

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Mémoire de Magister

Présenté à l'Université de Guelma
Faculté des Sciences et Sciences de l'Ingénierie

Département de : **Génie Civil**
Spécialité : **Structures, Sols et hydraulique.**

Présenté par : **Salah Salah Isma**

=====
*Comportement Mécanique d'un Sol Compacté sous
Cisaillement Monotone : Application à la Grave non
Traînée utilisée dans les Glissements de Terrains
dans la Région de Guelma.*
=====

Sous la direction de : **Dr. Nouaouria Mohamed Salah**

JURY

Dr Kachi S	Université de Guelma	Président
Dr Nouaouria M. S	Université de Guelma	Rapporteur
Prof Belabed L	Université de Guelma	Examineur
Dr Ninouh T	Université de Tébessa	Examineur
Dr Mimoun A . G	Université de Guelma	Invité

Résumé

La région de Guelma est parmi les régions les plus touchées par les glissements de terrains, surtout le long des axes routiers.

Pour traiter et conforter ces glissements, on a eu toujours recours à utiliser la grave non traitée (tout venant d'oued) qui est généralement un matériau pulvérulent et sans cohésion, et présente un coefficient de perméabilité relativement élevé, ce qui évite la génération de la pression interstitielle dans le remblai du talus ainsi formé par ce matériau.

Cependant, la plupart des talus traités en utilisant la grave non traitée, après un temps très court, ont présenté de nouveau des affaissements considérables.

Pour faire face à ce problème, la technique de géosynthétique vient d'être utilisée sur quelques sites, durant ces deux dernières années (2006-2007).

L'objectif de notre recherche consiste à étudier le comportement du sol affaissé et traité avec du ciment et de la possibilité de déterminer la quantité d'eau ainsi que le pourcentage de ciment nécessaire pour obtenir un sol suffisamment stable et résistant aux affaissements.

Mots clés : Sol compacté, Grave non traitée, Glissements de terrains, Géosynthétiques.

Abstract

Guelma region is among the regions most affected by landslides, particularly along the roads.

To process and consolidate these shifts, it was always used to use the severe untreated (all from wadi) which is usually a powder material without cohesion, and has a coefficient of relatively high permeability, which prevents the generation of pore pressure in the embankment slope thus formed by this material.

However, most embankment treated using the severe untreated, after a very short time, have reintroduced considerable subsidence.

To address this problem, the technique of geosynthetic has been used on some sites during the past two years (2006-2007).

The aim of our research is to examine the behavior of the ground collapsed and treated with cement and the possibility of determining the amount of water and the percentage of cement required to obtain a soil sufficiently stable and resistant to subsidence.

Keywords: Compacted soil, Severe untreated, Landslides, Geosynthetics.

ملخص

تعتبر منطقة قالمة من بين المناطق الأكثر تضررا من الإنهيارات الأرضية، خاصة على طول محاور الطرق .

و من أجل السيطرة و معالجة الإنهيارات الأرضية يستعمل على العموم (حصى الواد)، عادة يكون مادة دون تماسك، و يكون معامل نفاذيته مرتفع نسبيا، لتفادي إنضغاط المسام في المنحدر إستعملنا هذه المادة. مع ذلك، أكثر المنحدرات المعالجة بالحصى الغير معالج، بعد وقت قصير جدا نلاحظ حضور إنهيارات كبيرة.

من أجل التخلص من هذا المشكل، إستعملت تقنية جيوسنتتيك في بعض المواقع، خلال العامين الماضيين (2006-2007).

إنطلاقا من هذا كان موضوع بحثنا هو دراسة سلوك تربة إنهيارية بعد معالجتها بالإسمنت، و إمكانية تعيين كل من كمية الماء، و نسبة الإسمنت الضرورية للمعالجة حتى نتحصل على تربة غير إنهيارية.

كلمات – مفتاح : التربة المتراسة، الحصى الغير معالج، الإنهيارات الارضية، جيوسنتتيك.

REMERCIEMENTS

Mes sincères remerciements à dieu, de m' avoir donné la force, la volonté et le courage pour concrétiser ce modeste travail.

Je ne saure pas comment remercier ma famille qui m'aide par ses paroles, ces gestes, m'encourage et m'accompagne dans tous les moments, encore une fois mille merci.

*Je remercie chaleureusement Docteur **Mohamed Salah Nouaouria**, Maître de conférences à l'université 08 Mai 45 Guelma pour m'avoir encadrée avec autant de sérieux, de rigueur scientifique, d'humilité et d'encouragement.*

Mon grand respect, aux membres de jury qui me font l'honneur d'apprécier ce travail.

Je remercie toute personne ayant contribué de près ou de loin pour m'encourager afin d'élaborer ce travail.

DEDICACE

Je dédie ce travail aux êtres qui me sont les plus chères au monde:

Mes chers parents

Mes frères, Djamel eddine, Badreddine.

*Ces êtres qui ont été toujours à mes côtés pour me soutenir
et m'encourager*

Sommaire

	Page
Résumé.....	i
Abstract.....	ii
ملخص.....	iii
Remerciement.....	iv
Dédicace.....	v
Introduction.....	vi
Sommaire.....	ix
CHAPITRE I	
I. Caractéristiques des sols compacté	01
I.1.Introduction.....	01
I.2. origine des sols.....	01
I.3. classification des sol.....	01
I.4. Caractéristiques granulométriques	02
I.4.1.courbe granulométrique.....	02
I.5 Compactage.....	03
I.5.1Définition.....	03
I.5.2 Objectifs du compactage.....	04
I.5.2.1 Diminution des tassements.....	04
I.5.2.1.1 Suppression des tassements.....	04
I.5.2.1.2 Suppression des tassements différentiels.....	04
I.5.2.2 Elévations des caractéristiques mécaniques.....	04
I.5.2.2.1 Cas des sols–augmentation de la cohésion C et de l’angle de Frottement interne φ	04
I.5.2.2.2 Cas des sols Augmentation du module de déformation.....	07
I.5.2.2.3 Cas des assises de chaussée.....	08
I.5.2.3 Diminution de l’attrition.....	08
I.5.2.3.1 Notion d’attrition.....	08
I.5.2.3.2 Influence du compactage sur l’attrition	09
I.5.2.4 Diminution de la perméabilité.....	09
I.5.3 Différents facteurs influant sur le compactage.....	10
I.5.3.1 Influence de la teneur en eau sur l'aptitude au compactage.....	10
I.5.3.1.1 Les divers états d’un sol.....	11
I.5.3.2 Présentation et exploitation des résultats.....	12
I.5.3.2.1 Exemple.....	14
I.5.3.3 Energie du compactage.....	17
I.5.3.4 Effet du compactage sur la microstructure du sol	19

I.5.3.5 Effet du compactage sur la répartition des pores.....	20
I.5.3.6 Traitement du sol à compacter (Chaux et ciment).....	21
1.5.3.6.1 traitement à la chaux.....	25
1.5.3.6.2 Traitement au ciment.....	26
1.5.3.6.3 Les sols traités à la chaux et au ciment.....	26
1.5.3.6.3 Les domaines d'utilisation.....	26
1.5.3.6.5 Le dosage en liant.....	27
I.6 Compactage des sols sur site.....	27
I.6.1 Mesures après compactage.....	27
I.6.1.1 Masse volumique sèche.....	27
I.6.1.1.1 Densitomètre à membrane.....	28
I.6.1.1.2 Gamma densimètre (Troxler).....	31

CHAPITRE II

II Les essais Expérimentaux.....	33
II.1 Analyse granulométrique de la grave non traitée	33
II.1.1 la grave non traitée de Sidi Achour (Annaba).....	33
II.1.2 la grave non traitée de Oued Seybouse (Guelma).....	34
II.2 Essai Proctor.....	35
II.2.1 Introduction.....	35
II.2.2 But de l'essai.....	35
II.2.3 Matériel utilisé.....	36
II.2.3.1 Moule.....	36
II.2.3.2 Dame.....	37
II.2.4 Préparation de l'échantillon.....	38
II.2.4.1 Quantité à prélever.....	38
II.2.4.2 Choix du moule.....	38
II.3 Essais Proctor sur la Grave non traitée.....	39
II.3.1 Grave non traitée de Sidi Achour (Annaba).....	39
II.3.1.1 Appareillage d'usage courant.....	39
II.3.1.2 Préparation du matériau.....	39
II.3.1.3 Calculs.....	40
II.3.2 Grave non traitée de Oued Seybouse (Guelma).....	41
II.3 Essai CBR	42
II.3.1 Définitions.....	42
II.3.2 Principe de la méthode.....	42
II.3.3 Matériel nécessaire.....	43
II.3.4 Mode opératoire.....	44
II.3.5 Poinçonnement.....	45
II.3.6 Calcul de la correction – explication.....	46
II.3.7 Essai CBR sur la Grave non traité de Sidi Achour (Annaba) selon BS 1377 (1990)...	47
II.3.8 Traitement de la Grave de Sidi Achour (Annaba) avec le ciment.....	50
II.3.9 Essai CBR sur la grave non traitée de Oued Seybouse (Guelma) selon BS 1377 (1990).....	52
II.3.10 Traitement d'une Grave non traitée de Oued Seybouse (Guelma) avec leCiment.....	54
II.4 Essai D'affaissement.....	
II.4.1 Introduction.....	57
II.4.2 Identification et mise en évidence.....	57

II.4.3 Appareillage de compactage du matériau.....	58
II.4.4 Confection de l'éprouvette et réalisation de l'essai	59
II.4.5 Essais d'affaissement sur la grave non traitée.....	60
II.5 Essai de cisaillement a la boîte.....	60
II.5.1 But de l 'essai.....	67
II.5.2 Matériel utilisé.....	67
II.5.3 Confection de l'éprouvette et exécution de l'essai.....	68
	69
CHAPITRE III	
III Analyse et Interprétation des résultats.....	77
Conclusion et perspectives.....	
Bibliographie	80

Introduction :

A montré les dégâts causés par l'affaissement du terroir et enregistrées dans de nombreuses régions du monde que ce phénomène existe et doit être contrôlé.

La plupart des remblais en utilisant la grave non traitée, après un temps très court, présentent de nouveau des affaissements considérables.

Pour faire face à ce problème, nous proposons le plan de travail suivant :

Déterminer les propriétés physiques et mécaniques de la grave non traitée qui lui est appliquée en cas d' affaissement, la couche de la grave non traitée sont appliquées ustensiles de circulation et des distorsions sur les chaussées.

Soyez objectif dans ce cas est de savoir comment la réduction de ce mouvement pour devenir acceptable.

Pour cela dans notre tente de modifier le comportement de ce GNT traitée avec le ciment et étudier la possibilité de nommer à la fois la quantité d'eau et la proportion de ciment nécessaire pour le traitement jusqu'à ce que la GNT non affaisser.

Chapitre I

Etude Bibliographique

I. Caractéristiques des sols compactés

I. 1 Introduction

La mécanique des sols s'intéresse à l'étude des propriétés physiques, mécanique et hydrauliques du sol, c'est-à-dire qu'elle s'intéresse au comportement des sols sous l'effet des charges externes. Elle s'intéresse à la capacité de sol de résister aux charges transmises par les ouvrages.

I. 2 Origine des sols

Les sols sont des matériaux naturels provenant de la destruction mécanique et/ou physico-chimique des roches.

Ils sont constitués de grains de dimensions très variables, de quelques micromètres à quelques décimètres, pouvant être séparés aisément par simple trituration ou éventuellement sous l'action d'un courant d'eau.

Les sols sont de nature et d'origines géologiques très diverses : alluvions, matériaux meubles, sédimentaires, dépôts glaciaires, éboulis.

On entend par nature du sol les caractéristiques du sol qui ne varient pas ou très peu, lorsqu'on le manipule, que ce soit à l'extraction, au transport, à la mise en remblai ou au compactage.

C'est le cas par exemple pour la granulométrie d'une grave et l'argilosité d'un sol fin.

Par contre, les caractéristiques d'état d'un sol sont celles qui peuvent être modifiées par l'environnement dans lequel il se trouve.

C'est le cas en particulier pour l'état hydrique [1].

I. 3 Classification des sols

Plusieurs classifications des sols ont été proposées, elles visent à préciser le langage technique concernant les sols en se basant sur l'analyse granulométrique et les limites d'Atterberg, mais à cause de la grande variété des sols il n'est pas possible de créer un système universel de classification des sols permettant de diviser les sols en différents groupes.

Parmi les systèmes les plus utilisés, on peut citer :

1. La classification **HRB** « Highway Road Board ».
2. La classification **USCS** « Unified Soil Classification System ».
3. La classification **LPC** « Laboratoire des Ponts et Chaussées ».

- La classification **HRB** « **Highway Road Board** » : cette classification a été proposée par L'AASHTO pour fournir une estimation générale sur la quantité des sols désignés aux assises routières.

- La classification **USCS** « **Unified Soil Classification System** » : a été initialement établie par GASA en 1942, en suite elle a été légèrement modifiée en 1952; les principaux sols de cette classification sont donnés par les tableaux.

-La classification **LPC** « **Laboratoire des Ponts et Chaussées** » : reproduite sur des tableaux, cette classification ne prend en compte que la nature des sols.

I.4 Caractéristiques granulométriques

I.4.1 Courbe granulométrique

Une des premières étapes de la caractérisation d'un sol consiste à évaluer sa composition à partir de sa **courbe granulométrique** ; il s'agit d'un graphique qui indique, pour une dimension donnée **d** d'un grain (portée en abscisse), le **pourcentage en poids** des grains de dimension inférieure (**tamisat, passant**) à d.

La courbe est tracée en **coordonnées semi-logarithmiques**, de façon à donner une représentation plus précise des particules fines (qui influent énormément sur le comportement des sols).

On obtient les données nécessaires au tracé de cette courbe grâce à l'analyse granulométrique ; elle est obtenue :

- Pour la fraction de sol dont les grains sont **> 80 µm** : par **tamissage** sur une série de tamis de maille décroissante ;
- Pour la fraction de sol dont les grains sont **< 80 µm** : par un **essai de sédimentation** (méthode basée sur le temps de sédimentation des particules solides en suspension dans un fluide).

Pour plus d'informations sur l'analyse granulométrique, on se reportera au mode opératoire et aux documents correspondant à la manipulation proprement dite [2].

I.5 Compactage

I.5.1 Définition

Le compactage ou le tassement des sols est l'augmentation de leur masse volumique sèche (ρ_d) résultant de l'application d'une charge sur ces derniers.

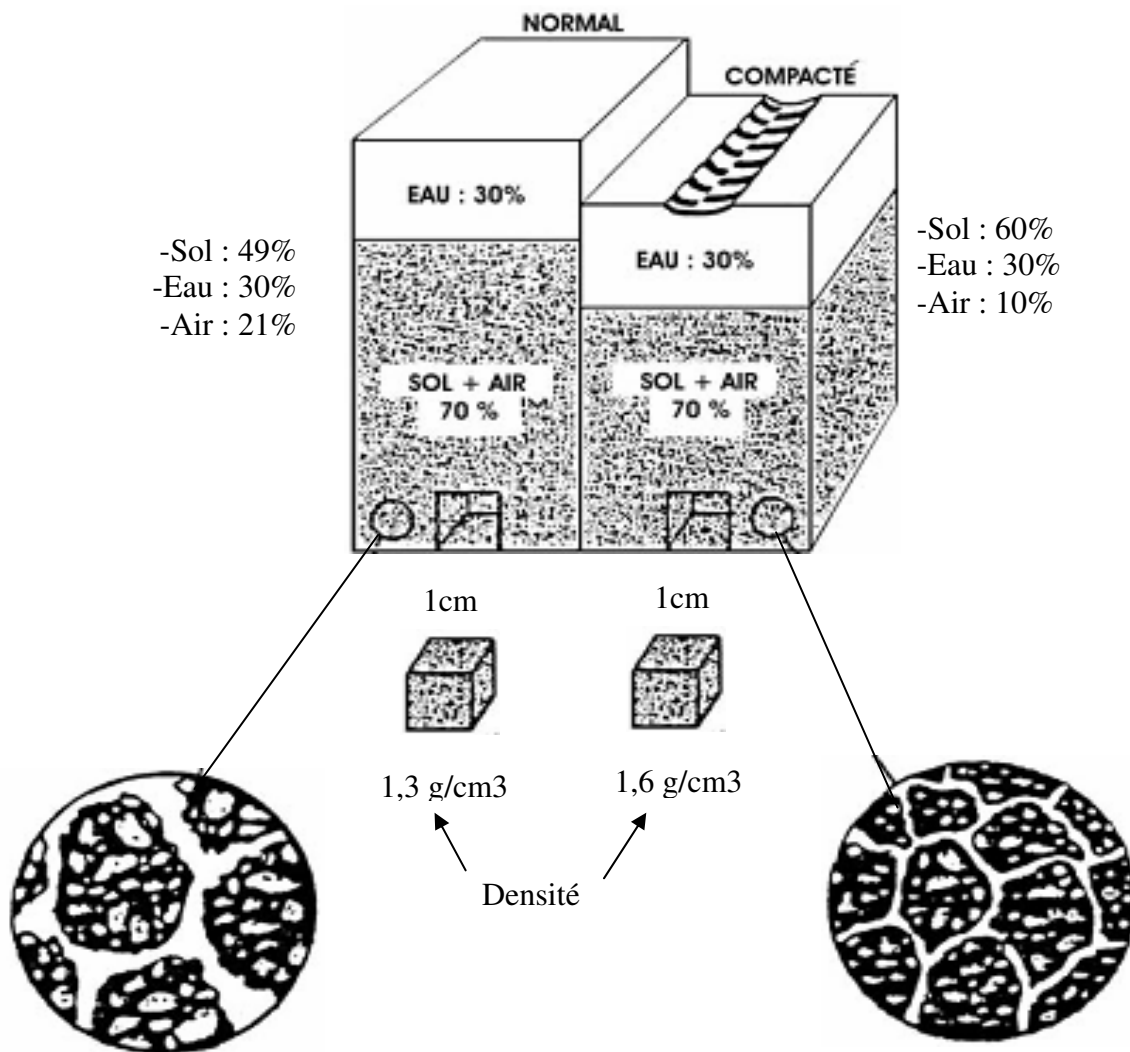


Figure 1.1 Comparaison entre un volume de sol normal et compacté [3].

I.5.2 Objectifs du compactage

I.5.2.1 Diminution des tassements

I.5.2.1.1 Suppression des tassements

C'est une opération volontaire effectuée avant mise en service de l'ouvrage, et qui mettra le matériau dans un état suffisamment serré pour qu'un resserrement ultérieur soit impossible ou peu probable.

A la limite, si cette opération volontaire réduisait le volume des interstices à Zéro, tout tassement serait évidemment nul, il n'est pas nécessaire, d'atteindre un tel état, qui reste totalement idéal; nous verrons qu'une densification modérée est suffisante [4].

I.5.2.1.2 Suppression des tassements différentiels

Diminuer les tassements différentiels source de désordre par le fait de rapprocher les grains du matériau les uns des autres pour éviter les rapprochements spontanés ultérieurs sous l'effet du poids propre ou des surcharges et notamment des véhicules lourds [4].

I.5.2.2 Elévations des caractéristiques mécaniques

Le resserrement des grains du matériau a un autre effet très important : les caractéristiques mécaniques sont fortement améliorées.

I.5.2.2.1 Cas des sols – augmentation de la cohésion C et de l'angle de frottement interne φ

- Nous rappelons brièvement, ici, que la courbe intrinsèque des sols est caractérisée par deux paramètres, l'ordonnée à l'origine ou cohésion C et l'angle φ que fait la droite intrinsèque avec l'axe des contraintes normales (fig1.2).



