

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA**

FACULTE : SCIENCE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

N° :



DOMAINE : GENIE CIVIL

FILIERE : GENIE CIVIL

OPTION : GEOTECHNIQUE

Mémoire présenté pour l'obtention Du diplôme de Master Académique

Par :

AZZOUZ Abdessalem

BOUGHRAB Abderrahmane

Intitulé

**Effet du faible traitement par différents classes
de ciments sur les propriétés de compactage du
sol de Chaaba El Hamra (wilaya de M'SILA)**

Soutenu devant le jury composé de :

Dr. AMRIOU Abderrachid	MCA, Université de M'Sila	Prédisent
Dr. MEKKI Lakhdar	MCB, Université de M'Sila	Encadreur
Dr. TALLAH Naoui	MCA, Université de M'Sila	Examineur

Année Universitaire : 2021/2022



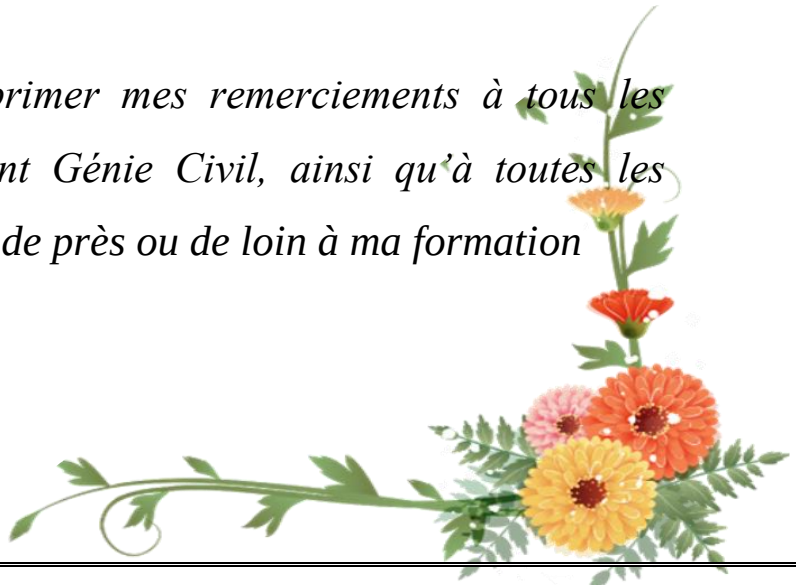
Remerciements

*Tous d'abord nous tenons à remercier le bon **Dieu** tout puissant et miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.*

*Nous exprimons nos profondes gratitude et respectueuses reconnaissances à notre encadrant Monsieur **Dr.MEKKI Lakhdar** pour son encadrement, conseils et sacrifices afin de donner le meilleur et pour son suivi durant la période de préparation de notre mémoire d'afin d'étude*

Nous tenons également à remercier chaleureusement Monsieur le Directeur du Laboratoire Centrale des Travaux Publics (LCTP, Antenne de M'Sila), ainsi que l'ensemble du personnel pour leur aide à certaines étapes de cette étude.

Je ne saurai oublier d'exprimer mes remerciements à tous les Enseignants du Département Génie Civil, ainsi qu'à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à ma formation





Dédicaces

Nous dédions notre travail à nos chers parents,

Au savoir, espérant qu'il sera un outil de progrès aux prochaines

générations

A ma grande famille « AZZOUZ »

A nous frères et sœur qui ont été toujours avec

Moi dans mon cycle d'étude

Je le dédie aussi à mes amis : « Abderrahmane, Farouk, Nabil, Benalia

Ayoub, Aissa, Mohamed, Leila, Meriem » et mes amis de la cité

universitaire

à tous mes amis de la promotion de Géotechnique «2022 »



Dédicaces



Nous dédions notre travail à nos chers parents

A ma grande famille « BOUGHRAB »

Table des matières

Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des abréviations	
Introduction	

Chapitre I Synthèse bibliographique

<i>Introduction</i>	1
I.1 LA NATURE ET STRUCTURE DES SOLS	3
I.1.1 Définition des sols	3
I.1.2 Éléments constitutifs d'un sol	3
I.2 DEFINITION DES ARGILES	4
I.3 TYPES D'ARGILES	7
I.4 Texture des argiles	9
I.5 Traitement des sols	10
I.5.1 Définition	10
I.6 Stabilisation à la chaux	18
I.7 Traitement des sols par le ciment	20
I.8 Fiche Technique Ciments (CHAMIL/MATIN)	24

Chapitre II Etude expérimentale

LOCALISATION DU SITE	29
II.1 Introduction	29
II.2 PROCEDURE EXPERIMENTALE	30
II.3 ESSAIS D'IDENTIFICATION	30
II.3.1 Teneur en eau (w)	30
II.3.2 Analyse granulométrique : (NF P 94-057)	30
II.3.3 Analyse Sédimentométrique (Norme NF P94-057)	31
II.3.4 Détermination des Limites d'Atterberg (selon la norme NF P 94-051)	33
II.3.5 Valeur de bleu de méthylène :(selon la norme AFNOR (NF P 94068)	36

II.4	Essai de Caractérisation	38
II.4.1	Essai Proctor NFP94-093	38
II.4.2	Essai CBR (NFP94-078)	41

Chapitre III résultats et discussion

III.1	PROCEDURE EXPERIMENTALE	46
III-2	Introduction	47
III.3	Résultats Des Essais	47
III.3.1	Les essais d'identification	47
III.3.1.1	Analyse granulométrique	47
III.3.1.2	Limites d'Atterberg	51
III.3.1.3	Essai au bleu de méthylène	58
III.3.2.	Les essais mécaniques	62
III.3.2.1.	Essais Proctor Normal	62
III .3.2.4	Essai CBR	68
	Conclusion	78
	Références	80

Liste de Figures

Figure I.1 Éléments constitutifs d'un sol	3
Figure I.2 Feuillet en tétraèdre	5
Figure I.3 Feuillet en octaèdre	6
Figure I.4 Structure minéralogique d'une particule	6
Figure I.5 Photographies au Microscope Electronique à Balayage des argiles (Mitchell, 1976)	8
Figure I.6 Ouverture des fissures en proximité des matériaux rigides Montes et al, (wakim j, 2005)	8
Figure I.7 : Conditions d'utilisation de la stabilisation chimique (Dept. of the Army, 1983)	11
Figure I.8 Courbe de compactage	12
Figure I.9 Influence de la granulométrie sur l'optimum Proctor	13
Figure I.10 Influence de l'énergie de compactage sur l'optimum Proctor	13
Figure I.11 Appareil d'incorporation du ciment	16
Figure I.12 malaxage de sol avec le ciment et mise en œuvre de sol ciment	18
Figure I.13 Transformation du calcaire en chaux vive	19
Figure I.14 La chaux éteinte en poudre	19
Figure I.15 Procédé d'épandage du ciment	20
Figure I.16 La composition de ciment	21
Figure II.1 Image satellite prise le 2022, (Source Google maps	29
Figure II.2 Appareillage d'analyse granulométrique (tamisage)	31
Figure II.3 L'essai de Sédimentométrie	32
Figure II.4 Définition des Limites d'Atterberg	33
Figure II.5 Appareillage de limites d'Atterberg	36
Figure II.6 Essai au bleu de méthylène	37
Figure II.7 moule et marteau manuel de l'essai Proctor	39
Figure II.8 Essai Proctor	40
Figure II.9 Appareille CBR	43
Figure II.10 Tracés des courbes efforts-pénétration	44
Figure II.11 Appareil de poinçonnement	45

Figure III.1 Présente les courbes des essais d'analyse granulométrique par tamisage	47
Figure III 2 Courbe d'analyse granulométrique (tamisage et sédimentométrie).	49
Figure III.3 La courbe de limite de liquidité du sol nature	50
Figure III.4 Histogramme de Limite Atterberg ciment (Chamil)	52
Figure III.5 La courbe de limite Atterberg ciment (Chamil)	52
Figure III.6 Histogramme de Limite Atterberg ciment (Matine)	53
Figure III.7 La courbe de limite Atterberg ciment (Matine)	53
Figure III.8 Diagramme de Casagrande	56
Figure III.9 Histogramme de VBS en fonction des différents teneurs en ciment (Chamil)	58
Figure III.10 Histogramme de VBS en fonction des différents teneurs en ciment (Matine)	59
Figure III.11 courbe Proctor Normal de sol naturel	61
Figure III.12 courbe Proctor Normal de sol traité par ciment (Chamil).	62
Figure III.13 Densité sèche en fonction des différents teneurs en ciment (Chamil)	63
Figure III.14 Représenté la teneur en eau en fonction des différents teneurs en ciment Chamil	63
Figure III.15 courbe Proctor Normal de sol traité par ciment (Matine)	65
Figure III.16 Densité sèche en fonction des différents teneurs en ciment (MATINE)	66
Figure III.17 Représenté la teneur en eau en fonction des différents teneurs en ciment (MATINE)	66
Figure III.18 Effet des ciments sur le comportement du sol au poinçonnement imbibé (essai 1)	68
Figure III.19 Courbes des essais des C.B.R imbibé (Chamil)	69
Figure III.20 Effet de ciment combiné sur l'indice CBR imbibé (Chamil)	70
Figure III.21 Effet des ciments sur le comportement du sol au poinçonnement imbibé (essai 1)	71
Figure III.22 Courbes des essais des C.B.R imbibé (MATINE)	71
Figure III.23 Effet de ciment combiné sur l'indice CBR imbibé (MATINE)	72
Figure III.24 Effet des ciments sur le comportement du sol au poinçonnement immédiat (essai 1)	73
Figure III.25 Courbes des essais des C.B.R immédiat. (MATINE)	74
Figure III.26 Effet de ciment combiné sur l'indice CBR immédiat (Matine)	75
Figure III.27 Effet des ciments sur le comportement du sol au poinçonnement immédiat (essai 1)	76
Figure III.28 Courbes des essais des C.B.R immédiat. (CHAMIL)	76
Figure III.29 Effet de ciment combiné sur l'indice CBR immédiat (CHAMIL)	77

Liste des tableaux

Tableau I.1 Caractéristiques de la structure des principaux minéraux argileux	8
Tableau I.2 résistance à la compression simple typique de divers sols	15
Tableau I.3 Analyse chimique	24
Tableau I.4 temps de prise à 20° (NA230)	24
Tableau I.5 Composition minéralogique du clinker Chamil	25
Tableau I.6 propriétés physique (Chamil)	25
Tableau I.7 résistance à la compression (Chamil)	25
Tableau I.8 temps de prise à 20° (NA230) (MATINE)	26
Tableau I.9 Analyse chimique (MATINE)	26
Tableau I.10 Composition minéralogique du clinker MATINE	26
Tableau I.11 résistance à la compression (MATINE)	26
Tableau I.12 propriétés physique (MATINE)	27
Tableau II.1 Les essais expérimentaux du sol étudié	30
Tableau III-1 : Granulométrie par tamisage de l'essai 03	46
Tableau III.2 : Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique tamisage	47
Tableau III.3. Résultats de l'analyse sédiment métrique l'essai N°3	48
Tableau III.4. La moyenne des huit essais de sédimentométrie.	48
Tableau III.5 Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique (Tamisage et sédimentométrie).	49
Tableau III.6 Les résultats de limite de liquidité sol naturel (Essai N°1)	50
Tableau III.7 Limite de plasticité sol naturel	51
Tableau III.8.Résultats de 4 essais limite d'Atterberg sol naturel	51
Tableau III.9. Récapitulatif des résultats des essais des limites d'Atterberg Traité ciment (Chamil).	51
Tableau III.10. Récapitulatif des résultats des essais des limites d'Atterberg Traité ciment Matine	53
Tableau (III-11) d'essai N°01 : présente les valeurs des limites de liquidité, limite de plasticité et indices de plasticité en fonction du dosage en ciment Chamil	54

Tableau (III-12) d'essai N°02 : présente les valeurs des limites de liquidité, limite de plasticité et indices de plasticité en fonction du dosage en ciment Chamil	54
Tableau (III-13) d'essai N°03 : présente les valeurs des limites de liquidité, limite de plasticité et indices de plasticité en fonction du dosage en ciment Chamil	54
Tableau (III-14) d'essai N°04 : présente les valeurs des limites de liquidité, limite de plasticité et indices de plasticité en fonction du dosage en ciment Chamil	54
Tableau (III-15) d'essai N°01 : présente les valeurs des limites de liquidité, limite de plasticité et indices de plasticité en fonction du dosage en ciment Matine	55
Tableau (III-16) d'essai N°02 : présente les valeurs des limites de liquidité, limite de plasticité et indices de plasticité en fonction du dosage en ciment Matine	55
Tableau (III-17) d'essai N°03 : présente les valeurs des limites de liquidité, limite de plasticité et indices de plasticité en fonction du dosage en ciment Matine	55
Tableau (III-18) d'essai N°04 : présente les valeurs des limites de liquidité, limite de plasticité et indices de plasticité en fonction du dosage en ciment Matine	55
Tableau III.19 résultats de l'essai au bleu.	57
Tableau III-20 : présente la récapitulation des résultats des séries d'essais de bleu de méthylène Ciment (Chamil)	57
Tableau III-21 : présente la récapitulation des résultats des séries d'essais de bleu de méthylène Ciment (Matine)	58
Tableau III-22 Classification des sols	60
Tableau. III.23.Résultats d'essai de Proctor Normal le sol naturel (essai 1)	61
Tableau. III.24. Résultats d'essai de Proctor Normal d'un sol traité par cimente Chamil. (Essai 1)	62
Tableau. III.25. Résultats (moyennes) 3 Essais de densité sèche et la teneur en eau en fonction des teneurs Ciment (Chamil).	63
Tableau. III.26. résultats d'essai de Proctor Normal d'un sol traité par ciment Matine (essai 2)	64

Tableau.III.27.Résultats (moyennes) 3 Essais de densité sèche et la teneur en eau en fonction des teneurs ciment (MATINE).	65
Tableau. III.28 Résultats de l'essai CBR Imbibé du sol naturel	67
Tableau. III.29 Effet de ciment Chamil sur l'indice CBR imbibé (Essai 1)	68
Tableau. III.30 Récapitulatif des résultats des essais C.B.R imbibé (CHAMIL)	69
Tableau. III.31 Effet de ciment Matine sur l'indice CBR imbibé (Essai 1)	70
Tableau. III.32 Récapitulatif des résultats des essais C.B.R imbibé	71
Tableau. III.33 Résultats de l'essai CBR Immédiat du sol naturel	72
Tableau. III.34 Effet de ciment MATINE sur l'indice CBR immédiat	73
Tableau. III.35 Récapitulatif des résultats des essais C.B.R immédiat (Matine)	74
Tableau. III.36 Effet de ciment Chamil sur l'indice CBR immédiat (essai 1)	75
Tableau. III.37 Récapitulatif des résultats des essais C.B.R immédiat.	76
Tableau. III.38 L'analyse chimique par XRF	77
Tableau. III.39 L'analyse par DRX	77

Notation

WL : Limite de liquidité (%).

WP : Limite de plasticité (%).

IP : Indice de plasticité (%).

VB : Valeur de bleu (cm³).

Wopt : La teneur en eau à l'optimum Proctor modifié (%).

γ_d opt : La masse volumique sèche à l'optimum Proctor (Kg/m³).

C.B.R: California Bearing Ratio.

IPI : l'indice de portance immédiat(%).

ICBR : l'indice de portance imbibé (%).

Abstract

In This study, a silt-clay collected from the site Chaaba el Hamra wilaya of M'Sila, Algeria, is treated with two types of cements (Chamil class 32.5 and Matine class 42.5) with different percentages 2%, 4% and 6% per relative to dry mass. In addition to the identification tests, the experimental program carried out includes normal Proctor-type compaction tests immediate and soaked CBR tests. The results obtained show that the inclusion of cements in this soil has improved its geotechnical properties.

Key words; soil treatment, clay soil, types of cements, compaction, CBR

Résumé

Dans cette étude, un limon-argileux prélevé de site Chaaba el Hamra wilaya de M'Sila, Algérie, est traité par deux types de ciments (Chamil classe 32.5 et Matine classe 42.5) avec différents pourcentages 2%, 4% et 6% par rapport à la masse sèche. Outre les essais d'identification, le programme expérimental exécuté comporte des essais de compactage type Proctor normale et des essais CBR immédiat et imbibé. Les résultats obtenus montrent que l'inclusion de ciments dans ce sol a permis d'améliorer ses propriétés géotechniques.

Mots clés : traitement du sol, limon-argileux, types des ciments, compactage, CBR

ملخص

في هذه الدراسة، تم معالجة التربة الطينية التي تم جمعها من موقع الشعبة الحمراء ولاية المسيلة بنوعين من الإسمنت (شامل فئة 32.5 وفئة متين 42.5) بنسب مختلفة 2٪، 4٪ و 6٪ بالنسبة للكتلة الجافة. بالإضافة إلى اختبارات تحديد الهوية، يشتمل البرنامج التجريبي المنفذ على اختبارات ضغط عادية من نوع بروكتور واختبارات نسبة تحمل كاليفورنيا (لحظية وغارقة). أظهرت النتائج التي تم الحصول عليها أن إدراج الاسمنت قد أدى إلى تحسين خصائصها الجيوتقنية.

الكلمات المفتاحية: معالجة التربة، تربة طينية، أنواع الاسمنت، ضغط، اختبارات نسبة تحمل كاليفورنيا

Introduction



Introduction

Le contexte actuel de développement durable, d'environnement et de problématiques liés Aux risques naturels se traduit par une exigence accrue sur la sécurité et sur l'estimation des Impacts d'un ouvrage de génie civil (lors de sa réalisation et de son exploitation). Pour Répondre à ces exigences, un large champ d'investigation doit encore se développer en Mécanique des sols. La mécanique des sols est une science importante du génie civil puisque Le sol est à la fois le support de l'ouvrage et est utilisé en tant que matériau de construction. Pour répondre au besoin de la construction les ingénieurs et les chercheurs sont amenés à Prêter une attention particulière à la stabilisation des sols avec incorporation de stabilisants Afin de développer la production des matériaux de construction nécessaires tant en quantité Qu'en qualité.

Les vingt dernières années ont vu la recherche se consacrer en grande partie au Développement et à la mise à disposition du plus grand nombre de nouvelles techniques D'amélioration des sols.

Il existe plusieurs techniques de construction, de stabilisation et de confortement elles ont Été utilisées dans le domaine de génie civil afin de résoudre les problèmes vécus. Actuellement et avec la disponibilité des moyens de mise en œuvre, de nouveaux procédés de Stabilisation sont apparus et sont de plus en plus employés. Parmi ces procédés de stabilisation Citons la stabilisation chimique, mécanique et avec incorporation de stabilisants ce sont toutes Ces Techniques qui seront développées dans ce mémoire. Mais, nous, dans notre travail l'incorporation de stabilisants se limite au ciment.

L'amélioration du comportement des sols par l'ajout de ciment n'est pas nouvelle elle est Pratiquée de longue date. La stabilisation par l'ajout de stabilisants peut améliorer considérablement les résistances mécaniques d'un sol à l'état sec et de les doter d'une bonne Tenue à l'eau qui leur font défaut.

Les méthodes de traitement et les stabilisants (nature et teneur) sont tellement variés Que la stabilisation devient un problème. C'est l'objet de la recherche.

Ce mémoire comporte trois chapitres répartis en deux parties :

- ✓ le premier chapitre présente une synthèse bibliographique sur les techniques de stabilisation des sols
- ✓ Le deuxième chapitre présent le programme expérimental exécuté, puis décrit les procédures expérimentales suivies et les appareillages utilisés de la réalisation des essais.
- ✓ Le troisième chapitre présente et analyse les résultats d'essais obtenus.

Chapitre I

Synthèse bibliographique



I.1 LA NATURE ET STRUCTURE DES SOLS :

I.1.1 Définition des sols

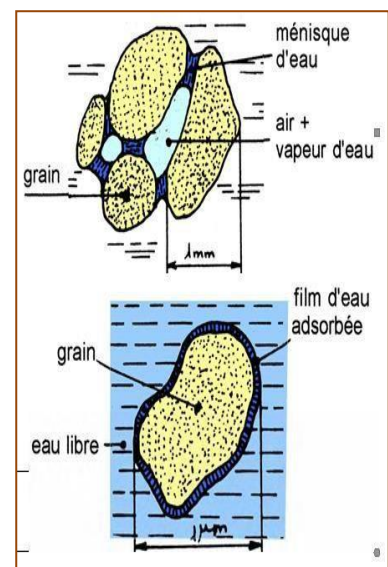
Dans les études géotechniques les matériaux existant à la surface de l'écorce terrestre sont classés en deux grandes catégories :

-les roches : agglomérats de grains minéraux liés par des forces de cohésion fortes et permanentes, même après immersion prolongée dans l'eau + Mécanique des roches.

-les sols : agrégats de grains minéraux pouvant être séparés sous l'effet d'actions mécaniques relativement faibles -+ Mécanique des sols. Les matériaux de transition entre sols et roches sont nommés SIRT (sols indurés et roches tendres). On notera que le géologue appelle sols tous les matériaux se trouvant à la surface de l'écorce terrestre. Les sols sont des matériaux meubles, poreux, hétérogènes et souvent anisotropes. Les matériaux, minéraux ou organiques, sont généralement à l'état de grains ou de particules dont les formes et les dimensions sont essentiellement variables.

I.1.2 Éléments constitutifs d'un sol

Squelette solide	effet de la taille
+	
Eau	libre, capillaire, adsorbée
+	
Gaz	air + vapeur d'eau



Un sol est un mélange d'éléments solides constituant le squelette solide, d'eau pouvant circuler ou non entre les particules et d'air ou de gaz. Il est donc, en général, constitué de trois phases :

Sol = phase solide + phase liquide + phase gazeuse. Entre les grains du squelette, les vides peuvent être remplis par de l'eau, par un gaz ou les deux à la fois. Le gaz contenu dans les vides entre les particules est généralement de l'air lorsque le sol est sec ou un mélange d'air et de vapeur d'eau lorsque le sol est humide (cas le plus fréquent) (fig.1).

L'eau peut remplir plus ou moins tous les vides entre les grains et être mobile (écoulement plus ou moins rapide). Lorsque l'eau remplit tous les vides, le sol est dit saturé. Dans les régions tempérées, la plupart des sols en place, à quelques mètres de profondeur sont saturés. Lorsqu'il n'y a pas d'eau, le sol est dit sec. L'étude complète des sols non saturés, qui constituent un milieu à trois phases, est très complexe.

I.2 DEFINITION DES ARGILES

I.2.1 Définition :

Il n'existe pas de définition unique du terme "argile". Le mot "argile" englobe deux connotations, l'une liée à la taille des grains solides et l'autre à la minéralogie. La définition dépend de la discipline concernée. Le géologue ou le pédologue considèrent comme "argile" tout minéral de faible granulométrie, la limite étant fixée à 2 ou 4 microns selon les cas. Les ingénieurs s'attachent plutôt aux propriétés de plasticité des matériaux argileux quel que soit leur taille. Les céramistes regroupent les matériaux selon leur comportement au chauffage. Sous cette appellation générique se cache donc une grande variété de matériaux, dont le point commun est de posséder des minéraux argileux, qui sont eux de nature bien précise (à base de silicates) et dont la structure confère à ces matériaux comparativement à d'autres types de sols ou de roches des propriétés bien spécifiques quant à leur interaction avec l'eau.

Les minéraux argileux sont des silicates hydratés (il s'agit généralement de silicates d'aluminium, mais parfois de silicates de magnésium), dont la structure feuilletée les a fait ranger dans la famille des phyllosilicates. Selon la famille de minéral argileux considérée, les particules les plus fines peuvent être constituées d'un feuillet ou d'un assemblage de quelques feuillets, et leur taille est très faible, de l'ordre de 2 à 5 μm ; ces dimensions sont caractéristiques des particules argileuses et ne se retrouvent pas dans d'autres minéraux.

En fait, le terme « argile » a un double sens : il désigne à la fois les minéraux argileux eux-mêmes, et les sols et roches contenant une assez grande quantité de particules argileuses. En Mécanique des Sols, la fraction argileuse d'un sol est définie comme étant la teneur en particules de moins de 2 à 4 μm de diamètre. Le matériau est lui-même qualifié d'argile s'il contient plus de 50% de minéraux argileux (et une faible quantité de matières organiques).

Les argiles sont souvent perçues comme des matériaux tendres. Tel n'est pas toujours le cas : il existe beaucoup de sites d'argiles dites « raides » de par leur constitution à base de particules très fines, certaines argiles, sont très peu perméables (parfois qualifiées d'imperméables par les hydrogéologues). Plusieurs argiles sont plastiques ou présentent un comportement viscoplastique, ce qui permet de penser à une cicatrisation possible des éventuelles fissures engendrées au champ proche des ouvrages. En outre, en raison de leur caractère hydrophile, de leur structure et de leur texture, certains matériaux argileux sont qualifiés de « gonflants » car, au simple contact avec de l'eau, leur volume peut augmenter sensiblement. En revanche, à l'opposé du gonflement et en raison d'une perte d'eau, les argiles exhibent selon les cas, des diminutions de volume (phénomène de retrait du matériau) à l'origine d'apparition des fissurations.

I 2. 2 Nature et structure des sols argileux

I. 2. 2.1 Minéralogie des argiles :

Le comportement des sols argileux lors de contact avec l'eau est dû principalement à sa composition minéralogique. Les minéraux argileux sont de très petites particules très actives sur le plan électrochimique. Lorsque le pourcentage d'argile augmente, l'influence de la portion argileuse sur le comportement global du sol augmente proportionnellement.

I. 2. 2.2 Minéraux argileux :

La minéralogie des argiles étudie la taille, la forme, et la densité de charge sur les particules, ces facteurs contrôlent le taux de gonflement résultant des mécanismes physico-chimiques. En

Conséquence, l'analyse minéralogique devient indispensable dans l'étude des mécanismes de gonflement

Les minéraux argileux sont des substances cristallines qui tirent essentiellement leur origine de l'altération chimique de certains minéraux composant les matériaux parents. La famille des minéraux argileux regroupe tous les silicates hydratés appartenant au groupe des métalliques. Phyllosilicates. Sur le plan chimique, ce sont des aluminosilicates hydrés ajoutés à d'autres ions. Ils sont composés par des particules de formes aplaties et de dimensions très petites qu'on ne peut voir qu'au microscope électronique, les cristaux ressemblent à de minces plaques ou plaquettes. Leur formule chimique est de la forme suivante) : $(\text{SiO}_2)_m (\text{Al}_2\text{O}_3)_n (\text{H}_2\text{O})_p$

I. 2. 2.3 Structure des argiles :

Les particules d'argile sont formées d'un empilement de feuillets qui sont constitués par l'association de deux unités structurales de base, ces feuillets sont formés par la juxtaposition des couches structurales tétraédriques (silice) et octaédriques (aluminium). Les couches structurales sont à leurs tours formées d'unités structurales de base par empilement d'ions ou d'hydroxyles en disposition hexagonale ou compacte.

