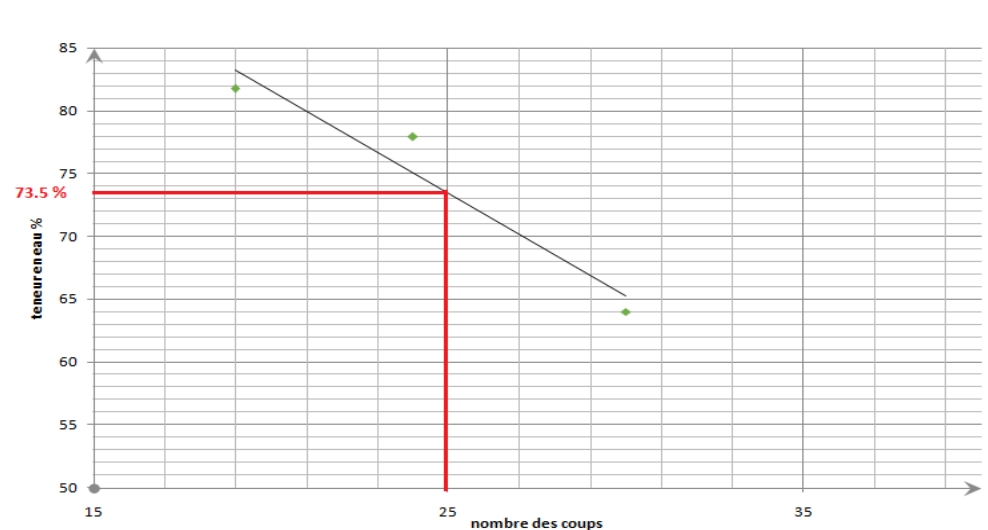


Figure 3.7. La courbe de limite de liquidité du sol naturel de l'essai N°1.

Nombre des coupes 25 $W_L = 73.5\%$ gonflement très élevé

b) Limite de plasticité :

Tableau 3.9 Les résultats de limite de plasticité

N° :	1	2
Masse humide (g)	1.83	2.07
Masse sèche (g)	1.44	1.57
Teneur en eau %	27.083	31.84
W_P %	29.46	

Tableau 3.9 Les résultats de limite de plasticité.

c) L'indice de plasticité :

$I_p = W_L - W_P = 73.5 - 29.46$  $I_p = 44.04$ très plastique

❖ Essai N 02 :

a) Limite de liquidité :

Les résultats de série d'essai 01 obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 3.10 Les résultats de limite de liquidité.

Mesures N° :	1	2	3
Nombre des coupes	17	22	36
Masse humide (g)	39.29	30.14	43.02
la masse sèche (g)	12.82	17.12	25.92
Teneur en eau %	77.279	76.051	65.972

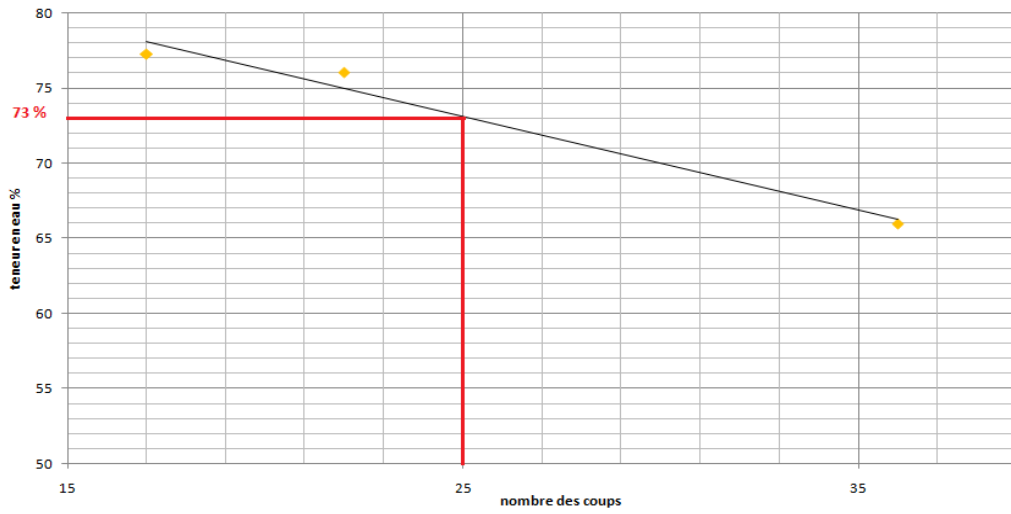


Figure 3.8. La courbe de limite

de liquidité du sol naturel de l'essai N°2.