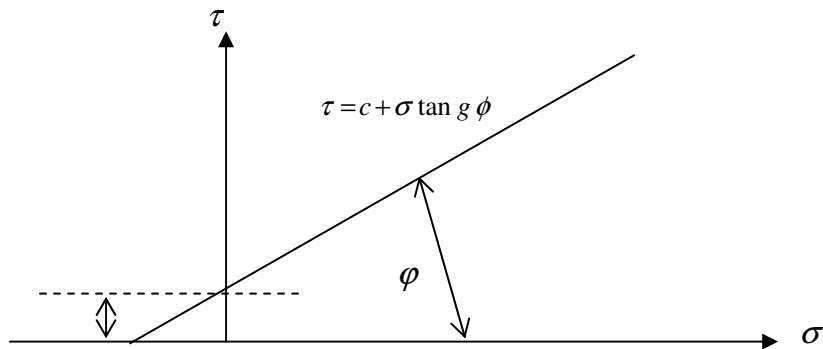


Figure 1.2 Définition de la cohésion C et de l'angle de frottement interne φ

- Augmentation de φ On comprend assez bien, intuitivement que le resserrement des grains de matière le nombre de contacts eux et, par conséquent, leur frottement : l'angle φ est accru.

- Augmentation de C , La seule intuition explique moins bien par quel mécanisme la diminution du volume de pores augmente la cohésion. Certes, on peut penser au phénomène d'interclavage illustré par la Fig 1.3, Mais on peut, de plus, présenter le raisonnement qualitatif suivant :

La cohésion est fournie, d'une part, par les ménisques d'eau qui, par tension superficielle, viennent appliquer l'un contre l'autre deux grains et, d'autre part, par les phénomènes électrostatiques régnant dans l'eau plaquée à la surface des grains.

Si, grâce au compactage, les grains sont plus serrés, les ménisques d'eau vont avoir plus d'efficacité (du moins tant que ce resserrement des grains n'entraînera pas un degré de saturation élevé) et d'autre part, les phénomènes de surface joueront davantage.

Quelle que soit la valeur de ce raisonnement, on constate que la cohésion est bien augmentée par le compactage.

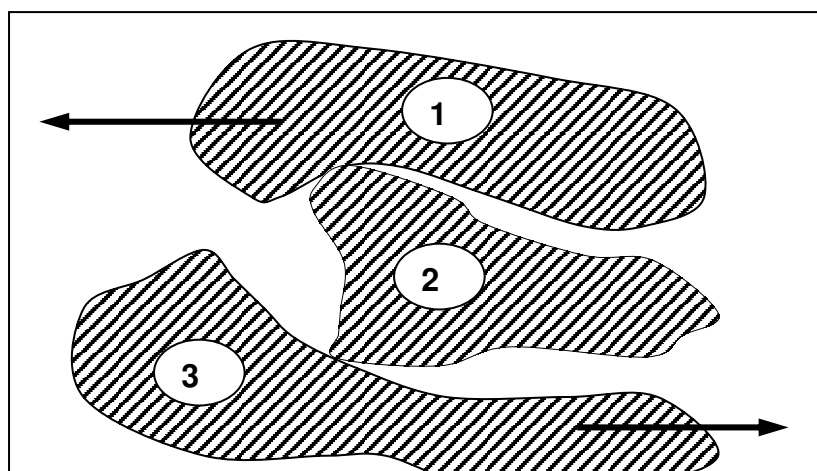


Figure 1.3 Interclavage :

Le cisaillement selon les directions indiquées par les flèches est rendu très difficile par l'interclavage ; il ne peut se produire qu'en écartant les grains 1 et 3 et la contrainte normale s'oppose à cet écartement, Même en l'absence de contrainte normale, cet enchevêtrement peut conduire à une résistance au cisaillement c'est-à-dire à une cohésion.

• Or, cette augmentation de C et φ peut être recherchée par l'ingénieur dans de nombreux ouvrages ou parties d'ouvrage.

Il en sera ainsi des talus de remblai qui auront tendance à mieux tenir s'ils sont bien compactés. Notons de plus, que leur résistance à l'érosion sera améliorée.

Ces caractéristiques jouent, de plus, un rôle important dans les barrages en terre pour lesquels le compactage est donc essentiel. Nous verrons qu'il l'est, d'ailleurs encore plus, en ce qui concerne la diminution de la perméabilité.

L'élévation de ces caractéristiques et celle, que nous allons analyser ci après, du module de déformation, accroît la portance des sols, Elle est recherchée, à ce titre, par l'ingénieur routier, mais aussi, elle a permis d'édifier des ouvrages peu déformables ou indéformables sur des remblais ou sur sols en place peu portants, dont on a amélioré les caractéristiques grâce à un compactage adéquat [4].

I.5.2.2.2 Cas des sols - Module de déformation

a) Notion du module de déformation

Si l'on applique à un sol quelconque une contrainte de compression, le sol va se déformer et cette déformation est d'autant plus élevée que la contrainte sera forte.

Si l'on exprime la déformation en raccourcissement δl , rapportée à la longueur l d'une éprouvette, il est donc tentant d'appliquer une loi analogue à la loi de Hooke et d'écrire

l'équation $\frac{\delta l}{l} = \frac{1}{E} \sigma$ (1), σ étant la contrainte de compression.

Mais les lois de déformation des sols sont trop complexes et s'éloignent trop de la proportionnalité, ou du moins, si on exprime par la loi de Hooke pour que l'on ait le droit d'écrire l'équation précédente, ou du moins, si on l'écrit, le paramètre E ne sera pas, et de beaucoup s'en faut, une constante.

Comme cette équation est néanmoins simple et commode, on sera amené à définir toute une série de modules E, pas toujours homogènes à une contrainte.

L'un des plus employés est le module de déformation de dimension : si l'on applique à la surface (supposée horizontale) d'un terrain une charge **F** uniformément répartie sur une surface **S**, l'enfoncement du sol est **d**.

Cet enfoncement est grossièrement proportionnel à **F/S** et le module de déformation est défini par la relation :

$$d = \frac{1}{E} \frac{F}{S} \quad (2)$$

En fait, là aussi, il faut définir, non pas un module de déformation, mais toute une série de modules dont la valeur dépend des conditions de l'essai [4].

b) Augmentation du module de déformation par le compactage

L'intuition montre clairement que lorsque le volume des interstices d'un sol est important, le sol sera plus déformable (et, par conséquent, le module plus faible) que lorsque l'on a réussi à refermer ces interstices.

C'est bien ce l'on constate : On a même utilisé et on utilise encore cette augmentation pour contrôler le compactage par cet effet.

Cette augmentation du module de déformation se traduit aussi par une augmentation de la portance [4].

I.5.2.2.2 Cas des assises de chaussée

L'augmentation des caractéristiques mécanique des matériaux de chaussée par le compactage a une influence dans la bonne construction de ces assises.

Nous verrons, en effet longuement, que le module, la résistance à la traction, la résistance à la compression des matériaux constituant les couches de chaussée sont considérablement augmentées par un accroissement de densité.

Or ces paramètres ont une influence déterminante sur la résistance de la chaussée à la fatigue et, par suite, sur sa durée de vie.

Même si la suppression des tassements différentiels (sous forme d'orniérage) est poursuivie par l'ingénieur dans le compactage du corps de la chaussée, c'est l'objectif d'amélioration des caractéristiques mécaniques qui est donc prépondérant.

Cela conduit le technicien routier à pousser le compactage de celle-ci très loin, beaucoup plus loin qu'on ne le fait en ce qui concerne les remblais [4].

I.5.2.3 Diminution de l'attrition

I.5.2.3.1 Notion d'attrition

Lorsque l'on a mis en place une assise routière constituée de grains, ceux-ci, par frottement les uns contre les autres (ou quelquefois par choc), se cassent, perdent une partie de leur substance transformée en grains de dimensions plus petits et quelquefois, en sable, ou même en matériaux plus fins.

Cette modification de la granularité des matériaux est l'attrition.

On sait qu'elle est, en général, augmentée par la présence d'eau et qu'on l'apprécie par divers essais très empiriques, tels que le **Los Angelès**, le **Deval**, le **micro-dival** et le **micro-dival en présence d'eau** (M.D.E).

Chacun sait que cette production d'éléments fins par l'attrition et cette modification de la granularité abaissent les caractéristiques mécaniques des matériaux constitutifs d'une chaussée [4].

I.5.2.3.2 Influence du compactage sur l'attrition

Il tombe sous le sens que, lorsqu'un matériau routier est bien serré, les interstices n'y ont qu'un volume restreint, les mouvements relatifs des grains y sont réduits ou supprimés. Par là même, on diminue l'attrition.

Certes, celle-ci n'est pas due uniquement au frottement des grains les uns contre les autres et à l'usure qu'il entraîne.

Deux grains qui s'appuient l'un sur l'autre et se compriment mutuellement par une petite surface de contact peuvent écraser le matériau voisin de celle-ci, et celle, sans qu'il y ait mouvement relatif de ces deux grains.

Mais de mouvements relatifs sont une cause importante d'attrition, et il est clair, que des densités élevées les diminuent.

Encore faut-il éviter que celle-ci se produise par le compactage lui-même [4].

I.5.2.4 Diminution de la perméabilité

Comme il est bien évident que le volume des interstices joue un rôle dans la perméabilité, même si leur répartition, la dimension de chacun d'eux, etc.... ont aussi une influence, il est évident que le compactage diminue la perméabilité.

Mais là encore, l'objectif de diminution de ce facteur n'est pas le même suivant la nature de l'ouvrage.

Cet objectif est évidemment essentiel lorsque se pose le problème de l'étanchéité. C'est le cas du noyau des barrages en terre, et des anciens remblais corroyés.

Il est important dans les assises de chaussée. Encore faut-il noter que l'exigence d'imperméabilité n'est pas du tout la même suivant qu'il s'agit d'une couche de surface (1) qui doit impérativement être étanche ou d'une couche de fondation qui, dans certains cas, pourrait même avoir intérêt à être quelque peu perméable.

Il faut ajouter que dans les assises de chaussée traitées, l'imperméabilité doit beaucoup au liant, qu'il soit hydraulique ou hydrocarboné.

Dans les enrobés d'étanchéité mis en œuvre dans les ouvrages hydrauliques, l'imperméabilité est une nécessité absolue et le compactage doit donc être très bien étudié.

Là aussi, le liant joue un rôle très important et la formulation de l'enrobé (malgré un compromis difficile entre l'imperméabilité et la stabilité) prévoit un dosage en bitume plus important que dans un enrobé routier [4].

I.5.3 Différents facteurs influant sur le compactage

I.5.3.1 Influence de la teneur en eau sur l'aptitude au compactage

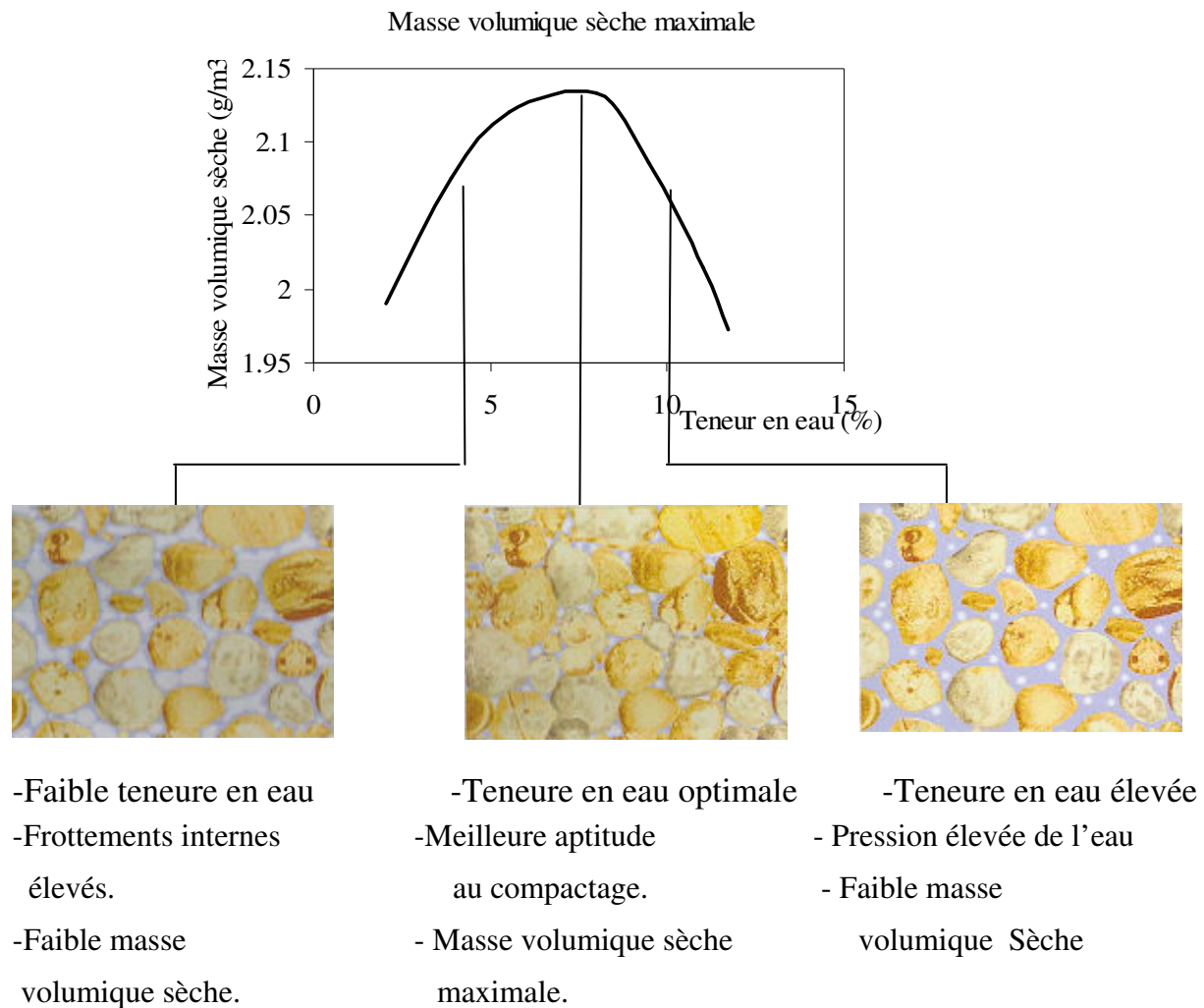


Figure 1.4 Influence de la teneur en eau sur l'aptitude au compactage[3].

I.5.3.1.1 Divers états d'un sol

La consistance (et donc le comportement) d'un sol varie dans des proportions importantes en fonction de la teneur en eau; ceci est lié à l'importance plus ou moins grande des couches d'eau adsorbées autour des ses grains et plus généralement aux propriétés colloïdales des argiles et à leur proportion dans le sol considéré :

- Si la teneur en eau est élevée, les forces de cohésion ne sont pas assez importantes pour maintenir en place les particules de sol.

Ce dernier se comporte sensiblement comme un fluide (boue).

Il est à l'état **liquide** (le sol tend à s'étaler si on le dépose sur une surface horizontale).

-Si la teneur en eau diminue, le sol peut être modelé sans qu'il s'effrite et conserve sa forme. les particules sont rapprochées car l'eau adsorbée est mise en commun (les grains sont reliés entre eux par des molécules d'eau).

Le sol est alors à l'état **plastique**, (Posé sur une surface horizontale, il ne s'étale pas mais n'offre aucune résistance à l'action d'une charge même très faible).

-Si la teneur en eau diminue encore, les grains deviennent très rapprochés; le sol ne peut plus être modelé et se fend lorsqu'on le travaille, c'est l'état **solide**.

Cet état peut se découper en deux sous-états :

Lorsque la quantité d'eau est relativement importante la pellicule d'eau qui entoure les grains tend à les repousser et augmente le volume apparent; si l'on sèche un tel sol le volume diminue :

il y a **retrait**, c'est l'**état solide avec retrait**, la déformabilité du sol est beaucoup plus faible qu'à l'état plastique.

Lorsque la quantité d'eau devient encore plus faible, la rigidité du corps augmente encore mais son volume ne change pas alors que la teneur en eau diminue.

On parle d'**état solide sans retrait**.

Les trois schémas ci-contre résument les états possibles d'un sol [3].

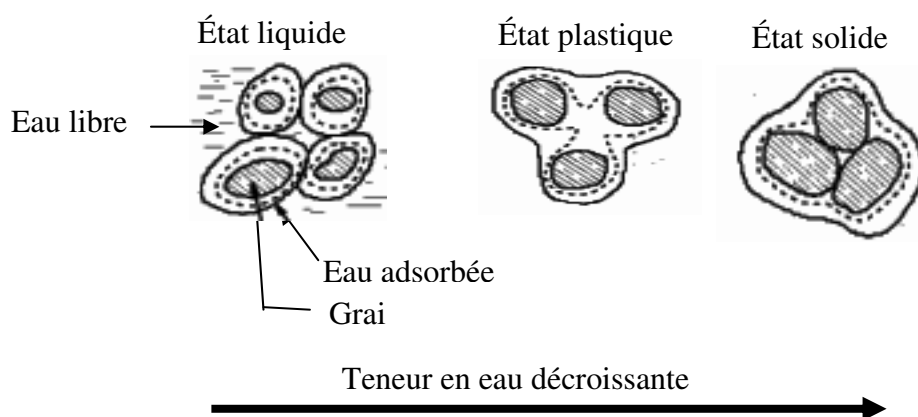


Figure 1.5 Divers états d'un sol

I.5.3.2 Présentation et exploitation des résultats

Présenter les résultats et les calculs sur une feuille selon le modèle donné.

Méthode : - peser le moule + embase à 5 g près (**P1**) ;

- introduction du matériau selon la norme NF P 94-093 ;
- araser soigneusement, nettoyer le moule et peser l'ensemble (**P2**) ;
- démouler le sol et prélever deux prises en haut et en bas de l'échantillon ;
- déterminer les teneurs en eau et faire la moyenne (w_1) ;
- calculer la masse volumique apparente sèche :

$$\rho_{d1} = \frac{M_{\text{sèche}}}{\text{vol. moule}} = \frac{P_2 - P_1}{1 + \omega_1} \times \frac{1}{\text{vol. moule}} \quad (3).$$

Tracer la courbe obtenue à l'aide des valeurs et déterminer ω_{opt} et ρ_{dmax} .

Voici les courbes obtenues sur deux sols différents :

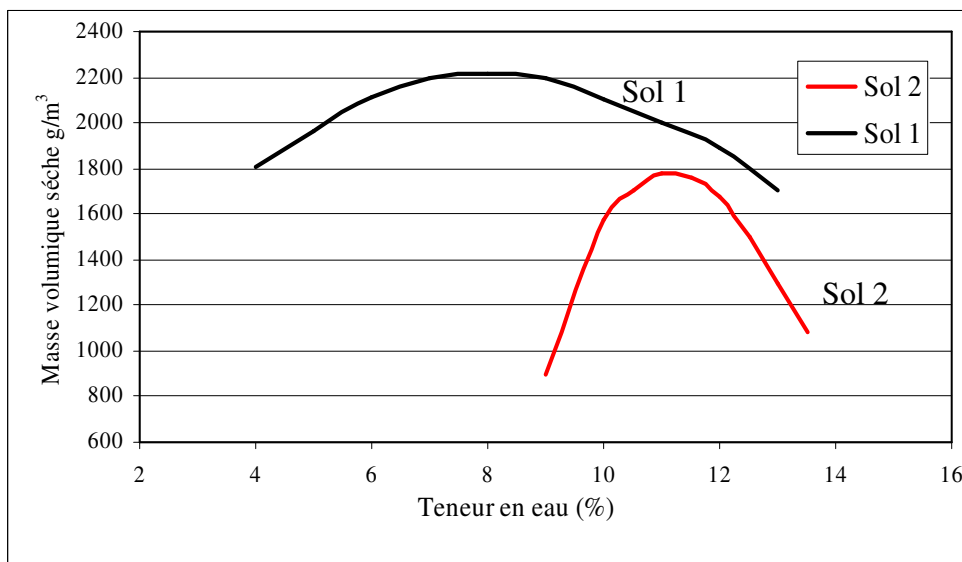


Figure 1.6 Courbes Proctor de deux sols différents.