I. 2. 2.4 a) Unité structurale tétraédriques :

L'unité structurale tétraédrique est formée d'un tétraèdre au sommet duquel quatre ions d'oxygène (O^{2-}) enserment un ion de silicium (Si^{4+}), équidistant de chacun d'eux. Ce tétraèdre est maté- réalisé par la présence d'une cavité comprise entre trois sphères en contact, d'une couche hexagonale d'oxygène, et une sphère de la couche contiguë d'oxygène

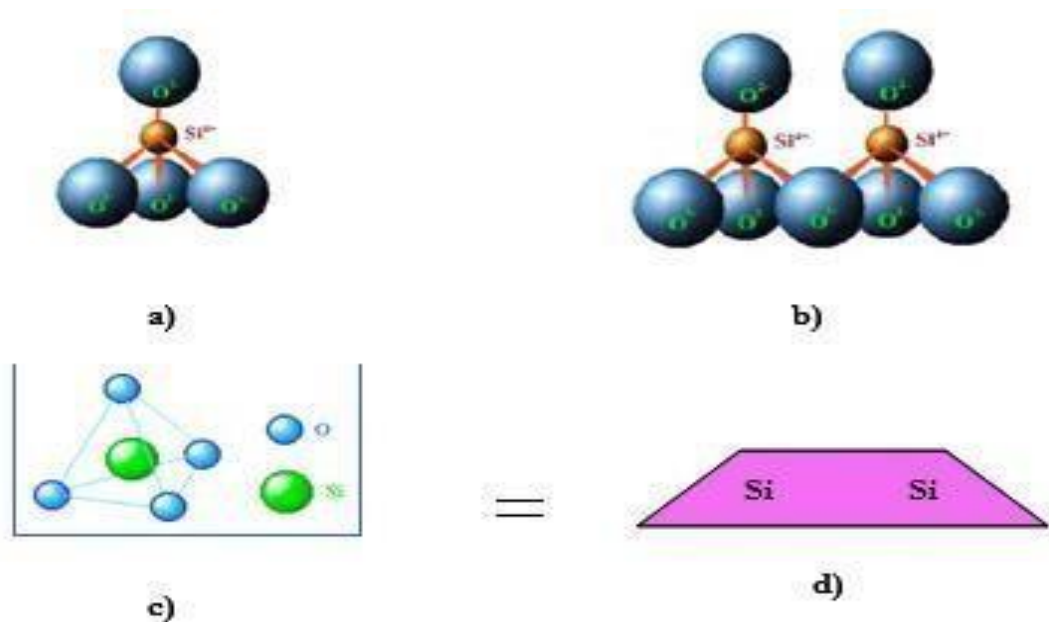


Figure I.2 : Feuille en tétraèdre

Tétraèdre de silice (d'après Grim, 1959). Vue isométrique d'un feuillet de silice en tétraèdre (d'après Grim, 1959). Schéma du feuillet de silice (d'après Lambe, 1953).

I.2.2.4 b) Unités structurales octaédriques :

L'unité structurale octaédrique est formée d'un octaèdre au centre duquel un ion d'aluminium (Al^{3+}) ou de magnésium (Mg^{2+}) est équidistant aux six hydroxydes (OH^-) aux sommets. Ces octaèdres se combinent pour former des couches planes dites couches octaédriques, et la liaison avec la couche tétraédrique se fait au niveau des oxygènes.

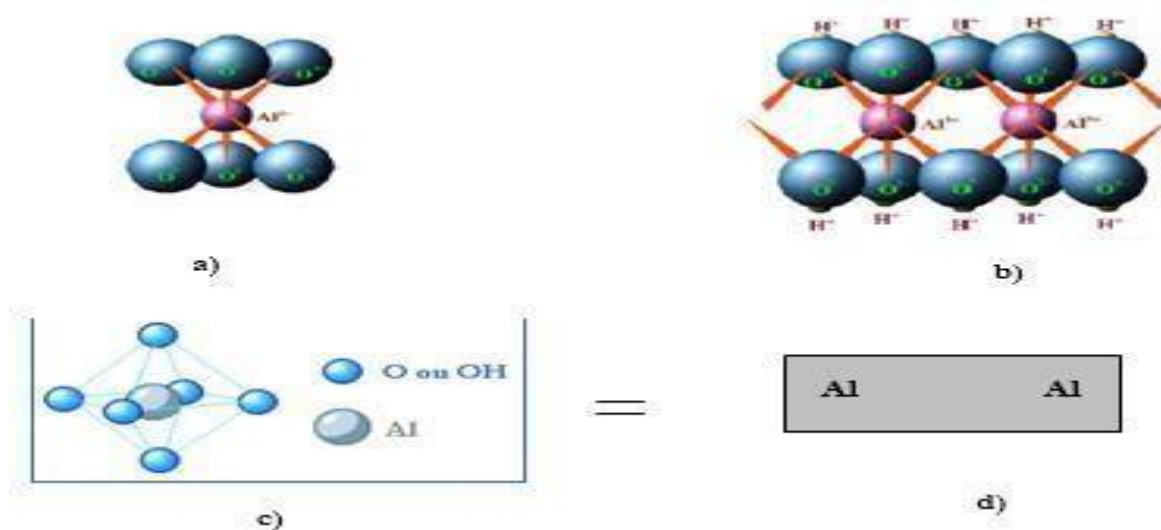


Figure I. 3 : Feuille en octaèdre

- a) et c) Octaèdre d'aluminium (d'après Grim, 1959).
- b) Vue isométrique d'un feuillet en octaèdre (d'après Grim, 1959).
- c) Schéma du feuillet en octaèdre d'aluminium (d'après Lambe, 1953).

La représentation de la structure minéralogique d'une particule d'argile est donnée par l'organigramme suivant. (2)

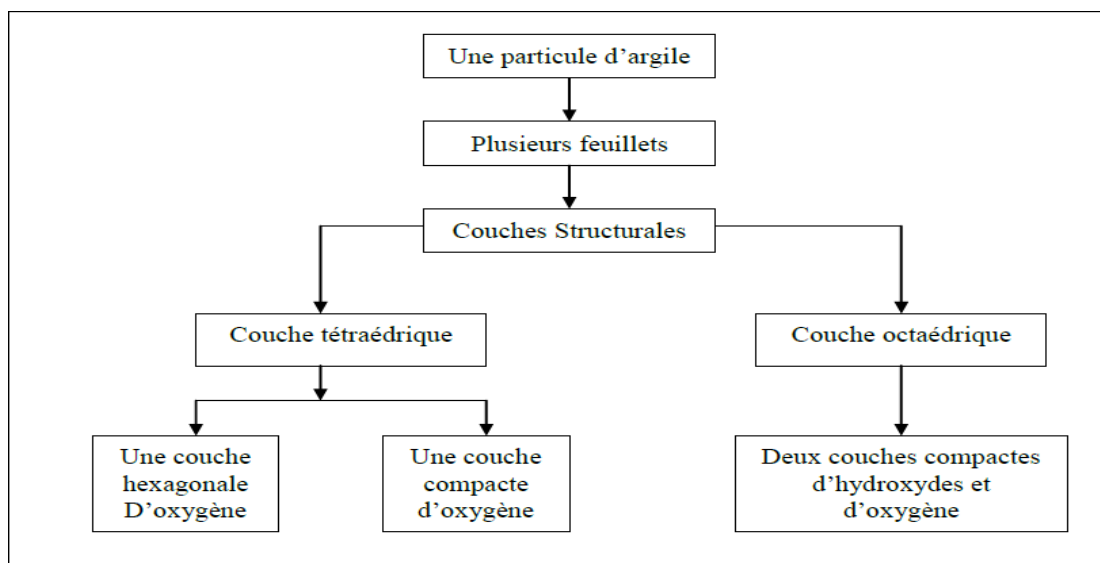


Figure I-4. Structure minéralogique d'une particule

I.3 TYPES D'ARGILES :**a) La kaolinite**

Elle est constituée d'une succession de couches alternées de silice (tétraèdre) et d'alumine (octaèdre), dont la liaison se fait par substitution de certain OH⁻ par des oxygènes O²⁻.

Les liaisons entre feuillets de kaolinite sur l'effet composé de liaisons hydrogène et de forces de Van der Waals qui confèrent à l'ensemble une structure stable qui n'est pas affectée par la présence d'eau. La particule kaolinite comporte 100 à 150 feuillets qui lui donnent une épaisseur de 0,1 µm et une largeur de 1 µm ; l'épaisseur d'un feuillet est d'environ 7.2 Å. Sa surface spécifique totale de l'ordre de 10 à 20 m²/g.

b) Liaisons

Du type hydrogène donc des liaisons relativement fortes ; il en résulte que l'empilement est difficile à dissocier. Le minéral est par conséquent stable et l'eau ne peut ni circuler entre les feuillets ni provoquer un gonflement ou un retrait des particules. Ces argiles sont les moins dangereuses pour l'ingénieur.

c) Les smectites (dont la montmorillonite)

Même type structural que les illites, mais avec très peu de cations K⁺ interfoliaires. Il en résulte des liaisons extrêmement lâches entre les feuillets ce qui permet à des molécules d'eau de se glisser entre les feuillets en provoquant des gonflements spectaculaires (6 couches de molécules d'eau). Les sols dont la teneur en montmorillonite est élevée sont susceptibles de gonflements ou de retraits importants suivant les variations de teneur en eau. Les particules de montmorillonite ont des dimensions très faibles, leur surface spécifique est donc très élevée. D'où une activité superficielle intense. A cette famille appartient la bentonite couramment utilisée comme boue de forage et dans l'exécution de parois moulées.

d) Les illites

Leur structure est très proche de celle du mica blanc. Une couche octaédrique est prise entre deux couches tétraédriques. Ces dernières ont été occupées par des Si⁴⁺ dont un peu moins de 1 sur 4 est remplacé par des Al³⁺.

La neutralité électrique est rétablie par interposition de cations K⁺ entre les couches tétraédriques : il apparaît ainsi des liaisons ioniques faibles entre les feuillets, suffisantes toutefois pour les bloquer.

e) Liaison assez forte

L'atome d'aluminium du feuillet octaédrique se trouve sous la forme d'un peut être remplacé par d'autres ions comme Mg⁺⁺, principalement dans la montmorillonite et dans l'illite. Il en résulte un déséquilibre électrique qui est compensé par l'adsorption en surface de cations Ca⁺⁺, Li⁺, K⁺, Fe⁺⁺. Aux extrémités de la particule d'argile, il y a également des déséquilibres électriques et adsorption de cations. Ces cations dits échangeables jouent un rôle important dans le comportement des argiles.

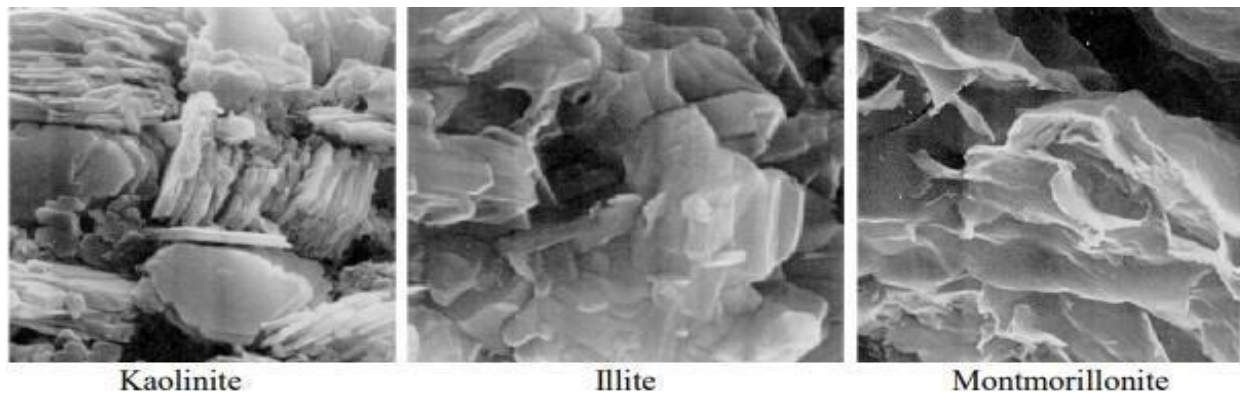


Figure I.3 Photographies au Microscope Electronique à Balayage des argiles

Tableau : I.1 Caractéristiques de la structure des principaux minéraux argileux

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

I.4 Texture des argiles :

La texture des minéraux argileux dépend du mode de sédimentation et de l'état de consolidation.

Une roche argileuse qui présente une organisation serrée et orientée des particules d'argiles n'a pas le même gonflement qu'un sol argileux dont la sédimentation a été rapide et récente et pour lequel la distance entre les plaquettes est maximale. Cette organisation des minéraux argileux est la principale cause du gonflement anisotrope. Les matériaux argileux ne sont pas uniquement composés des argiles.

Au sein de la fraction argileuse, plusieurs types de minéraux peuvent coexister. La texture des matériaux argileux se superpose donc aux organisations des autres minéraux non argileux. Cette hétérogénéité rend la structure et la texture extrêmement complexes, surtout lorsque les minéraux argileux sont cimentés par d'autres minéraux carbonatés. Les observations microscopiques effectuées par Montes et al, cité Par) sur les argilites, subissant des cycles d'humidification Dessiccation, confirment des fracturations le long des surfaces localisées à proximité des matériaux rigides non gonflants).



Figure I. 6 Ouverture des fissures en proximité des matériaux rigides Montes et al, (Wakim j, 2005).

I.5 Traitement des sols :

I.5 .1.Définition:

Le traitement des sols est une technique éprouvée et peut être considérée comme classique en construction routière. Ce procédé a pour objet de rendre compactables les sols mous par réduction de leur plasticité et, par conséquent, en améliorer la résistance. Son application au cas des sols problématiques, notamment les sols salés, s'avère une solution techniquement et économiquement intéressante. Outre les avantages classiques répertoriés, dans le cas des sols mous et autres sols médiocres, cette solution offre la possibilité de réduire les potentiels de salinisation des sols argileux et d'améliorer leurs performances, leur procurant, de ce fait, stabilité, durabilité et meilleure résistance. Après énumération des objectifs du traitement des sols médiocres et problématiques, ce chapitre présente les techniques de traitement disponibles, notamment le cas du traitement chimique aux liants hydrauliques et particulièrement le traitement mixte (chaux/ciment).

→ Le traitement des sols pour l'exécution des remblais et des couches de forme, a pour objet de rendre utilisable un sol qui ne présente pas les caractéristiques requises pour servir sans préparation, à supporter une assise déchaussée, de parking ou de plate-forme.

NB : Avant de traiter un sol et de l'utiliser comme matériau de construction, il est indispensable de connaître les principes généraux régissant son comportement.

I.5 .2-Granularité (Dmax, Tamisât à 0,08 mm, Cu)

Le Dmax : dimension du plus gros élément présent à moins de 1 % dans le sol. Il détermine les possibilités pratiques du traitement. Il se détermine par une inspection visuelle. L'analyse granulométrique complète peut donner des informations supplémentaires

1. Le tamisât 80mm : cette caractéristique, exprime la finesse du matériau et oriente en grande
2. partie le choix du produit du traitement, ainsi qu'il permet d'évaluer la sensibilité en eau du sol 2-Argilosité (IP, VBS)
3. Teneurs en constituants chimiques (matières organiques, les phosphates, les nitrates, les chlorures, les sulfates, les sulfures)
4. L'état hydrique (wn/wopt, IPI, IC)
5. L'état de compacité

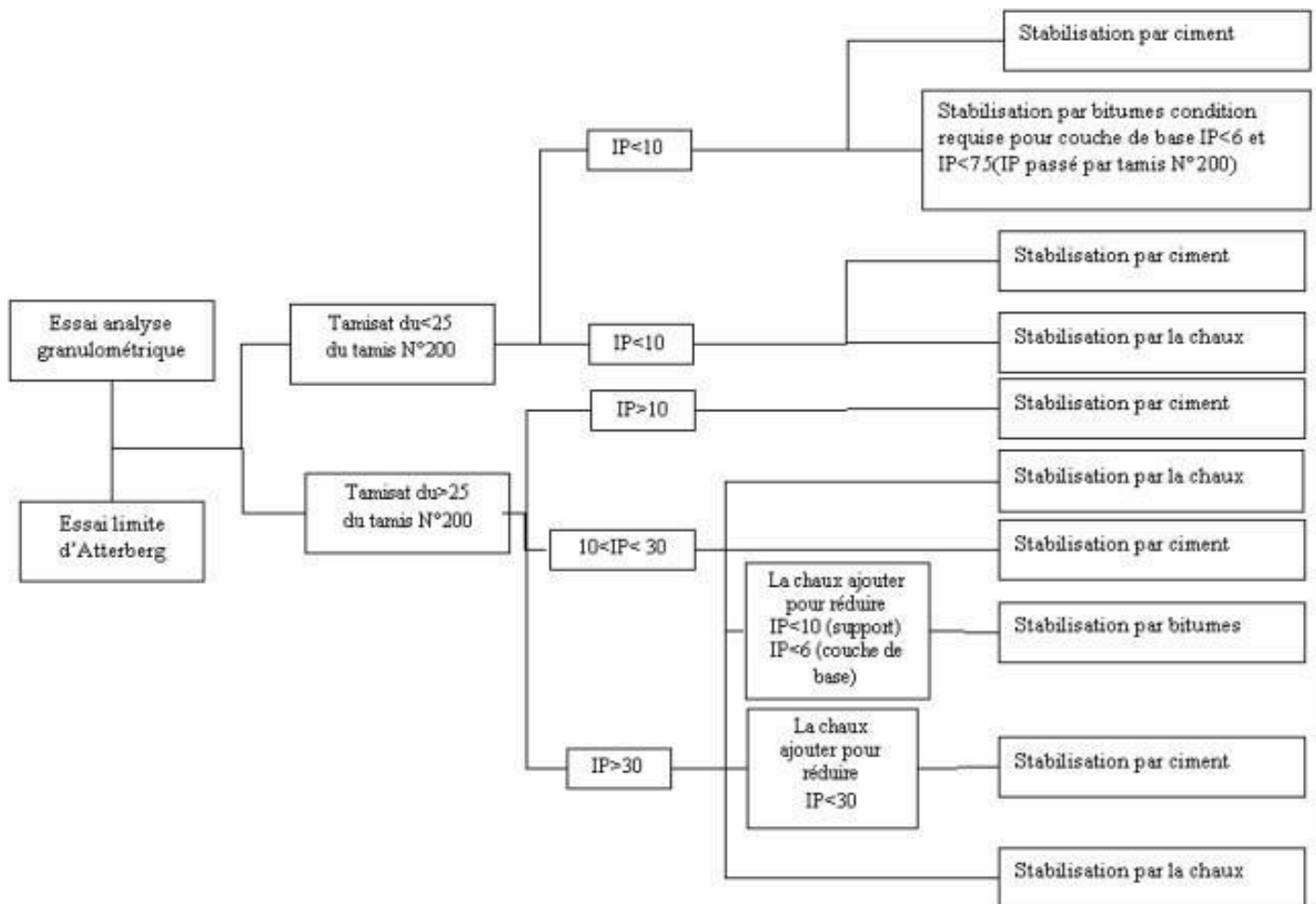


Figure I.7 : Conditions d'utilisation de la stabilisation chimique (Dept. of the Army, 1983).

I.5 .3 Objectifs du traitement

Le traitement des sols médiocres (sols mous, limons, marnes, tourbes, etc.) ainsi que les sols à problèmes (sols liquéfiables, sols expansifs, sols effondra blés) vise à satisfaire les points énumérés ci-après :

Rendre utilisable un sol qui ne présente initialement pas les caractéristiques requises à son utilisation. Optimiser les opérations de réalisation par assèchement des sols qui deviennent praticables aux engins de chantiers. L'amélioration des caractéristiques géotechniques de façon durable.

Possibilité d'éviter le décapage des sols existants et leur substitution par des sols d'apport. L'amélioration des caractéristiques géotechniques de façon durable.

Créer des liens et améliorer les liaisons existantes entre les particules.

Possibilités de préserver l'écosystème et de ne plus avoir besoin de parcourir de nouveaux gisements naturels.

Limiter la sensibilité des sols aux variations hygrométrique saisonnières. La réalisation de ces objectifs est incontestablement dépendante de la technique de traitement adoptée et des procédures de sa mise en œuvre pour atteindre le niveau de performance recherché.

I.5.4 Techniques de traitement :

La plupart des sols requièrent souvent une certaine stabilisation afin d'augmenter leur stabilité mécanique et d'améliorer leur performance (GLEN LÉGÈRE, 2001). Parmi les techniques de stabilisation les plus couramment utilisées, on distingue :

- stabilisation mécanique ;
- stabilisation physique ;
- stabilisation chimique ;
- stabilisation par ajout des matériaux ;
- stabilisation thermique ;

I.5.4.1 Stabilisation mécanique

La stabilisation mécanique comprend deux méthodes :

I.5.4.2 Stabilisation par dessiccation

C'est une technique très ancienne, qui consiste à mouler la terre avec une teneur en eau élevée, sans compactage et à laisser les briques séchées au soleil. Elle a pour effet l'augmentation de la cohésion du matériau. Il est souhaitable de limiter les dimensions des éléments pour réduire les risques nuisibles de fissuration et de retrait.

Stabilisation par compactage (densification)

Le compactage est la méthode de stabilisation la plus ancienne et la plus importante. Il consiste en une réduction de volume pratiquement instantanée du sol dû à la réduction des vides remplis d'air.

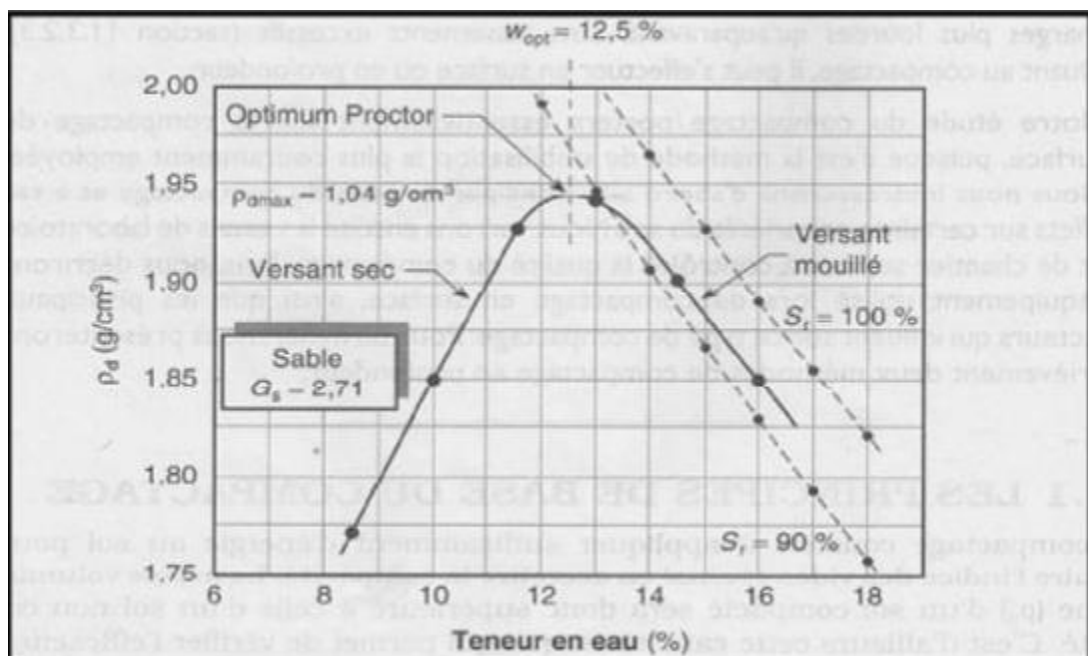


Figure I.8 : Courbe de compactage.

Il peut entrainer aussi bien une modification de la teneur en eau qu'une modification de la granulométrie. Le compactage à lui seul peut souvent résoudre un problème particulier de sol, en outre il entre pour une part essentielle dans de nombreuses autres méthodes de stabilisation

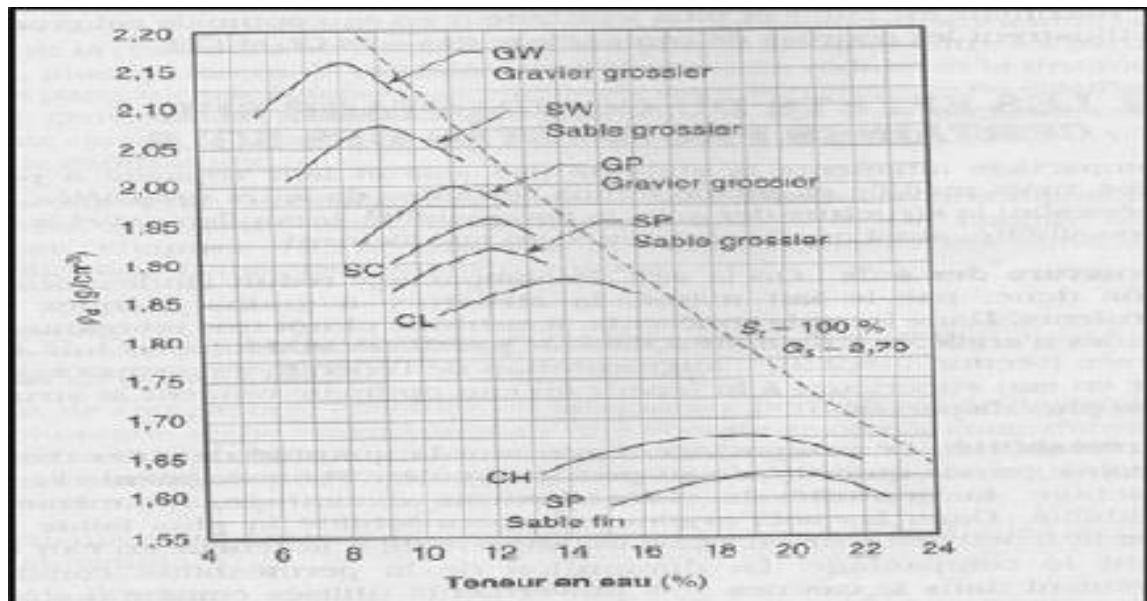


Figure I.9 : Influence de la granulométrie sur l'optimum Proctor

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

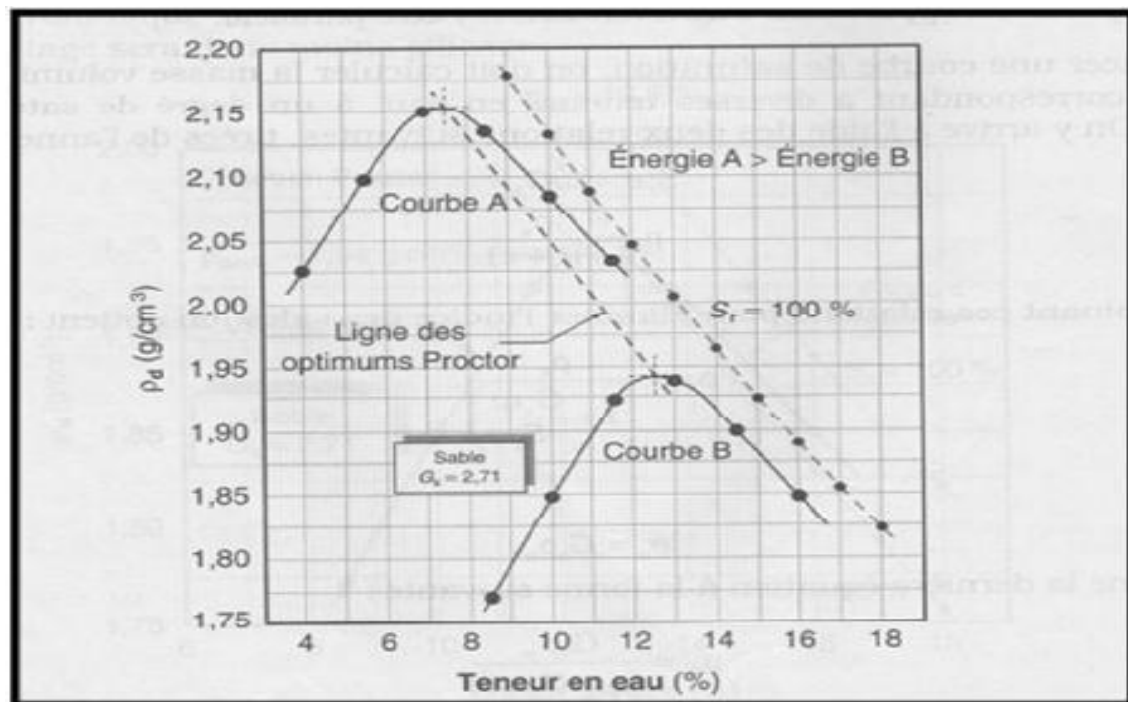


Figure I.10 : Influence de l'énergie de compactage sur l'optimum Proctor

I.5.4.3 La stabilisation physique

Les propriétés d'un sol peuvent être modifiées en intervenant sur la texture du mélange constitué de fraction de grains différents. Il s'agit d'une stabilisation avec apport de stabilisants chimiquement inertes. Ces stabilisants agissent essentiellement sur la composition granulométrique du matériau, donc sur les propriétés mécaniques. Généralement, ils sont plus ou moins stables, leur friction interne est forte à l'état sec ils n'ont aucune cohésion ni plasticité.