Nombre des coupes 25  $W_L = 73 \%$

b) Limite de plasticité :

Tableau 3.11 Les résultats de limite de plasticité.

N° :	1	2
Masse humide (g)	1.22	0.9
Masse sèche (g)	1.02	0.7
Teneur en eau %	19.60	28.57
W_P %	24.08	

c) L'indice de plasticité :

$I_p = W_L - W_P = 73 - 24.08$  $I_p = 48.91 \%$

❖ **Essai N 03 :**

a) Limite de liquidité :

Les résultats de série d'essai 01 obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 3.12 Les résultats de limite de liquidité.

Mesures N° :	1	2	3
Nombre des coupes	21	26	28
Masse humide (g)	62.92	43.94	51.96
la masse sèche (g)	35.06	24.83	29.56
Teneur en eau %	79.46	76.96	75.778

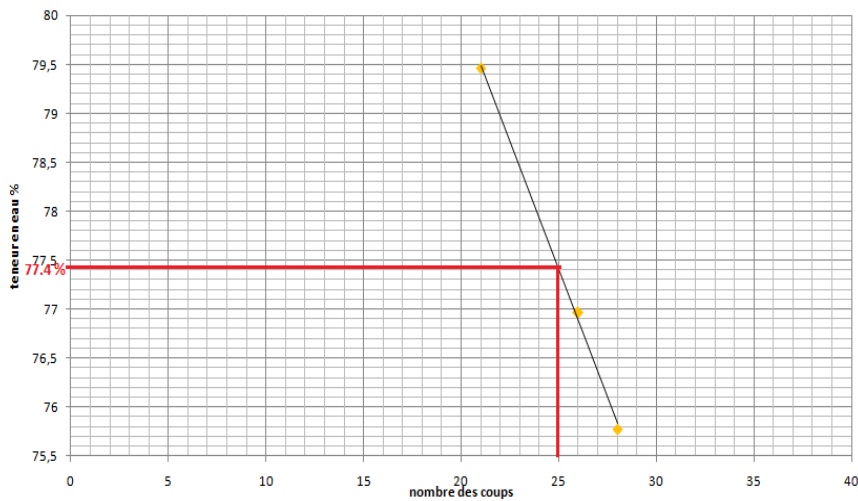


Figure 3.9. La courbe de limite de liquidité du sol naturel de l'essai N°3.

Nombre des coupes 25 $W_L = 77.4 \%$ gonflement très élevé

b) Limite de plasticité :

Tableau 3.13 Les résultats de limite de plasticité.

N° :	1	2	3
Masse humide (g)	1.73	1.39	1.57
Masse sèche (g)	1.35	0.95	1.19
Teneur en eau %	28.148	46.31	26.834
W_p %	33.764		

c) L'indice de plasticité :

$$I_p = W_L - W_p = 77.4 - 33.764$$



$$I_p = 43.636 \text{ très plastique}$$

❖ Essai N 04 :

a) Limite de liquidité :

Les résultats de série d'essai 01 obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 3.14 les résultats de la limite de liquidité.

Mesures N° :	1	2	3
Nombre des coupes	16	23	28
Masse humide (g)	35.78	40.29	50.9
la masse sèche (g)	19.82	21.82	30.22
Teneur en eau %	80.52	84.64	68.43

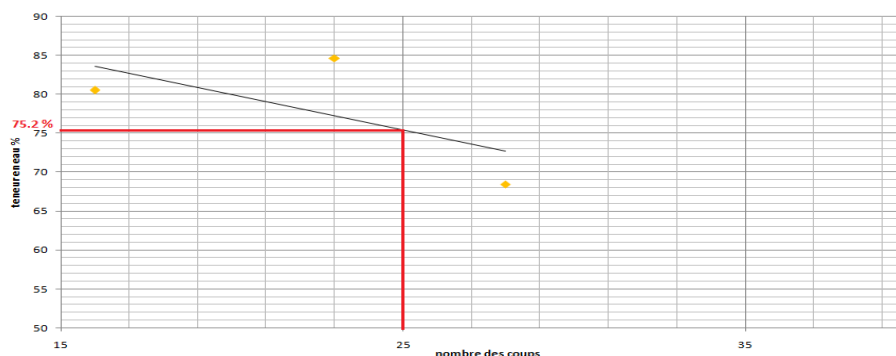


Figure 3.10. La courbe de limite de liquidité du sol naturel de l'essai N°4.