Sol 1 : Grave naturelle $\rho_{\text{d max}} = 2250 \text{ Kg/ m}^3$

$\omega_{\text{opt}} = 7,5 (\%)$.

Sol 2 : Sable limoneux $\rho_{d \max} = 1750 \text{ Kg/ m}^3$ $\omega_{\text{opt}} = 12 (\%)$.

D'une manière générale l'allure des courbes est aplatie en l'absence de fines et au contraire incurvée dans le cas des sols comportant beaucoup de fines comme les limons et argiles.

Nature du sol	$\rho_{d \max}$ en KN/m^3	ω_{opt} en %
Argile	20	20
Limon	17	17
Sable de rivière	16	6
Sable limoneux	19	12
Grave naturelle	20	8
Grave reconstituée	22	6

Tableau 1.1 Les résultats de $\rho_{d \max}$ et ω_{opt} par Ordre de grandeur [3].

I.5.3.2.1 Exemple

a) Essai d'identification

Les échantillons provenant des quatre sites étudiés, à savoir, E, Bt, Eg et Btg ont fait l'objet d'analyses granulométriques, ainsi que de la détermination des limites d'Atterberg.

Les résultats obtenus sont groupés dans les **tableaux 1.2** et **1.3**.

On confirme une présence plus importante de particules dont le diamètre est inférieur à 2mm dans les sites illuviaux (Bt et Btg) que dans les sites éluviaux (E et Eg).

Par ailleurs, les valeurs de l'indice de consistance I_c (**Tableau 3**) dans les sites perturbés sont plus élevées que celles des sites témoins.

En effet, pour Eg cet indice vaut environ le double de celui de son homologue E [5].

b) Essais Proctor

Les résultats des essais Proctor sont synthétisés au **tableau 4** et à titre d'exemples les **figures 1.7** et **1.8** reprennent les graphiques issus des analyses des essais Proctor Normal et Proctor Modifié.

Sites	Catégorie
-------	-----------

	sable 2 – 0,05 mm	Limon grossier 50 – 20 µm	Limon fin 20 – 2 µm	argile < 2 µm
E	17,9	50,0	24,4	7,6
Bt	24,0	44,0	20,4	11,6
Eg	30,0	41,5	19,0	9,6
Btg	13,0	49,0	24,3	13,7

Tableau 1.2 Analyse granulométrique des quatre sites étudiés

(d'après K. Rohand, M. Van Molle, J. Herbauts, JC. Verbrugge 2000).

Sites	Teneur en eau w (%)	Limites d'Atterberg			
		w_l (%)	w_p (%)	I_p	I_c
E	29	34	25,0	9	0,55
Bt	22	28	20,5	7,5	0,80
Eg	27	39	27,0	12,0	1,00
Btg	20	29	20,4	8,6	1,05

Tableau 1.3 Teneur en eau et résultats des essais de comportement des sites E, Bt, Eg et Btg (d'après K. Rohand, M. Van Molle, J. Herbauts, JC. Verbrugge 2000).

Sites	Proctor normal		Proctor modifié	
	w_{opt} (%)	$\gamma_{d\ max}$ (kN/m ³)	w_{opt} (%)	$\gamma_{d\ max}$ (kN/m ³)
E	18,9	15,8	16,8	17,0
Bt	17,0	16,5	14,0	17,8
Eg	18,4	15,5	16,4	16,3
Btg	16,0	17,2	14,0	18,0

Tableau 1.4 Teneur en eau optimale de l'essai Proctor w_{opt} et poids volumique apparent sec $\gamma_{d\ max}$ des différents sites étudiés (d'après K. Rohand, M. Van Molle, J. Herbauts, JC. Verbrugge 2000).

Les courbes Proctor normales des deux sites homologues Bt et Btg, montrent que les teneurs en eau optimales (w_{opt}) sont de 16,0 % pour Bt g et de 17,0 % pour Bt.

Les poids volumiques apparents secs maxima ($\gamma_{d\ max}$) correspondants sont, respectivement, de 17,2 et 16,5 kN / m³.

On constate que pour une énergie spécifique de compactage identique, $\gamma_{d \max}$ de Bt est inférieur à celui de Btg.

Pour les sites homologues éluviaux, E et Eg, $\gamma_{d \max}$ vaut respectivement $15,8 \text{ kN}/\text{m}^3$ et $15,5 \text{ kN}/\text{m}^3$; tandis que pour w_{opt} on trouve $18,9 \%$ et $18,4 \%$.

Donc, pour une même énergie de compactage, la valeur de $\gamma_{d \max}$ de site Eg est inférieure à celle de site E.

Les points représentatifs des optima sont plus proches dans les sites E et Eg que dans Bt et Btg.

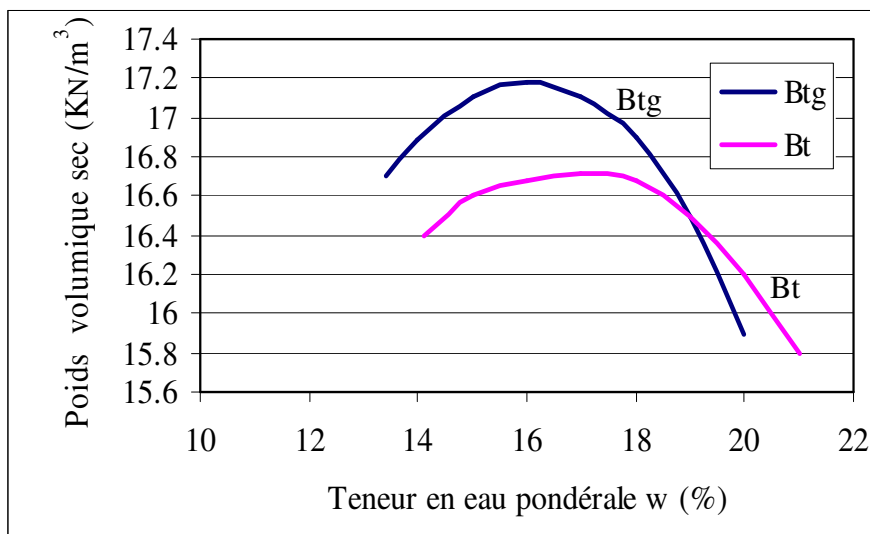
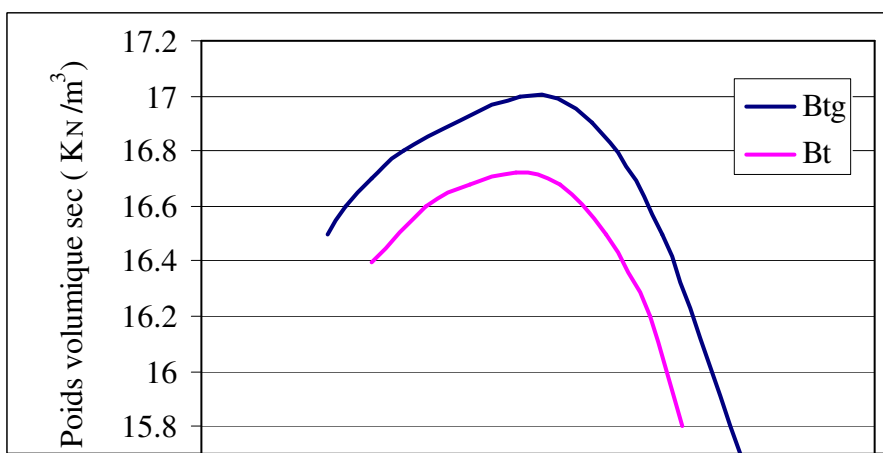


Figure 1.7 Courbe Proctor normal de Bt et Btg
(d'après K. Rohand, M. Van Molle, J. Herbauts, JC. Verbrugge 2000).



Btg

Bt

Figure 1.8 Courbe Proctor modifié de E et Eg

K. Rohand, M. Van Molle, J. Herbauts, J.C. Verbrugge 2000).

(d'après

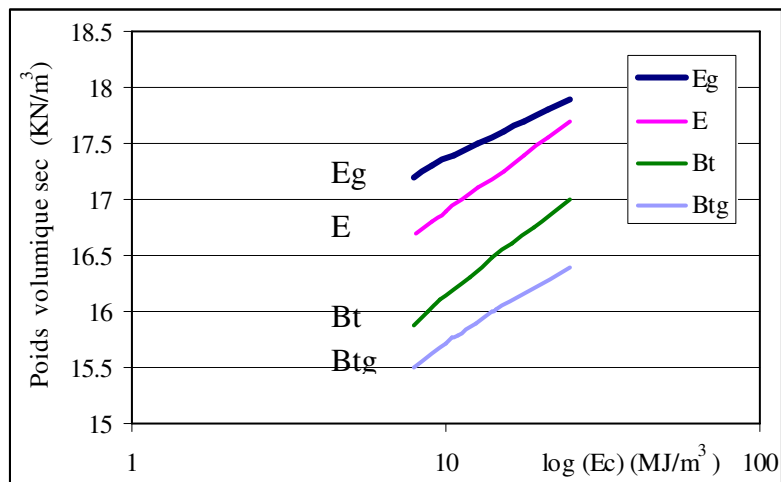


Figure1.9 Compactabilité des sites Btg, Bt, Eg et E.

(d'après K. Rohand, M. Van Molle, J. Herbauts, J.C. Verbrugge 2000).

Les analyses des diverses formes extractibles du fer et de l'aluminium (Herbauts *et al.*, 1996) montrent que le site Eg est significativement appauvri en fer libre et en fer amorphe

par rapport au E témoin alors qu'à l'opposé le Btg s'enrichit en composés ferriques par rapport au Bt original.

C'est là une explication probable du comportement inversé de ces sites, qui fera l'objet des essais futurs [5].

I.5.3.3 Energie du compactage

En faisant varier l'énergie de compactage, on obtient de nouvelles courbes. Si cette énergie augmente, le poids volumique optimal s'accroît et la teneur en eau optimale diminue (Figure1.10).

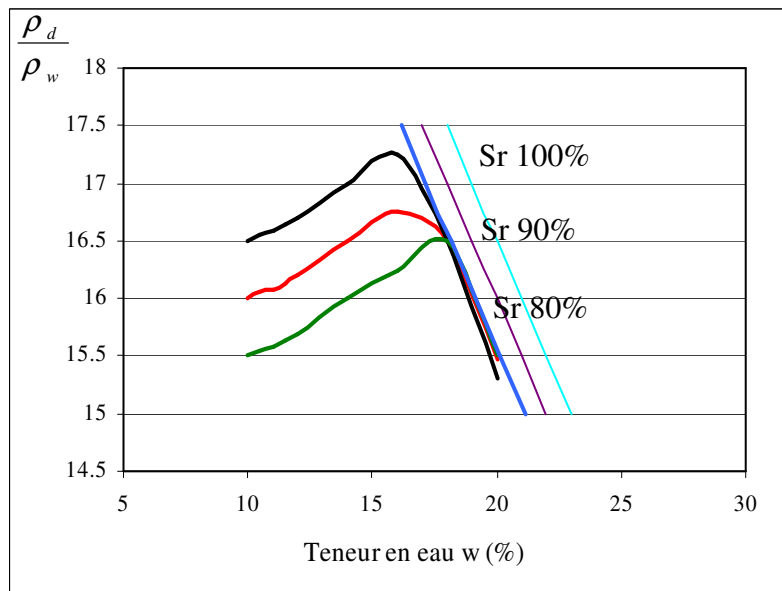


Figure1.10 Diagramme de compactage complet pour un sol donné soumis à des compactages différents.

On rappelle qu'un calcul simple permet de trouver pour chaque masse volumique sèche la teneur en eau nécessaire pour saturer le matériau.

On obtient ainsi la courbe de saturation qui est une hyperbole équilatère d'équation

$$\frac{\rho_d}{\rho_w} = \frac{\rho_s}{\rho_w + w \rho_s} \quad (4).$$

Cette courbe correspond en principe à un compactage poussé jusqu'à l'élimination complète de l'air contenu dans le matériau. On constate que les diverses courbes de compactage sont sensiblement de saturation (figure1.10).

Le diagramme complet est très utile pour conduire correctement un chantier de compactage soigné des que l'on a pu établir une correspondance entre le nombre des coups de dame pendant l'essai et le nombre des passes des différents engins.

Il apparaît donc immédiatement que pour faire des études comparatives ou simplement savoir quelle est la valeur d'un résultat obtenu sur un chantier, il est indispensable de se référer toujours aux mêmes critères de base.

Il y a quelques essais types avec lesquels de très nombreuses mesures ont été réalisées ; il est prudent de toujours utiliser l'un quelconque de ces essais qui vont être décrits ci-dessous [6].

I.5.3.4 Effet du compactage sur la microstructure du sol

Lambe (1958) a montré que la structure de l'argile compactée change avec la modification de la teneur en eau de compactage (Figure1.11).

Un système de particules parallèle appelé système dispersé est généré quand on compacte à droite de l'optimum proctor.

Quand on compacte à gauche de l'optimum, un système floclé de particules se produit.

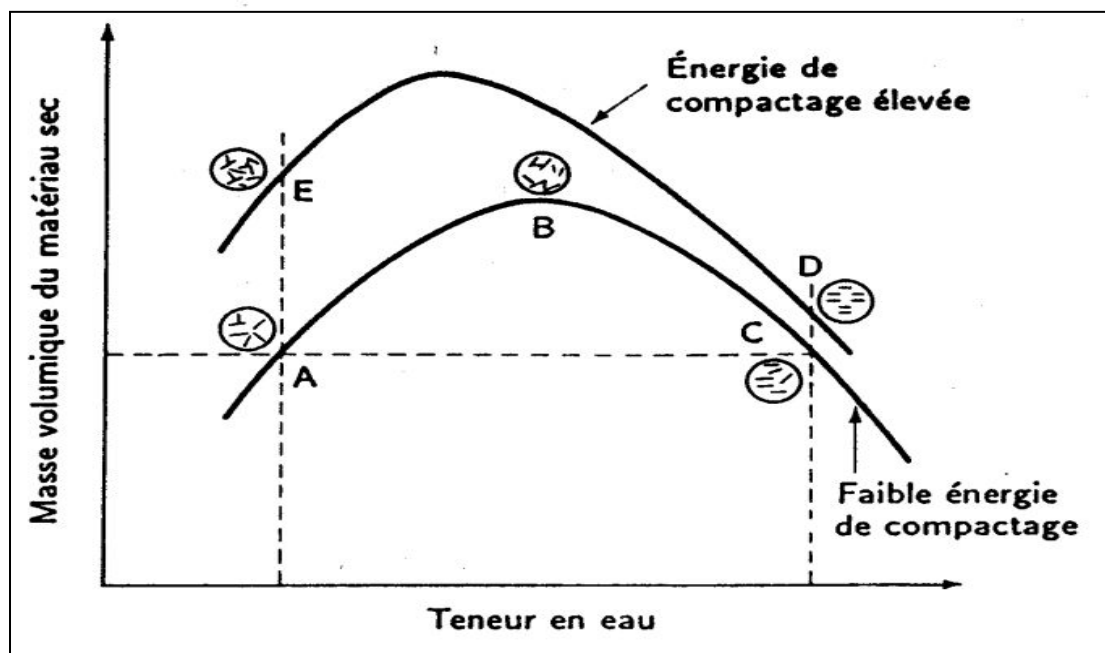


Figure1.11 Effet du compactage sur la structure du sol (D'après Lambe 1958).

Barden et Sides (1970) ont montré que le compactage à une teneur en eau basse donne des agrégats durs et peu déformables.

Ceci donne une masse volumique sèche basse et des macropores (structure ouverte), le comportement d'une telle structure est isotrope.

En augmentant la teneur en eau, les agrégats deviennent de moins en moins durs, ce qui fait disparaître les macropores et par conséquent augmenter la densité (structure ouverte et moitié orientée).

Quand la teneur en eau est très élevée, la densité diminue car l'eau ne remplace pas facilement l'air piégé dans les pores et les particules argileuses s'orientent (structure orientée), le comportement dans ce cas est anisotrope [1].

I.5.3.5 Effet du compactage sur la répartition des pores

Plusieurs études sur la répartition des pores pour les sols compactés ont été effectuées (Sridharan et al. 1971; Badger & Lohones. 1973 ; Garcia Bengochea et al. 1979 ; Garcia Bengochea & Lovell 1981 ; Juang & Holtz, 1986).

Le compactage à gauche de l'optimum tend à donner une distribution bimodale des vides :

un grand mode pour les pores inter-agrégats et un petit pour les pores intra-agrégats.

Le même effet est remarqué en augmentant l'énergie de compactage, mais par contre la distribution des petits ne change pas avec l'effort de compactage (Figure 1.12).

L'énergie de compactage, mais par contre la distribution des petits pores ne change pas avec l'effort de compactage (Figure 1.12) [1].

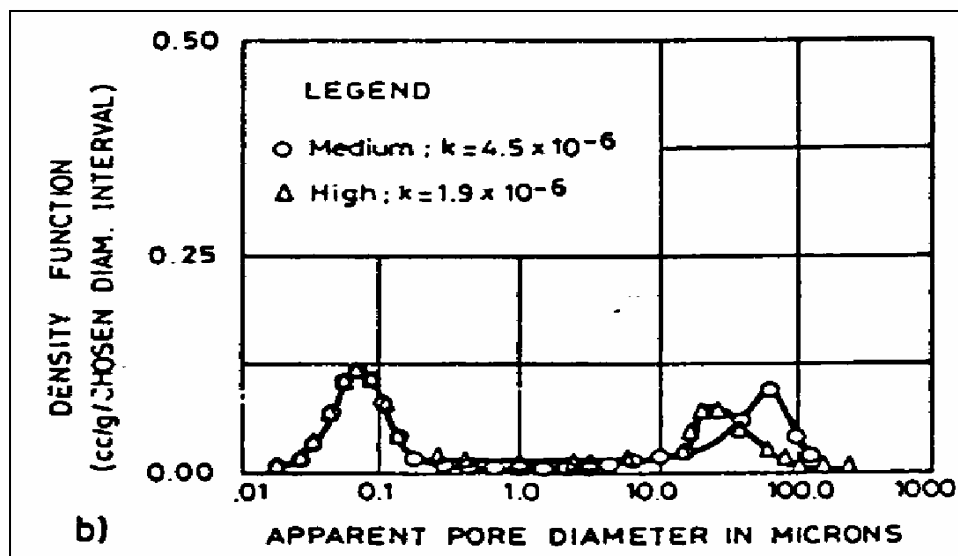


Figure 1.12. La distribution bimodale des pores pour un mélange de 70% de sable d'Ottawa et de 30% de kaolin compacté par pétrissage en deux énergies de compactage à gauche de l'optimum (Juang et Holtz 1986).

L'augmentation de la teneur en eau de compactage réduit le volume occupé par les grands pores qui se distribuent en plus petits pores qui ne sont pas affectés par la teneur en eau de compactage, comme le montre la **figure 1.13** (Prapaharan et al. 1991) [1].