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

➤ **Les minéraux**

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

➤ **Les fibres**

Cette méthode de stabilisation est intéressante car elle est adaptable à différents modes de mise en œuvre de la terre, à l'état liquide ou à l'état plastique et même par compression. Les fibres sont principalement employées pour la confection des blocs moulés par pétrissage, avec des terres plutôt argileuses présentant souvent un important retrait.

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

On utilise trois variétés de fibres lors de la stabilisation :

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

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

La stabilisation chimique est une méthode efficace pour améliorer les propriétés mécaniques des sols. En effet, ces pratiques de stabilisation sont utilisées depuis plusieurs millénaires. A cette époque, les pyramides de Shersi au Tibet étaient construites à partir d'un mélange de chaux et d'argile compactée (Rogers et al, 1996). Ce n'est que vers la fin des années 1940 aux Etats-Unis que les premières études de mélanges chaux-argiles ont été effectuées en laboratoire (Rogers et al, 1996b) (GLEN LÉGÈRE, 2001). Aujourd'hui, les divers produits et techniques font partie d'une pratique courante des grands ouvrages du génie civil à l'échelle mondiale. La chaux, le ciment et les cendres volantes sont les produits stabilisants les plus couramment utilisés.

I.5.4.4 Stabilisation chimique (ou stabilisation physico-chimique) :

La stabilisation chimique est une méthode efficace pour améliorer les propriétés mécaniques des sols. En effet. Ces pratiques de stabilisation sont utilisées depuis plusieurs à cette époque Les pyramides de Shersi au Tibet étaient construites à partir d'un Mélange de chaux et d'argile compactée (Rogers et al, 1996). Ce n'est que vers la fin des années 1940 aux Etats-Unis que Les premières études de mélanges chaux-argiles ont été effectuées en laboratoire (Rogers et al, 1996b) (GLEN LÉGÈRE, 2001). Aujourd'hui, les divers produits et techniques font partie d'une pratique courante des grands ouvrages du génie civil à l'échelle mondiale. La chaux, le ciment et les cendres volantes sont les produits stabilisants les plus couramment utilisés.

I.5.4.5 Stabilisation au ciment portland

I.5.4.5.1 Généralités sur la stabilisation au ciment portland

Dans la stabilisation des routes, ce procédé est défini par [Vander et Jac Verdeyen \(1971\)](#) De la manière suivante : la prise et le durcissement du ciment incorporé à un béton de sol, lui confèrent la cohésion nécessaire pour assurer la stabilité. La présence du ciment diminue aussile pouvoir de gonflement des fines particules. Les sols ainsi traités sont appelés «sol ciment» Certains auteurs préfèrent, employer le terme gobetons ou sol ciment afin de montrer qu'il s'agit de matériau nouveau doté de nouvelles caractéristiques mécaniques et qui permettent laréalisation d'habitation suffisamment esthétique et durable ([George Arquie ,1972](#)).

Le ciment portland est l'un des agents stabilisants le plus employé et donnant les meilleurs résultats. Le premier ouvrage contrôlé en sol-ciment fut une route construite en 1935 près deJohnson ville, SC.

Les propriétés mécaniques du sol-ciment dépendent de la nature du sol traité, de la quantité de ciment utilisée, et des conditions de mise en place. Les résistances à la compression simple typiques de divers sols traités par 10% de ciment, données par le Road Research Laboratory ([G.A.LEONARDS, 1967](#)), sont les suivantes :

Tableau I.2 : résistances à la compression simple typique de divers sols traités par 10% de ciment ([G.A.LEONARDS, 1967](#)).

Tableau I.2 résistance à la compression simple typique de divers sols

sol	Résistance à la compression simple (bars)
Argile plastique, sol organique	< 3.5
Limon, argile limoneuse, sable très mal gradué, sol légèrement organique	3.5 - 10
Argile limoneuse, argile sableuse, sable et grave mal gradué.....	7 - 17.5
Sable limoneux, argile sableuse, sable, grave	17.5 - 35
Sable argileux bien gradué, mélange gravier-argile, sable, graves	25 - 100

Bien que le sol-ciment ait servi à de nombreux usages, il est surtout utilisé en couche de base de routes et de pistes d'aérodromes. Les sols traités au ciment ont été aussi employés pour des chaussées non revêtues, mais sans grand succès, principalement à cause de leur faible résistance à l'abrasion causée par le trafic.

I.5.4.5.2 Les effets des liants hydrauliques dans le sol

Les services que l'on peut attendre de l'incorporation d'un liant hydraulique (L.H.) sont variés, on peut mentionner qu'il :

- neutralise les fines plastiques d'un sol sensible à l'eau. Les fines sont agglomérées en particules beaucoup plus grosses, plus ou moins imperméables en surface.
- diminue le pouvoir de gonflement et le retrait des sols fins.
- ralentit l'évolution par attrition d'un sol friable, les liaisons dues à la prise du liant s'opposant dans une certaine mesure au frottement réciproque des grains sous les contraintes développées par la circulation.
- Ralentit ou peut arrêter l'évolution des sols altérables, c'est-à-dire des sols qui contiennent en proportion notable des éléments tels que micas, feldspaths ou feldspathoïdes.

Le traitement aux L.H. confère toujours aux sols traités une amélioration notable de leurs résistances mécaniques.



Figure I.11 : Appareil d'incorporation du ciment

I.5.4.5.3 Facteurs ayant une influence sur les sols-ciments

De nombreux résultats concernant les sols-ciment obtenus en laboratoire et sur chantier, permettent de tirer les divers facteurs qui affectent la résistance et la durabilité de ces matériaux. Les plus importants de ces facteurs sont présentés ci-dessous ([G.A.LEONARDS, 1967](#)).

a) Nature de sol

Plus la surface spécifique d'un sol est élevée, plus la quantité de ciment nécessaire au traitement est forte. La présence d'argile dans le sol peut poser des problèmes de malaxage et de compactage du mélange.

Certaines matières organiques naturelles contrarient l'hydratation de ciment et affaiblissent ainsi le sol-ciment.

b) Quantité de ciment

Plus on ajoute du ciment au sol, plus le sol-ciment résultant est résistant. De plus, un ciment à haute résistance initiale est habituellement plus actif que le ciment normal.

c) Conditions de compactage ([Guettala A, 2007](#))

Comme pour tout sol stabilisé, les propriétés d'un sol traité au ciment dépendent, dans

Une large mesure, de sa teneur en eau à la mise en œuvre et de sa densité après compactage. L'eau de compactage joue deux rôles dans un sol-ciment :

1° elle influence les caractéristiques de compactage comme pour un sol naturel. 2° elle pourvoit l'hydratation du ciment.

Les sables devraient être compactés légèrement plus secs et les argiles légèrement plus humides par rapport à la teneur en eau de mise en œuvre donnant la densité maximale. En général, plus la densité après compactage est grande, plus le sol traité résultant est résistant.

d) Adjuvants

Pendant de nombreuses années les ingénieurs ont ajouté de la chaux ou du chlorure de calcium aux mélanges de sols et de ciment pour accélérer la prise et améliorer les propriétés du produit final. Les études de laboratoire ont montré que l'on peut obtenir des améliorations spectaculaires de la résistance du sol-ciment par l'addition de certains produits chimiques en petite quantité ([G.A.LEONARDS, 1967](#)). Ces produits chimiques permettent :

1. Une réduction de la quantité de ciment nécessaire pour traiter un sol.
2. La stabilisation de certains sols (par exemple : certains sols organiques) qui ne sont pas traitables au ciment seul.

I.5.4.4.3 Mise en œuvre des sols traités au ciment

La Portland Cément Association a décrit en détails la mise en œuvre du sol traité au ciment.

Les travaux comprennent ordinairement les opérations suivantes :

- 1- Profilage du sol à traiter.
- 2- Pulvérisation du sol.
- 3- Addition d'eau et de ciment.
- 4- Malaxage.
- 5- Compactage.
- 6- Réglage.
- 7- Cure



Figure I.12 : malaxage de sol avec le ciment et mise en œuvre de sol ciment

Le meilleur ordre à adopter, pour ajouter l'eau et le ciment et les mélanger au sol, dépend du sol et des conditions du chantier. La mise en œuvre des sols grenus ne présente que des problèmes mineurs comparés à ceux qu'implique le traitement de sols plastiques. L'addition de chaux (1 à 3 %) aide à surmonter certaines difficultés d'incorporation du ciment à des argiles plastiques. Pour obtenir des résultats corrects, la mise en œuvre de ces sols exige des essais sur chantier et une grande sûreté de jugement de l'ingénieur ([G.A.LEONARDS, 1967](#)).

I.6 Stabilisation à la chaux

I.6.1 Généralités sur la stabilisation à la 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. En général, un sol stabilisé à la chaux fournit une performance structurale équivalente à celle d'une fondation en gravier naturel ou concassé. ([Venuat, 1980](#)).

I.6.2 La chaux vive et la chaux éteinte

La chaux peut être utilisée sous deux formes soient, la chaux vive ou la chaux hydratée. La chaux vive ou l'oxyde de calcium (CaO) provient de la calcination de calcaire (équation 1). L'hydroxyde de calcium aussi appelé chaux hydratée ou chaux éteinte, est obtenu par l'ajout de 25 % d'eau en masse à la chaux vive (équation 2).

(1) $\text{CaCO}_3 + \text{chaleur} \rightarrow \text{CO}_2 + \text{CaO}$ (chaux vive)

(2) $\text{CaO} + \text{H}_2\text{O} \rightarrow \text{Ca}(\text{OH})_2 + \text{chaleur}$

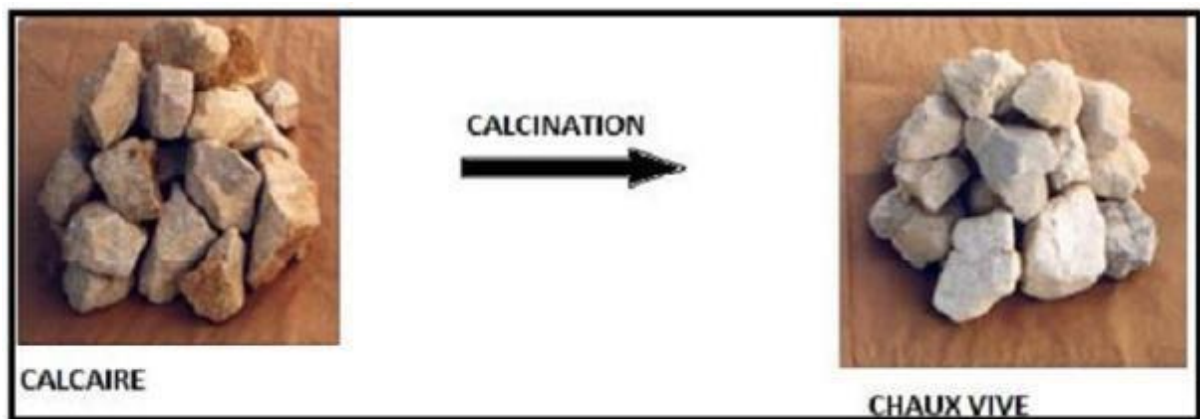


Figure I.13 : Transformation du calcaire en chaux vive.

L'hydroxyde de calcium aussi appelé chaux hydratée ou chaux éteinte, est obtenu par l'ajout de 25 % d'eau en masse à la chaux vive (Chauvin et al, 1980) (GLEN LÉGÈRE, 2001).



Figure I.14 : La chaux éteinte en poudre

Bien que les deux types de chaux présentes puissent être utilisés. La chaux vive est plus utilisée que la chaux éteinte car elle présente plusieurs avantages ;

- La phase la plus essentielle dans la fabrication de la chaux est la cuisson au cours de laquelle le gaz carbonique est éliminé du calcaire suivant réaction 1. Elle ne nécessite pas d'apport d'eau lors de sa fabrication.
- Il est admis que l'ajout de 3 % de chaux vive a les mêmes effets que l'ajout de 4 % de chaux éteinte.
- Et puisque l'un des buts du traitement des argiles est d'abaisser le taux d'humidité, la chaux vive répond mieux à cette exigence que la chaux éteinte car elle ne contient pas d'eau au départ et la réaction exothermique contribue à évaporer une plus grande quantité d'eau

I.7 Traitement des sols par le ciment :

Le traitement au ciment convient plus particulièrement aux sols peu plastiques, qui sont a priori inadaptés au traitement à la chaux du fait de leur faible teneur en argiles, auxquels il apporte cohésion, résistance mécanique, stabilité à l'eau et au gel. Le ciment rigidifie rapidement le sol de manière irréversible mais s'il y a rupture de l'horizon traité (action mécanique) il n'y a pas de nouvelle prise.

La prise au ciment est plus rapide que celle à la chaux (qui évolue encore au bout d'un an) mais elle est stoppée par le gel. Les constituants hydratés du ciment relient les grains de sable entre eux en formant des sortes de ponts nombreux et solides, d'où l'augmentation de la portance, des résistances mécaniques et de la résistance au gel.

On utilise des ciments de classe 45 ; Les doses varient de 3,5 à 5 % du poids de sol sec à traiter. La réussite des opérations suivantes exige un mélange de sol et d'eau idéal pour la bonne prise du ciment.

Techniques de réalisation des travaux de traitement :

La réalisation des travaux de traitement des sols fait appel suivant les cas de chantier à un certain nombre d'opérations élémentaires exigeant un ordonnancement précis, un savoir-faire et des matériels spécifiques.

La réalisation des travaux de traitement d'un sol en place suit en général les opérations élémentaires suivantes :

La préparation du sol à traiter (élimination des éléments blocailleux, homogénéisation humidification éventuelle)

L'épandage du liant de traitement le malaxage du liant avec le sol

L'ajustement de l'état hydrique (soit humidifier le sol par arrosage, soit l'assécher par aération) le réglage du mélange

Le compactage

L'application de la protection superficielle du sol traité (cas d'une couche de forme).

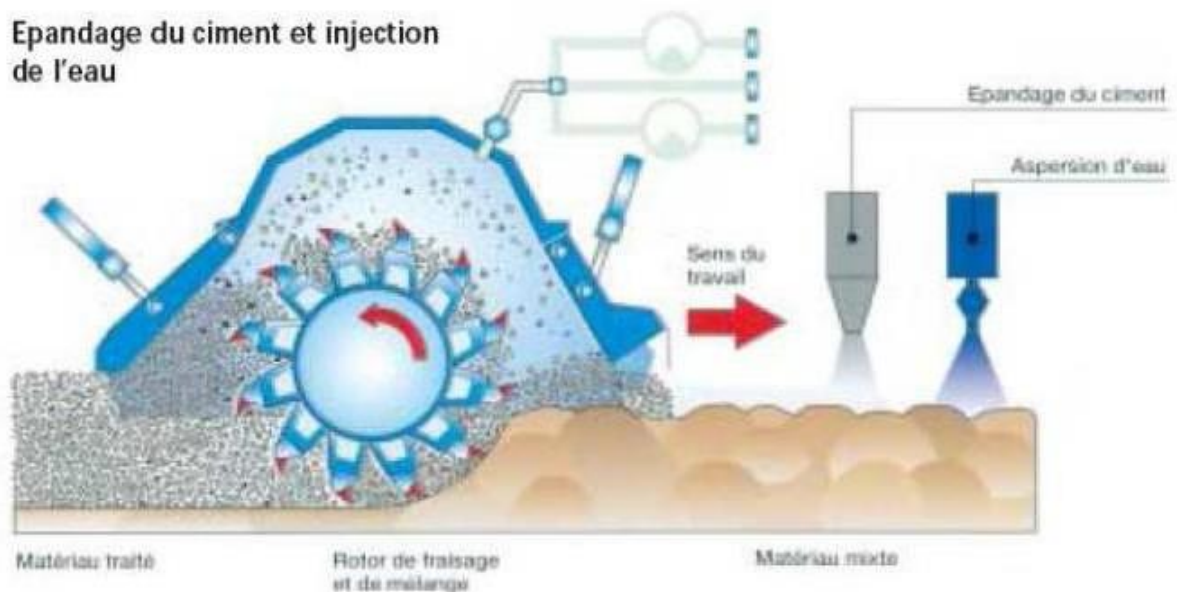


Figure I.15 : Procédé d'épandage du ciment.

I.7.1 : Les ciments :

Le ciment est généralement fabriqué en cuisant vers 1450 °C des mélanges de calcaire et d'argile. On obtient alors des nodules durs, appelés clinkers ; c'est en broyant très finement ceux-ci, additionnés d'un peu de gypse, qu'on produit le ciment Portland. D'autres types peuvent être obtenus en mélangeant ce clinker broyé avec des constituants, broyés également, qui présentent des propriétés hydrauliques ou pouzzolaniques : ce sont soit des laitiers de hauts fourneaux granulés, soit des cendres volantes ou encore des pouzzolanes, naturelles ou artificielles.

Il existe, en outre, des ciments spéciaux, tels les alumineux ou les sulfatés. La principale utilisation du ciment est le béton, dont il est le composant actif, mais il entre aussi dans la composition des mortiers pour maçonneries ou pour enduits.

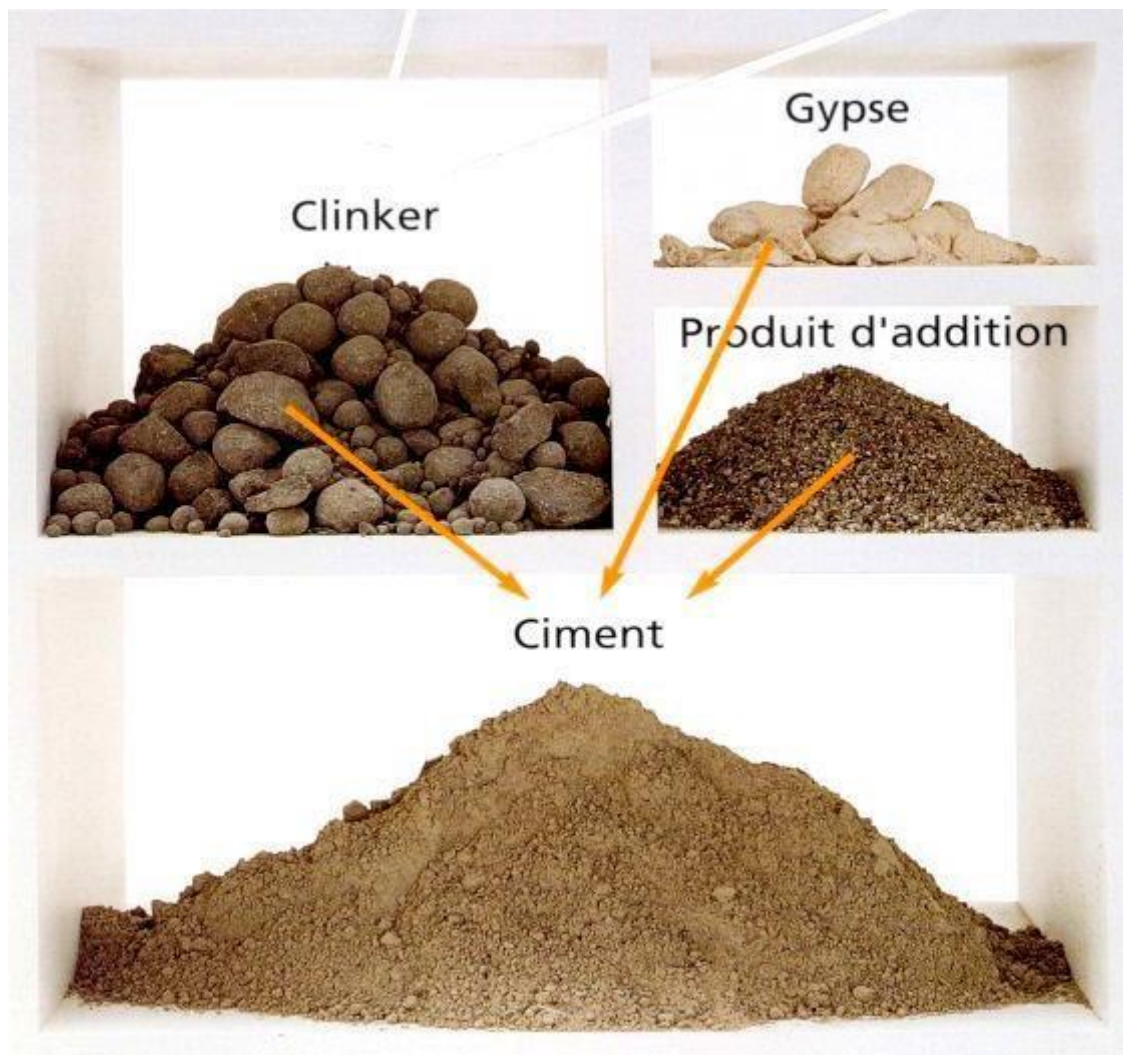


Figure I.16 La composition de ciment

I.7.2 Composition du ciment :

Le ciment c'est le matériau du 20^{ème} siècle, il n'a guère plus d'une centaine d'années. L'écossais Aspidine prit un brevet d'invention en 1824, sur la fabrication d'un liant à partir d'un mélange de chaux et d'argile qu'il appela "ciment Portland" à cause de l'aspect présenter par ce liant durci qui rappelait celui de la pierre calcaire de la Presqu'île de Portland. C'est le premier ciment, père d'une longue lignée.

Ainsi, le XX^{ème} siècle a ouvert la voie aux ciments artificiels qui prendront progressivement le pas sur les chaux.

L'accélération sera plus manifeste à l'issue de la deuxième guerre mondiale lorsque le secteur du bâtiment produit essentiellement des logements neufs bâtis à partir d'éléments préfabriqués et, n'utilisant plus les chaux. C'est l'époque charnière où la chaux est en passe d'abandon, où son ancienneté est une marque d'archaïsme alors que les ciments améliorent les performances des liants.

Le développement n'a pu s'effectuer que grâce à l'apparition de matériels nouveaux : fours rotatifs et broyeurs à boulets en particulier.

Les procédés de fabrication n'ont pas cessé de se perfectionner. Pour produire une tonne de clinker, constituant de base du ciment, il fallait en 1870 : 40 heures, actuellement, il faut environ 3 minutes.

I.7.3 Types de ciment :

La production en Algérie s'accroît comme le montre les statistiques suivantes (source : Secrétariat d'état au plan Algérien) :

1977 : 2,2 millions de tonnes, 1982 : 8,0 millions de tonnes

1979 : 4,5 millions de tonnes, 1985 : 10,5 millions de tonnes.

Les principaux ciments selon la classification NA largement inspirée d'AFNOR, en fonction de leur composition et de leur résistance, sont :

Les ciments CPA, ciments Portland purs (composé du seul clinker) ;

Les ciments CPJ, ciments Portland composés, qui contiennent au moins 65% de clinker. Ce sont les plus utilisés en l'Algérie,

Les ciments CHF, ciments de hauts-fourneaux, qui contiennent entre 60 et 75% de laitier de hauts-fourneaux.

Les ciments CLK, ciment de laitier de clinker, qui contiennent 80% de laitier de hauts fourneaux,

Les ciments CLX, ciment de laitier à la chaux,

Les ciments prompts.

Les ciments sont également classés en fonction de leur résistance à la compression. Les ciments produits et commercialisés en Algérie, sont essentiellement constitués de CPJ 32.5 et 42.5, types les plus demandés et CRS (Ciment résistant aux sulfates) largement utilisé dans les régions du sud.

Le ciment fabriqué localement est livré en vrac, soit en sac double ou triple plis de 50Kg.

I.7.4 Réactions physico-chimiques du ciment :

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

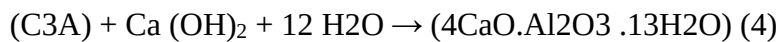
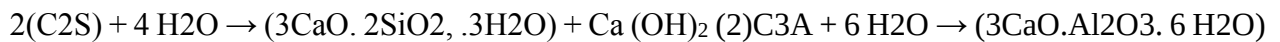
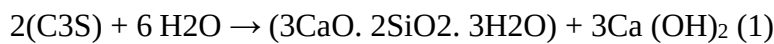
Le ciment Portland est une des nombreuses variétés de ciment. La composition typique de son Clinker est : 67% de CaO, 22% de SiO₂, 5% de Al₂O₃, 3% de Fe₂O₃ et 3% d'autres composés et il contient 4 phases majoritaires qui sont l'alite (3CaO.SiO₂ ou C₃S), la bélite (2CaO.SiO₂ ou C₂S), la colite qui est le mélange de l'aluminate de calcium (3CaO.Al₂O₃ ou C₃A) et du Ferro

Aluminate de calcium (4CaO.Al₂O₃.Fe₂O₃ ou C₄AF).

Plusieurs autres phases, comme les sulfates d'alcalins ou l'oxyde de calcium s'y retrouvent en très faibles quantités.

I.7.5 Réactions chimiques :

Le ciment en présence d'eau se solidifie. Les principales réactions chimiques responsables de ce phénomène sont les suivantes :

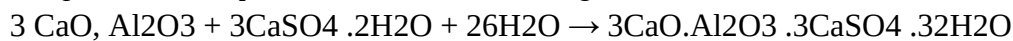


La réaction (1) est rapide ; elle est à l'origine de l'augmentation des résistances mécaniques à court terme. Le produit (3 CaO. 2SiO₂. 3 H₂O) est un silicate de calcium hydraté : c'est une tobermorite.

La réaction (2), quant à elle est lente et est responsable de l'amélioration des propriétés mécaniques à long terme.

L'aluminate tricalcique s'hydrate très vite et nécessite l'addition d'un régulateur de prise de masse, le gypse (CaSO₄ .2 H₂O) qui permet la formation de fins cristaux d'étrangerité (3CaO.Al₂O₃ .3 CaSO₄ .32H₂O) retardant la prise en masse du ciment.

L'équation chimique de formation de l'étrangerité est la suivante :



Lorsque l'on mélange une argile ou une latérite à du ciment en présence d'eau, on assiste aux mêmes réactions chimiques comme pour les mélanges argileux chaux. La pentlandite produit lors de l'hydratation du ciment réagit avec le dioxyde de carbone de l'air et les minéraux argileux pour donner respectivement de la calcite et du silicate de calcium ou aluminat de mélanges argileux ciment.

Calcium hydratés. L'échange cationique et la floculation- agglomération s'observent aussi dans les. La réaction pouzzolanique impliquant les minéraux argileux n'est pas prépondérante compte tenu de la disponibilité de la pentlandite

I.7.6 Réactions physiques :

Différentes réactions physiques se produisent pendant la prise du ciment. Il y a d'abord la formation d'une pâte de particules solides. A cet effet, les espaces inter particule sont interconnectés et remplis d'eau dite eau « capillaire ». Se développe ensuite à la surface des grains de ciment, un revêtement d'étrangerité empêchant la prise éclair. La réaction d'hydratation du ciment continue et après deux heures, il y a formation des cristaux fibreux qui sont des silicates de calcium hydratés (CSH). Ces composés connus sous le label de tobermorite lient les composantes du

mélange argile (ou latérite)-ciment. Ces cristaux se développent et contribuent de façon notable à l'amélioration des propriétés mécaniques de ces mélanges.

I.8 Fiche Technique CEMENTS (CHAMIL/MATIN)

a) CHAMIL : ciment gris pour bétons courants et tous travaux de maçonnerie ; destiné à la construction de votre maison

b) CHAMIL NA442 CEM II/B-L 32.5 N

c) CHAMIL est certifié, conforme à la norme Algérienne (NA442-2013)
ET européenne (EN 197-1)

d) AVANTAGER PRODUITS :

- Un ciment << tout en un >> pour construire votre maison : permet de réaliser toutes les étapes de Construction
- Un bon comportement pour les travaux de maçonnerie : dressage et talochage
- Un temps de prise étudié pour un usage confortable
- Un ingrédient idéal pour la composition des mortiers de finition.