Nombre des coupes 25 $W_L = 75.2\%$ gonflement très élevé

b) Limite de plasticité:

Tableau 3.15 Les résultats de limite de plasticité.

N° :	1	2
Masse humide (g)	1.1	1
Masse sèche (g)	0.9	0.8
Teneur en eau %	22.22	25
W_p %	23.61	

c) L'indice de plasticité :

$$I_p = W_L - W_p = 75.5 - 23.61$$



$$I_p = 51.88 \text{ très plastique}$$

3. 2.1.3 L'essai au bleu de méthylène :

On a réalisé Trois (3) essais au bleu de méthylène, les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 3.16 Les résultats d'essais de bleu de méthylène.

N° des essais	Masse de sol (g)	Volume de bleu	VBS (g/cm ³)	Commentaire
1	30	475	16.95	>8 très argileux
2	30	395	14.99	>8 très argileux
3	30	425	15.77	>8 très argileux
Moyenne		431.66	15.90	>8 très argileux

3.2.1 les essais mécanique:

3.2.1.1.proctor modifier:

Tableau 3.17.Les resultants d'essais de proctor modifier.

Teneur en eau %	12 %	14%	16%	18%
Masse de sol (g)	1885.4	1988.4	1949.5	1921.8
Masse d'échantillon humide (g)	36.7	29.6	55.8	36.7
Masse d'échantillon sec (g)	32	25.3	47.2	30.7
Teneur en eau %	14.687	16.99	18.22	19.543
Yh	2.007	2.117	2.075	2.046
La densité sèche (g/cm3) Yd	1.75	1.809	1.755	1.711

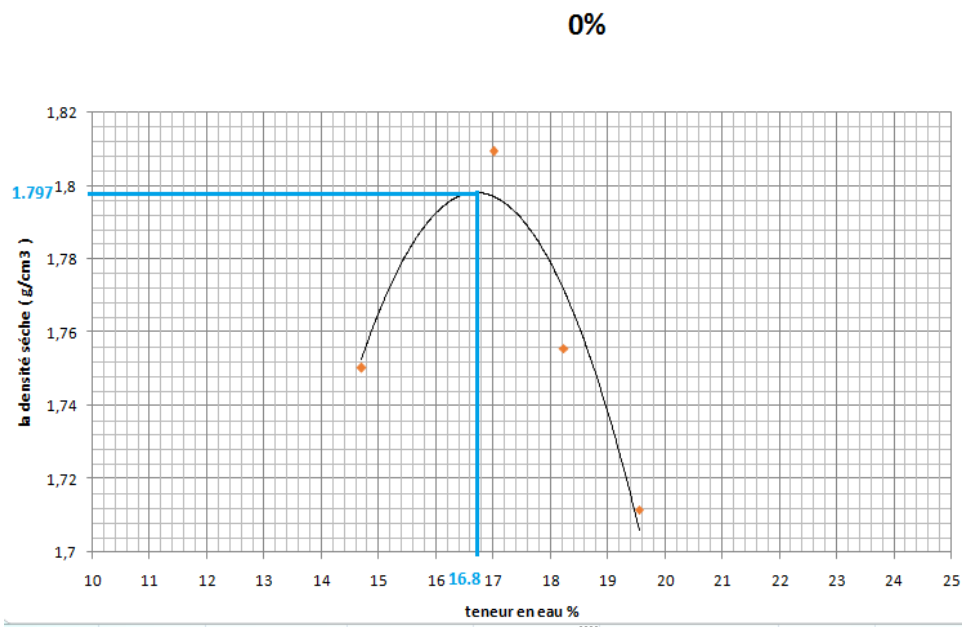


Figure 3.11. Les resultants d'essais de proctor modifier (sol naturel).

La densité maximale : **1.797 g/cm³**

La teneur en optimale : **16.8 %**

Conclusion générale

Le but de l'étude présentée dans ce mémoire était d'établir un état des connaissances sur le gonflement des sols argileux, puis de déterminer l'évolutivité d'une argile expansive (prélevé à Sidi Hadjrès wilaya de M'sila, Algérie) traitée par trois classes de ciment (classes 32.5, 42.5 et 52.5) et reconstituée à forte énergie de compactage, puis à analyser l'influence du traitement sur ses propriétés mécaniques.