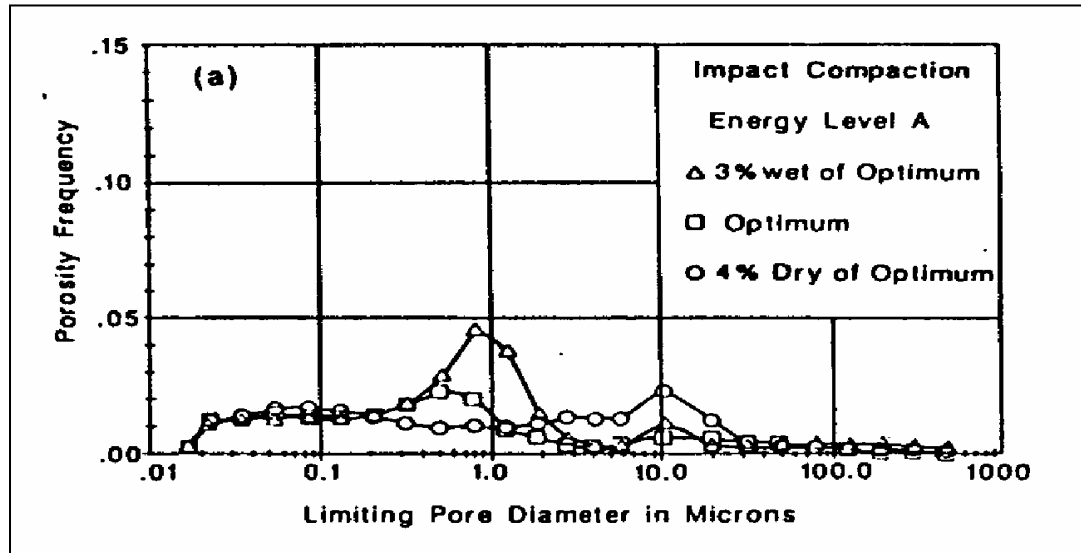


Figure 1.13. Effet de la teneur en eau de compactage sur la répartition des pores.

I.5.3.6 Traitement du sol à compacter (Chaux et ciment)

a) Pourquoi traiter les sols ?

Le traitement des sols a pour objet de rendre utilisable un sol qui ne présente pas les caractéristiques requises pour servir, sans préparation, à supporter une route, un parking ou une aire industrielle.

Le traitement, au ciment ou à la chaux, des sols en place permet d'éviter le décapage et le remplacement par des matériaux d'apport.

C'est donc une solution plus économique et bien adaptée à de nombreux chantiers, Les traitements de sol procurent notamment deux avantages :

- L'assèchement des sols permettant de les rendre praticables aux engins de chantier ;
- L'amélioration des caractéristiques géotechniques de façon durable (résistances mécaniques , insensibilité à l'eau et au gel) [11].

b) La portance d'un sol

C'est la caractéristique (P) qui définit sa capacité à supporter les charges qui lui sont appliquées.

La portance dépend de la nature du sol, de sa teneur en eau et du degré de compactage.

Les sols naturels présentent une grande variété allant des limons et argiles aux cailloux en passant par les sables, ce qui a conduit à les classer en fonction de critères de granulométrie ou de plasticité.

Quel que soit le sol, sa résistance mécanique augmente avec sa masse volumique sèche : on cherche donc à augmenter cette densité en faisant passer plusieurs fois des engins lourds qui assurent le compactage [11].

L'efficacité du compactage dépend de plusieurs paramètres, notamment du type de matériel et du nombre de passes choisi en fonction du sol à traiter.

La portance du sol et son degré d'humidification optimum sont déterminés par des essais dont les plus usuels sont l'essai proctor pour la compacité, et l'essai CBR pour la résistance au poinçonnement.

• **L'essai proctor**

La densité apparente d'un sol dépend, entre autres, de sa teneur en eau. Il est donc important de déterminer la teneur en eau qui, pour une énergie de compactage donnée, fournit la compacité maximale du sol, caractérisée par sa densité sèche.

L'essai proctor consiste à déterminer cet optimum à partir de plusieurs mesures de densité sèche, effectuées sur des sols présentant une teneur en eau croissante. La courbe joignant les points obtenus passe par un maximum qui correspond à l'optimum proctor [7].

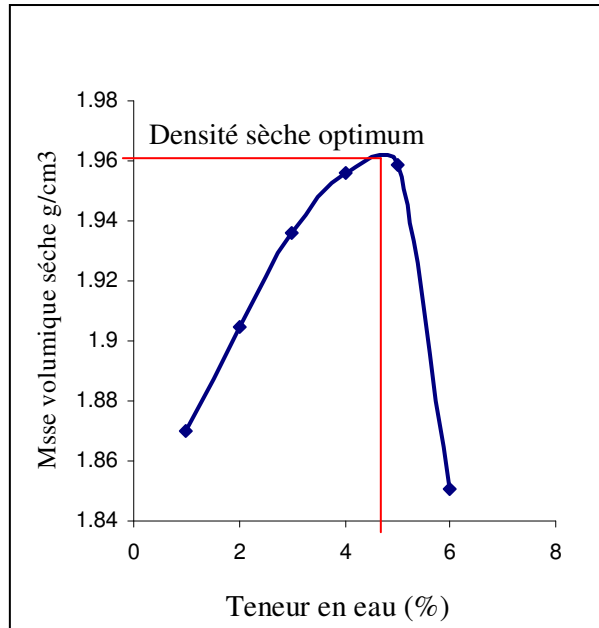


Figure 1.14 Résultat d'un essai Proctor.

Les argiles présentent une sensibilité à l'eau que le traitement à la chaux permet de limiter.

La courbe est plus aplatie en même temps que l'optimum Proctor est déplacé vers des teneurs en eau plus fortes.

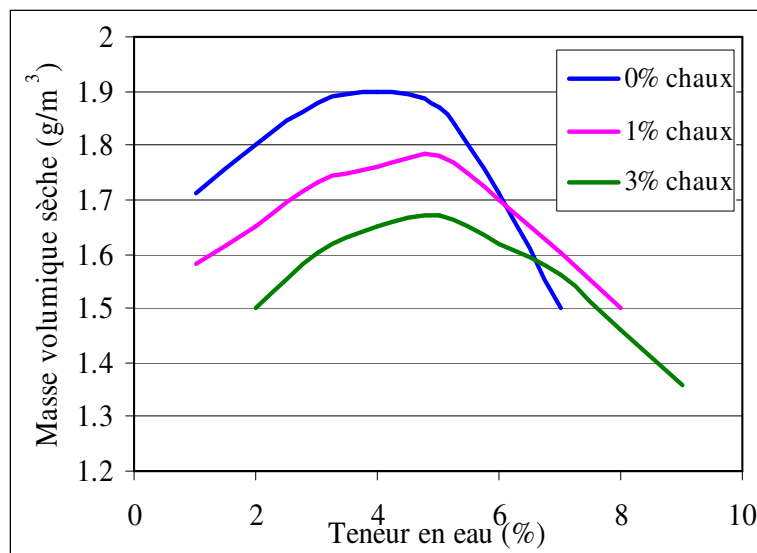


Figure 1.15 Résultats des essais Proctor sur un sol traité avec la chaux

(d'après Bereterbide.J, Juillet1990).

- **L'indice CBR**

L'essai CBR consiste à mesurer la résistance au poinçonnement d'un sol présentant la teneur en eau correspondant à l'optimum Proctor.

A partir de la valeur obtenue, est défini l'indice CBR par comparaison avec la valeur mesurée sur un matériau type.

Les classes de portance du sol P_0 à P_5 , définies de façon conventionnelle, correspondent aux valeurs d'indice CBR suivantes :

Portance P	P_0	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5
Indice CBR (%)	< 3	3 à 5	5 à 10	10 à 20	20 à 50	> 50

Tableau 1.5 Classes de portance du sol P_0 à P_5 [12].

• L'influence du traitement sur la portance

Le traitement à la chaux et/ou au ciment permet de gager en moyenne deux classe de portance.

Les courbes d'évolution de l'indice CBR, en fonction de la teneur en eau du sol pour des sols traités avec des pourcentages variables de chaux ou de ciment, montrent l'augmentation très rapide de cet indice en fonction du traitement [12].

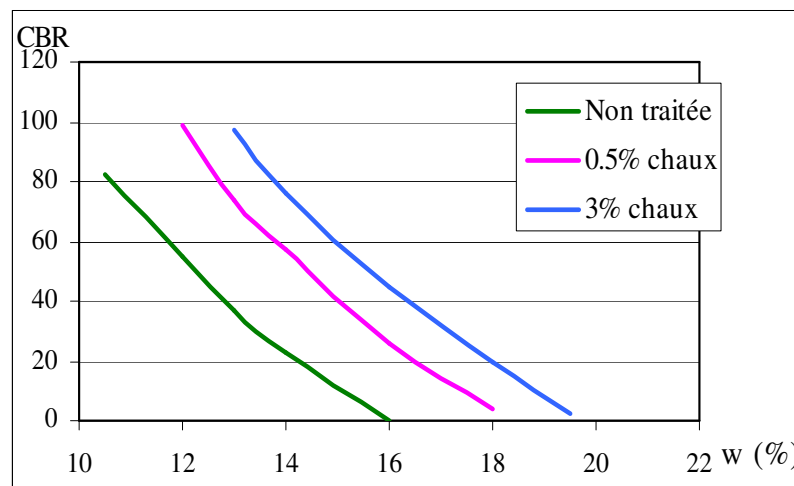


Figure 1.16 Résultats des essais CBR sur un sol traitée avec la chaux (d'après Bereterbide.J, Juillet1990).

Après deux heures, pour une teneur en eau initiale de 14%, l'indice CBR, de 9 avant traitement, passe à 30 et à 70 environ pour, respectivement, 0,5 et 3% de chaux.

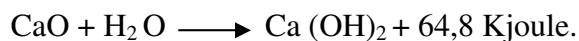
1.5.3.6.1 Traitement à la chaux

a) Les propriétés de la chaux

Présentent des avantages particuliers pour les traitements de sols.

Basicité : La chaux est fortement basique ; les solutions présentent un Ph supérieur à 12.

Hydratation : La chaux vive est très avide d'eau. En s'hydratant, Elle s'éteint avec un fort dégagement de chaleur.



Cette propriété est utilisée, par exemple, pour assécher des sols très imprégnés d'eau.

Floculation : La chaux provoque l'agglomération et la précipitation rapides des matières colloïdales en suspension dans un liquide, ce qui modifie la consistance du milieu et le fait passer d'un état plastique à une structure grumeleuse stable [12].

b) L'action de la chaux sur les sols

Compte tenu de ses propriétés, la chaux modifie de façon sensible le comportement des sols fins argileux ou limoneux.

- l'extinction de la chaux vive au contact d'un sol très humide provoque un fort dégagement de chaleur et a une double conséquence : l'absorption d'eau combinée et la vaporisation. En moyenne, la diminution de la teneur en eau d'un sol traité à la chaux est de l'ordre de 1 à 1,5% pour 1% de chaux.

Pour un sol argileux gorgé d'eau, l'optimum de compactage est obtenu en abaissant son taux d'humidité d'environ 5%, résultat généralement atteint par un apport de chaux vive de 3 à 5 %.

- La propriété de flocculer les éléments fins se manifeste avec les argiles et les limons du sol, dont la consistance se trouve très sensiblement améliorée, ce qui permet son compactage [12].

1.5.3.6.2 Traitement au ciment

a) Principe du traitement

Le ciment incorporé à un sol développe un réseau de liaisons entre les grains qui le composent.

La réaction d'hydratation du ciment présente l'avantage d'une évolution rapide, ce qui permet d'obtenir les résistances mécaniques nécessaires dans un délai court [11].

b) les sols traités au ciment

Les sols peu plastiques dépourvus d'argile (sables, calcaires) sont traités directement au ciment, qui leur apporte la cohésion, la résistance mécanique et la stabilité à l'eau et au gel.

Il s'agit des sols de portance P_3 à P_5 , ou même P_2 , s'ils ne sont pas gorgés d'eau [11].

1.5.3.6.3 Les sols traités à la chaux et au ciment

Pour les sols argileux, un traitement préalable à la chaux est généralement nécessaire, d'une part pour ameublir le sol dont la cohésion trop forte gênerait la diffusion du ciment, d'autre part pour abaisser sa teneur en eau qui est souvent trop élevée.

Pour les sols P_0 , P_1 , P_2 , gorgés d'eau, ce traitement préalable est réalisé à la chaux vive, plus avide d'eau.

Les sols de portance P_0 et P_1 , non gorgés d'eau, sont préalablement traités à la chaux éteinte [12].

1.5.3.6.4 Les domaines d'utilisation

a) Les terrassements

Le traitement des sols à la chaux vive peut être utilisé pour assécher les sols et remblais des chantiers routiers de faible portance P_0 , P_1 , P_2 , et les rendre praticables par les véhicules et engins de terrassement en toutes saisons [12].

b) Les assises de chaussées

Le traitement en place à la chaux des assises de chaussées est une solution économique, utilisée en voirie légère (lotissements, centre commerciaux).

La structure obtenue est dotée d'une certaine souplesse, qui rend la chaussée peu sensible aux variations dimensionnelles d'origine thermique et prévient l'apparition de fissures [12].

•Le traitement au ciment

Il est employé pour :

- Les remblais ;
- La réaction de couches de forme de qualité ;
- Les couches de fondation ou de base de routes, la voirie à faible trafic, les parkings et aires de stockage ;
- La remise en état de chemins dégradés par le gel ou l'eau [11].

1.5.3.6.5 Le dosage en liant

a) Traitement à la chaux

Il dépend de la teneur en eau du sol, qui peut varier de 10 à 25%, ce qui conduit à utiliser un dosage de 3 à 5% de chaux rapporté au poids de sol sec, doit 15 à 35 Kg/m² pour une épaisseur traitée de 30cm [12].

b) Traitement au ciment

En fonction de la nature du sol et des caractéristiques recherchées, le dosage en ciment est de 4 à 8% du poids de sol sec, c'est-à-dire 20 à 50 Kg/m² pour une épaisseur de 25 à 30 cm [12].

I.6 Compactage des sols sur site

I.6.1 Mesures après compactage

I.6.1.1 Masse volumique sèche

La caractéristique principale du matériau compacté est évidemment sa Masse volumique sèche .

Très nombreux sont les instruments qui permettent sa détermination.

Densitomètre à membrane :

La première méthode, à laquelle on a pensé, a consisté à creuser un trou dans le terrain compacté, à sécher les matériaux extraits du trou, (soit à l'étuve, soit à la poêle à frire) à les peser et à mesurer par ailleurs le volume de trou.

Si les mesures de masse ne posent évidemment de problème, la détermination du volume du trou, dont les formes ne sont pas simples et dont les parois présentent souvent des alvéoles, exige l'utilisation de densitomètres [4].

I.6.1.1.1 Densitomètre à membrane

• But de l'essai

Mesurer les masses ou poids volumiques apparents des sols (humide ρ ; sec ρ_d) en place, ou encore après tassement ou compactage d'un remblai.

- **Définitions**

Poids volumique apparent d'un sol humide (notation ρ) :

$$\rho = W/V = (W_s + W_w + W_a)/(V_s + V_w + V_a) = (W_s + W_w)/(V_s + V_w + V_a)$$

Poids volumique apparent d'un sol sec (notation ρ_d) :

$$\rho_d = (W_s + W_a)/(V_s + V_w + V_a) = W_s/V$$

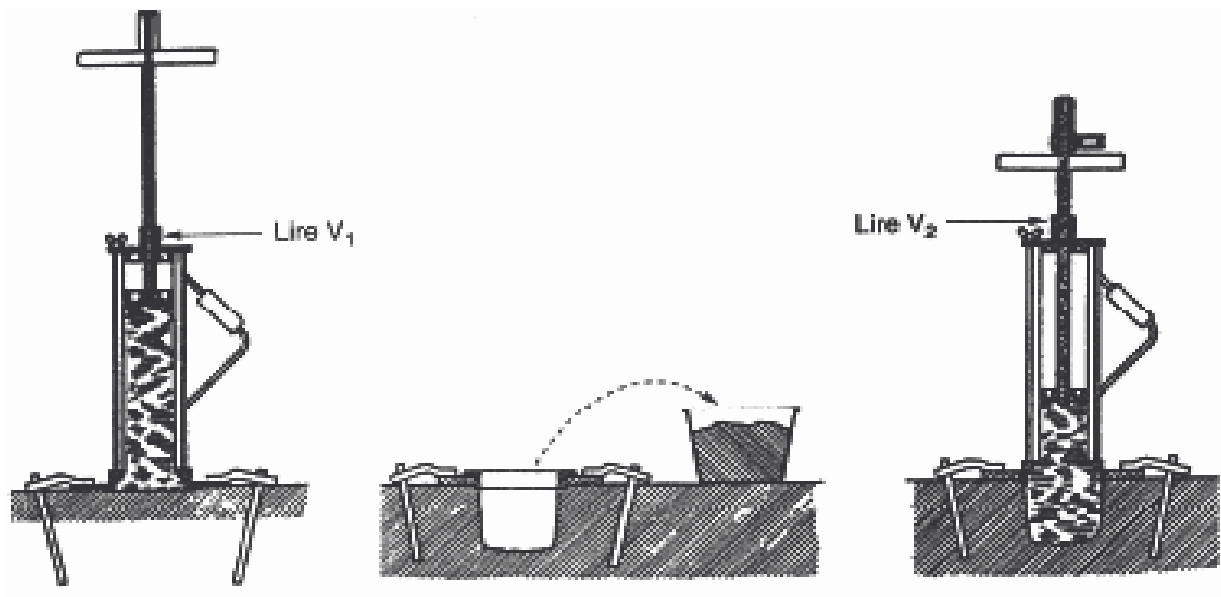
- **Principe de la méthode**

Schématiquement, on mesure d'abord in situ le volume total V occupé par un échantillon de sol au moyen d'un densitomètre à membrane.

Puis, dans un 2^{ème} temps, en laboratoire, on détermine pour l'échantillon remanié son poids humide et sec.

Le densitomètre à membrane est un cylindre dans lequel coulisse un piston poussant de l'eau ; à sa base on adapte une membrane en caoutchouc déformable ; en actionnant le piston on pousse l'eau qui elle-même pousse la membrane, de sorte que la membrane épouse de manière précise le volume disponible (en l'occurrence le volume qui était occupé par l'échantillon de terre remanié).

Une graduation à vernier le long du piston permet de mesurer avec précision les variations de volume ($V = V_2 - V_1$)



Lecture de V1

le creuser à travers l'orifice de la plaque

Lecture de V2

et mettre le sol dans un sac

Fig1.17 Principe de l'essai au densitomètres [8].



Fig1.18 Densitomètres à membranes avec accessoires [8].

- **Mode opératoire**

- a/ **Préparation pour la phase essais in situ (étape 1)**

- Dresser le sol à l'emplacement où on veut effectuer la mesure (règle à araser, truelle,..),
- Fixer la base amovible du densitomètre, au moyen des serre joints de type crampons,
- Vérifier la membrane, et remplir l'appareil d'eau si nécessaire (remplacement de la membrane, ..)
- Eliminer toutes les bulles d'air du densitomètre par le bouchon purgeur [8].

b/ Exécution de l'essai in situ (étape 2)

- Mettre l'appareil en place sur sa base amovible,
- Appuyer sur la poignée : la membrane vient s'appuyer sur la surface du sol. On sent une résistance nette, non élastique si les bulles d'air ont été correctement éliminées,
- Lire le volume V_1 ,
- Oter l'appareil,
- Creuser un trou dans le sol à travers l'orifice de la plaque, ayant approximativement le diamètre de l'orifice et $10 \text{ cm} \pm 2 \text{ cm}$ de profondeur,
- Recueillir, dans le sac de plastique à cet effet la totalité des éléments ainsi extraits (manipuler avec beaucoup de précautions),
- Replacer l'appareil sur sa base amovible,
- Appuyer sur la poignée, la membrane vient remplir exactement la cavité,
- Lire le volume V_2 [8].

c/ Exécution des essais en laboratoire (étape 3)

Ils consistent à déterminer la teneur en eau w du sol ainsi extrait, à savoir :

- Peser le matériau dans l'état dans lequel il se trouve, c'est-à-dire humide : soit M_h ,
- Le sécher (étuve 105°C / 24h, ou four à micro-onde 15' si $M_h < 150 \text{ g}$),
- Le peser sec, soit M_s ,
- On détermine la teneur en eau w par la formule [8]

$$w = 100.(M_h - M_s)/M_s$$

I.6.1.1.2 Gamma densimètre (Troxler)



La compacité minimale sur l'épaisseur de la couche de forme doit être supérieure à 98,5% de l'O.P.N. (Optimum Proctor Normal).