CARACTERISTIQUE TECHNIQUE :

Tableau I.3 Analyse chimique

Analyse chimique	Valeur
Perte au feu (%) (NA5042)	13.0±2
Teneur en sulfates (SO ₃) (%)	2.5±0.5
Teneur en oxyde de magnésium(%)	1.7±0.5
Teneur en chlorures (NA5042) (%)	0.02-0.04

Tableau I.4 temps de prise à 20° (NA230)

Temps de prise à 20° (NA230)	Valeur
Début de prise (min)	150±30
Fin de prise (min)	250±50

Tableau I.5 Composition minéralogique du clinker Chamil

Composition minéralogique du clinker (bogue)	Valeur
C3S (%)	60±3
C3A (%)	7.5±1

Tableau I.6 propriétés physique (Chamil)

Propriétés physiques	Valeur
Consistance normal (%)	27±2.0
Finesse suivant la méthode de Blaine (cm ² /g) (NA231)	4 300- 5 500
Retrait à 28 jours µm/m	<1000
Expansion (mm)	≤ 3.0

Tableau I.7 résistance à la compression (Chamil)

résistance à la compression	Valeur
7 jours (MPa)	≥16.0
28 jours (MPa)	≥32.5

e) MATINE : ciment gris pour bétons de haute-performance destine à la construction des ouvrages d'Art, infrastructure et superstructure pour bâtiments

f) MATINE

NA442 CEM II /A-L 42.5 N

g) MATINE est certifié, conforme à la norme Algérienne (NA442-2013)
Et Européenne (EN197-1)

h) AVANTAGES PRODUITS :

- Une résistance initiale élevée pour vos ouvrages nécessitants un décoffrage rapide
- Favorise la maniabilité du béton et le maintien de sa rhéologie

- Une classe vraie qui offre une haute performance au béton
- Meilleur durabilité du béton

Tableau I.8 temps de prise à 20° (NA230) (MATINE)

Temps de prise à 20° (NA230)	Valeur
Début de prise (min)	150±30
Fin de prise (min)	230±50

Tableau I.9 Analyse chimique (MATINE)

Analyse chimique	Valeur
Perte au feu (%) (NA5042)	8.0±2
Teneur en sulfates (SO ₃) (%)	2.5±0.5
Teneur en oxyde de magnésium(%)	1.7±0.5
Teneur en chlorures (NA5042) (%)	0.02-0.04

Tableau I.10 Composition minéralogique du clinker MATINE

Composition minéralogique du clinker (bogue)	Valeur
C3S (%)	60±3
C3A (%)	7.5±1

Tableau I.11 résistance à la compression (MATINE)

Résistance à la compression	Valeur
7 jours (MPa)	≥10
28 jours (MPa)	≥42.5

Tableau I.12 propriétés physique (MATINE)

Propriétés physiques	Valeur
Consistance normal (%)	26.5±2.0
Finesse suivant la méthode de Blaine (cm ² /g) (NA231)	4 700- 5 200
Retrait à 28 jours µm/m	<1000
Expansion (mm)	≤ 3.0

Chapitre II

Etude expérimentale



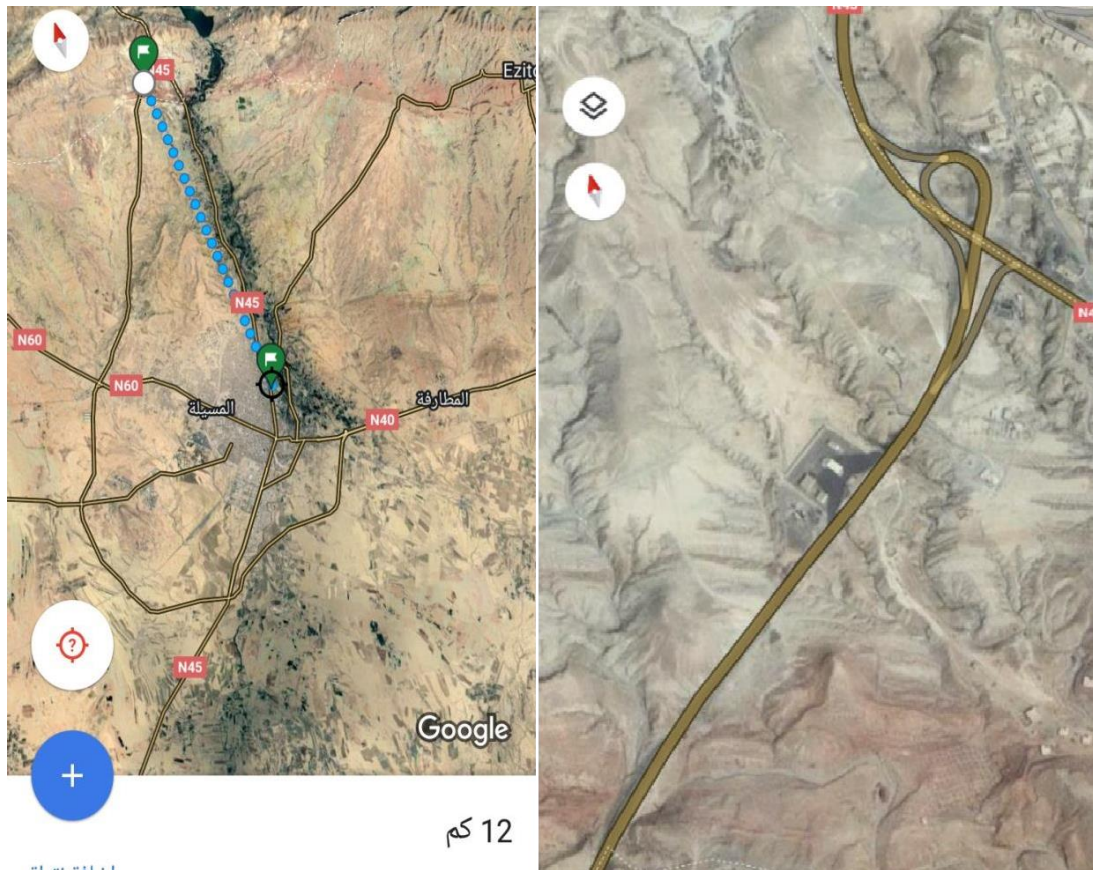


Figure II.1 : Image satellite prise en 2022, (Source Google maps)

LOCALISATION DU SITE

La commune de Chaaba el Hamra est située sur la route nationale RN45 à 12 km à l'est de la ville de M'Sila.

II.1 Introduction :

Le traitement des sols est une technique qui s'est développée très rapidement en Europe et en Amérique, et qui est encore amenée à connaître une importante évolution. Facile à mettre en œuvre, économique et efficace, elle permet d'éviter de lourds travaux de terrassement destinés à rejeter les sols inadéquats et à faire appel à des matériaux d'emprunt de qualité issus de carrières qui sont utilisés parfois dans le même but, et aussi d'éviter, de détériorer le réseau routier existant par le transport de ces matériaux d'emprunt.

Plusieurs auteurs ont tenté d'appliquer des techniques de stabilisation à ces sols par additifs ; on cite parmi ces techniques la stabilisation des sols gonflants la chaux, et le ciment, les polymères, le sable.

Ce chapitre est consacré à l'étude au laboratoire de la stabilisation par l'utilisation de ciment que cette méthode possède énormément d'avantages notamment en ce qui concerne le coût, l'amélioration des propriétés des sols, la facilité d'exécution.

II.2. PROCEDURE EXPERIMENTALE

Afin d'étudier l'effet de l'ajout des ciments (CHAMIL, MATINE) sur les propriétés techniques du sol de Chaaba el Hamra, et pour analyser l'effet d'un traitement combiné, chimique et mécanique nous avons travaillé avec trois pourcentages de ciment 2%, 4%, 6% Les différentes combinaisons obtenues sont comparées avec le sol naturel (sans traitement). Les différents essais de laboratoire ont été réalisés suivant les modes opératoires des normes en vigueur :

Tableau II.1 Les essais expérimentaux du sol étudié

Essai	Norme
Analyse granulométrique par tamisage	NF P 94-056
Analyse granulométrique par Sédimentométrie	NF P94-057
Les limites d'Atterberg	NF P 94-051
L'essai au bleu de méthylène	NF P 94068
Proctor	NFP94-093
CBR	NFP94-078

II.3 ESSAIS D'IDENTIFICATION :

Le sable étudié est rencontré généralement à proximité de Chaaba el Hamra (wilaya de M'Sila) :

II.3.1 Teneur en eau (w) :

La teneur en eau est déterminée selon la norme NF P94-050 (méthode par étuvage). La détermination de cette teneur consiste à peser un échantillon humide puis le passer à l'étuve à 105°C pendant 24 heures le peser une autre fois à sec. Donc la teneur en eau pondérale est calculée Comme suit : $W = (m_h - m_s) / m_s$.

II.3.2 Analyse granulométrique : (NF P 94-056) :

L'analyse granulométrique permet de déterminer la distribution relative des diamètres des grains dans un sol. Elle comprend deux opérations :

- Tamisage (éléments de dimension $\geq 80 \mu m$).
- Sédimentométrie (éléments de dimension $< 80 \mu m$).



Figure II.2 Appareillage d'analyse granulométrique (tamisage).

- On place le bac de sol à l'étuve à 50°C pendant 24h.
- Prélever 3 kg de matériau (la pris d'essai)
- Imbiber cette quantité dans l'eau pendant 24h
- Lavé le sol dans tamis 0.08 mm. Le passant utilisé pour la sédimentation et le refus utilisé pour analyse granulométrique.
- Séché le refus dans l'étuve 24h et après séchage place dans la série des tamis et on secoue à la main.

On sort le matériau que l'on verse sur les tamis disposés comme dans l'appareillage et on secoue à la main ou au vibreur de tamis, il y aura un passage selon le diamètre des tamis. On enlève chaque tamis et mesure partiels

II.3.3 Analyse Sédiment métrique (Norme NF P94-057)

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

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

Grains est directement liée à leur diamètre D . cette vitesse de chute peut s'exprimer simplement par le quotient de la distance parcourue par la particule dans sa chute par le temps de parcours.

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

a) Mode Opératoire

- Tamis : un tamis à maille carrée de $80\ \mu\text{m}$ d'ouverture.
- Bac : un bac pour recueillir le tamisât à $80\ \mu\text{m}$.
- Etuve : une étuve de dessiccation à température réglable à 105°C .
- Balance : pour peser l'échantillon de sol.
- Mortier : un mortier de 20 cm de diamètre minimal avec son pilon en matériau souple pour séparer les particules de sol passées au tamis de $80\ \mu\text{m}$ d'ouverture.
- Eau distillée ou déminéralisée et défloculant : un mélange d'eau distillée additionné d'une solution défloculante dosée à 5% d'hexamétaphosphat de sodium ($\text{Na}_6(\text{P}_3\text{O}_{10}) \cdot 10\text{H}_2\text{O}$)

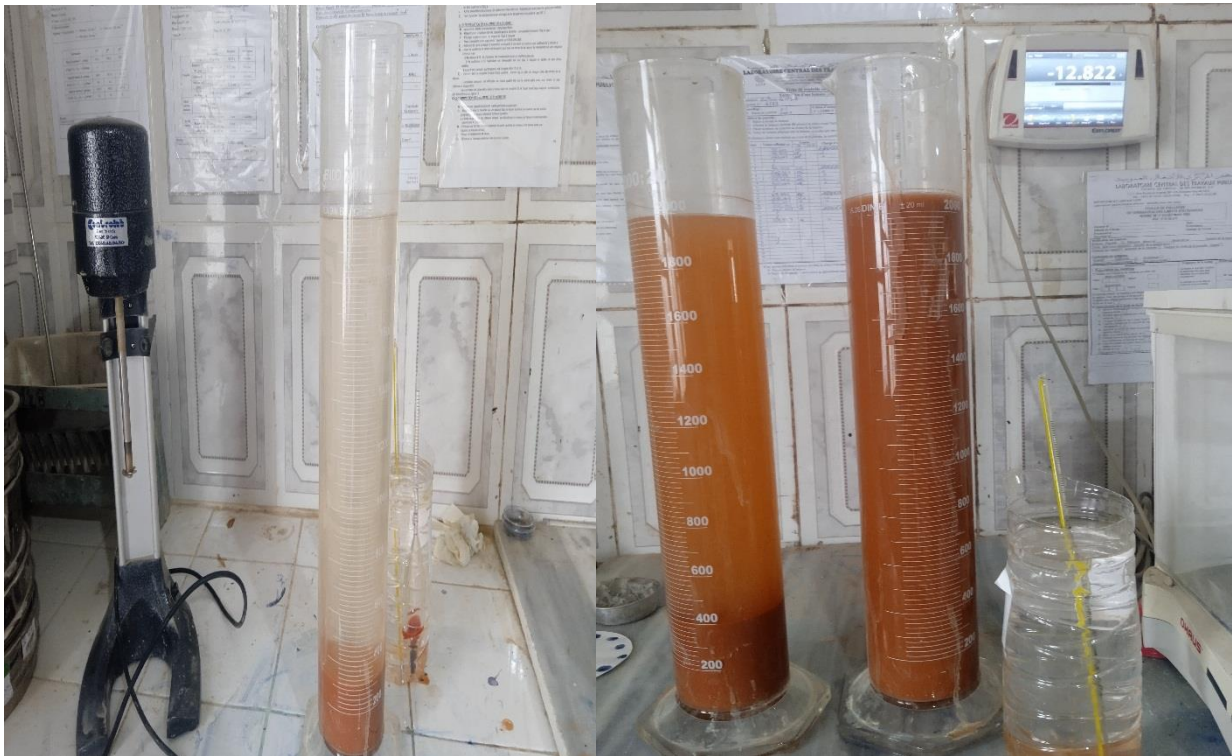


Figure II.3 L'essai de Sédimentométrie

II.3.4 Détermination des Limites d'Atterberg (selon la norme NF P 94-051) :

II.3.4.1 Limite de liquidité (WL) :

La consistance d'un sol peut varier dans de larges limites avec la quantité d'eau inters-titille que contiennent ses pores et l'épaisseur des couches d'eau adsorbées qui enrobent ses grains.

Les limites d'Atterberg sont des constantes physiques conventionnelles qui marquent les seuils entre le passage d'un sol de l'état liquide à l'état plastique (limite de liquidité) et le passage d'un sol de l'état plastique à l'état solide (limite de plasticité). Ces limites ont pour valeur la teneur en eau du sol à l'état de transition considéré, exprimée en pourcentage du poids du matériau sec. La différence entre la limite de liquidité et de plasticité qui définit l'étendue du domaine plastique est particulièrement importante, c'est l'indice de plasticité.

Teneur en eau relativement élevée à laquelle le sol passe de l'état plastique à l'état liquide. (Limite de liquidité à la coupelle).

II.3.4.2 Limite de plasticité (WP) :

Teneur en eau relativement faible à laquelle le sol passe de l'état solide à l'état Plastique. (Limite de plasticité du rouleau). La différence de teneur en eau entre les limites de liquidité et de plasticité représente l'indice de plasticité du sol : $IP = WL - WP$

L'indice de plasticité est couramment utilisé pour mesurer l'argilosité. Il représente la plage de teneurs en eau d'un sol donné correspondant à un comportement plastique de ce sol. Ainsi, si l'indice de plasticité du sol est élevé, le sol est dit argileux et ses variations de volume peuvent être importantes en fonction de la modification de la teneur en eau du sol. La relation entre la teneur en eau à l'état naturel et les limites de liquidité et de plasticité traduit le comportement d'un sol.

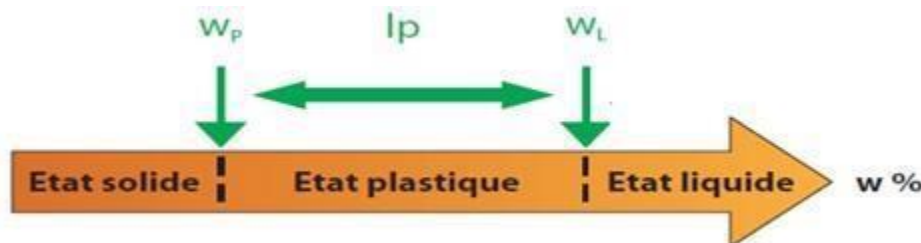


Figure II.4 Définition des Limites d'Atterberg

Principe de détermination des limites d'Atterberg :

L'essai s'effectue en deux phases :

- Recherche de la teneur en eau pour laquelle une rainure pratiquée dans un sol placé dans une coupelle de caractéristiques imposées se ferme lorsque cette dernière et son contenu sont soumis à des chocs répétés.
- de la teneur en eau pour laquelle un rouleau de sol, de dimension fixée confectionné manuellement, se fissure.

(a) Appareillage :

Le matériel nécessaire à préparation du sol est distingué du matériel utilisé pour la détermination des limites.

Matériel pour la préparation du sol :

- Un récipient.
- Un bac
- Un tamis à la maille carrée de 400µm d'ouverture.

Matériel pour la détermination la limite de liquidité WL :

- Un appareil de Casagrande, Une balance, Une étuve, Des capsules ou boites de pétri, spatule, truelles.

Principe de détermination des limites d'Atterberg :

➤ L'essai s'effectue en deux phases :

- Recherche de la teneur en eau pour laquelle une rainure pratiquée dans un sol placé dans une coupelle de caractéristiques imposées se ferme lorsque cette dernière et son contenu sont soumis à des chocs répétés.
- de la teneur en eau pour laquelle un rouleau de sol, de dimension fixée confectionné manuellement, se fissure.

a) Appareillage :

Le matériel nécessaire à préparation du sol est distingué du matériel utilisé pour la détermination des limites.

b) Matériel pour la préparation du sol :

- Un récipient
- Un bac
- Un tamis à la maille carrée de 400 µm d'ouverture

c) Matériel pour la détermination la limite de liquidité WL :

- Un appareil de Casagrande, Une balance, Une étuve, Des capsules ou boites de pétri, spatule, truelles.

d) Matériel pour la détermination la limite de plasticité WP :

- Une plaque lisse en marbre pour le malaxage et la confection des rouleaux de sol.
- Des capsules ou boites de pétri, des spatules, Une balance, Une étuve.

(a) Préparation du sol :

- Imbiber dans un récipient d'eau à la température ambiante, pendant au moins **24H**, une masse de matériau.
- Tamiser par voie humide au tamis de **400 µm**.
- Recueillir l'eau de lavage et le tamisât dans un bac.

- Siphonner le mélange sol-eau après une décantation au moins **12 Heures**.
- Evaporer l'eau excédentaire à une température ne dépassant pas **50°C**.
- Homogénéiser par malaxage à la truelle du mortier

*** Détermination de la Limite de Plasticité au rouleau :**

- Former une boulette à partir de la pâte préparée
- Rouler la boulette sur une plaque lisse à la main ou éventuellement à l'aide d'une plaquette, de façon à obtenir un rouleau qui aminci progressivement jusqu'à ce qu'il atteigne un diamètre de 3 mm et une longueur d'environ 10 cm et ne doit être creux.
- La limite de plasticité est obtenue lorsque, simultanément, le rouleau se fissure et que son diamètre atteint $3 \text{ mm} \pm 0.5 \text{ mm}$.
- Si aucune fissure n'apparaît, le rouleau réintégré à la boulette et reformer à nouveau.
- Prélever, une fois les fissures apparues, la partie centrale du rouleau, et placer la dans une capsule de masse connue, la peser immédiatement et l'introduire dans l'étuve, afin de déterminer sa teneur en eau
- Effectuer un deuxième essai sur une nouvelle boulette.



II .5 Appareillage de limites d'Atterberg.

II.3. 5 Valeur de bleu de méthylène :(selon la norme AFNOR (NF P 94068))

La valeur de bleu de méthylène (MB) est une autre mesure de l'argilo site. Ce paramètre représente la quantité de bleu de méthylène nécessaire pour saturer une suspension de sol dans de l'eau, soit, en d'autres termes, la quantité de bleu pouvant s'adsorber sur les particules du sol. Etant donné que ce sont les particules argileuses ($< 2 \mu\text{m}$) qui ont la plus grande capacité d'adsorber le bleu de méthylène, on a donc par cet essai une estimation globale de la quantité et de l'activité des argiles contenues dans le sol.

a) Appareillage :

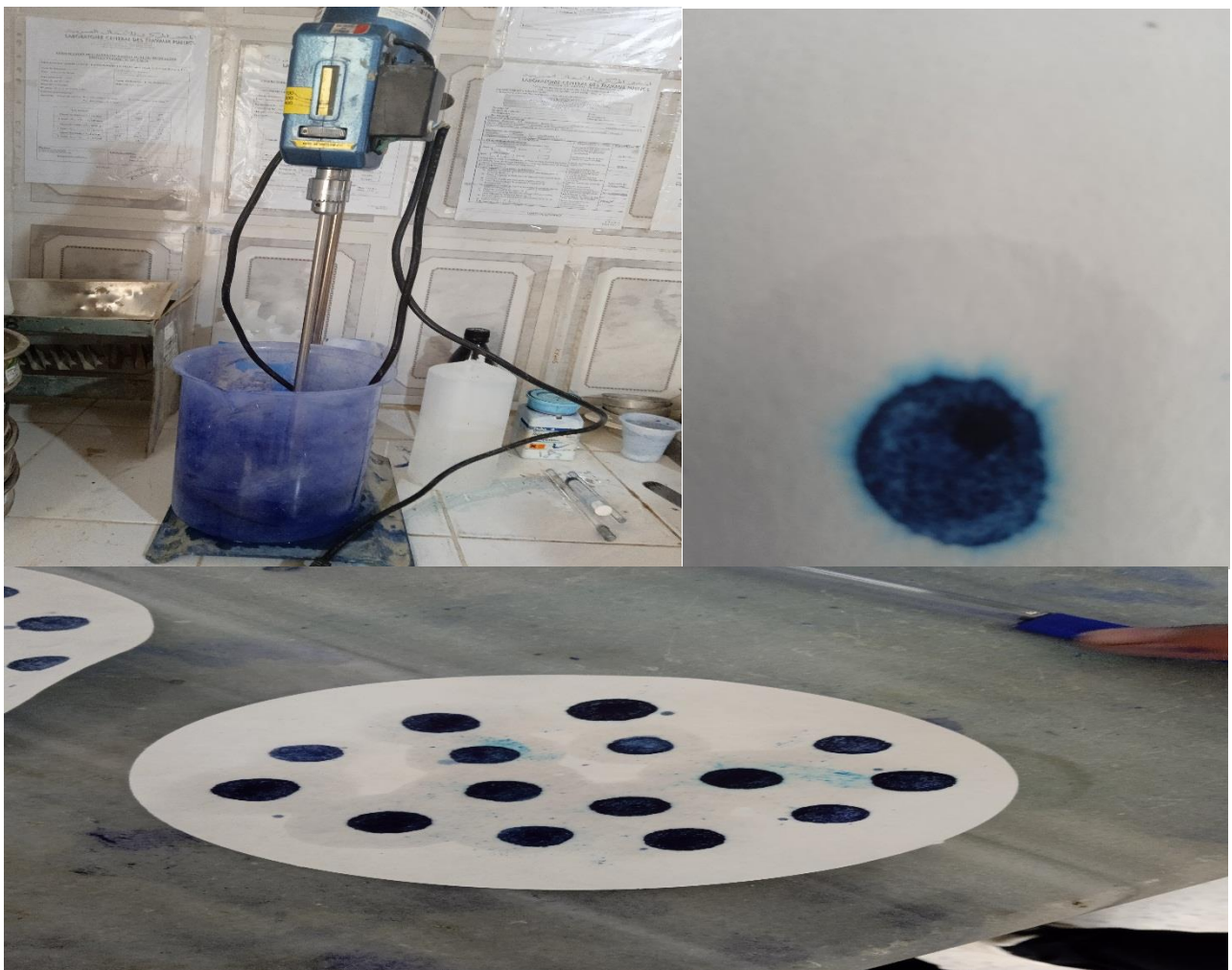
Bicher. Éprouvette graduée. Agitateur. Papier filtre. Tige en verre. Chronomètre. Balance. Tamis 5mm.

Préparation de l'échantillon :

- 500 ml d'eau distillée
- 60g d'argile

b) Mode opératoire :

- ✓ On mélange **60g** d'argile sèche et **500 ml** l'eau distillée par l'agitateur
- ✓ On fixe la vitesse de l'agitateur en **700 tour/min** pendant **5 min**.
- ✓ On injecte dans le récipient, au moyen d'un éprouvette gradué, des doses successives de bleude méthylène qui déjà préparé.
- ✓ Chaque addition est suivie du test à la tâche, en prélevant à l'aide d'une tige en verre unegoutte, la goutte est disposée sur le papier filtre.
- ✓ Il se forme une tache composée d'un dépôt centrale colorée en bleu foncé entourée d'uneauréole, sur le papier filtre.
- ✓ Si au bout des **5 minutes** on voit réapparaître l'auréole humide, on injecte une autre dose de solution de bleu de méthylène.
- ✓ On procède ainsi jusqu'à ce que le test devienne positif.
- ✓ Note le volume total de solution de bleu de méthylène qui a été injecté.

**II.6 Essai au bleu de méthylène.**

II.4 ESSAI de caractérisation :

- Essai Proctor normal
- Essai CBR (immédiat, imbibé)

II.4.1 Essai Proctor NFP94-093 :

But de l'essai : L'essai Proctor a pour but de déterminer la teneur en eau optimale pour un sol de remblai donné et des conditions de compactage fixées, qui conduit au meilleur compactage possible ou encore capacité portante maximale

Principe de l'essai :

L'essai consiste à compacter dans un moule normalisé, à l'aide d'une dame normalisée, selon un processus bien défini, l'échantillon de sol à étudier et à mesurer sa teneur en eau et son poids spécifique sec après compactage.

L'essai est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à différentes teneurs en eau. On définit ainsi plusieurs points d'une courbe (γ_d ; w) ; on trace cette courbe qui représente un maximum dont l'abscisse est la teneur en eau optimale et l'ordonnée la densité sèche optimale.

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

- Le moule Proctor ;
- Le moule CBR.

Avec chacun de ces moules, on peut effectuer deux types d'essai (choix par rapport à l'énergie de compactage) :

- L'essai PROCTOR NORMAL,
- L'essai PROCTOR MODIFIÉ.

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

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

Matériels :

- Moule CBR (éventuellement Proctor),
- Dame Proctor normal ou modifié,
- Règle à araser,
- Disque d'espacement,
- Bacs d'homogénéisation pour préparation du matériau,
- Tamis 5 et 20 mm (contrôle et écrêtage le cas échéant de l'échantillon),
- Truelle, spatule, pinceau, etc...
- Eprouvette graduée 150 ml environ,
- Petits récipients (mesures des teneurs en eau),
- Balance portée 20 kg, précision ± 5 g,
- Balance de précision 200 g, précision $\pm 0,1$ g,
- Etuve $105 \text{ }^{\circ}\text{C} \pm 5 \text{ }^{\circ}\text{C}$,
- Burette à huile.

Mode opératoire :**Préparation des échantillons pour essais :**

❖ **Quantités à prélever** : La réalisation de la courbe nécessitera au moins 5 essais. 6 essais sont préférables. Pour 6 points de mesure, on prélèvera :

- Moule PROCTOR : 15 kg,
- Moule C.B.R. : 33 kg.

Préparation de l'échantillon :

- Ecraser les mottes à la main ou au malaxeur, mais pas les éléments pierreux, et homogénéiser soigneusement le matériau (sa teneur en eau doit être homogène).
- Sécher le matériau à l'air ou à l'étuve (3 à 5 heure à 60 °C), pour faciliter le tamisage et pour débiter l'essai avec une teneur en eau inférieure à la teneur en eau optimale Proctor (l'essai est fait à teneur en eau croissante).
- Ecrêter à 20 mm l'échantillon (le cas échéant).