La synthèse bibliographique a mis en évidence la complexité du phénomène retrait-gonflement au niveau microscopique et a permis d'identifier plusieurs origines possibles de ce phénomène intervenant séparément ou simultanément. L'hydratation ou la déshydratation des particules argileuses conduisent à des variations de volume à un niveau macroscopique et dont les conséquences peuvent occasionner des dommages dans les constructions

Les méthodes d'identification directe et indirecte permettent de caractériser les sols sujets à l'inflation afin de prévenir ou du moins réduire le risque d'apparition de perturbations.

L'étude expérimentale qui a été réalisée sur les sols prélevés sur le site de Sidi-Hadjrès (Wilaya de M'sila) a permis de tirer les conclusions suivantes :

Les caractéristiques d'identification, sont peu dispersées. Elles indiquent que c'est une argile marneuse très plastique, caractérisée par un potentiel de gonflement fort à très fort.

Les références bibliographiques

- * **YOUDJARI DJONKAMLA** , Caractérisation et simulation numérique du comportement volumétrique de sols argileux gonflants de N'DJAMENA, Mémoire présenté à la faculté des études supérieures de l'université Laval dans le cadre du programme de maîtrise en Génie civil pour l'obtention du grade de maître ès Science (M.Sc).
- * **AL-MUKHTAR. M, BELANTEUR. N, TESSIER. D, ET VANAPALLI. S.K**, (1996) « The fabric of a Clay soil Under controlled mechanical and hydraulic stress states” Applied Clay Science, vol. 11, 99-115.
- * **ALONSO. E, GENS. A. ET HIGHT, D. W**, (1987) «Special problems soils » (session 5) General Report. 9th European Conference. Soil, mech. and Found. Eng. Dublin.
- * **AZZOUZ F.Z** (2006) « Contribution à l'étude de la stabilisation chimique de quelques argiles gonflantes de la région de Tlemcen ». Mémoire de magister Université de Tlemcen 179p.
- * **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 Ahmed thèse de magister en génie civil** (2009), Etude du gonflement des sols actifs sous différentes conditions de salinité
- * **BEREZANTSEV V.G, KCENOFONTOV A.I, PLATONOV E.V., SIDOROV N.N., YAROSHENKO V.A.** (1961). Mécanique des sols et fondations (en russe : Mekhanika gruntov, osnovaniya fundamenti). Moscou, Éditions du Ministère des Voies de Communications, Transzheldorizdat, 340 pages.
- * **BOUZID.F** (1997). « Étude de l'aspect physico-chimique des caractéristiques mécaniques d'une argile gonflante : Bentonite ». Thèse de Magister (Université des Sciences et de la technologie Houari Boumediene Alger.1997.
- * **FILLIAT .G, ET AL.** (1981). La pratique des sols et fondations. Éditions du Moniteur, Paris.
- * **FLORIN V.A.** (1959). Bases de la mécanique de sols (En russe : Osnovy mekhaniki gruntov). Strojizdat, Moscou.

Les références bibliographiques

- * **GRIM.R.E.** (1959) «Physico-chemical properties of soils clay minerals». Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol 85, N° SM 2.
- * **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.
- * **HOLTZ, R.D., KOVACS, W.D., LAFLEUR, J.** (1 991). Introduction à la géotechnique. Édition de l'École Polytechnique de Montréal. Montréal, Québec.
- * **HACHICHI.A.** (2006). « Étude du comportement hydromécanique et de la stabilisation des sols gonflants de la région d'Oran. » Thèse Doctorat d'état
- * **HUIDI JI, HASHEM MOURAD, ELIOT FRIED, JOHN DOLBOW,** (2006); «Kinetics of thermally induced swelling of hydrogels». International Journal of Solids and Structures.
- * **KATTI R.K.** (1988). Shear strength and earth pressure in expansive soils. Proceedings of the International Conference on Engineering problems of regional soils, Beijing, China, International Academic Publishers.
- * **MOUROUX, P., MARGON, P., ET PINTE, J.C.,** (1988), « La construction économique sur sols gonflants », manuels et méthodes n° 14, B.R.G.M, France.
- * **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.
- * **SKEMPTON.A.W.** (1953). « The collaidal activity of clays ». Proceedings of the Third International Conférence on Soil Mechanics and Foundations Engineering. Vol.1
- * **SURATMAN.I.** (1985) «Contribution à l'étude de la cinétique et de la stabilisation du gonflement des argiles ». Diplôme de Docteur -Ingénieur. Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.
- * **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.
- * **WAKIM.J,** (2005) «Influence des solutions aqueuses sur le comportement mécanique des roches argileuses» Thèse doctorat de l'école nationale supérieure des mines de paris.France.