Pour s'assurer de la bonne compacité de la couche de forme, la mesure de la masse volumique des matériaux était faite avec un Troxler après le passage des engins de compactage.

L'essai a pour but de déterminer la masse volumique moyenne des matériaux situés entre la partie supérieure libre d'une couche et une cote (Z) donnée.

La mesure est fondée sur l'absorption par le matériau des photons gamma d'énergie donnée, émis par une source enfoncée à la profondeur Z dans la couche soumise à l'essai.

Pour réaliser l'essai nous disposons d'un socle de guidage et d'une tige métallique.

Celle-ci est enfoncée à la masse à la profondeur désirée.

L'essai se fait sur des couches de 0,35m ce qui correspond à l'épaisseur traitée.

Une fois le trou réalisé, le socle de guidage laisse sur le sol une légère empreinte identique à celle du Troxler.

Le positionnement de l'appareil est rendu plus facile. Ainsi est-il possible de faire coulisser le manche du Troxler directement dans le trou sans que nous soyons exposés à la source radioactive.

La source est placée à la profondeur désirée et nous pouvons débiter les mesures.

Un temps d'attente de trente secondes est nécessaire pour lire le pourcentage de l'optimum proctor et la teneur en eau.

Les résultats affichés automatiquement permettent une lecture rapide des différentes données de la mesure :

- Profondeur de mesure (mm)
- Durée de la mesure
- Densité humide (kg/m^3)
- Densité sèche (kg/m^3)
- Teneur en eau (%)
- Indice des vides (%)
- Compacité (%) [9].

Chapitre II

Essais Expérimentaux

II Les essais Expérimentaux

II.1 Analyse granulométrique de la grave non traitée

II.1.1 la grave non traitée de Sidi Achour (Annaba)

Nous avons noté les refus partiels sur la feuille d'essai (résultats).

On calcule dans l'ordre :

- le poids des refus cumulés.
- le pourcentage des refus cumulés.
- Le rapport des poids cumulés au poids total de l'échantillon multiplié par 100.

Poids de l'échantillon	Tamis en (mm)	Poids des refus partiels en (g)	Poids des refus cumulés (g)	refus cumulés en %	Tamisât en %
5000 g	37,5 mm	222,45	222,45	4,449	96
	28 mm	235,11	457,56	9,1512	90,85
	20 mm	248,77	706,33	14,1266	85,88
	14 mm	260,46	966,79	19,3358	80,66
	10 mm	265,53	1232,32	24,6464	75,35
	6,3 mm	295,58	1527,9	30,558	69,44
	5 mm	114,89	1642,79	32,8558	67,14
	3,55 mm	224,55	1867,34	37,3468	62,65
	2 mm	283,75	2151,09	43,0218	56,98
	1,18 mm	327,55	2478,64	49,5728	50,43
	600 µm	461,8	2940,44	58,8088	41,19
	425 µm	313,6	3254,04	65,0808	34,92
	300 µm	593,72	3847,76	76,9552	23,04
	212 µm	349,95	4197,71	83,9542	16,05
	150 µm	315,53	4513,24	90,2648	9,74
	75 µm	210,85	4724,09	94,4818	5,52
63 µm	43,25	4767,34	95,3468	4,65	
< 63µm	19,16	4786,5	95,73	4,27	

Tableau 2.1 Résultat de l'analyse granulométrique de Sidi Achour (Annaba).

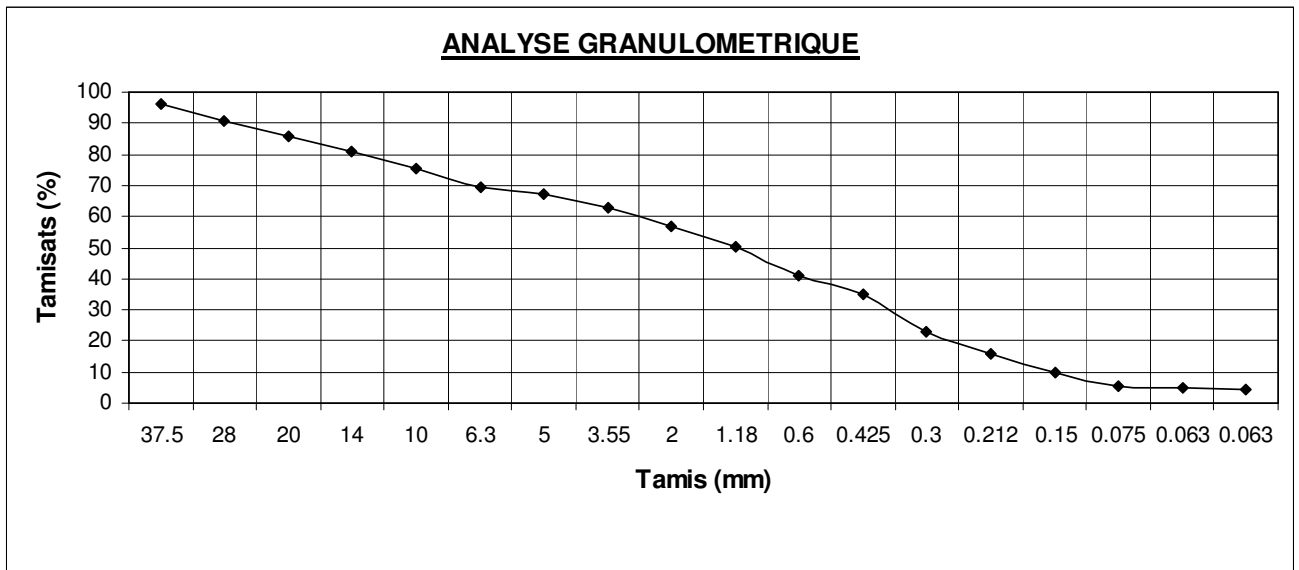


Figure 2.1 Courbe granulométrique de la Grave non traitée de Sidi Achour (Annaba).

II.1.2 la grave non traitée de Oued Seybouse (Guelma)

Tamis en (mm)	%<10 0	%<80	%<50	%<31.5	%<20	%<10	%<5	%<2	%<1	%<0.4	%<0.2	%<0.1	%<0.08
Tamisât en (%)	90	81	69	59	51	40	33	26	20	11	06	05	04

Tableau 2.2 Résultat de l'analyse granulométrique de Oued Seybouse (Guelma).

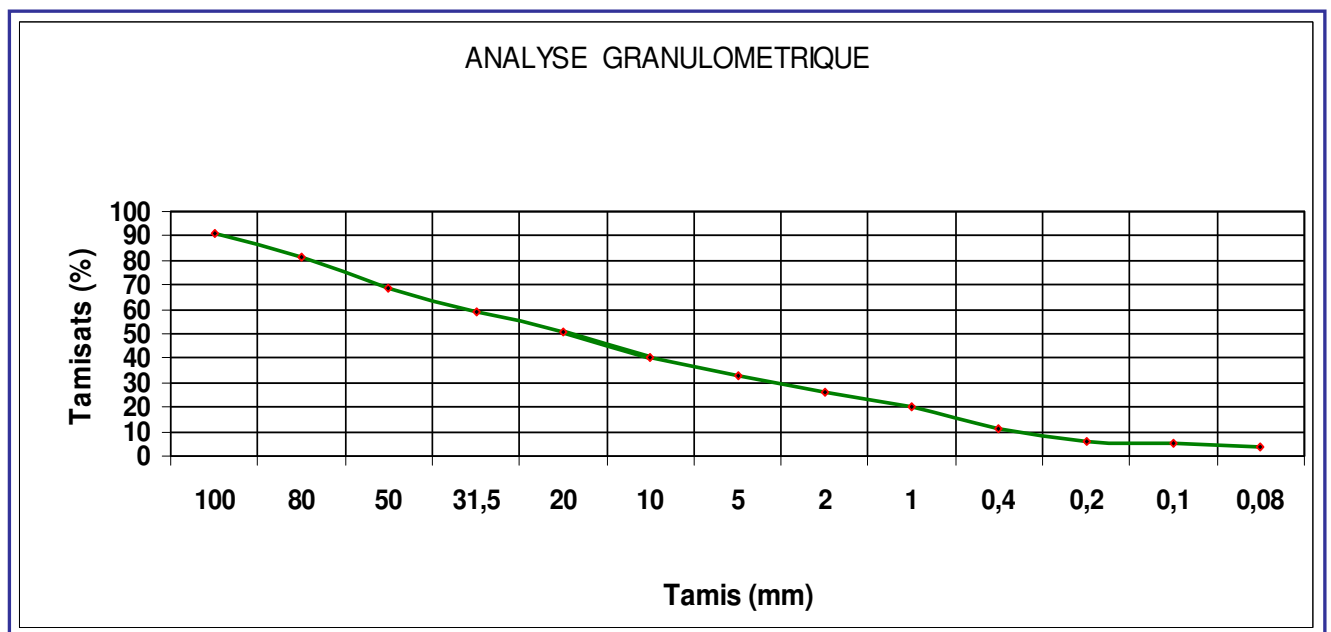


Figure 2.2 Courbe granulométrique de la Grave non traitée de Oued Seybouse (Guelma).

II.2 Essai Proctor

II.2.1 Introduction

La portance d'un sol est la caractéristique qui définit sa capacité à supporter les charges qui lui sont appliquées. La portance dépend de la nature du sol, de la teneur en eau et du degré de compactage. Quel que soit le sol, sa résistance mécanique augmente avec sa masse volumique sèche en faisant passer plusieurs fois des engins lourds qui assurent le compactage. La teneur en eau optimale et la masse volumique sèche maximale sont déterminées par l'essai proctor.

II.2.2 But de l'essai

Il s'agit de déterminer la teneur en eau optimale conduisant à une force portante maximale pour un sol donné, selon des conditions de compactage précises.

On compacte des échantillons de sol dans un moule normalisé, en adoptant diverses valeurs de teneur en eau.

Pour chaque essai, on détermine la masse volumique apparente correspondante.

Puis les résultats sont portés sur un graphique et la courbe joignant au mieux les points obtenus passe par un maximum qui correspond à l'optimum Proctor.

L'abscisse du maximum de cette courbe représente la teneur en eau optimale w_{opt} , et son ordonnée la masse volumique sèche maximale $\rho_{d\ max}$.



Figure 2.3 Vue générale de l'appareil Proctor.

II.2.3 Matériel utilisé

Le matériel utilisé dans l'essai proctor est

II.2.3.1 Moule

C'est un moule métallique cylindrique, ouvrable en deux cotés que l'on peut fixer sur une base, et muni d'une hausse.

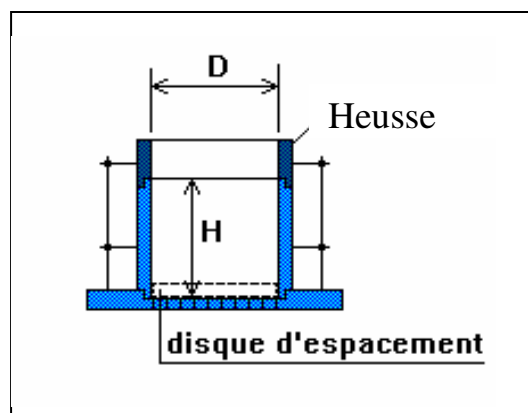


Figure 2.4 Schéma du moule C.B.R.

Il existe 2 moules :

- Le moule **Proctor**, utilisé pour les sols fins



- Le moule **C.B.R.**, utilisé dans tous les cas.



Moule	D (mm)	H (mm)
Proctor	101.6	116.5
C.B.R	152	152,5 dont le disque d'espacement est d' épaisseur 36 mm soit hauteur utile = 116,5 mm

Tableau 2.3 Dimensions du moule Proctor et moule C.B.R.

II.2.3.2 Dame

Choix de l'intensité de compactage :

Proctor **Normal** : pour les corps de remblais et les couches de formes.

Proctor **Modifié** : pour les couches de chaussées.

Deux dames sont utilisées en fonction de l'intensité de compactage désiré :

- La dame **P.N.** pour l'essai **Proctor Normal**
- La dame **P.M.** pour l'essai **Proctor Modifié**

Type	ϕ (mm)	Masse (g)	Hauteur de chute (mm)
P.N	50	2490	305
P.M	50	4535	457

Tableau 2.4 Caractéristiques de la dame de l'essai Proctor Normal et de la dame de l'essai Proctor Modifié.

II.2.4 Préparation de l'échantillon

II.2.4.1 Quantité à prélever

La quantité du sol dépend du moule utilisé.

La courbe étant définie par au moins **5 à 6 points**, il faudra prélever un minimum de :

- **15 kg de sol** pour le moule **PROCTOR** ;
- **33 kg de sol** pour le moule **C.B.R.**

Le matériau doit être soigneusement prélevé, et amené à une teneur en eau inférieure à w_{opt} .

En principe, le premier essai doit se faire à une teneur d'environ **4%**.

L'échantillon est ensuite fractionné en **6 parts**, chaque part étant malaxée de manière à obtenir des échantillons parfaitement homogènes.

II.2.4.2 Choix du moule

Il dépend de la grosseur des plus gros grains du sol, c'est à dire **D**.

- Si $D \leq 5 \text{ mm}$ (et seulement dans ce cas), moule **PROCTOR** mais le moule **C.B.R.** est conseillé.
- Si $5 < D \leq 20 \text{ mm}$, utiliser le moule **C.B.R.** Conserver le sol intact, avec tous ses constituants.
- Si $D > 20 \text{ mm}$, tamiser à 20 mm et peser le refus

- Si **refus $\leq 30 \%$** , effectuer l'essai dans le moule **C.B.R.** sans le refus (échantillon écrêté à 20 mm) et appliquer une correction sur les valeurs trouvées,

- Si **refus $> 30 \%$** , l'essai **PROCTOR** ne peut être fait.

II.3 Essais Proctor sur la Grave non traitée

II.3.1 Grave non traitée de Sidi Achour (Annaba)

II.3.1.1 Appareillage d'usage courant

- 1- deux tamis de 20mm et 5mm respectivement.
- 2- Pelle à main. Truelles. Mains métalliques. Spatules balayettes. Pinceaux.
- 3- Eprouvettes graduées de 250cm et 500cm pour la mesure de la quantité d'eau d'humidification.
- 4- Une balance de portée maximale au moins égale à 15kg.
- 5- Une balance de précision d'une portée maximale de 800 grammes au moins, précise au décigramme.
- 6- Une étuve ventilée réglable à 105°C et à 60°.

II.3.1.2 Préparation du matériau

- Masse totale = 5000g.
- Masse du refus à (D=20mm) = 950g.

$$\frac{\text{Masse du refus à } (D=20\text{mm})}{\text{Masse totale}} \times 100 = \frac{950}{5000} \times 100 = 19\% \leq 30\%$$

L'essai sera donc effectué dans le moule C.B.R. sans le refus (échantillon écrêté à 20 mm) du matériau de remblais.

Pour chaque essai on utilisera environ 6.5Kg de matériau quasiment sec homogénéisé (dont on déterminera la teneur en eau initiale).

Les compactages seront effectués sur le matériau avec des teneurs en eau données comme suit :

4%, 6%, 8%, 10%, 12% , 14%, 16%.

Calculer la quantité d'eau à ajouter pour atteindre la teneur en eau voulue (tenir compte de la teneur en eau initiale).

II.3.1.3 Calculs

27 coups en 3 couches selon la norme BS 1377 (1990).

Les résultats des essais Proctor réalisés sur la GNT de Sidi Achour (Annaba) sont rapportés au Tableau 2.5.

Teneur en eau de compactage (%)	Teneur en eau après compactage (%)	Masse volumique sèche en g/cm ³
4	4.19	1.87
6	6.33	1.905
8	8.05	1.936
10	10.3	1.956
12	11.4	1.959
14	13.9	1.851
16	16.41	1.751

Tableau 2.5 Résultats de l'essai Proctor de la GNT de (Sidi Achour) Annaba .

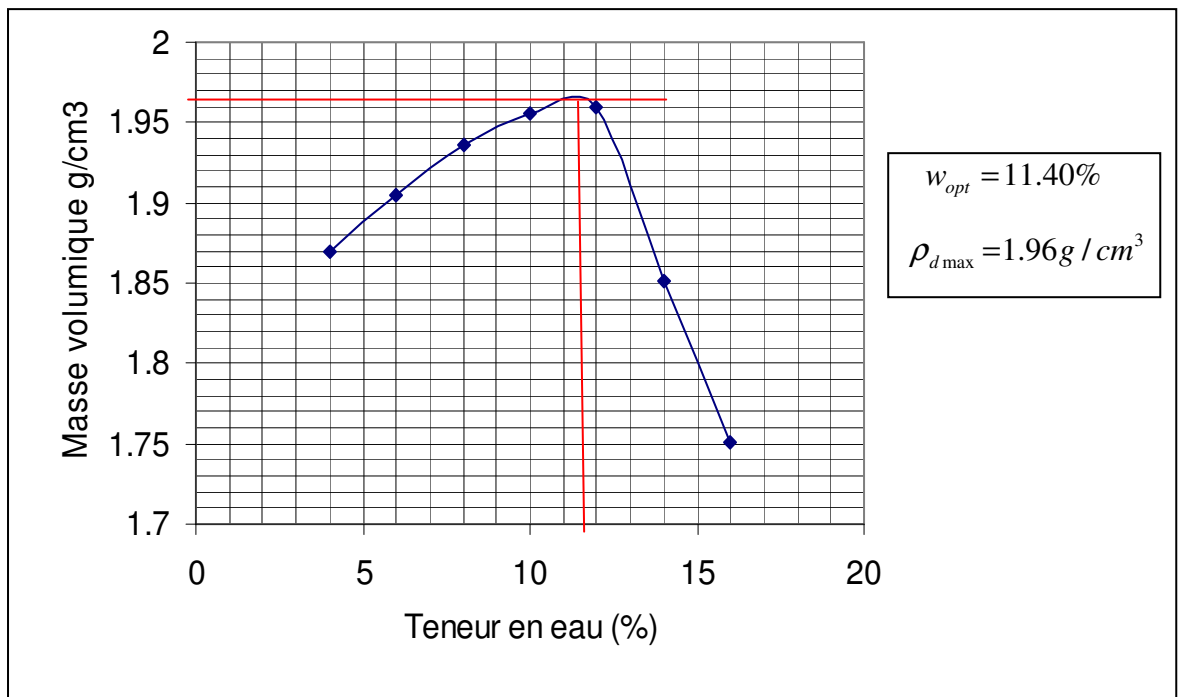


Figure 2.5 Courbe Proctor de la grave non traitée de Sidi Achour (Annaba).

II.3.2 Grave non traitée de Oued Seybouse (Guelma)

Les résultats des essais Proctor réalisés sur la GNT de Oued Seybouse (Guelma) sont rapportés au Tableau 2.6.