Détermination de la teneur en eau de départ :

- L'expérience montre qu'il est bien d'avoir 2% de différence de teneur en eau environ entre chaque point (courbe harmonieuse). 4% est un maximum.
- Il est souhaitable de commencer les essais à une teneur en eau w qui se situe environ à 4 ou 5% au-dessous de w_{opt} . (w_{opt} . en générale entre 10 et 14 %).

ii. Choix du moule : Il dépend de la grosseur D des gros grains du sol :

- Si $D \leq 5$ mm (et seulement dans ce cas), le moule Proctor est autorisé, mais le moule CBR est conseillé,
- Si $5 < D \leq 20$ mm, utiliser le moule CBR (sol conserver intact avec tous ses constituants),
- Si $D > 20$ mm, mais $\text{refus} \leq 25$ %, l'essai se fait dans le moule C.B.R., (sol écrêté à 20 mm),

En 1933, l'Engineering News Record publia une série d'article de R.R. Proctor un essai de compactage en laboratoire appelé :

« essai Proctor Normal »

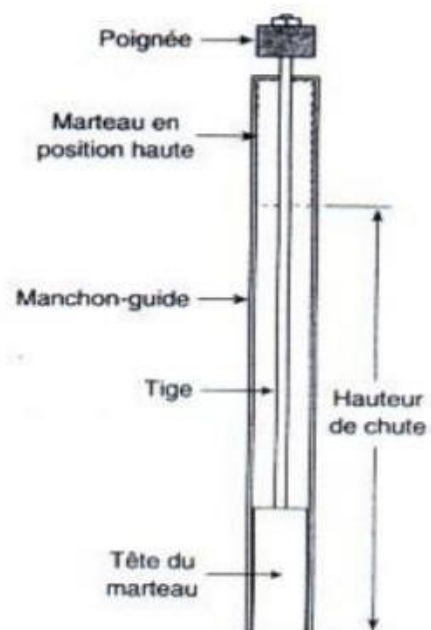
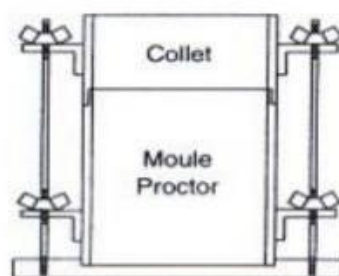


Figure : II.7 moule et marteau manuel de l'essai Proctor



Figure : II.8 Essai Proctor

II.4.2 ESSAI CBR (NFP94-078)

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

- d'établir une classification des sols (GTR)
- d'évaluer la traficabilité des engins de terrassement (IPI)
- déterminer l'épaisseur des chaussées (CBR augmente $\Rightarrow$ épaisseur diminue)

II.4.2.1 Principe de l'essai :

La charge apportée par le pneu sur la chaussée poinçonne le sol de fondation. Ce poinçonnement est d'autant plus petit que l'épaisseur de la chaussée est grande.

On peut reproduire ce phénomène en compactant le matériau dans les conditions de l'essai Proctor dans un moule CBR puis en mesurant les forces à appliquer sur un poinçon cylindrique pour le faire pénétrer à vitesse constante dans une éprouvette de ce matériau.

On lui applique les conditions hydriques prévues pendant la vie de l'ouvrage :

- immersion pendant 4 jours dans de l'eau.
- pas d'immersion : essai immédiat.

On applique ensuite une charge voisine de ce que sera la charge de service et on poinçonne le matériau dans des conditions déterminées (vitesse constante et déterminée) tout en mesurant les efforts et les déplacements (pénétrations) en résultant : On obtient la courbe d'essai.

On mesure 3 types d'indices en fonction des buts fixés :

L'indice Portant immédiat (IPI) : Il caractérise l'aptitude du sol à permettre la circulation des engins de chantier directement sur sa surface lors des travaux (pas de surcharges)

- **l'indice C.B.R. immédiat :** Il caractérise l'évolution de la portance d'un sol support (ou constituant de chaussée) compacté à différents teneurs en eau.
- **l'indice C.B.R. après immersion :** Il caractérise l'évolution de la portance d'un sol support (ou constituant de chaussée) compacté à différents teneurs en eau et soumis à des variations de régime hydrique.

II.4.2.2 Appareillage :

A. Matériel de confection des éprouvettes : Il comprend :

- le moule CBR ;
- les dames ou machines de compactage Proctor normal et Proctor modifié ;
- l'ensemble des accessoires (plaque de base, rehausse, disque d'espacement, règle à araser, ..)
- le matériel d'usage courant (balances, étuve, bacs, ...).

B. Matériel de poinçonnement : Il comprend une presse d'une capacité efficace d'au moins 50KN. Cette presse doit être équipée :

- d'un poinçon cylindrique en acier ;
- d'un dispositif permettant l'enfoncement du poinçon à une vitesse de 1,27 mm/min ;
- d'un dispositif de mesure de l'enfoncement du poinçon ;
- d'un dispositif de mesure des efforts de poinçonnement.

-

C. Matériel de mise en immersion et de mesure du gonflement : Il est constitué :

- d'un ou plusieurs bacs de hauteur suffisante pour assurer l'immersion complète des éprouvettes
- d'un disque, dit «de gonflement», métallique ou en matière plastique perforé sur toute sa

Surface. Ce disque comporte, perpendiculairement en son centre, une tige de hauteur réglable, permettant de réaliser la mise à zéro du dispositif de mesure du gonflement, avant la mise en immersion ;

- d'une série d'au moins trois surcharges comportant un évidement central cylindrique permettant le passage aisé du poinçon ;
- d'un dispositif permettant la mesure du gonflement.

II.4.2.3 Exécution de l'essai :

A. Confection des éprouvettes :

Il convient tout d'abord de choisir les différents ensembles de conditions d'état du sol (masse volumique sèche, teneur en eau, état de saturation), pour lesquels on veut réaliser l'essai.

Pour chaque ensemble de conditions d'état considéré, il convient de préparer, 5,5 kg minimum de matériau dans le cas où l'on recherche l'I.CBR immédiat ou l'IPI et 7 kg minimum de matériau dans le cas où l'on recherche l'I.CBR immersion.

On procède ensuite à la préparation du sol et au compactage dans les moules. Dans le cas où l'on détermine l'I.CBR immersion, la teneur en eau de confection de l'éprouvette est déterminée à partir du surplus de matériau, selon une des méthodes normalisées.

Le moule contenant l'éprouvette est ensuite désolidarisé de sa plaque de base, retourné pour que la face supérieure de l'éprouvette se retrouve en contact avec l'embase. Celle-ci est alors à nouveau solidarisée avec le moule. Procéder à l'extraction du disque d'espacement puis à l'exécution du poinçonnement ou à la mise en immersion selon l'indice recherché.

B. Exécution du poinçonnement :

Si l'objet de l'essai est la détermination de l'IPI : placer l'ensemble embase, moule, éprouvette sur la presse, en position centrée par rapport au piston de poinçonnement et procéder au poinçonnement de la manière suivante :

- mettre en contact la surface supérieure de l'éprouvette avec le piston ;
- initialiser les dispositifs de mesure des forces et des enfoncements ;
- exécuter le poinçonnement en maintenant la vitesse de pénétration à 1,27 mm/min ;
- établir la courbe effort-déformation correspondant, au moins, aux enfoncements de 1,25 mm ; 2 mm ; 2,5 mm ; 5 mm ; 7,5 mm et 10 mm ;
- déterminer la teneur en eau de l'éprouvette selon une des méthodes normalisées.

Si l'objet de l'essai est la détermination de l'I.CBR immédiat : interposer deux surcharges dans le volume libéré par le disque d'espacement. S'il est prévu que la contrainte apportée par la chaussée sur le sol soit supérieure aux 4,6 kg des surcharges ainsi constituées, il y a lieu d'ajouter autant de surcharges que nécessaire.

L'ensemble moule plaque de base et surcharges est alors posé sur la presse. Exécuter ensuite le Poinçonnement comme indiqué précédemment.

Si l'objet de l'essai est la détermination de l'I.CBR immersion :

- positionner le disque de gonflement sur l'éprouvette avant de mettre en place les surcharges comme indiqué précédemment ;
- mettre en place et initialiser le dispositif de mesure de gonflement ;
- immerger l'ensemble de sorte que l'éprouvette soit recouverte par une hauteur d'eau d'au moins 20 mm et qu'une lame d'eau d'au moins 10 mm de hauteur soit présent sous le moule (figure 1).

Après quatre jours d'immersion, relever la valeur de gonflement total atteint.

Retirer le moule et l'éprouvette du bac à immersion, exécuter le poinçonnement comme indiqué précédemment.

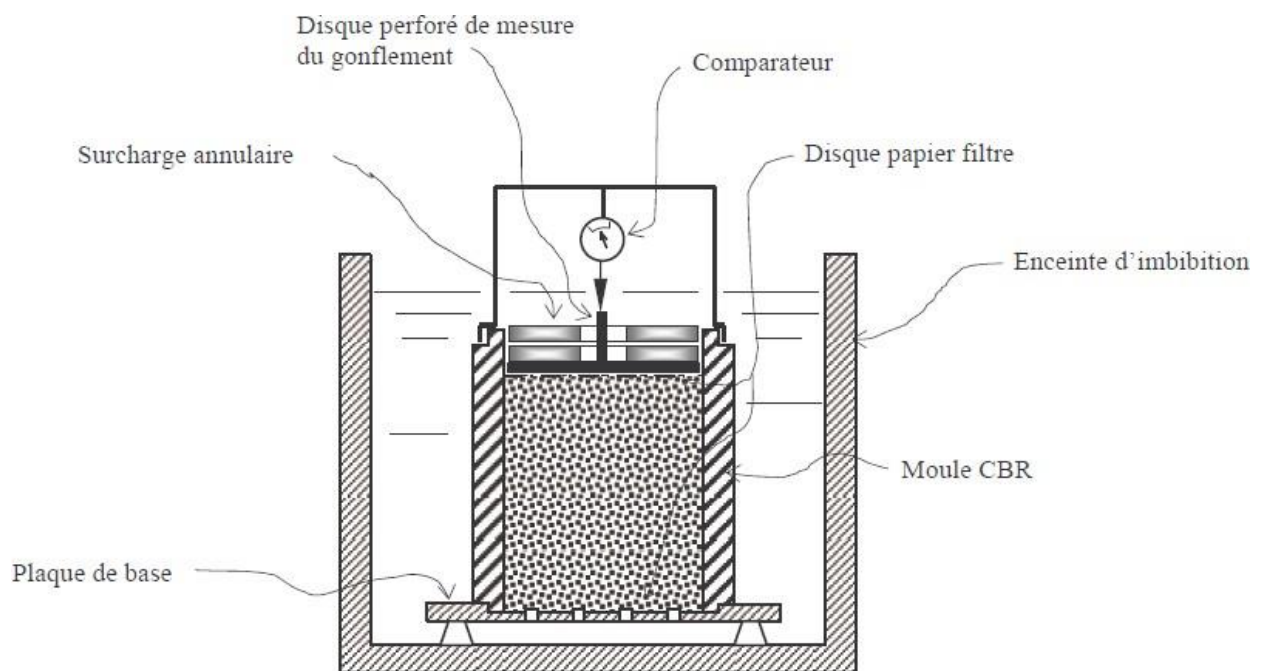


Figure : II.9 Appareille CBR

$$\frac{\text{Effort normal 2.5 mm d'enfoncement (en KN)}}{13.35} \times 100$$

$$\frac{\text{Effort normal 5 mm d'enfoncement (en KN)}}{19.93} \times 100$$

- L'indice recherché est par convention la plus grande de ces deux valeurs ;
- Si nécessaire, faire une correction d'origine (figure 2).

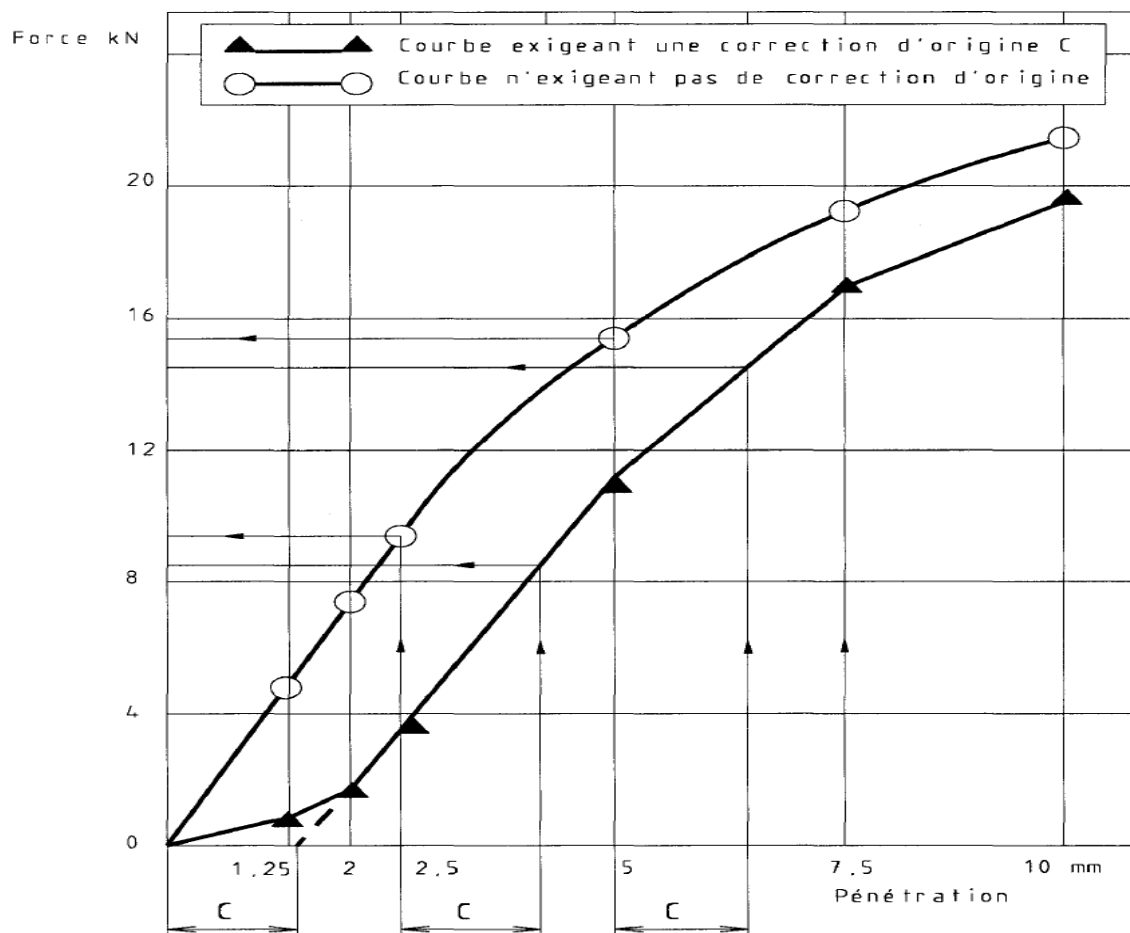


Figure : II.10 Tracés des courbes effort-pénétration



Figure : II.11 Appareil de poinçonnement.

Chapitre III

Présentation et analyse des résultats d'essais

III-1 Introduction :

Outre les essais d'identification, le programme expérimental exécuté a comporté des essais De C.B.R pour l'identification des paramètres des sols étudiés. Ces essais ont été réalisés sur des Échantillons découpés dans des blocs préparés par compactage dynamique à une énergie Proctor normal. Ce programme expérimental a évolué au fur et à mesure que des indications supplémentaires

Sur telle ou telle propriété mécanique des sols et son influence sur l'interprétation des résultats d'essais ont été jugés nécessaires non seulement en fonction de la qualité des informations déjà obtenues, mais en fonction aussi de leur qualité. Les procédures expérimentales suivies dans chaque type d'essai ont été conformes autant que possible aux méthodes d'essais en vigueur en Algérie.

III.2 Résultats Des Essais :

III.2.1 Les essais d'identification :

III.2.1.1 Analyse granulométrique :

a)Analyse granulométrique par tamisage :

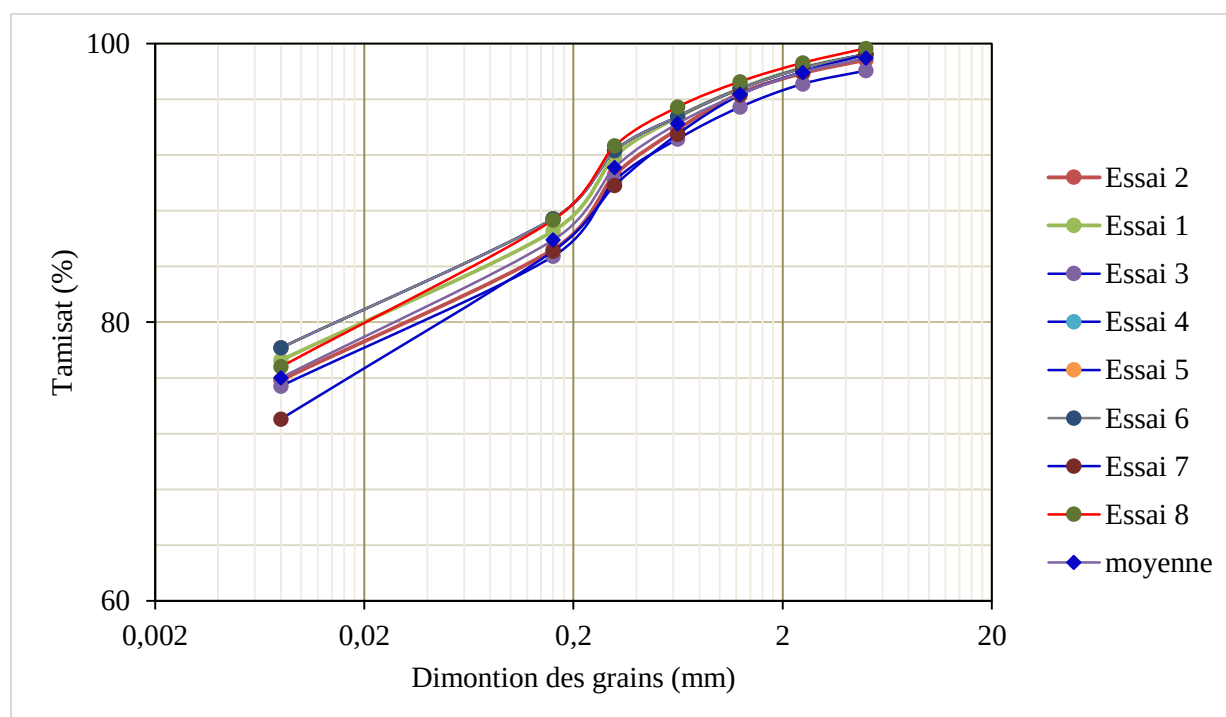
Huit (8) essais ont été réalisés pour déterminer la distribution granulométrique et sont présentés dans le tableau III.2 ci-dessous :

Tableau III-1 : Granulométrie par tamisage de l'essai 03 :

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât-en (%)
5	11,64	11,64	1,94	98,06
2,5	5,72	17,36	2,89	97,11
1,25	9,99	27,35	4,56	95,44
0,63	13,72	41,07	6,85	93,15
0,315	17,93	59,01	9,83	90,17
0,16	32,57	91,57	15,26	84,74
0,008	55,93	147,5	24,58	75,42

Le tableau III.2 : Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique tamisage.

Tamis (mm)	Tamisât (%)								Moye
	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 4	Essai 5	Essai 6	Essai 7	Essai 8	
5	98,83	99,21	98,06	99,25	99,17	98,33	99,22	99,66	98,97
2,5	97,87	98,27	97,11	98,24	98,2	97,21	97,98	98,62	97,94
1,25	96,42	96,76	95,44	96,75	96,56	95,42	96,31	97,27	96,37
0,63	93,85	94,72	93,15	94,76	94,1	94,56	93,5	95,45	94,26
0,315	90,57	91,91	90,17	92,32	91,08	90,35	89,82	92,67	91,11
0,16	85,23	86,55	84,74	87,44	85,56	85,28	85,11	87,35	85,91
0,008	75,85	77,28	75,42	78,17	75,98	75,6	73,06	76,81	76,02



La figure III.1 Présente les courbes des essais d'analyse granulométrique par tamisage.

b-Analyse granulométrique par sédimentométrie

Tableau III.3. Résultats de l'analyse sédiment métrique l'essai N°3

Passant a 80u=75.42						
Temps de lecture (minutes)	Lecture densimètre sommet du ménisque R	Température C°	Correction temps	Lecture corrigé	Diamètre(u)	Tamisât par rapport à l'échantillon total P.p.
0.5	20	15.5	-0.710	19.29	80	75.42
1	19	15.5	-0.710	18.29	75	71.51
2	18	15.5	-0.710	17.29	55	67.6
5	17	15.5	-0.710	16.29	38	63.69
10	16	16	-0.640	15.36	25	59.84
20	15	16	-0.640	14.36	17	55.94
40	12	16.5	-0.570	11.43	12	44.37
80	11	16.5	-0.570	10.43	8	40.49
240	8	16.5	-0.570	7.43	5	28.84
1440	1	16.5	-0.570	0.43	2	01.67

Tableau III.4. La moyenne des huit essais de sédimentométrie.

Tamis		Tamisât (%)								
(mm)	µm									
		Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 4	Essai 5	Essai 6	Essai 7	Essai 8	Moye
0.08	80	75,85	77,28	75,42	78,17	75,98	75,6	73,06	76,81	76.02
0.075	75	71,93	77,28	71,51	74,51	75,98	72,3	70,06	73,29	73.36
0.055	55	68,01	73,38	67,6	70,85	66,68	69	61,06	73,29	68.73
0.038	38	64,18	71,43	63,69	67,19	63,58	69	55,06	68,01	65.27
0.025	25	56,4	71,43	59,84	63,58	57,37	65,74	52,07	66,29	62.72
0.017	17	52,51	65,64	55,94	59,93	54,27	62,45	49,07	62,79	57.32
0.012	12	48,62	57,87	44,37	56,36	48,07	52,69	43,07	54,02	50.63
0.008	8	17,5	46,23	40,49	46,36	41,87	39,59	40,07	17,46	32.45
0.005	5	1,94	19,06	28,84	25,45	17,24	19,95	16,08	6,98	21.94
0.002	2	0	0	1,67	0	1,78	1,95	1,29	1,44	1.062

Tableau III.5 Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique (Tamisage et sédimentométrie).

Tamis (mm)	Tamisât (%)								
	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 4	Essai 5	Essai 6	Essai 7	Essai 8	Moye
5	98,83	99,21	98,06	99,25	99,17	98,33	99,22	99,66	98,97
2,5	97,87	98,27	97,11	98,24	98,2	97,21	97,98	98,62	97,94
1,25	96,42	96,76	95,44	96,75	96,56	95,42	96,31	97,27	96,37
0,63	93,85	94,72	93,15	94,76	94,1	94,56	93,5	95,45	94,26
0,315	90,57	91,91	90,17	92,32	91,08	90,35	89,82	92,67	91,11
0,16	85,23	86,55	84,74	87,44	85,56	85,28	85,11	87,35	85,91
0,08	75,85	77,28	75,42	78,17	75,98	75,6	73,06	76,81	76,02
0,075	71,93	77,28	71,51	74,51	75,98	72,3	70,06	73,29	73,36
0,055	68,01	73,38	67,6	70,85	66,68	69	61,06	73,29	68,73
0,038	64,18	71,43	63,69	67,19	63,58	69	55,06	68,01	65,27
0,025	56,4	71,43	59,84	63,58	57,37	65,74	52,07	66,29	62,72
0,017	52,51	65,64	55,94	59,93	54,27	62,45	49,07	62,79	57,32
0,012	48,62	57,87	44,37	56,36	48,07	52,69	43,07	54,02	50,63
0,008	17,5	46,23	40,49	46,36	41,87	39,59	40,07	17,46	32,45
0,005	1,94	19,06	28,84	25,45	17,24	19,95	16,08	6,98	21,94
0,002	0	0	1,67	0	1,78	1,95	1,29	1,44	1,062

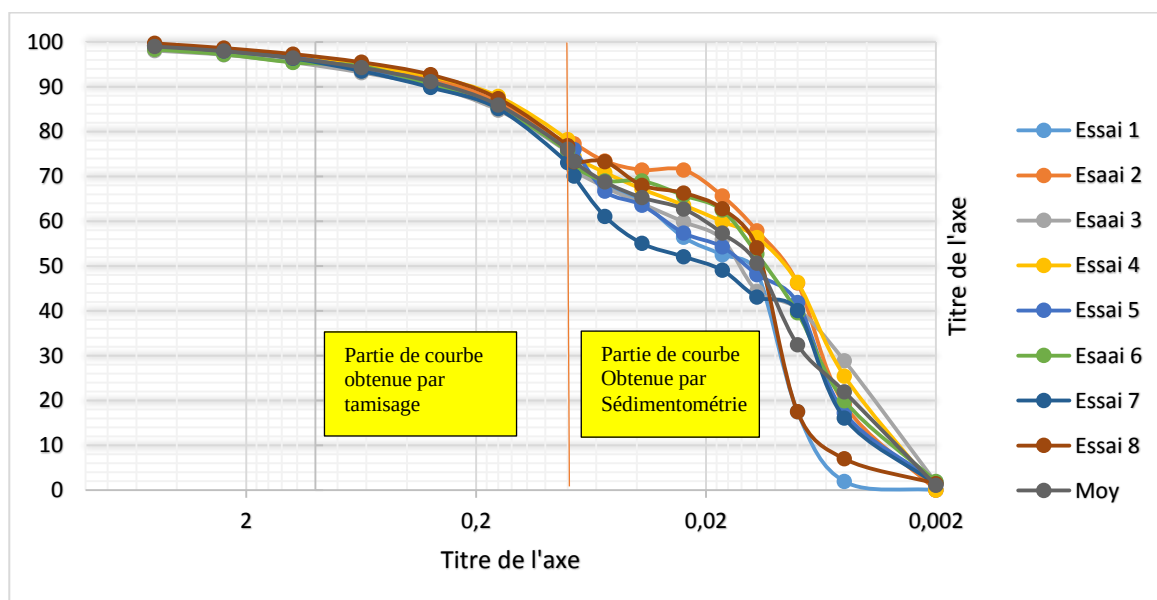


Figure III.2 Courbe d'analyse granulométrique (tamisage et sédimentométrie).