Teneur en eau de compactage (%)	Teneur en eau après compactage (%)	Masse volumique sèche en g/cm³
2	2.04	1.93
4	3.89	1.98
6	5.51	2.10
8	8.00	2.13
10	9.46	2.09
12	11.00	2.02
14	11.74	1.97

Tableau 2.6 Résultats de l'essai Proctor de la GNT de Oued Seybouse (Guelma).

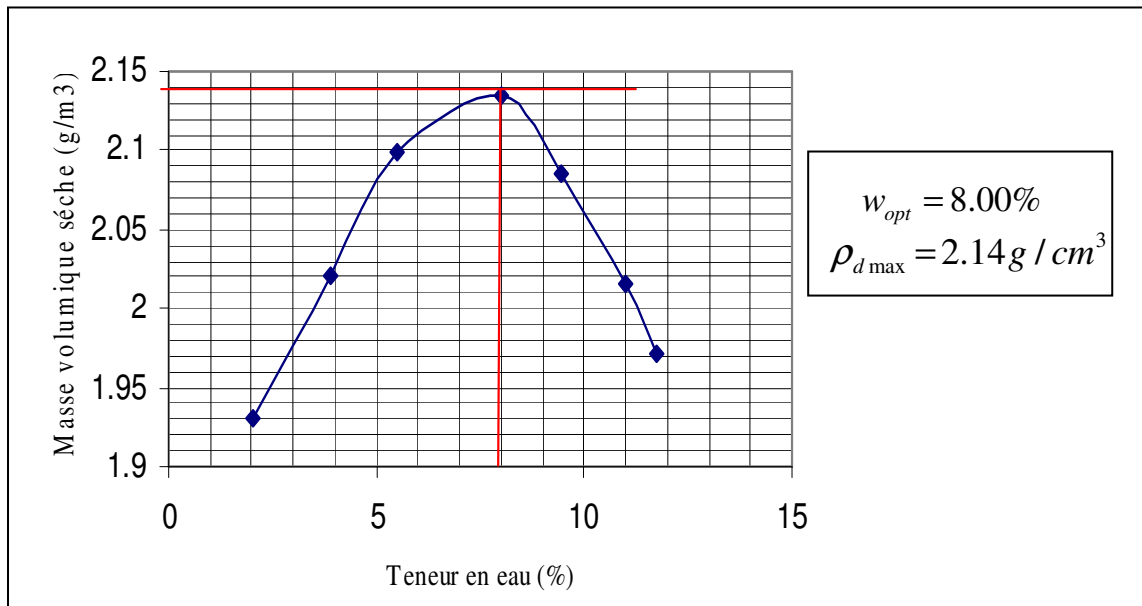


Figure 2.6 Courbe Proctor de Oued Seybouse (Guelma).

II.3 Essai CBR

II.3.1 Définitions

- **L'indice CBR** : L'indice portant Californien ou C.B.R. (Californian Bearing Ratio) exprime en (%) le rapport entre les forces produisant en même temps un enfoncement donné dans le sol étudié d'une part et dans un matériau type d'autre part.

Par définition cet indice est pris égal à la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$CBR_{2,5} = \frac{\text{Force(en KN) à 2.5 mm d'enfoncement}}{13.35 \text{ KN}} \times 100$$

$$CBR_{5,0} = \frac{\text{Force(en KN) à 5 mm d'enfoncement}}{20 \text{ KN}} \times 100$$

$$CBR = \max (CBR_{2,5}; CBR_{5,0})$$

On distingue 2 types d'essais CBR en fonction des buts fixés :

- **L'essai C.B.R. immédiat** : mesure de la résistance au poinçonnement d'un sol compacté à sa teneur en eau naturelle.

Il caractérise l'aptitude du sol à permettre la circulation en phase de chantier dans les régions peu humides, le C.B.R. immédiat sert directement de référence (pas de variation hydrique).

- **L'essai C.B.R. après imbibition**: mesure de la résistance au poinçonnement d'un sol compacté à différentes teneurs en eau puis immergé durant plusieurs jours (4 jours en général).

Il caractérise l'évolution de la portance d'un sol compacté à différentes teneurs en eau et/ou soumis à des variations de régime hydrique.

II.3.2 Principe de la méthode

Le CBR est déterminé pour des sols à vocation routière de manière purement empirique. Après avoir compacté le matériau dans les conditions de l'essai Proctor modifié, on lui applique les conditions hydriques prévues :

- Immersion pendant 4 jours dans l'eau,
- Immersion pendant 2 jours dans l'eau,
- Pas d'immersion : essai immédiat,

Le matériau à étudier étant placé dans un moule dans un état donné de densité et de teneur en eau, on applique ensuite une charge voisine de ce que sera la charge de service, puis on le poinçonne par un piston tout en mesurant les efforts et déplacements résultant.

Une comparaison de ces résultats avec ceux obtenus sur un sol de référence (Californien) est ensuite effectuée.



Figure 2.7 Vue générale de l'appareil CBR.

II.3.3 Matériel nécessaire

- Moule CBR,
- Dame Proctor modifié,
- Disque d'espacement,
- Règle à araser,
- Bacs d'homogénéisation pour préparation du matériau,
- Tamis 5 et 20 mm (contrôle et écrêtage dans le cas échéant de l'échantillon),
- Truelle, spatule, pinceau, etc...
- Eprouvette graduée 150 ml environ,
- Petits récipients (mesures des teneurs en eau),
- Balance portée 15 kg, précision ± 1 g,
- Balance de portée 200 g, précision $\pm 0,1$ g (teneur en eau),
- Etuve $105^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$ (teneur en eau),
- Poinçonneuse CBR (piston de section $19,3\text{ cm}^2$; vitesse d'enfoncement 1,27 mm/min ; force maxi 50 KN).
- Capteur de déplacement (précision $\pm 0,01$ mm) et support associé,
- Disque de surcharge (au moins 2 disques ou encore 4 demi disques),
- Papier filtre (en fond de moule CBR pour éviter le départ des fines du sol)

II.3.4 Mode opératoire

a) Préparation des échantillons pour essais

Le compactage a été effectué dans les conditions de l'essai Proctor modifié. En ce basant sur cet essai, nous pouvons déterminer la teneur en eau optimale et la masse volumique sèche maximale. On choisit les grains supérieurs à 20 mm après tamisage et on les remplace par la même quantité d'éléments compris entre les tamis de 5 jusqu'à 20 mm, en suite On ajoute de l'eau d'une manière d'avoir un matériau avec un teneur en eau optimal (w_{opt}).

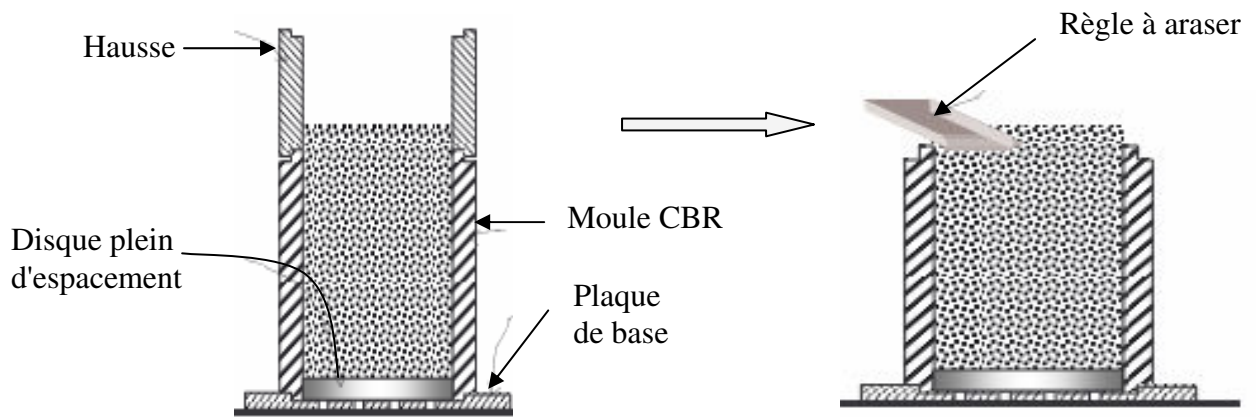
La quantité du matériau préparé est de 6 Kg environ.

b) Exécution de l'essai

- Compacté à la teneur en eau égale à w_{opt} suivant le processus de l'essai Proctor modifié (moule CBR, dame lourde, 5 couches, 62 coups par couche),
- Araser.
- Retourner le moule pour fixer sur la plaque de base, l'extrémité qui était en haut (mettre une feuille de papier filtre).
- Enlever la plaque de base et ôter le disque d'espacement:

Compactage

Arasage



Retournement et enlèvement du disque d'espacement

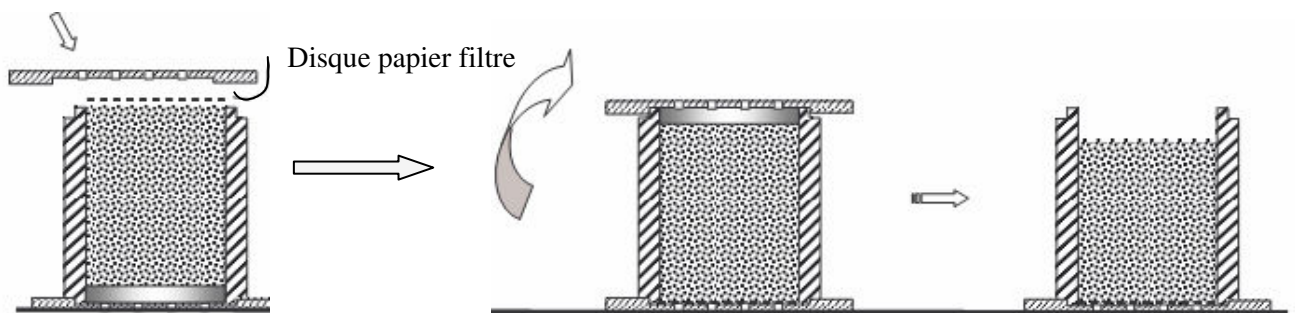


Figure 2.8 Préparation de l'échantillon pour l'essai CBR.

II.3.5 Poinçonnement

On utilise une presse qui est munie d'un piston de poinçonnement de diamètre 4,96 cm (section $19,3 \text{ cm}^2$), et qui est pourvue d'un contrôleur de cadence ainsi que d'un comparateur permettant de suivre les enfoncements au 1/100ième de mm près.

Les charges annulaires fendues sont remises en place (leur trou central laisse le passage au piston de poinçonnement).

On amène la tige au contact du sol et quand l'aiguille dynamométrique de la presse commence à bouger, on arrête le mouvement et on met le comparateur à zéro.

Puis la presse est actionnée à une vitesse constante d'enfoncement égale à 1,27 mm/min,

On effectue simultanément les mesures de l'enfoncement et de la force exercée et on note (sans arrêter le poinçonnement) les forces qui correspondent aux enfoncements.

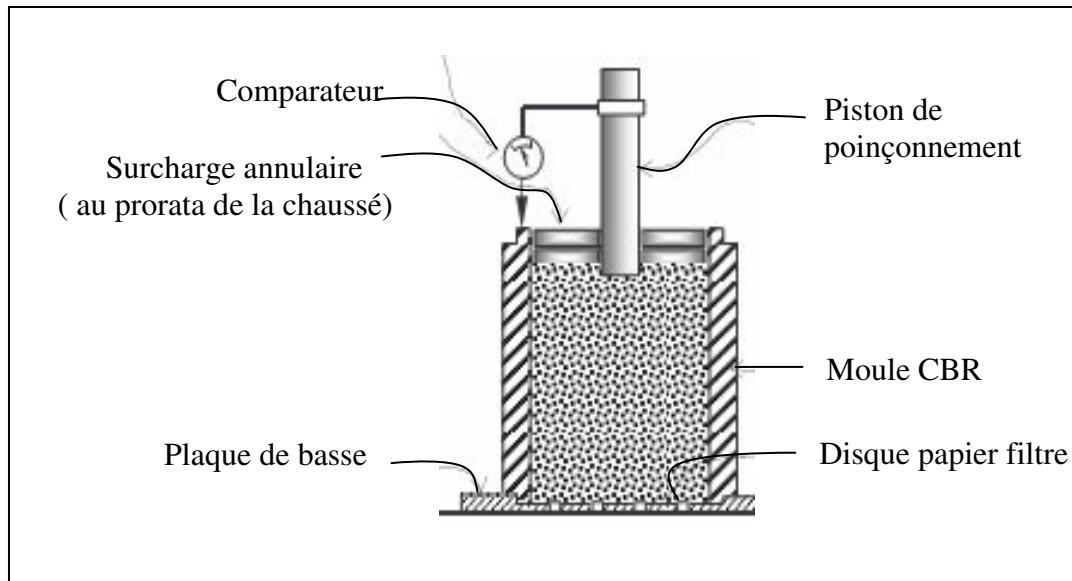


Figure 2.9 Moule CBR muni de l'échantillon.

Il est nécessaire de tracer la courbe effort-poinçonnement avant la détermination de $CBR_{2,5}$ et $CBR_{5,0}$.

En effet, un décalage de zéro peut se produire et il faut alors le corriger.

II.3.6 Calcul de la correction – explication

Si la courbe force-enfoncement présente une concavité vers le haut au démarrage du poinçonnement, il y a lieu de corriger l'origine de l'échelle des enfoncements, en considérant comme nouvelle origine l'intersection de la tangente, au point d'inflexion de la courbe avec l'axe des abscisses et en déterminant les pressions de pénétration à 2.5 et 5mm, à partir de cette nouvelle origine, comme il est indiqué dans la figure 2.10 [10].

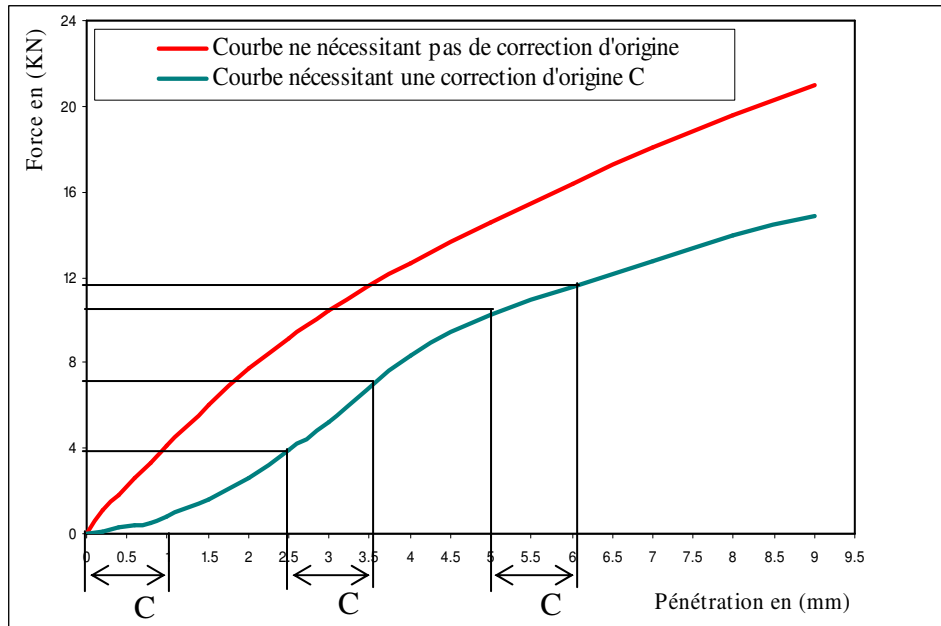


Figure 2.10 La correction d'origine étant faite, on calcule $CBR_{2,5}$ et $CBR_{5,0}$ de la façon suivante :

$$CBR_{2,5} = \frac{\text{Force (en KN) à 2.5 mm d'enfoncement}}{13.35 \text{ KN}} \times 100$$

$$CBR_{5,0} = \frac{\text{Force (en KN) à 5 mm d'enfoncement}}{20 \text{ KN}} \times 100$$

Le CBR = max (CBR₂₅; CBR₅₀); il s'exprime sans décimal.

II.3.7 Essai CBR sur la Grave non traité de Sidi Achour (Annaba) selon BS 1377 (1990).

- Teneur en eau (W=4%)

Pénétration (mm)	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.5	
	2	2.5	3	4	5	6	7	
	8	9	10	11	12	13	14	15
Force (KN)	0	0.546	1.04	1.378	1.69	1.846	2.34	
	2.912	3.432	4.03	5.07	5.98	6.838	7.644	
	8.45	9.256	10.036	10.868	11.622	12.402	13.156	13.936

- Teneur en eau (W=6%)

Pénétration (mm)	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.5	2
	2.5	3	4	5	6	7	8	9
	10	11	12	13	14	15		
Force (KN)	0	0.416	0.702	0.988	1.3	1.638	2.548	3.64
	4.784	5.876	7.8	9.412	10.764	11.934	12.766	12.662
	12.662	12.636	12.818	13.13	13.598	14.092		

- Teneur en eau (W=8%)

Pénétration (mm)	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.5	2
	2.5	3	4	5	6	7	8	9
	10	11	12	13	14	15		
Force (KN)	0	0.364	0.728	1.066	1.456	1.872	3.016	4.212
	5.382	6.474	8.398	9.932	11.284	12.428	13.286	12.532
	11.96	11.908	12.194	12.662	13.156			13.598

- Teneur en eau (W=10%)

Pénétration (mm)	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.5	2
	2.5	3	4	5	6	7	8	9
	10	11	12	13	14	15		
Force (KN)	0	0.205	0.359	0.513	0.667	0.872	1.385	2.001
	2.668	3.438	5.003	6.645	8.288	9.827	11.341	12.676
	13.882	14.780	15.062	15.062	15.426			15.011

- Teneur en eau (W=12%)

Pénétration (mm)	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.5	2
	2.5	3	4	5	6	7	8	9
	10	11	12	13	14	15		
Force (KN)	0	0.156	0.208	0.260	0.312	0.364	0.546	0.702
	0.884	1.118	1.586	2.132	2.704	3.380	4.108	4.914
	5.746	6.552	7.358	8.164	8.944			9.672

- Teneur en eau (W=14%)

Pénétration (mm)	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.5	2
	2.5	3	4	5	6	7	8	9
	10	11	12	13	14	15		
Force (KN)	0	0.104	0.130	0.156	0.156	0.208	0.260	0.312
	0.364	0.403	0.507	0.634	0.741	0.858	0.980	1.092
	1.222	1.339	1.458	1.591	1.729			1.859

- Teneur en eau (W=16%)

Pénétration (mm)	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.5	2
	2.5	3	4	5	6	7	8	9
	10	11	12	13	14	15		
Force (KN)	0	0.156	0.208	0.234	0.260	0.260	0.286	0.312
	0.364	0.390	0.442	0.494	0.572	0.624	0.676	0.754
	0.806	0.858	0.936	0.988	1.066			1.144

Tableau 2.7 Résultants des essais CBR sur la Grave non traité de Sidi Achour (Annaba).