III.2.1.2 Limites d'Atterberg

a) Limite liquidité

Tableau III.6 Les résultats de limite de liquidité sol naturel (Essai N°1)

	Essai 1		Essai 2		Essai 3		Essai 4	
Nombre de coups	16		22		29		34	
Tare N	E	A	T10	35	11	74	9	6
Masse de tare ; Mt(g)	3,98	3,61	3,79	3,49	3,74	3,62	4,1	4,83
Masse (du sol humide +tare) (Mh +Mt)	10,301	10,881	10,7	11,171	10,1	10,221	11	12,2
Masse (du sol sec +tare) (Md +Mt)	8,332	8,68	8,66	8,935	8,29	8,383	9,07	10,2
Masse d’eau ; Mw (g)	1,969	2,201	2	2,236	1,76	1,838	1,9	2,04
Masse du sol sec ; Md (g)	4,352	5,07	4,87	5,445	4,55	4,763	4,97	5,33
Teneur en eau ; W(%); Mw/Md	45,24	43,41	41,18	41,07	38,65	38,59	38,15	38,20
M moy(%)	44,33		41,12		38,62		38,17	
WL	42.20							

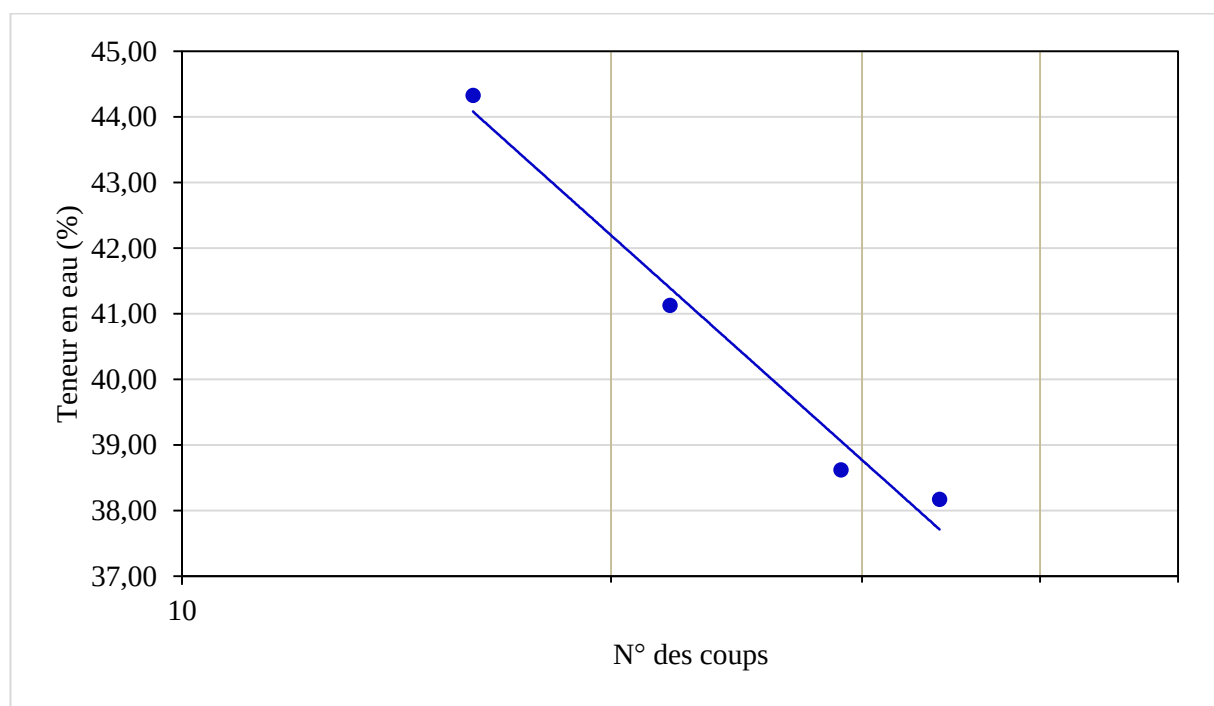


Figure III. 3 La courbe de limite de liquidité du sol nature (Essai N°1)

b) Limite de plasticité

Tableau III.7 Limite de plasticité sol naturel

	Essai 1		Essai 2		Essai 3		Essai 4	
Tare N	26	17	11	8	42	M 23	I 1	79
Masse de tare ; Mt(g)	3,98	4,00	4,01	4,15	3,73	3,83	3,24	4,08
Masse (du sol humide+tare) (Mh +Mt)	5,77	5,51	5,29	5,29	5,81	5,40	5,11	5,87
Masse (du sol sec +tare) (Md +Mt)	5,40	5,21	5,04	5,08	5,40	5,10	4,74	5,51
Masse d'eau ; Mw (g)	0,37	0,30	0,25	0,22	0,41	0,30	0,37	0,36
Masse du sol sec ; Md (g)	1,42	1,21	1,03	0,93	1,67	1,27	1,50	1,43
Teneur en eau ; W(%) ; Mw/Md	0,26	0,25	0,24	0,23	0,25	0,24	0,25	0,25
M moy(%)	25,88	25,21	24,47	23,24	24,85	23,62	24,92	24,91
Wp	25,54		23,85		24,24		24,91	
Wp moyenne	21.01							

Indice de plasticité : $IP = WL - WP = 21.19$

Tableau III.8.Résultats de 4 essais limite d'Atterberg sol naturel

Essai N°	WL (%)	Wp (%)	IP (%)
1	42.20	21.01	21.19
2	41.85	21.63	20.22
3	41.64	22.38	19.26
4	42.90	24.64	18.26
La Moyenne	42.14	22.41	19.73

b.1 ciment Chamil

Tableau III.9. Récapitulatif des résultats des essais des limites d'Atterberg Traité ciment (Chamil).

Dosage en ciment	0%	2%	4%	6%	8%	10%
Limite de liquidités (WL) %	42.14	38.28	37.87	36.55	33.77	31.97
Limite de plasticité (Wp) %	22.41	24.69	25.87	25.97	26.68	27.57
Indice de plasticité IP	19.73	13.59	12	10.58	7.08	4.4

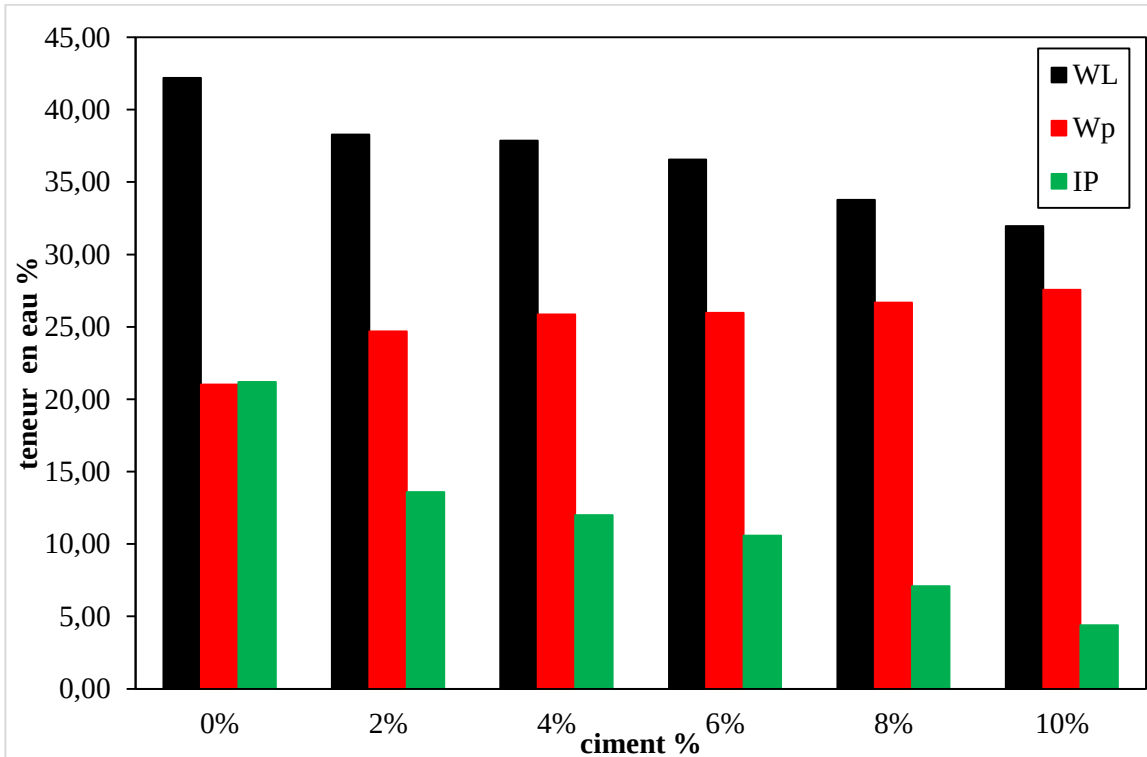


Figure III. 4 Histogramme de Limite Atterberg ciment (Chamil)

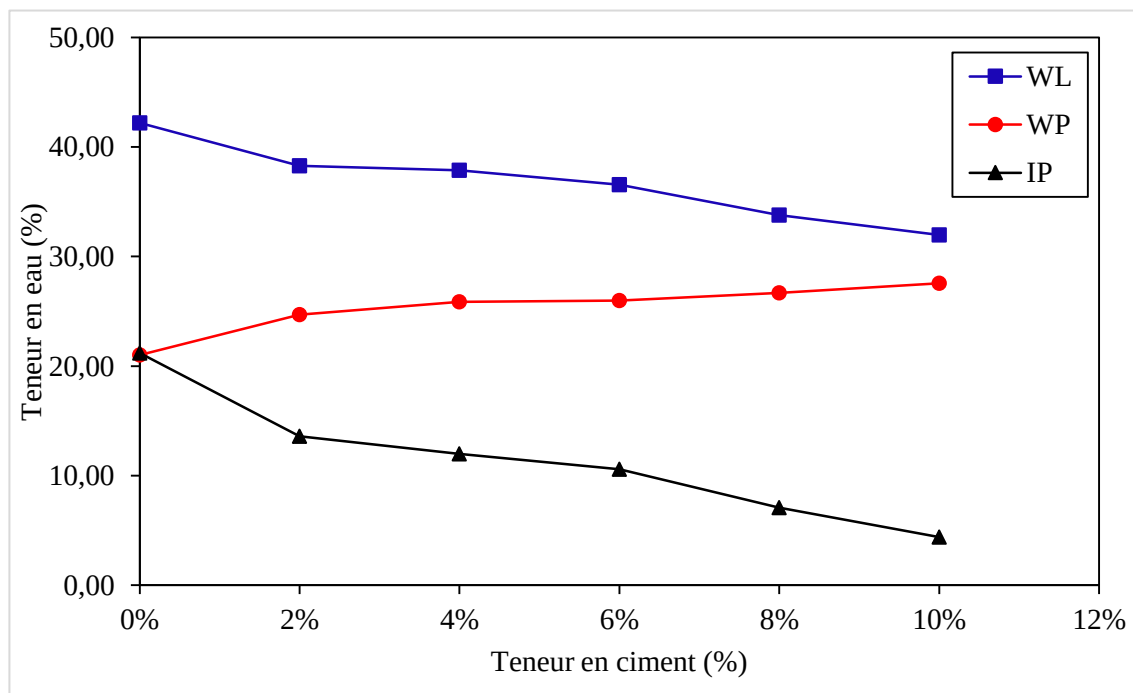


Figure III. 5 La courbe de limite Atterberg ciment (Chamil)

b.2 ciment Matine

Tableau III.10. Récapitulatif des résultats des essais des limites d'Atterberg Traité ciment Matine

Dosage en ciment	0%	2%	4%	6%	8%	10%
Limite de liquidités (WL) %	42.20	38.37	38.20	37.62	33.76	31.63
Limite de plasticité (Wp) %	21.01	23.41	23.68	24.13	24.61	25.54
Indice de plasticité IP	21.19	14.96	14.52	13.50	9.15	6.09

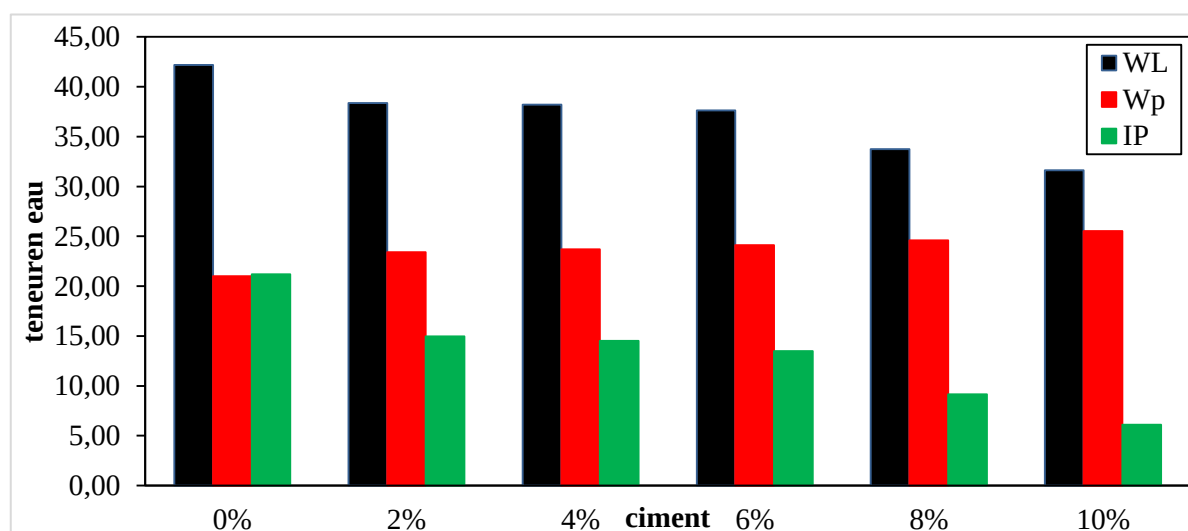


Figure III. 6 Histogramme de Limite Atterberg ciment (Matine)

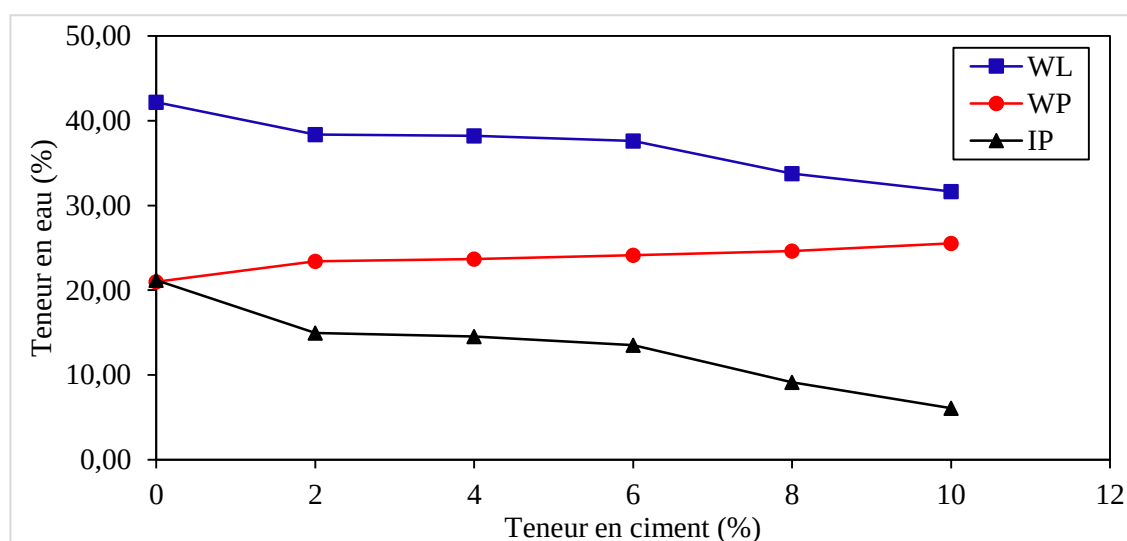


Figure III. 7 La courbe de limite Atterberg ciment (Matine)

Le tableau (III-11) d'essai N°01 : présente les valeurs des limites de liquidité, limite de plasticité et indice de plasticité en fonction du dosage en ciment Chamil

Dosage en ciment (Chamil)	0%	2%	4%	6%	8%	10%
Limite de liquidités (Wl) %	42.20	38.28	37.87	36.55	33.77	31.97
Limite de plasticité (Wp) %	21.01	24.69	25.87	25.97	26.68	27.57
Indice de plasticité IP	21.19	13.59	12	10.58	7.08	4.4

Le tableau (III-12) d'essai N°02 : présente les valeurs des limites de liquidité, limite de plasticité et indice de plasticité en fonction du dosage en ciment Chamil

Dosage en ciment (Chamil)	0%	2%	4%	6%	8%	10%
Limite de liquidités (Wl) %	41.85	38.30	37.25	36.33	31.86	31.63
Limite de plasticité (Wp) %	21.63	24.88	26.15	27.52	28.03	28.52
Indice de plasticité IP	20.22	13.42	11.10	8.81	3.83	3.11

Le tableau (III-13) d'essai N°03 : présente les valeurs des limites de liquidité, limite de plasticité et indice de plasticité en fonction du dosage en ciment Chamil

Dosage en ciment (Chamil)	0%	2%	4%	6%	8%	10%
Limite de liquidités (Wl) %	41.64	39.45	38.51	36.66	35.44	34.35
Limite de plasticité (Wp) %	22.38	24.60	26.32	27.17	28.08	29.12
Indice de plasticité IP	19.26	14.85	12.20	9.48	7.36	5.23

Le tableau (III-14) d'essai N°04 : présente les valeurs des limites de liquidité, limite de plasticité et indice de plasticité en fonction du dosage en ciment Chamil

Dosage en ciment (Chamil)	0%	2%	4%	6%	8%	10%
Limite de liquidités (Wl) %	42.92	38.27	38.35	36.54	33.76	31.96
Limite de plasticité (Wp) %	24.64	24.69	25.87	25.97	25.80	25.81
Indice de plasticité IP	18.28	13.59	12.48	10.57	7.96	6.15

Le tableau (III-15) d'essai N°01 : présente les valeurs des limites de liquidité, limite de plasticité et indice de plasticité en fonction du dosage en ciment Matine

Dosage en ciment (Matine)	0%	2%	4%	6%	8%	10%
Limite de liquidités (Wl) %	42.20	38.37	38.20	37.62	33.76	31.63
Limite de plasticité (Wp) %	21.01	23.41	23.68	24.13	24.61	25.54
Indice de plasticité IP	21.19	14.96	14.52	13.50	9.15	6.09

Le tableau (III-16) d'essai N°02 : présente les valeurs des limites de liquidité, limite de plasticité et indice de plasticité en fonction du dosage en ciment Matine

Dosage en ciment (Matine)	0%	2%	4%	6%	8%	10%
Limite de liquidités (Wl) %	41.85	39.51	38.11	37.95	36.04	35.01
Limite de plasticité (Wp) %	21.63	23.12	23.31	24.92	26.29	27.66
Indice de plasticité IP	20.22	16.39	14.80	13.03	9.75	7.35

Le tableau (III-17) d'essai N°03 : présente les valeurs des limites de liquidité, limite de plasticité et indice de plasticité en fonction du dosage en ciment Matine

Dosage en ciment (Matine)	0%	2%	4%	6%	8%	10%
Limite de liquidités (Wl) %	41.64	39.97	38.09	37.03	33.87	31.83
Limite de plasticité (Wp) %	22.38	24.07	25.26	25.89	26.06	26.89
Indice de plasticité IP	19.26	15.90	12.84	11.14	7.81	4.94

Le tableau (III-18) d'essai N°04 : présente les valeurs des limites de liquidité, limite de plasticité et indice de plasticité en fonction du dosage en ciment Matine

Dosage en ciment (Matine)	0%	2%	4%	6%	8%	10%
Limite de liquidités (Wl) %	42.92	38.44	38.15	37.63	32.11	32.71
Limite de plasticité (Wp) %	20.10	23.37	23.74	23.59	23.61	24.61
Indice de plasticité IP	18.28	15.07	14.40	14.04	8.50	8.10

III.2.1.2.1 Interprétation des résultats

On remarque que la limite de liquidité diminue avec l'augmentation des teneurs en ciment, par contre la limite de plasticité augmente avec l'augmentation des teneurs en ciment et ça s'appliquera dans les autres classes de ciment (Chamil, Matine)

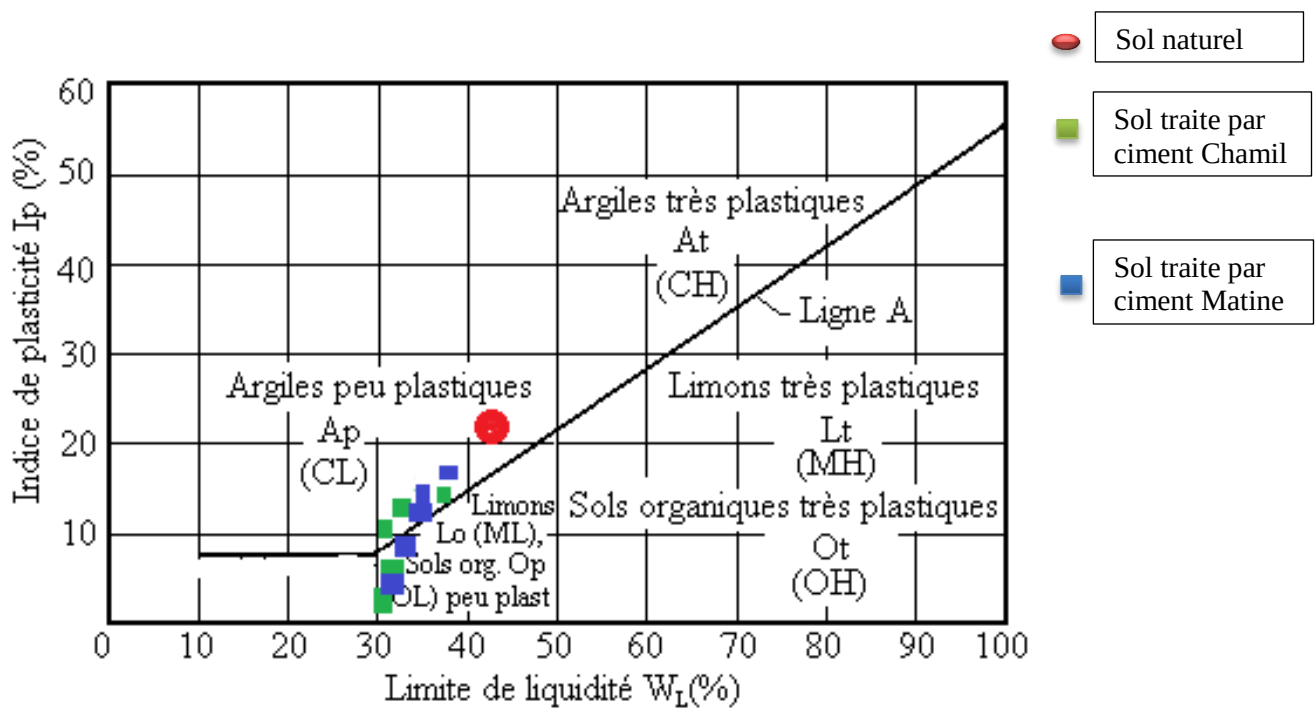


Figure III. 8 Diagramme de Casagrande

III.2.1.3 Essai au bleu de méthylène

On a réalisé huit (8) essais au bleu de méthylène, les résultats obtenus sont représentés dans les tableaux

Tableau III.19 résultats de l'essai au bleu.

	Masse de sol	Volume de la Solution (cm ³)	VBS (cm ³ /g)	Moyenne
Essai 1	30g	115	3.83	3.52
Essai 2	30g	105	3.5	
Essai 3	30g	115	3.83	
Essai 4	30g	105	3.5	
Essai 5	30g	90	3	
Essai 6	30g	115	3.83	
Essai 7	30g	85	2.83	
Essai 8	30g	115	3.83	

Le tableau III-20 : présente la récapitulation des résultats des séries d'essais de bleu de méthylène : Ciment (Chamil)

VBS	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 4	moyenne
0%	3.83	3.5	3	3.33	3.42
2%	2	2.16	2.33	2.16	2.16
4%	1.83	2	2.16	2	2
6%	1.66	1.66	1.5	1.83	1.66
8%	1.16	1.16	1.33	1.5	1.29
10%	1	1	1.16	0.83	1

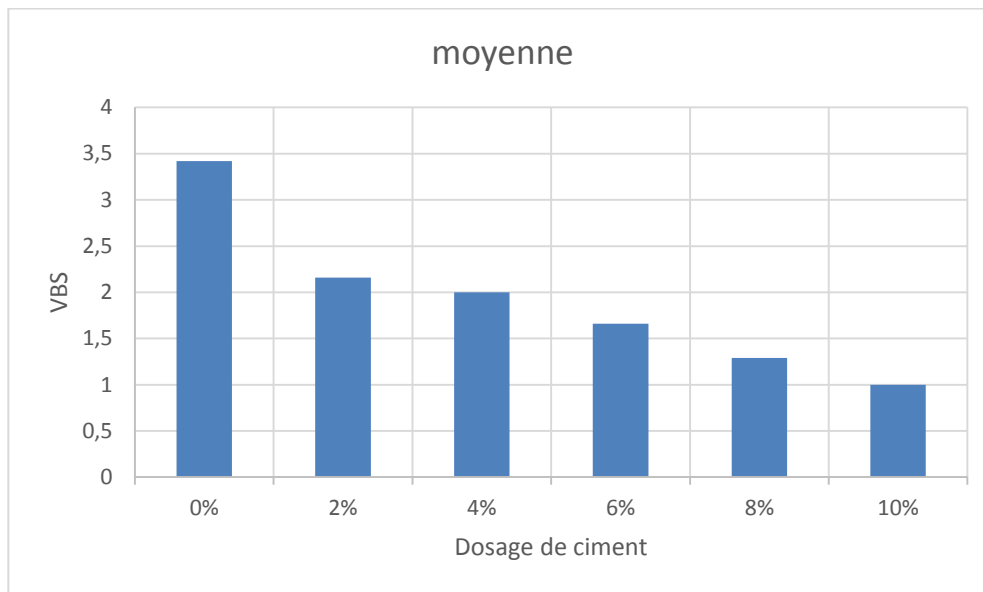


Figure III. 9 Histogramme de VBS en fonction des différents teneurs en ciment (Chamil)

Le tableau III-21 : présente la récapitulation des résultats des séries d'essais de bleu de méthylène : Ciment (Matine)

VBS	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 4	moyenne
0%	3.83	3.83	3	3.33	3.42
2%	2.66	2.16	2.33	2.5	2.41
4%	2	2	1.83	2.16	2
6%	1.66	1.66	1.5	1.33	1.54
8%	1.16	1.16	1.33	1	1.17
10%	0.66	0.83	1	1.16	0.91

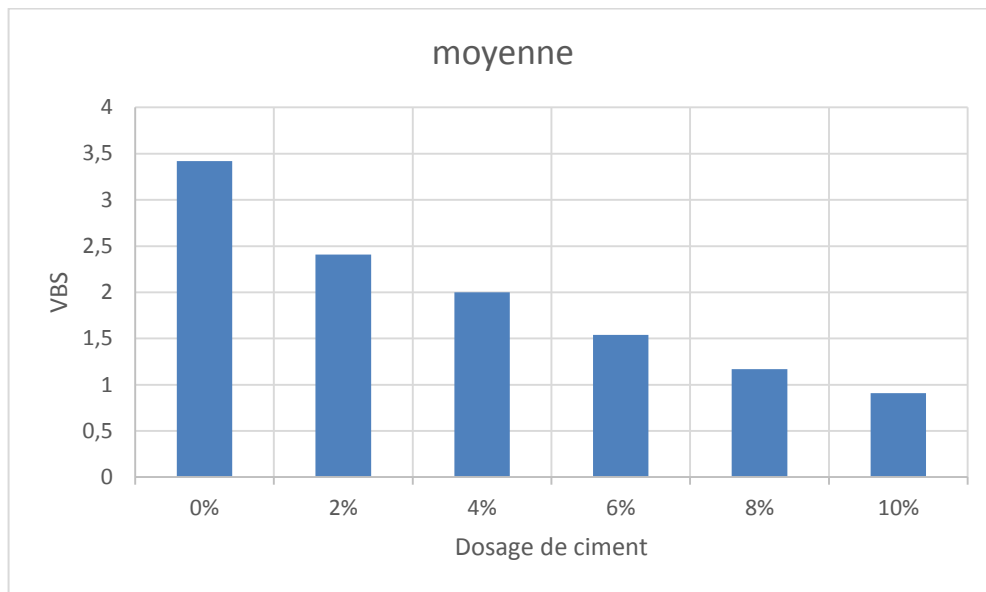


Figure III. 10 Histogramme de VBS en fonction des différents teneurs en ciment (Matine)

III.2.1.3.1 Interprétation des résultats

La valeur du bleu égale 3.52 ($2,5 < V_B < 6$) Notre sol appartient donc à la classe des
«Sols limoneux argileux»

Le tableau III-22 Classification des sols

NF P11-300

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

III.2.2. Les essais mécaniques

III.2.2.1. Essais Proctor Normal

Tableau. III.23. Résultats d'essai de Proctor Normal le sol naturel (essai 1)