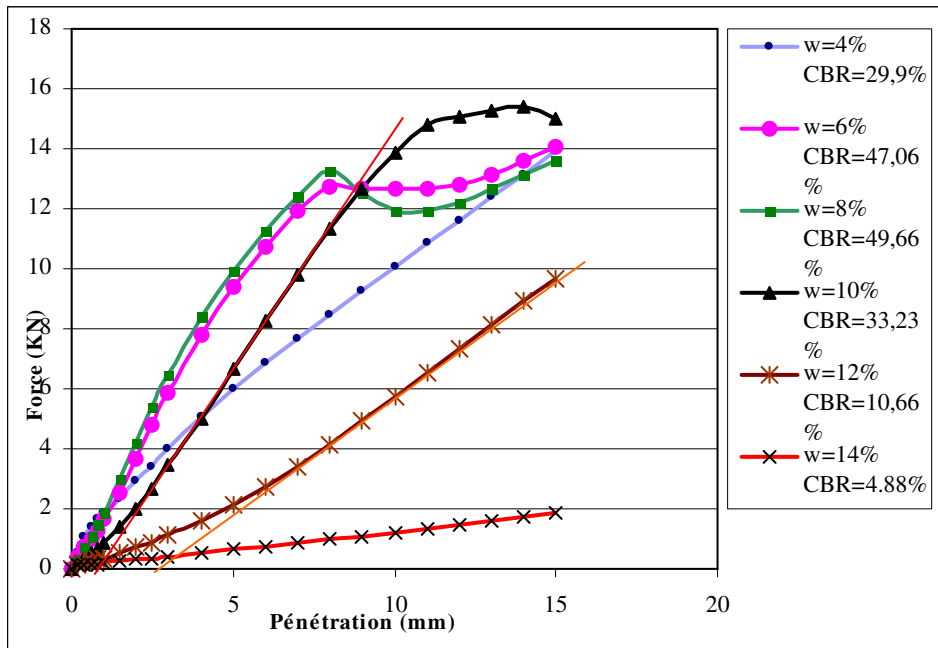


Figure 2.11 Résultats des essais CBR sur la grave non traitée de Sidi Achour (Annaba).

Après la correction :

- L a valeur de CBR=44 % pour W = 10 %
- L a valeur de CBR=25 % pour W = 12 %
- L a valeur de CBR=4.88 % pour W = 14 %

W (%)	4	6	8	10	12	14
CBR (%)	29.9	47.06	49.66	44.00	25.00	4.88

Tableau 2.8 Résultats de l'essai CBR sur la grave non traitée de Sidi Achour (Annaba).

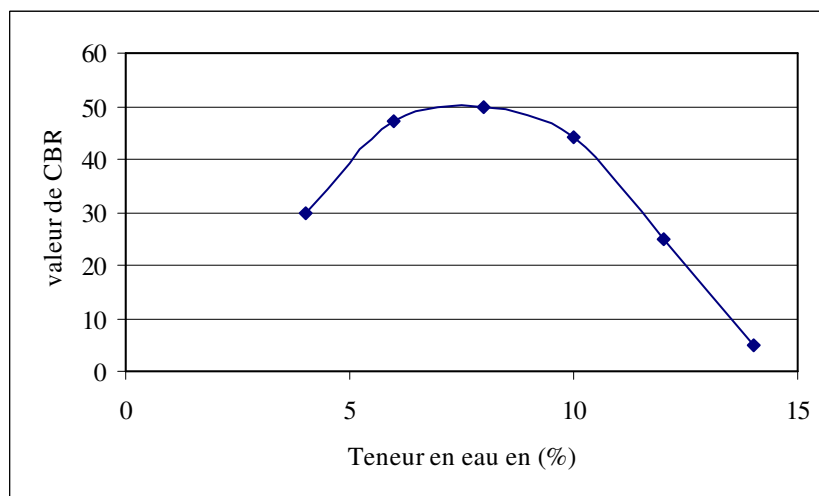


Figure 2.12 Relation entre les valeurs de CBR et la teneur en eau.

La figure 2.12 montre que la valeur de CBR augmente en augmentant la teneur en eau jusqu'à une valeur de $w = 8\%$ ou le CBR atteint une valeur de 50% environ maximale au delà de $w = 8\%$, le CBR diminue.

II.3.8 Traitement de la Grave de Sidi Achour (Annaba) avec le ciment

• Teneur en eau ($w=12\%$)

Pour une teneur en ciment = 2%									
Pénétration (mm)	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.5	2	2.5
	3	4	5	6	7	8	9	10	
Force (KN)	0	0.100	0.160	0.20	0.240	0.300	0.440	0.620	0.800
	1.020	1.568	1.960	2.480	3.080	3.620	4.240	4.860	

Pour une teneur en ciment = 4%									
Pénétration (mm)	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.5	2	2.5
	3	4	5	6	7	8	9	10	
Force (KN)	0	0.180	0.260	0.360	0.460	0.600	0.940	1.380	
	1.900	2.500	3.860	5.566	6.960	8.380	9.660	10.980	

Pour une teneur en ciment = 6%									
Pénétration (mm)	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.5	2	2.5
	3	4	5	6	7	8	9	10	
Force (KN)	0	0.260	0.480	0.760	1.100	1.480	2.640	3.880	
	5.180	6.500	9.040	11.280	13.140	14.900	16.520	18.020	

Pour une teneur en ciment = 8%									
Pénétration (mm)	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.5	2	2.5
	3	4	5	6	7	8	9	10	
Force (KN)	0	0.780	1.160	1.640	2.000	2.480	3.600	4.700	5.760
	6.840	9.040	11.020	12.840	14.56	16.22	17.84	19.400	

Pour une teneur en ciment = 10%									
Pénétration (mm)	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.5	2	2.5
	3	4	5	6	7	8	9	10	
Force (KN)	0	0.180	0.280	0.420	0.520	0.700	1.100	1.620	2.200
	2.880	4.420	6.080	7.780	9.500	11.140	12.680	14.240	

Pour une teneur en ciment = 12%									
Pénétration (mm)	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.5	2	2.5
	3	4	5	6	7	8	9	10	
Force (KN)	0	0.100	0.160	0.240	0.280	0.380	0.600	0.880	1.180
	1.520	2.320	3.200	4.180	5.180	6.160	7.160	8.140	

Tableau 2.9 Résultats de l'essai CBR sur la grave de Sidi Achour (Annaba) traitée avec différentes teneurs en ciment.

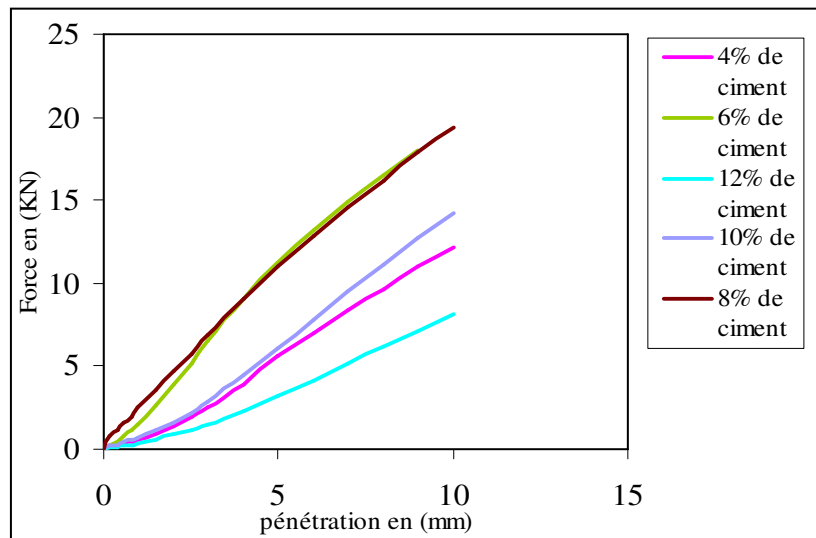


Figure 2.13 Résultats des essais CBR sur la grave de Sidi Achour (Annaba) traitée avec du ciment.

Après la correction :

- L a valeur de CBR= 37.5 % pour la teneur en eau = 4 %.
- L a valeur de CBR=25 % pour la teneur en eau W = 12 %.
- L a valeur de CBR=46.5 % pour la teneur en eau W = 10 %.

Teneur en ciment (%)	4	6	8	10	12
Valeur de CBR (%)	37.5	56.4	55.1	46.5	25

Tableau 2.10 Résultats des essais CBR sur la grave de Sidi Achour (Annaba) traitée avec du ciment.

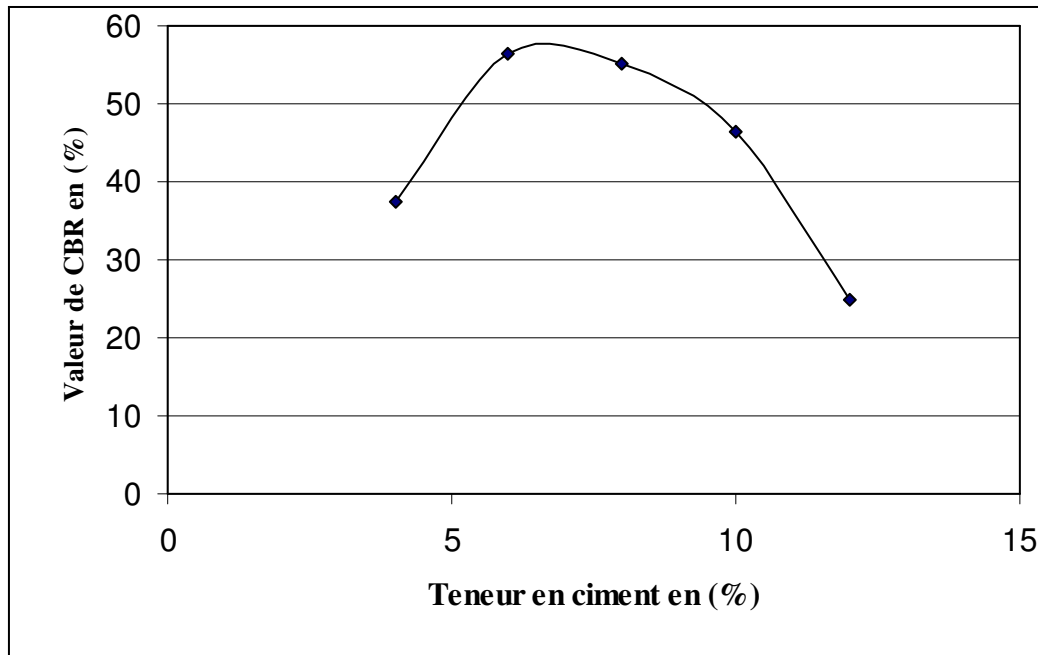


Figure 2.14 Relation entre les valeurs de CBR et la teneur en ciment.

La figure 2.14 montre que, pour une teneur en eau initiale de 12% le CBR, de 25% avant traitement, passe de 37.5% à 56.4% environ pour respectivement : 4% et 6% de ciment. au delà de cette valeur de teneur en ciment de 6%, le CBR diminue en augmentant la teneur en ciment.

II.3.9 Essai CBR sur la grave non traitée de Oued Seybouse (Guelma) selon BS 1377 (1990)

• Teneur en eau (W=2%)

Pénétration (mm)	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.5	2
	2.5	3	4	5	6	7	8	
Force (KN)	0	0.040	0.084	0.111	0.137	0.160	0.202	0.239
	0.268	0.294	0.344	0.390	0.436	0.479	0.524	

• Teneur en eau (W=4%)

Pénétration (mm)	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.5	2
	2.5	3	4	5	6	7	8	
Force (KN)	0	0.040	0.084	0.111	0.137	0.160	0.202	0.239
	0.268	0.294	0.344	0.390	0.436	0.479	0.524	

• Teneur en eau (W=6%)

Pénétration (mm)	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.5	2
	2.5	3	4	5	6	7	8	
Force (KN)	0.00	0.260	0.364	0.468	0.572	0.689	1.014	1.378
	1.82	2.314	3.328	4.472	5.668	6.864	8.112	

• Teneur en eau (W=8%)

Pénétration (mm)	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.5	2
	2.5	3	4	5	6	7	8	
Force (KN)	0.00	0.130	0.156	0.182	0.221	0.257	0.338	0.455
	0.546	0.650	0.897	1.164	1.463	1.755	2.085	

• Teneur en eau (W=10%)

Pénétration (mm)	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.5	2
	2.5	3	4	5	6	7	8	
Force (KN)	0.00	0.130	0.182	0.208	0.234	0.260	0.364	0.429
	0.473	0.598	0.806	1.014	1.248	1.469	1.716	

Tableau 2.11 Résultats des essais CBR sur la Grave non traité de Oued Seybouse (Guelma).

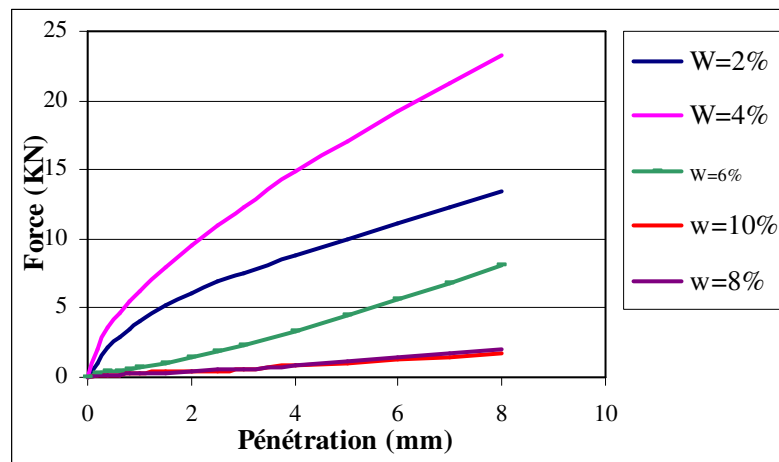


Figure 2.15 Résultats des essais CBR sur la grave non traitée de Oued Seybouse (Guelma).

Après la correction :

- L a valeur de CBR=25% pour W = 6 %

W (%)	2	4	6	8	10
CBR	51.51	85.45	25.00	7.36	5.07

Tableau 2.12 Résultats de l'essai CBR sur la grave non traitée de Oued Seybouse (Guelma).

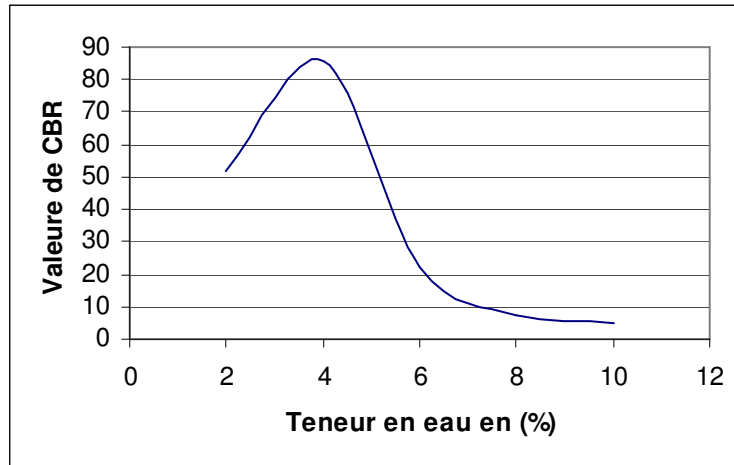


Figure 2.16 Relation entre les valeurs de CBR et la teneur en eau.

La figure 2.16 montre clairement que le CBR augmente proportionnellement à la teneur en eau (w), et atteint une valeur maximale de (85.45 %) à la teneur en eau optimale ($w=4%$) puis il diminue en augmentant la teneur en eau.

II.3.10 Traitement d'une Grave non traitée de Oued Seybouse (Guelma) avec le Ciment

- Teneur en eau ($w=4%$)

Pour une teneur en ciment = 2%							
Pénétration (mm)	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.5
	2	2.5	3	4	5	6	
Force (KN)	0	2.36	4.10	5.12	6.20	7.02	8.84
	10.42	11.90	13.22	15.62	18.00	20.20	

Pour une teneur en ciment =4%

Pénétration (mm)	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.5
	2	2.5	3	4	5	6	
Force (KN)	0	2.04	3.60	4.86	6.00	6.96	8.90
	11.02	12.70	14.22	16.80	19.34	21.80	

Pour une teneur en ciment =6%							
Pénétration (mm)	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.5
	2	2.5	3	4	5	6	
Force (KN)	0	3.60	5.24	6.34	7.38	8.12	10.08
	11.86	13.50	15.00	17.70	20.16	22.40	

Pour une teneur en ciment =8%							
Pénétration (mm)	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.5
	2	2.5	3	4	5	6	
Force (KN)	0	2.30	3.36	4.30	4.60	5.10	6.40
	7.26	8.18	9.16	11.26	13.26	15.00	

Pour une teneur en ciment = 10%							
Pénétration (mm)	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.5
	2	2.5	3	4	5	6	
Force (KN)	0	2.70	3.68	4.60	4.90	5.80	7.50
	8.82	10.40	11.70	14.50	16.40	18.40	

Pour une teneur en ciment = 12%							
Pénétration (mm)	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.5
	2	2.5	3	4	5	6	
Force (KN)	0	4.80	6.30	7.30	8.20	9.02	10.90
	12.70	14.26	15.74	18.46	20.46	22.40	

Pour une teneur en ciment = 14%							
Pénétration (mm)	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.5
	2	2.5	3	4	5	6	
Force (KN)	0	4.08	6.02	7.01	8.02	9.10	11.00
	13.00	14.80	16.35	19.70	22.06	24.00	

Pour une teneur en ciment = 16%							
Pénétration (mm)	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1	1.5
	2	2.5	3	4	5	6	

Force (KN)	0	5.16	7.00	7.90	9.30	10.20	12.99
	14.60	16.50	18.30	21.94	25.38	26.38	

Tableau 2.13 Résultats de l'essai CBR sur la grave de Oued Seybouse (Guelma) traitée avec différentes teneurs en ciment.

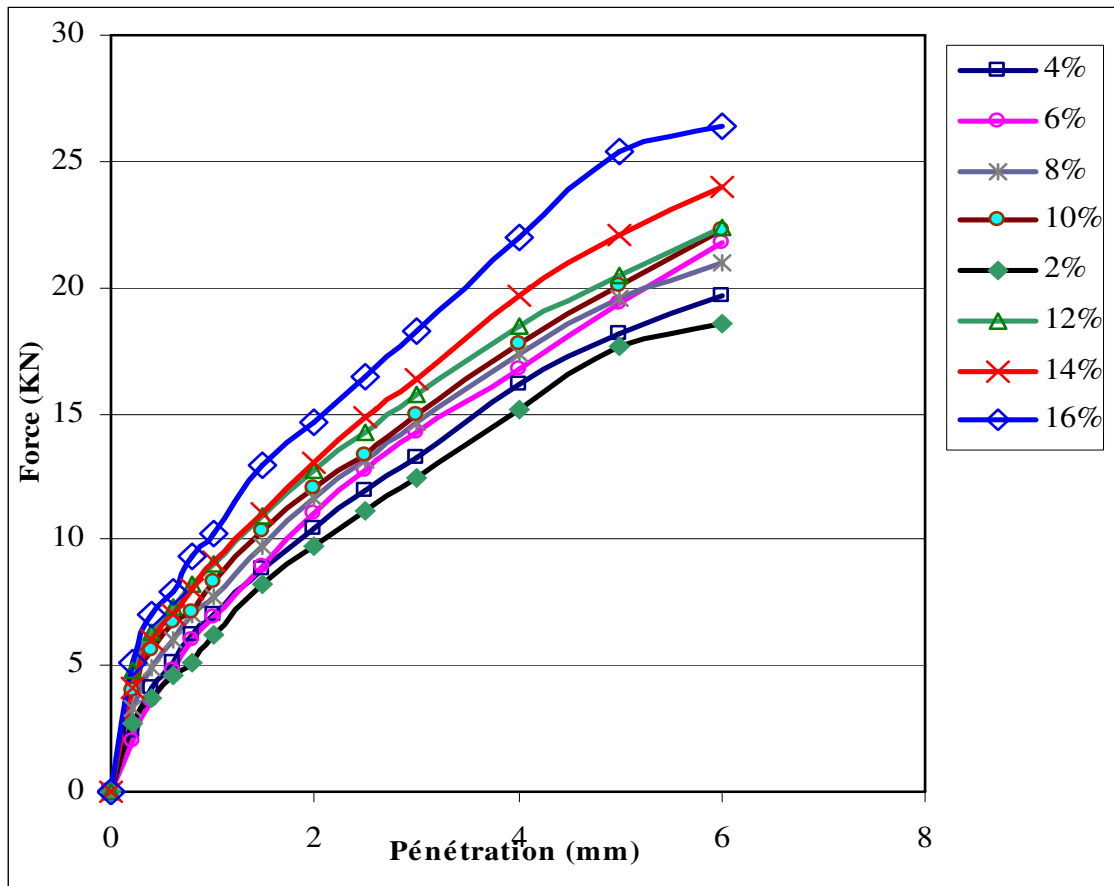


Figure 2.17 Résultats des essais CBR sur la grave non traitée de Oued Seybouse (Guelma) traitée avec le ciment.