Sol naturel					
Teneur en eau approximative (%)	10%	12%	14%	16%	18%
Masse du moule (g)	1709,09	1709,09	1709,09	1709,09	1709,09
Volume du moule (cm ³)	942	942	942	942	942
Masse du sol humide avec moule (g)	3395,30	3482,30	3633,10	3687,40	3677,20
Masse du sol humide (g)	1685,40	1772,40	1923,20	1977,50	1967,30
Masse volumique humide (g/cm ³)	1,79	1,88	2,04	2,09	2,08
Masse de la tare (g)	145,70	147,40	143,80	147,10	148,10
Masse sol humide + tare (g)	389,70	464,40	526,80	288,38	653,40
Masse sol sec + tare (g)	369,00	432,50	481,50	270,00	579,30
Masse d'eau (g)	20,70	31,90	45,30	18,38	74,10
Masse du sol sec (g)	223,30	285,10	337,70	122,90	431,20
Teneur en eau W (%)	9,27	11,19	13,41	14,95	17,18
Masse volumique sèche (g/cm ³) ; $\rho_d = \rho_h / (1+W)$	1,62	1,68	1,79	1,8	1,76
W _{opt}	15.37				
γ_{dmax}	1.82				

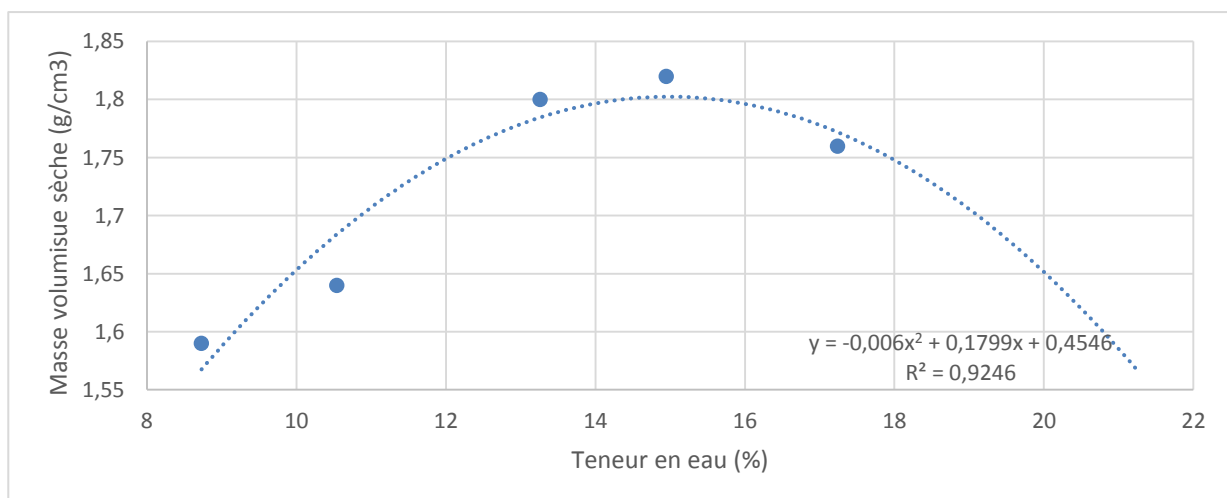


Figure III.11. courbe Proctor Normal de sol naturel

III .2.2.2. Sol traité

a. Par ciment Chamil

Tableau. III.24. Résultats d'essai de Proctor Normal d'un sol traité par ciment Chamil. (Essai 1)

		10%	12%	14%	16%	18%
2%	Wopt	10.44	13.75	16.11	17.73	20.2
	γ_d	1.69	1.76	1.80	1.74	1.69
4%	Wopt	10.91	13.04	14.60	18.42	20.48
	γ_d	1.65	1.74	1.75	1.73	1.68
6%	Wopt	11.06	12.82	14.20	15.14	18.84
	γ_d	1.66	1.70	1.76	1.82	1.75

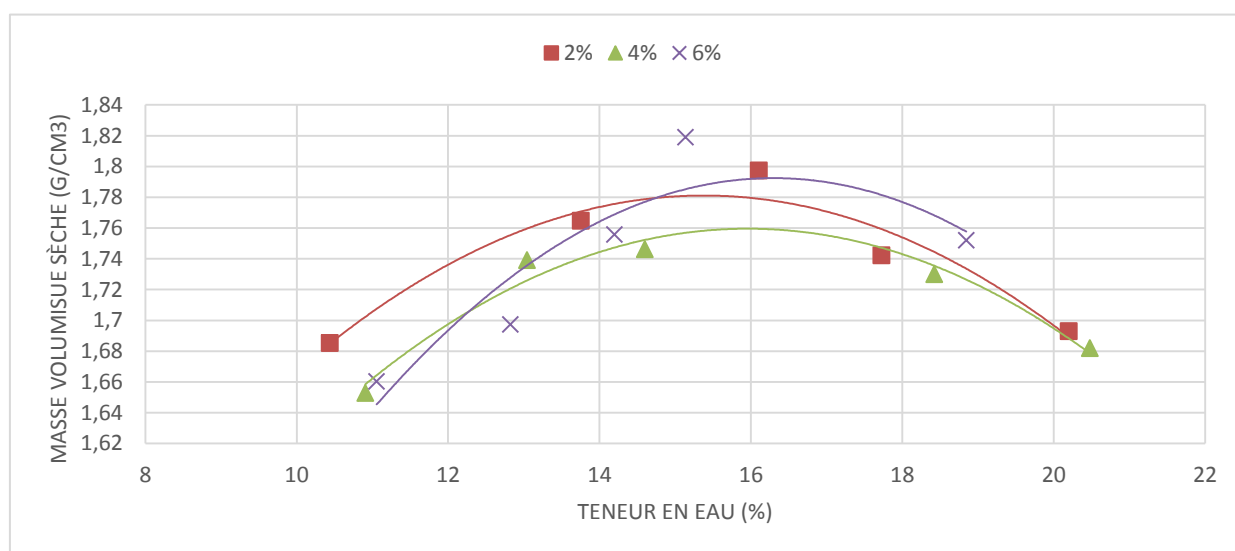


Figure III.12 .courbe Proctor Normal de sol traité par ciment (Chamil).

Tableau. III.25. Résultats (moyennes) 3 Essais de densité sèche et la teneur en eau en fonction des teneurs ciment (Chamil).

	Chamil	
	Wopt	Yd-max
2%	15.35	1.77
4%	15.91	1.77
6%	16.37	1.78

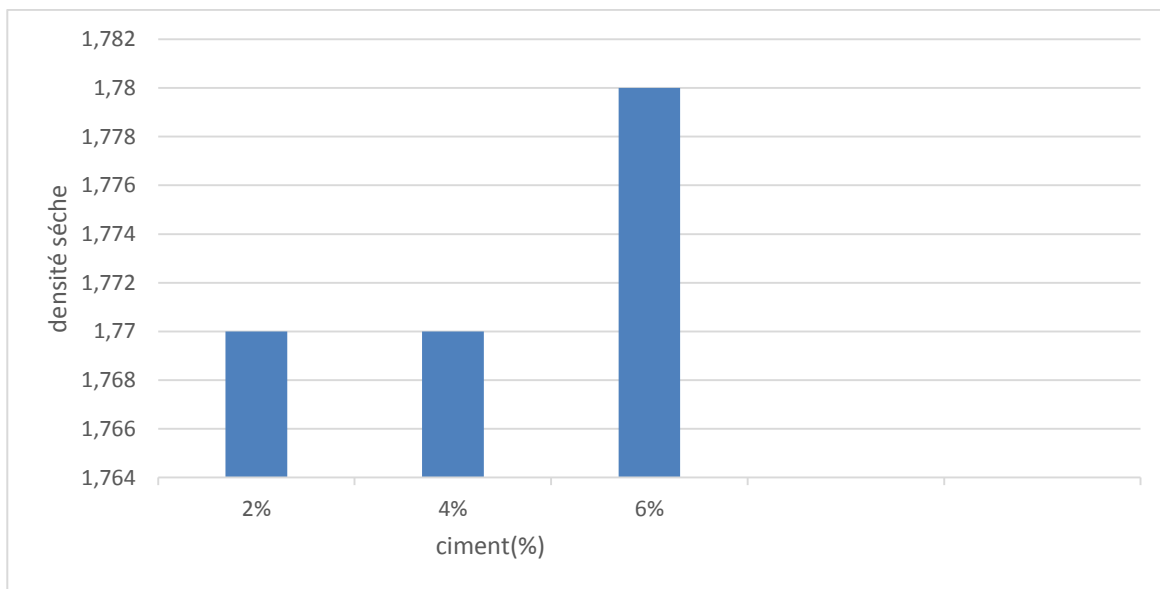


Figure III.13 Densité sèche en fonction des différents teneurs en ciment (Chamil)

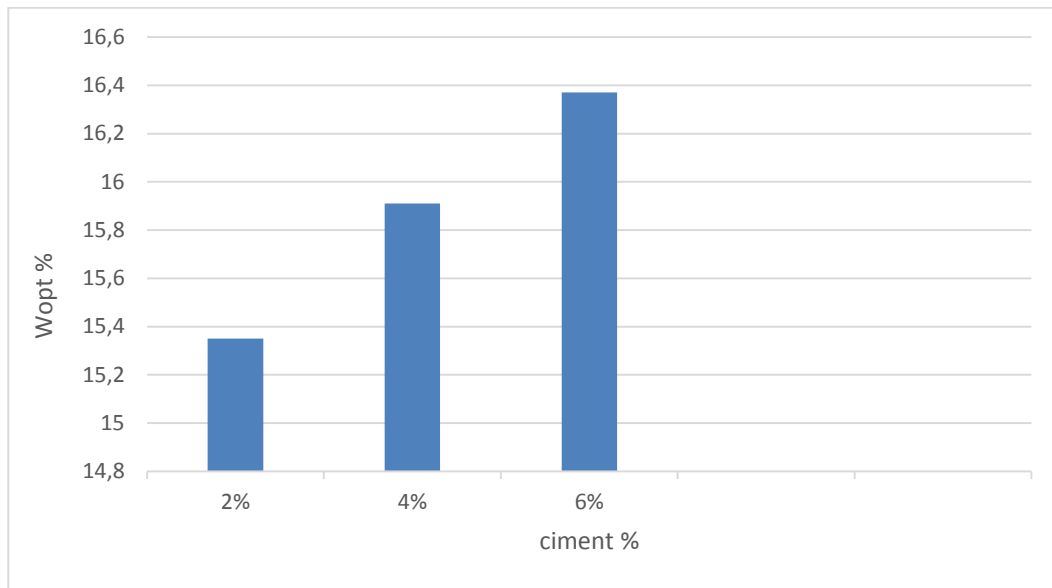


Figure III.14 Représenté la teneur en eau en fonction des différents teneurs en ciment Chamil

b. par ciment Matine

Tableau. III.26. résultats d'essai de Proctor Normal d'un sol traité par ciment Matine (essai 2)

		10%	12%	14%	16%	18%
2%	Wopt	10,61	13,57	16,13	17,12	20,18
	γ_d	1,68	1,77	1,80	1,75	1,69
4%	Wopt	10,93	12,08	13,86	16,83	18,52
	γ_d	1,69	1,71	1,82	1,79	1,77
6%	Wopt	11,09	12,82	14,20	15,14	18,84
	γ_d	1,66	1,70	1,76	1,82	1,75

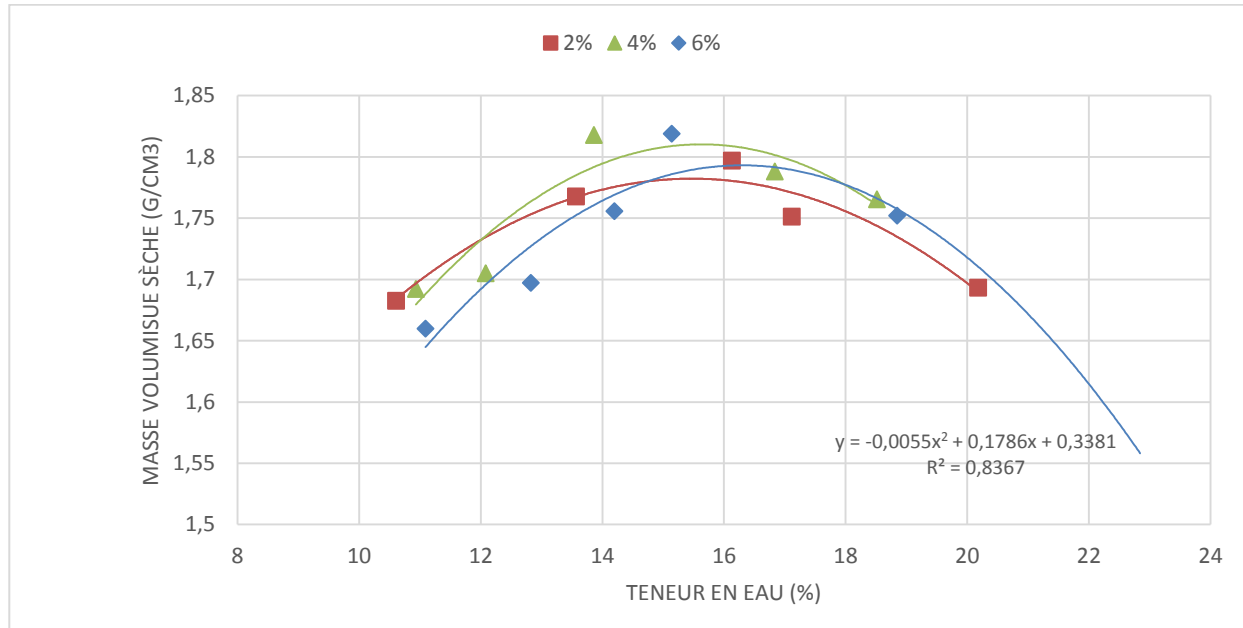


Figure III.15 .courbe Proctor Normal de sol traité par ciment (Matine).

Tableau. III.27. Résultats (moyennes) 3 Essais de densité sèche et la teneur en eau en fonction des teneurs ciment (MATINE).

	MATINE	
	Wopt	Yd-max
2%	15. 25	1.78
4%	15.75	1.80
6%	16.62	1.80

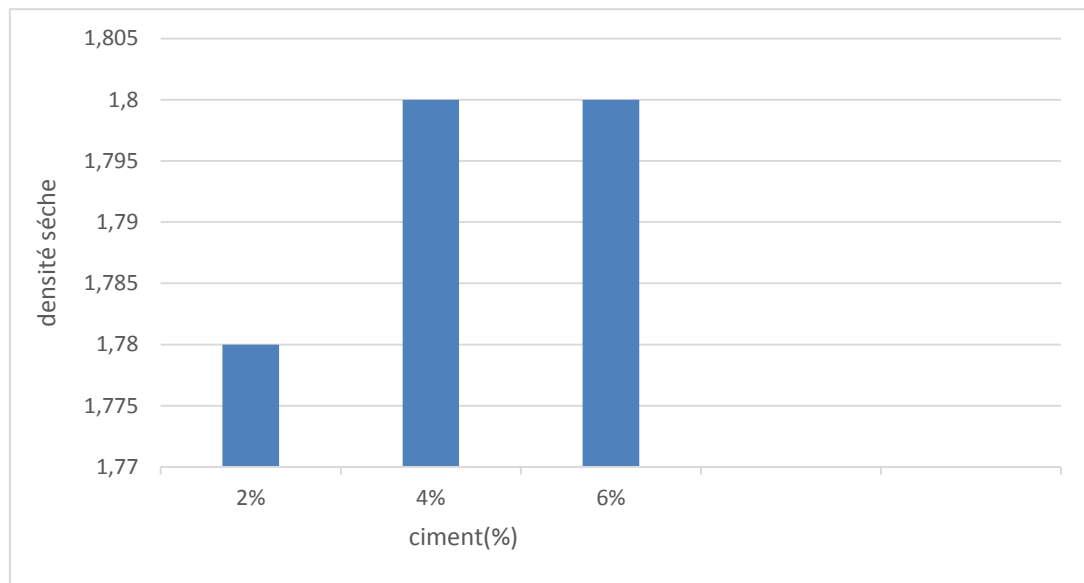


Figure III.16 Densité sèche en fonction des différents teneurs en ciment (MATINE)

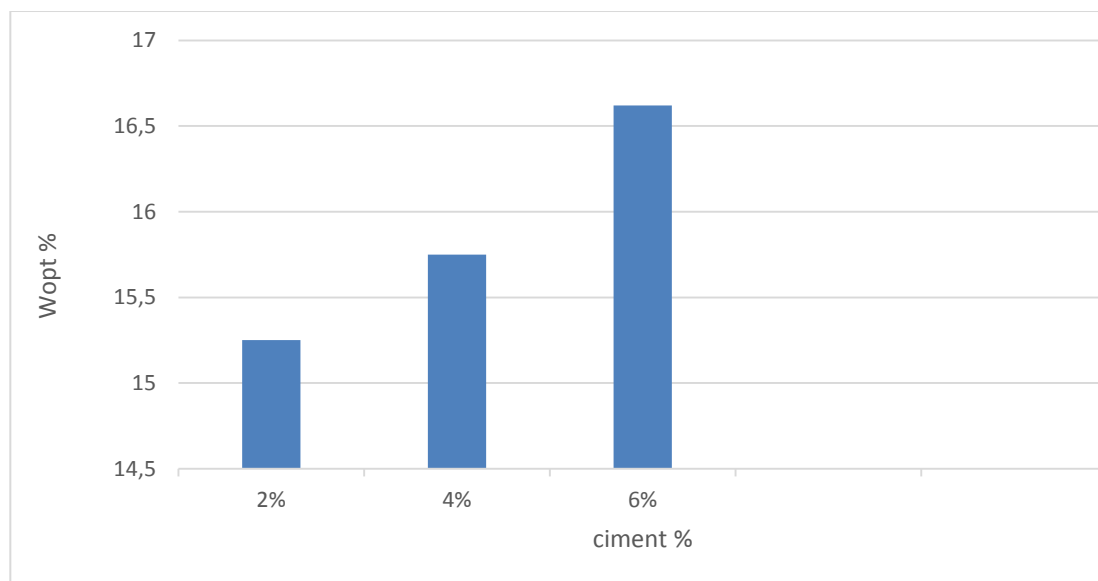


Figure III.17 Représenté la teneur en eau en fonction des différents teneurs en ciment (MATINE)

III .2.2.2.1 Interprétation des résultats

Les tableaux (III.25, III.27) présentent les résultats des essais de compactage Proctor Normal à différent teneur en ciment et différent classe, on constate que la densité sèche augmente ainsi que la teneur en eau optimale.

III .2.3 Essai CBR

a) ESSAI CBR Imbibé :

III .2.3.1 Sol naturel

Tableau. III.28 Résultats de l'essai CBR Imbibé du sol naturel

	Essai 1							
Enfoncements	0	0,675	1,25	2	2,5	5	7,5	10
Force de poinçonnement(KN)	0	0,27	0,36	0,51	0,60	0,68	0,79	0,91
Indice C, B, R immédiat à 2,5mm(%)	4.49							
Indice C, B, R immédiat à 5mm(%)	3.43							
Indice C, B, R max (%)	4.49							
	Essai 2							
Enfoncements	0	0,675	1,25	2	2,5	5	7,5	10
Force de poinçonnement(KN)	0	0,38	0,48	0,56	0,64	0,79	0,87	0,96
Indice C, B, R immédiat à 2,5mm(%)	5,77							
Indice C, B, R immédiat à 5mm(%)	3.94							
Indice C, B, R max (%)	5.77							
	Essai 3							
Enfoncements	0	0.675	1.25	2	2.5	5	7.5	10
Force de poinçonnement(KN)	0	0.36	0.48	0.52	0.63	0.79	0.88	0.98
Indice C, B, R immédiat à 2,5mm(%)	4.73							
Indice C, B, R immédiat à 5mm(%)	3.97							
Indice C, B, R max (%)	4.73							

III .2.3.2 Sol traite

a)Par ciment Chamil

Tableau. III.29 Effet de ciment Chamil sur l'indice CBR imbibé
(Essai 1)

des ciments %		0	2	4	6
Temps (s)	Enfoncement (mm)				
0	0	0	0	0	0
2	0,675	0,270	2,703	3,457	4,200
4	1,25	0,357	3,478	4,958	6,850
6	2	0,513	3,940	6,548	8,230
8	2,5	0,599	3,950	6,985	8,700
15	5	0,684	4,356	7,254	9,150
23	7,5	0,792	4,811	7,985	10,035
35	10	0,912	5,279	8,245	10,380
ICBR à 2, 5 mm (%)		4.49	29.59	52.32	65.17
ICBR à 5 mm (%)		3.43	21.86	36.40	45.91
ICBR max (%)		4.49	29.59	52.32	65.17

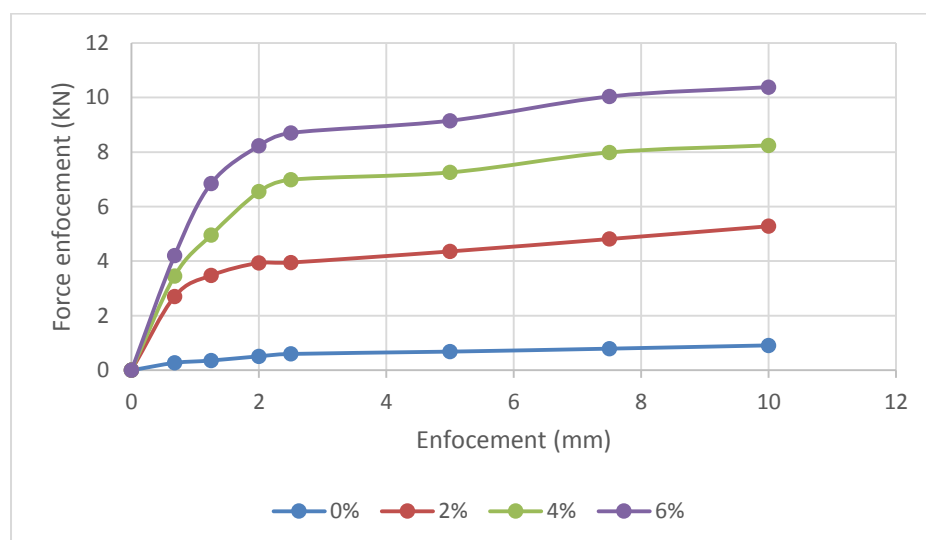


Figure III.18 Effet des ciments sur le comportement du sol au poinçonnement imbibé (essai 1)

Tableau. III.30 Récapitulatif des résultats des essais C.B.R imbibé (CHAMIL)

Indice CBR imbibé	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Moyenne
0%	4.49	4.77	4.73	4.66
2%	29.59	30.04	29.94	29.86
4%	52.32	53.57	53.21	50.03
6%	65.17	66.64	68.98	66.93

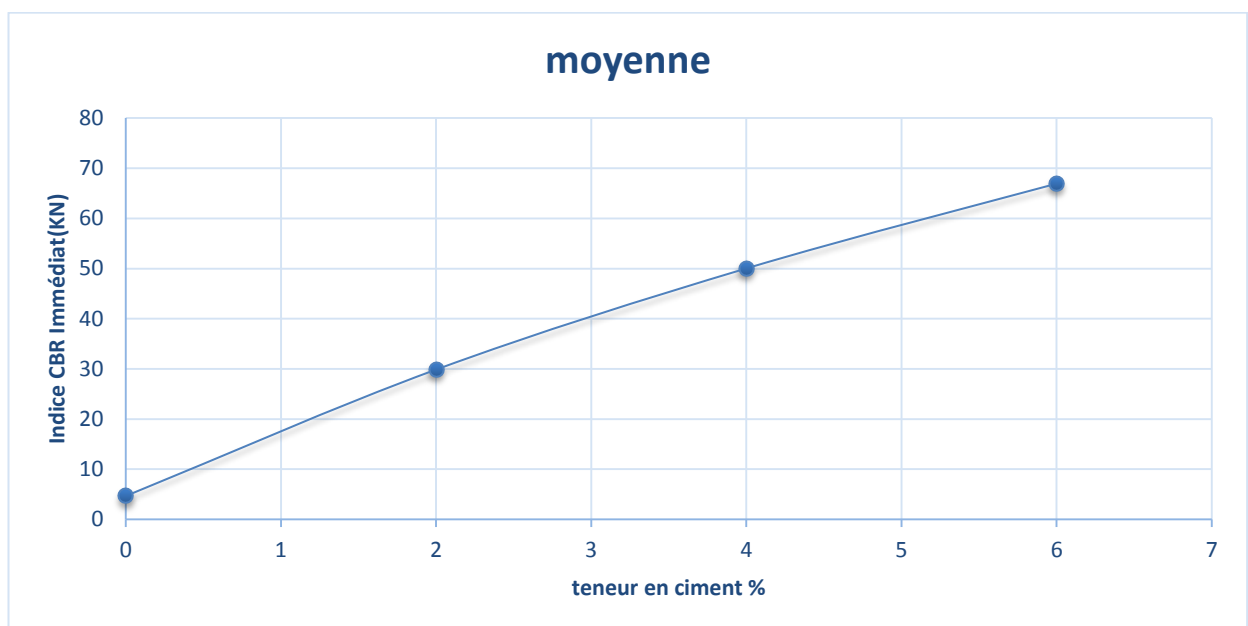


Figure III.19 Courbes des essais des C.B.R imbibé (Chamil)

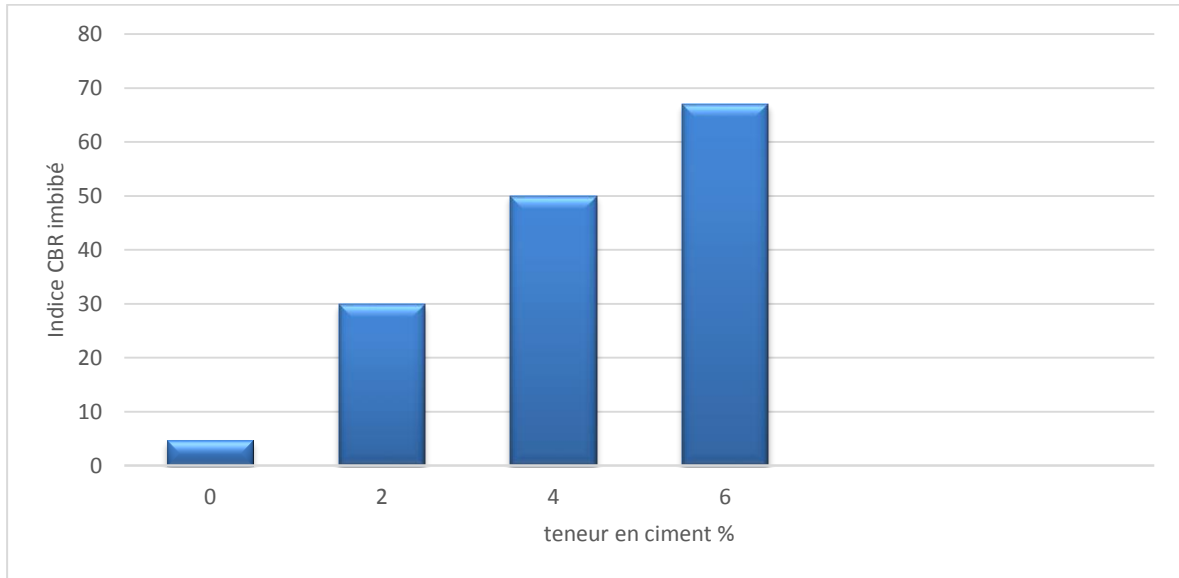


Figure III.20 Effet de ciment combiné sur l'indice CBR imbibé (Chamil)

b) Par ciment Matine

Tableau. III.31 Effet de ciment Matine sur l'indice CBR imbibé (Essai 1)

% des ciments		0	2	4	6
Temp s (s)	Enfoncemen ts (mm)				
0	0	0	0	0	0
2	0,675	0,287	2,804	5,200	7,400
4	1,25	0,390	2,851	6,600	9,305
6	2	0,514	3,605	7,542	9,550
8	2,5	0,610	4,198	7,603	9,660
15	5	0,697	4,409	7,780	10,101
23	7,5	0,802	4,905	8,340	10,903
35	10	0,917	5,050	9,171	11,950
ICBR à 2, 5 mm (%)		4.57	31.45	56.95	72.36
ICBR à 5 mm (%)		3.50	22.12	39.04	50.68
ICBR max (%)		5.57	31.45	56.95	72.36

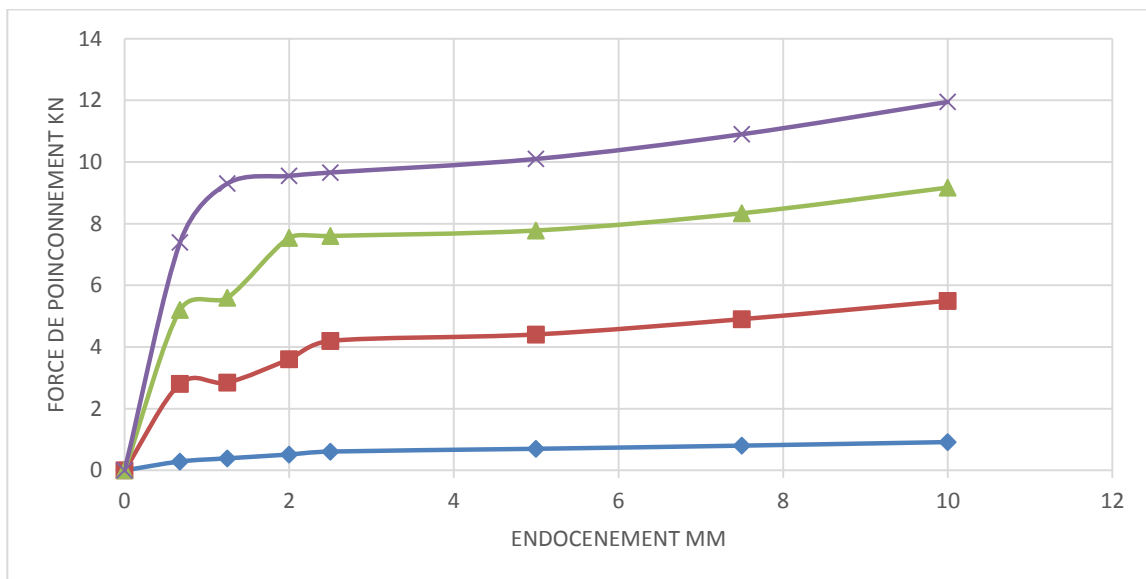


Figure III.21 Effet des ciments sur le comportement du sol au poinçonnement imbibé (essai 1)

Tableau. III.32 Récapitulatif des résultats des essais C.B.R imbibé

Indice CBR imbibé	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Moyenne
0%	4.57	5.03	4.69	4.76
2%	31.45	32.14	31.57	31.72
4%	56.95	57.08	57.21	57.08
6%	72.36	71.16	72.45	71.99

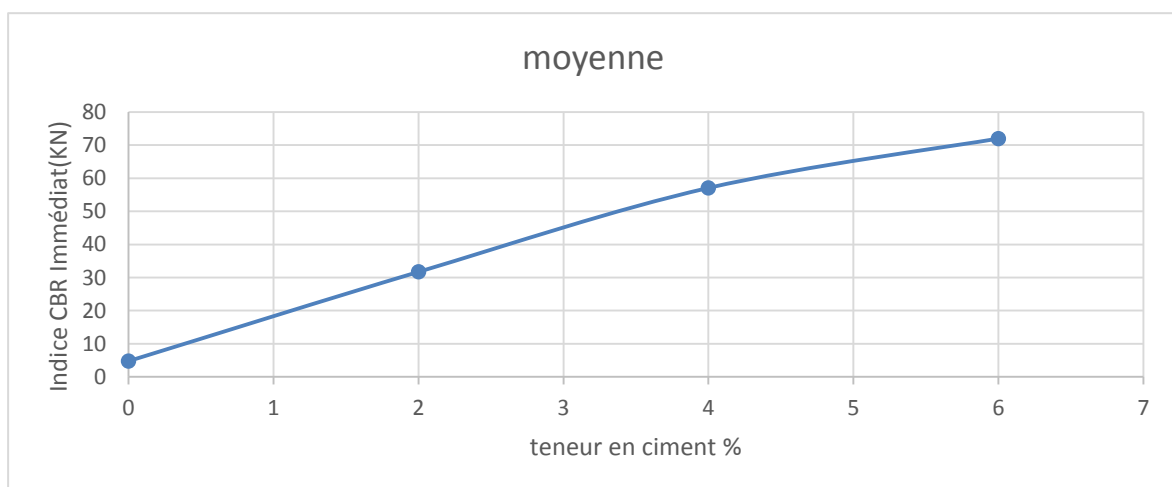


Figure III.22 Courbes des essais des C.B.R imbibé (MATINE)

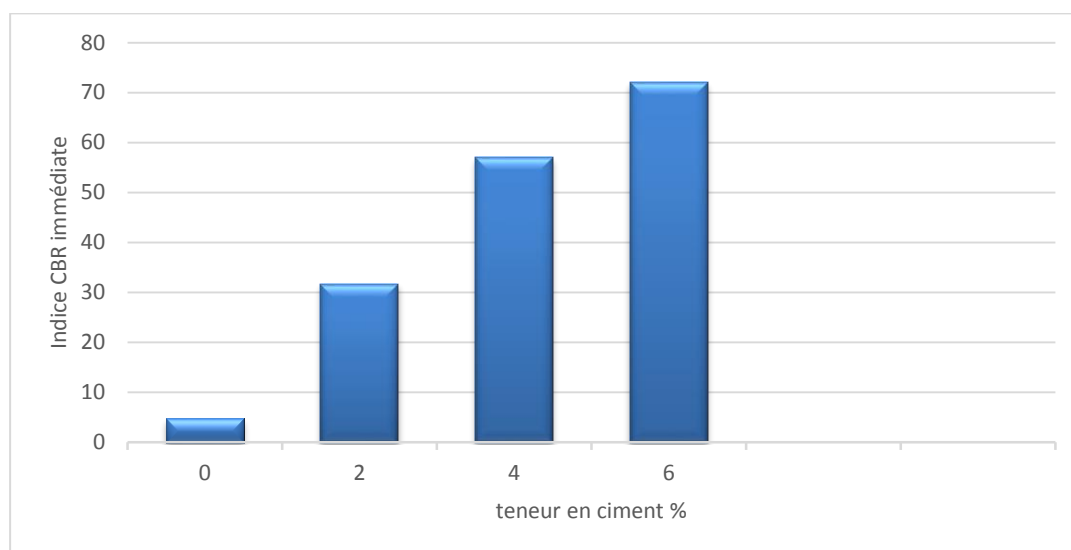


Figure III.23 Effet de ciment combiné sur l'indice CBR imbibé (MATINE)

b) CBR Immédiat

III .2.3.3 Sol naturel

Tableau. III.33 Résultats de l'essai CBR Immédiat du sol naturel

	Essai 1							
Enfoncements	0	0,675	1,25	2	2,5	5	7,5	10
Force de poinçonnement(KN)	0	0,370	0,486	0,51	0,70	0,98	1.19	1.24
Indice C, B, R immédiat à 2,5mm(%)	5.21							
Indice C, B, R immédiat à 5mm(%)	4.92							
Indice C, B, R max (%)	5.21							
	Essai 2							
Enfoncements	0	0,675	1,25	2	2,5	5	7,5	10
Force de poinçonnement(KN)	0	0,341	0,475	0,542	0,68	0,99	1.18	1.22
Indice C, B, R immédiat à 2,5mm(%)	5.08							
Indice C, B, R immédiat à 5mm(%)	4.95							
Indice C, B, R max (%)	5.08							
	Essai 3							
Enfoncements	0	0.675	1.25	2	2.5	5	7.5	10
Force de poinçonnement(KN)	0	0.219	0.472	0.556	0.694	0.965	1.223	1.295
Indice C, B, R immédiat à 2,5mm(%)	5.20							
Indice C, B, R immédiat à 5mm(%)	4.84							
Indice C, B, R max (%)	5.20							

III.2.3.4 Sol traité

a) Par ciment Matine

Tableau. III.34 Effet de ciment MATINE sur l'indice CBR immédiat
(Essai 1)

% des ciments		0	2	4	6
Temps (s)	Enfoncements (mm)				
0	0	0	0	0	0
2	0,675	0,370	0,694	0,799	0,896
4	1,25	0,486	1,145	0,970	1,166
6	2	0,509	1,648	1,459	1,703
8	2,5	0,695	1,791	2,115	2,275
15	5	0,981	2,903	2,305	2,499
23	7,5	1,190	3,423	2,526	3,905
35	10	1,244	3,697	2,703	4,013
ICBR à 2, 5 mm (%)		5.21	13.42	15.84	17.04
ICBR à 5 mm (%)		4.92	14.57	11.57	12.54
ICBR max (%)		5.21	14.57	15.84	17.04

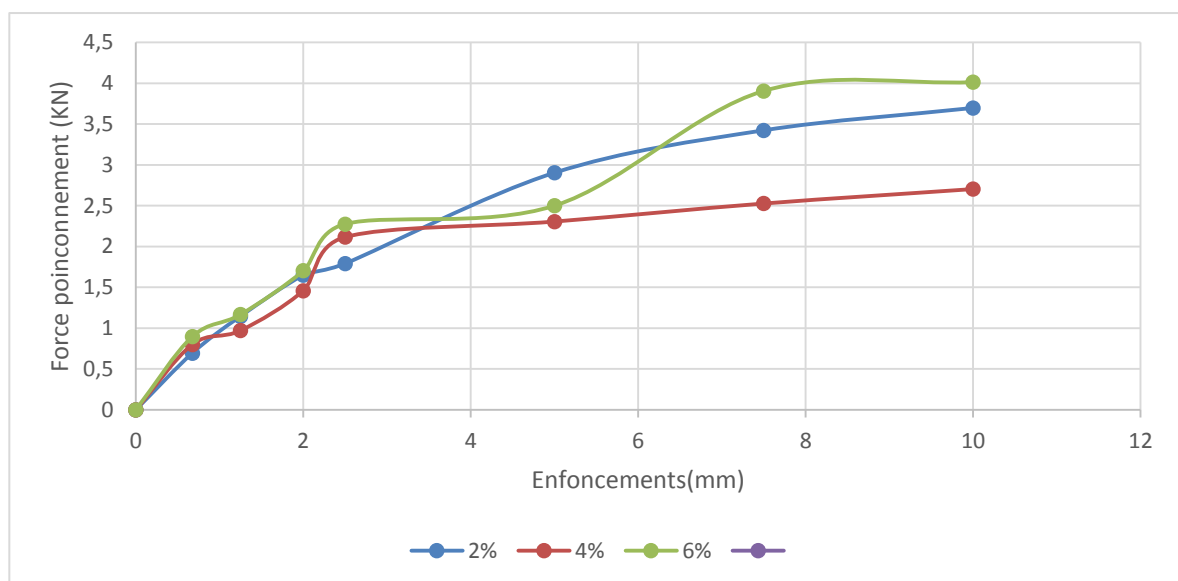


Figure III.24 Effet des ciments sur le comportement du sol au poinçonnement immédiat (essai 1)

Tableau. III.35 Récapitulatif des résultats des essais C.B.R immédiat (Matine)

Indice CBR immédiate	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Moyenne
0%	5.21	5.08	5.20	5.16
2%	14.57	14.47	14.37	14.47
4%	15.84	15.95	15.93	15.91
6%	17.04	16.97	16.98	16.99

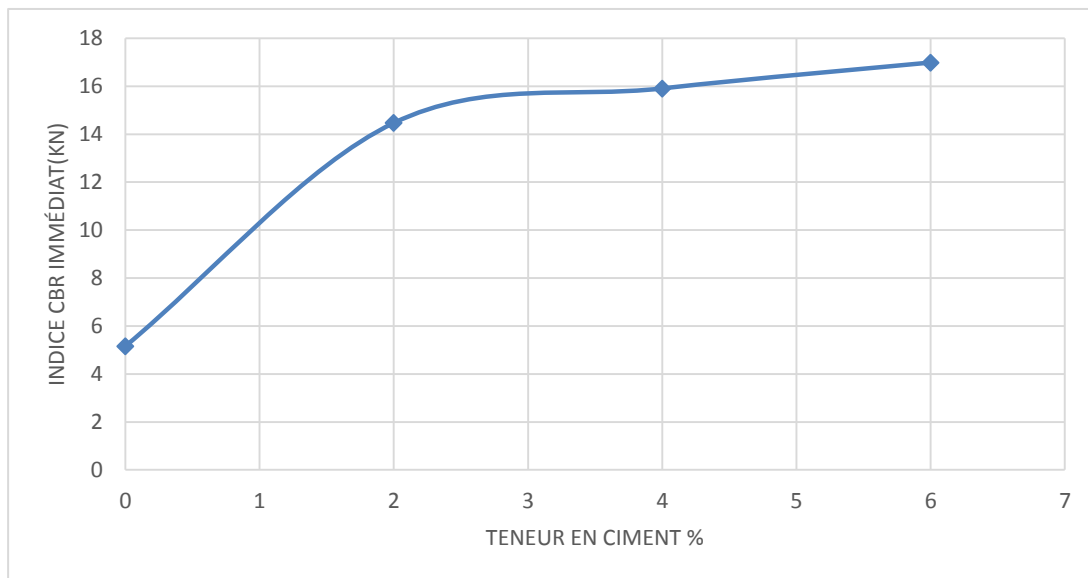


Figure III.25 Courbes des essais des C.B.R immédiat. (MATINE)

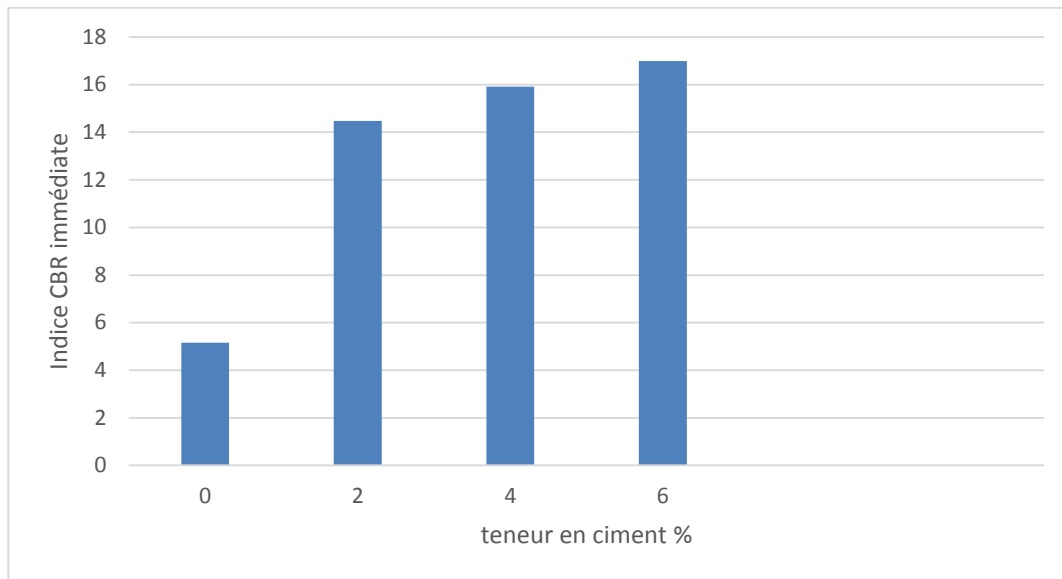


Figure III.26 Effet de ciment combiné sur l'indice CBR immédiat (Matine)

b) Par ciment Chamil

Tableau. III.36 Effet de ciment Chamil sur l'indice CBR immédiat (essai 1)

% des ciments		0	2	4	6
Temps (s)	Enfoncements (mm)				
0	0	0	0	0	0
2	0,675	0.33	0.74	0,60	0.81
4	1,25	0,46	1.01	0,86	1.01
6	2	0,59	1.51	1.25	1.59
8	2,5	0.61	1.71	1.92	2.10
15	5	0.99	2.66	2.00	2,30
23	7,5	1.17	3.24	2.42	3,79
35	10	1.24	3,63	2.65	3,88
ICBR à 2,5 mm (%)		4.53	12.79	14.38	15,74
ICBR à 5 mm (%)		4.98	13.36	10.05	11.56
ICBR max (%)		4.98	13.36	14.38	15,74

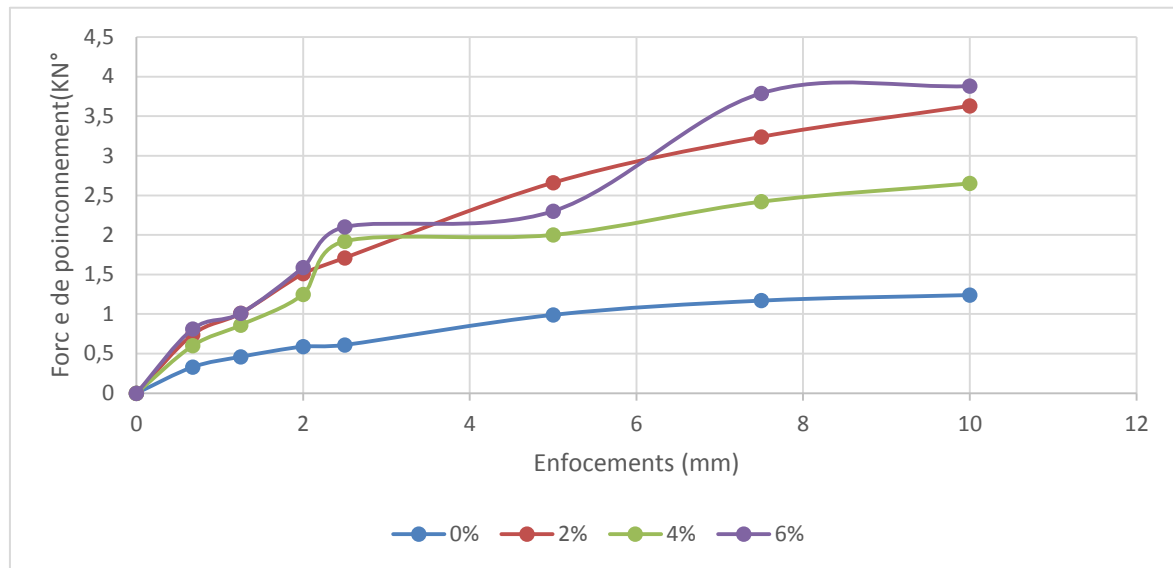


Figure III.27 Effet des ciments sur le comportement du sol au poinçonnement immédiat (essai 1)

Tableau. III.37 Récapitulatif des résultats des essais C.B.R immédiat.

Indice CBR immédiate	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Moyenne
0%	4.98	5.08	4.91	4.99
2%	13.36	13	13.29	13.21
4%	14.38	14.21	14.49	14.36
6%	15.74	16.07	15.81	15.87

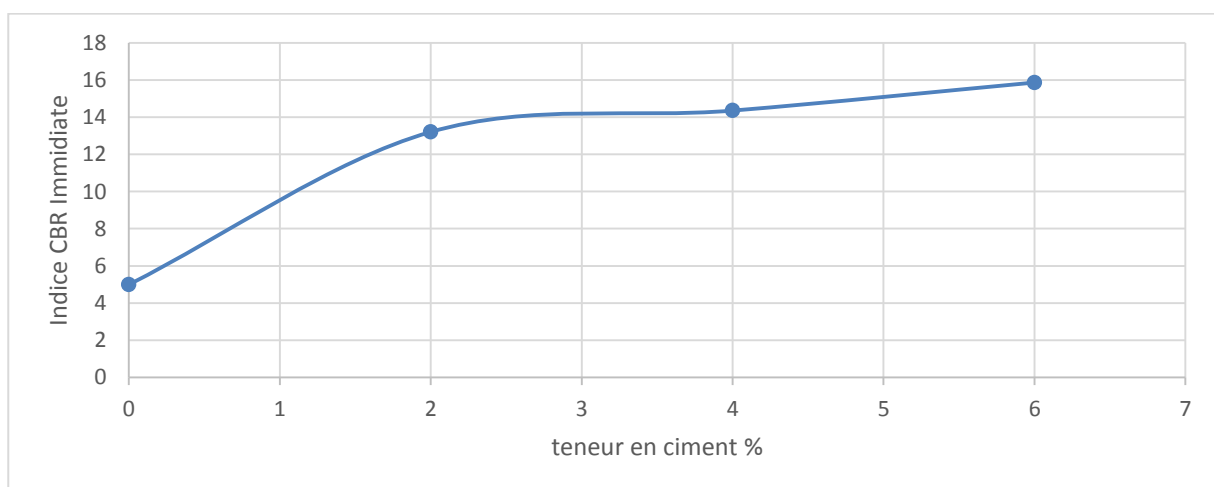


Figure III.28 Courbes des essais des C.B.R immédiat. (CHAMIL)

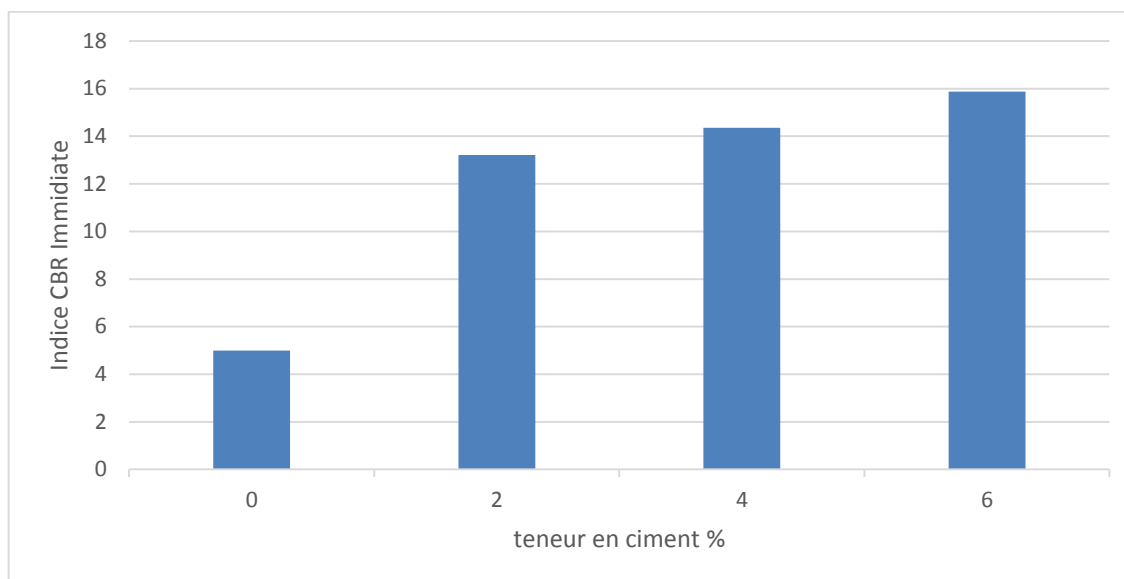


Figure III.29 Effet de ciment combiné sur l'indice CBR immédiat (CHAMIL)

Tableau. III.38 L'analyse chimique par XRF

SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O
26,58	6,24	2,31	32,38	2,60	4,04	1,27	0,03

Tableau. III.39 L'analyse par DRX

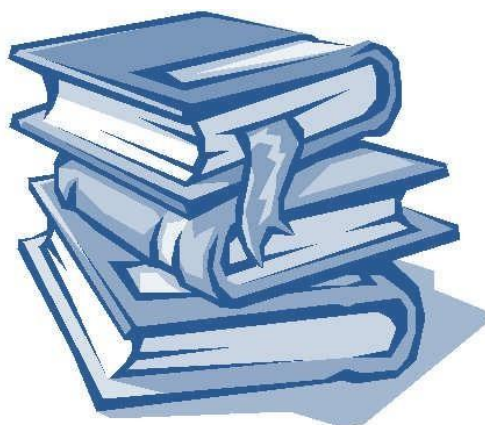
Calcite	Dolomite	Quartz	Illite	Kaolinite	Chlorite	Pyrophyllite	Albite	Microcline	Diaspore	Topaz	Fluorite
%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%
57,43	1,87	15,91	7,33	3,51	1,82	5,99	0,08	4,94	0,24	0,37	0,5

Conclusion

En techniques routières la nature des sédiments et la quantité d'argile contenue dans un matériau sont les principaux paramètres qui interviennent dans le choix du traitement. La caractérisation de notre sol selon le GTR (LCPC and SETRA 2000a) montre que les sédiments sont de types A2. Cette catégorie regroupe les sols limoneux-argileux peu plastiques. Cette classification montre qu'il est possible d'utiliser ce matériau en structure de route ou remblais après traitement. Toutefois, la détermination des conditions de mise en œuvre est nécessaire.

L'étude expérimentale vise à déterminer les paramètres physiques et mécaniques de ce limon-argileux, prélevée sur le site de Chaaba El Hamra (wilaya de M'Sila), traitée par deux classes de ciment (classes 32.5 et classes 42.5), 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 normale et des essais CBR immédiat et imbibé. Les résultats obtenus montrent que l'inclusion de ciments dans ce sol a permis d'améliorer ses propriétés géotechniques.

Références bibliographiques



- **MEKKI, Lakhdar (2018).** Comportement d'une argile expansive fortement consolidée. Thèse de doctorat. Université Mohamed Boudiaf-M'sila.
- **Didier G. (1972)** Gonflement cristallin et macroscopique des montmorillonites : Prévission. Thèse de docteur ingénieur. Université C. Bernard Lyon, pp.
- **GRUNBERGER D., (1995),** étude expérimentale de l'évolution des microstructures et des propriétés physiques et mécaniques des argiles au cours de la compaction, thèse université de Montpellier ii, sciences et techniques du Languedoc, 20 décembre 1995.
- **GHEDDACHE, Hora. 2012.** Stabilisation des sols à la chaux et à chaud. Tizi-Ouzou
- **KHEMISSA, M., & MEKKI, L. (2006).** Caractérisation du gonflement des argiles expansives de M'Sila (Algérie). International Symposium on urban géotechniques GeocityNet'2005, Lille, Franc
- **KHEMISSA, M., & MEKKI, L. (2007).** Caractérisation des argiles expansives de M'Sila (Algérie). Colloque « Sols et Matériaux à Problèmes », Tunisie.
- **LCPC-SETRA. (2000) Guide des terrassements routiers :** Réalisation des remblais et des couches de forme. Guide technique, Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, Bagneux, France
- **Le Roux A. (1972)** Caractéristiques mécaniques des roches argileuses en relation avec leur texture. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°61, pp. 155-176.
- **Mc Graw-Hillciment, (1962).** "Stabilization des sols", book company, Ink, 1962.
- **MOTASEM, A.T. & HADJADJ, T. (2019)** Caractérisation d'une argile expansive traitée par différents types de ciment et reconstituée à forte énergie de compactage. Mémoire de master académique.
- ❖ **Analyse granulométrique par tamisage NF P 94-056**
- **AFNOR Essai Proctor NFP94-093**
- **AFNOR des Limites d'Atterberg (selon la norme NF P 94-051)**
- **AFNOR Poids volumique (NFP94-054)/ (NFP94-053)**
- **AFNOR Analyse chimique : NF P 15-461/ NF P 94-048**

- **AFNOR Teneur en eau (w) : NF P94-050**
- **AFNOR Analyse Sédimentométrique (Norme NF P94-057)**
- **AFNOR Valeur de bleu de méthylène :(selon la norme AFNOR (NF P 94068)**
- **AFNOR ESSAI CBR (NFP94-078)**