La teneur en ciment (%)	2	4	6	8	10	12	14	16
CBR (%)	88.25	91	96.7	98.12	100.5	107.56	110.86	126.9

Tableau 2.14 Résultats des essais CBR sur la grave non traitée de Oued Seybouse (Guelma) traitée avec le ciment.

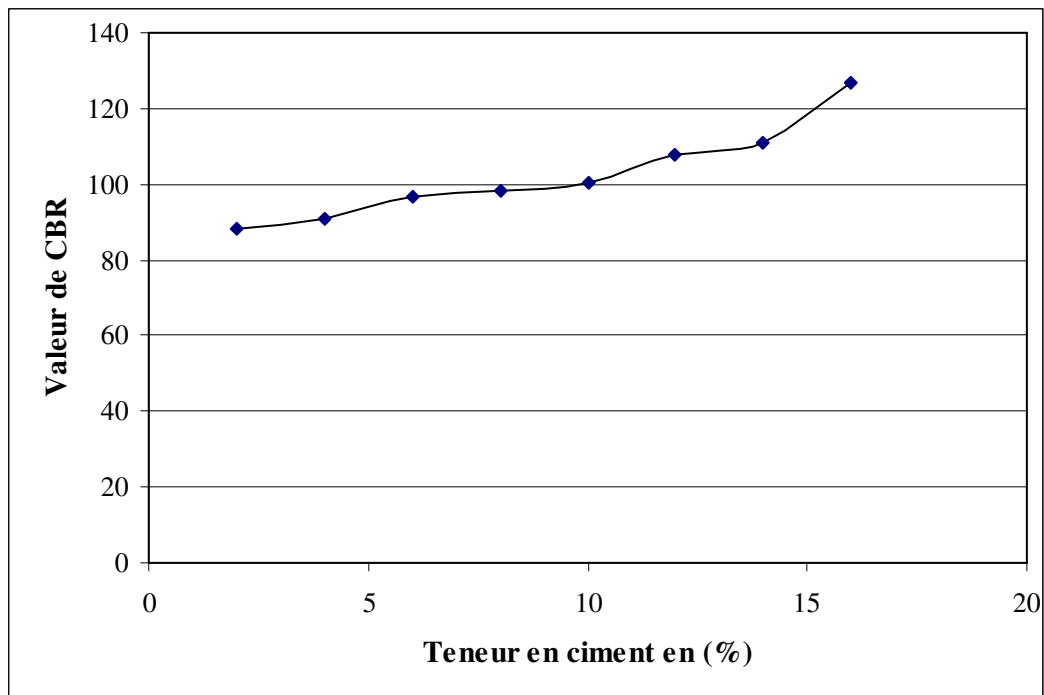


Figure 2.18 Relation entre les valeurs de CBR et la teneur en ciment.

Après le mélange du sol avec une teneur en eau initiale de 4%, le sol est laissé reposer pendant une heure. Le sol non traité a donné un indice de CBR de 85,45% par contre, le même sol traité avec les teneurs en ciment 2%, 4%, 6%, 8%, 10%, 12%, 14% et 16% a les indices de CBR, 88,25%, 91%, 96,7%, 98,12%, 100,5%, 107,56%, 110,86% et 126,9% respectivement.

II.4 Essais d'affaissement

II.4.1 Introduction

Les sols affaissables sont des sols non saturés qui présentent des déformations potentielles importantes après mouillage avec ou sans chargement, la majeure partie de ces sols sont des loess, dépôts éoliens formés de silt et de sable, avant d'entamer l'étude sur les traitements appropriés de ces sols, il est impératif de prouver la mise en évidence d'affaissement potentiel sur des sols compactés.

II.4.2 Identification et mise en évidence

Ce type de sol présente de bonnes caractéristiques mécaniques lorsqu'il est chargé à faible teneur en eau naturelle.

Cependant, si une humidification intervient, même sans supplément de contrainte, la structure s'effondre et des déformations irréversibles et importantes se produisent. Ce comportement peut être clairement visualisé sur la courbe typique représentée dans la figure 2.19.

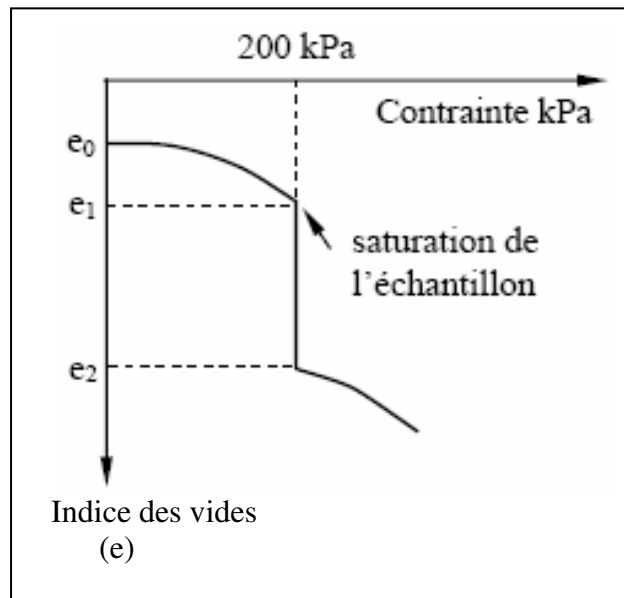


Figure 2.19 Essai de Knight et Jennings (1975).

L'affaissement potentiel sera calculé à l'aide de la formule de Jennings & Knight :

$$C_p (\%) = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_0} \times 100 \quad [1]$$

Le tableau 2.15 permet d'apprécier l'importance de l'affaissement en fonction du potentiel défini ci-dessus :

Cp	Degré du problème
0 % à 1 %	Pas de problèmes
1 % à 5 %	Troubles modérés
5% à 10 %	Troubles
1 % à 20 %	Troubles sévères
> à 20%	Troubles très sévères

Tableau 2.15 Degré d'affaissement potentiel.

II.4.3 Appareillage de compactage du matériau

Le principe consiste à reconstituer un sol dans le moule de l'oedomètre, ayant une certaine teneur en eau et une certaine masse volumique sèche.

Pour cela, le matériau est compacté en une seule couche par un appareillage conçu au laboratoire.

Cet appareillage est composé d'un disque, ayant un diamètre légèrement inférieur à celui de l'anneau, fixé à une tige de guidage, et d'un mouton en forme de disque.

Le mouton (dame) de masse 150 g coulissant le long de la tige tombe d'une hauteur de 15 cm et vient percuter le disque en compactant le matériau dans l'anneau de l'oedomètre.



Figure 2.20 Vue générale de l'appareil d'oedomètre.

II.4.4 Confection de l'éprouvette et réalisation de l'essai

Les éprouvettes sont réalisées à partir d'un matériaux (on n'utilise le Grave non traité de Sidi Achour (Annaba) au lieu du Grave non traité de Oued Seybous (Guelma) dont le calibre des grains s'avère très gros) bien homogénéisé, on amène le matériau à la teneur en eau voulue par ajout de la quantité d'eau nécessaire.

Après préparation le sol bien homogénéisé, compactée dans le moule Proctor Normale (nombre de coups 27 en 3 couche).

L'éprouvette est ensuite arasée au niveau du bord supérieur de l'anneau, à l'aide d'une lame rigide.

Après la pesée de l'éprouvette, celle-ci est remise dans le moule de l'oedomètre sur laquelle sera effectué un essai de compressibilité décrit par Knight et Jennings.

II.4.5 Essais d'affaissement sur la grave non traitée

• Grave non traité de Sidi Achour (Annaba)

• Pour une teneur en eau ($w=2\%$)

Avant saturation								
T (min)	0	2	5	10	15	20	25	30
	35	40	45	50	55	60	65	
Lecture (mm)	0	0.626	0.646	0.652	0.656	0.660	0.663	0.664
	0.666	0.667	0.668	0.670	0.670	0.672	0.672	
Après saturation								
T (min)	70	75	90	105	120			
	135		150	165	180			
Lecture (mm)	1.340	1.442	1.452	1.456	1.457			
	1.458		1.458	1.460	1.460			

Tableau 2.16 Résultant d'un essai d'affaissement sur la grave non traitée de Sidi Achour (annaba) pour un teneur en eau ($w = 2\%$).

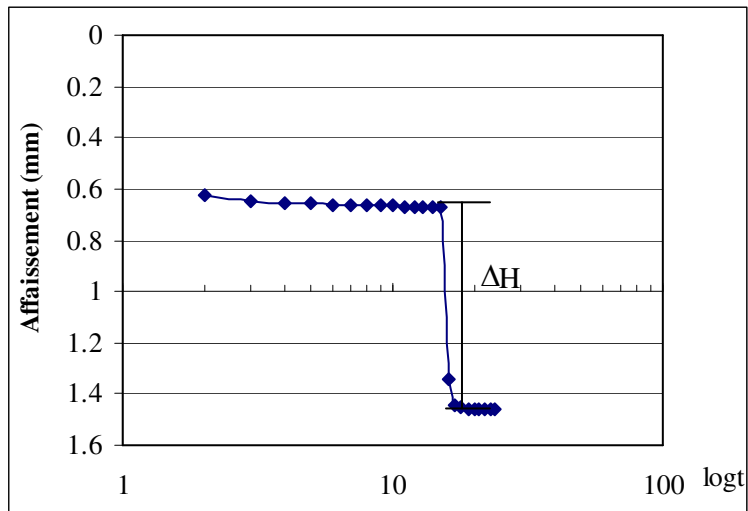


Figure 2.21 Résultat d'un essai d'affaissement sur la grave non traitée de Sidi Achour (Annaba) pour un teneur en eau ($w = 2\%$).

$$C_P = \frac{\Delta H}{H_0} \times 100 = \frac{H_0 - H_1}{H_0} \times 100$$

avant

avec H_0 : hauteur de l'échantillon

saturation

H_1 : hauteur de l'échantillon

après

saturation

$$C_P = \frac{0.668}{18.32} \times 100 = 3.64\%$$

• Teneur en eau (W=4%)

Avant saturation								
T (min)	0	5	10	15	20	25	30	35
	40	45	50	55	60	65	70	75
	80	85	90	95	100	105		
Lecture (mm)	1.13	1.316	1.414	1.494	1.554	1.596	1.620	1.634
	1.644	1.652	1.656	1.660	1.664	1.666	1.668	1.670
	1.672	1.673	1.674	1.675	1.676	1.676		
Après saturation								
T (min)	110	115	120	125	130	140		
	150	160		170		180		
Lecture (mm)	1.846	1.861	1.870	1.874	1.878	1.884		
	1.886	1.889		1.891		1.891		

Tableau 2.17 Résultat d'un essai d'affaissement sur la grave non traitée de Sidi Achour (Annaba) pour un teneur en eau (w = 4%).

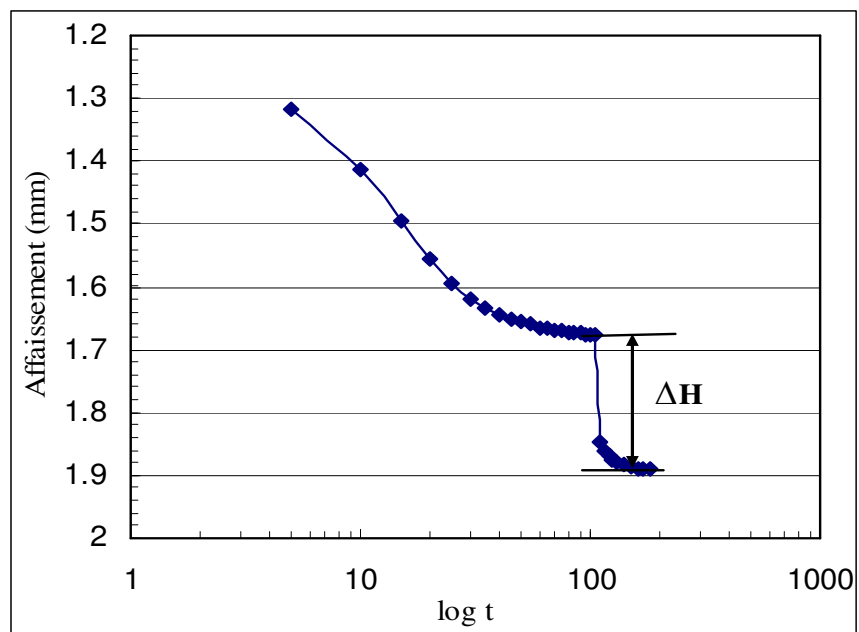


Figure 2.22 Résultat d'un essai d'affaissement sur la grave non traitée de Sidi Achour (Annaba) pour un teneur en eau (w = 4%).

$$C_p = \frac{\Delta H}{H_0} \times 100$$

$$C_p = \frac{0.738}{17,60} \times 100 = 2,57\%$$

• Teneur en eau (W=6%)

Avant saturation							
T (min)	0	6	11	16	21	26	31
	41		51		61		71
Lecture (mm)	1.18	1.202	1.206	1.209	1.210	1.212	1.214
	1.215		1.216		1.218		1.218
Après saturation							
T (min)	81	91	101	111	121	131	
	141		151		166	181	196
Lecture (mm)	1.456	1.488	1.494	1.496	1.498		1.499
	1.500		1.501		1.502	1.503	1.504

Tableau 2.18 Résultat d'un essai d'affaissement sur la grave non traitée de Sidi Achour (Annaba) pour un teneur en eau ($w = 6\%$).

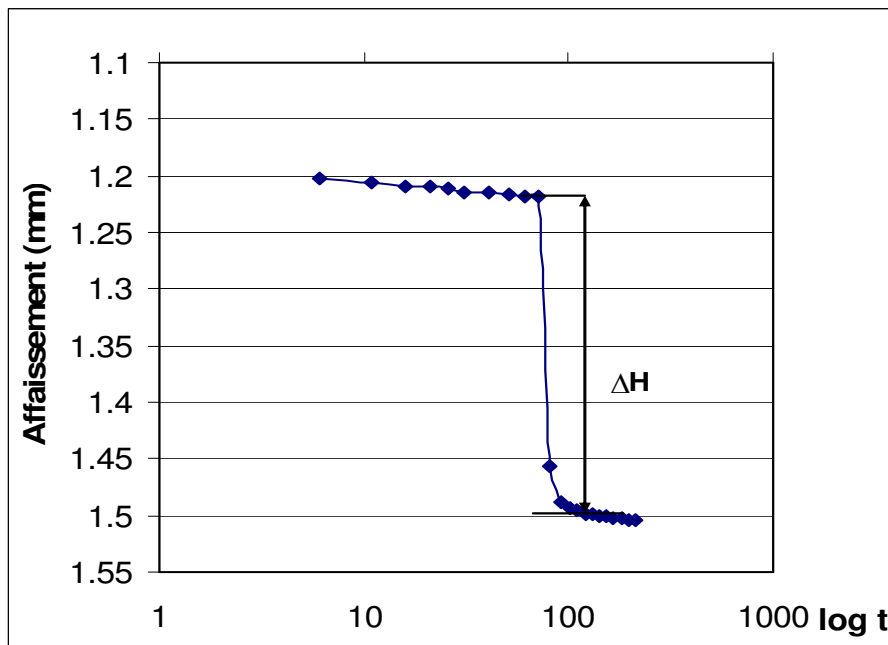


Figure 2.23 Résultat d'un essai d'affaissement sur la grave non traitée de Sidi Achour (Annaba) pour un teneur en eau ($w = 6\%$).

$$C_P = \frac{\Delta H}{H_0} \times 100$$

$$C_P = \frac{0.238}{17,78} \times 100 = 1,34\%$$

• Teneur en eau ($W=8\%$)

Avant saturation								
T (min)	0	5	10	15	20	25	30	35
Lecture (mm)	0.395	0.414	0.420	0.424	0.426	0.430	0.431	0.431
Après saturation								
T (min)	40	45	50	55	60	65	70	75
	80	85	90	100	110	120	130	
Lecture (mm)	0.596	0.634	0.656	0.664	0.668	0.670	0.672	0.673
	0.674	0.675	0.676	0.677	0.678	0.680	0.680	

Tableau 2.19 Résultat d'un essai d'affaissement sur la grave non traitée de Sidi Achour (Annaba) pour un teneur en eau ($w = 8\%$).

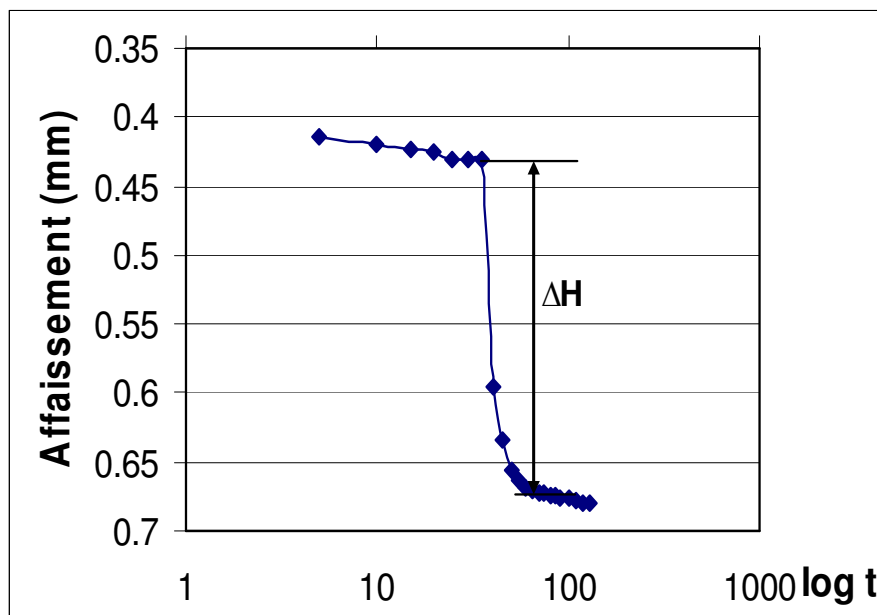


Figure 2.24 Résultat d'un essai d'affaissement sur la grave non traitée de Sidi Achour (Annaba) pour un teneur en eau ($w = 8\%$).

$$C_p = \frac{\Delta H}{H_0} \times 100$$

$$C_p = \frac{0.165}{18,57} \times 100 = \mathbf{0,89\%}$$

• Teneur en eau ($W=10\%$)

Avant saturation

T (min)	0	5	10	15	20	25	30	35	40
Lecture (mm)	0.340	0.368	0.374	0.377	0.380	0.381	0.382	0.384	0.384
Après saturation									
T (min)	45	50	55	60	65	70	80		
	90	105		120		135	150		
Lecture (mm)	0.444	0.530	0.540	0.544	0.548	0.550	0.552		
	0.554	0.556		0.557		0.558	0.558		

Tableau 2.20 Résultat d'un essai d'affaissement sur la grave non traitée de Sidi Achour (Annaba) pour un teneur en eau ($w = 10\%$).

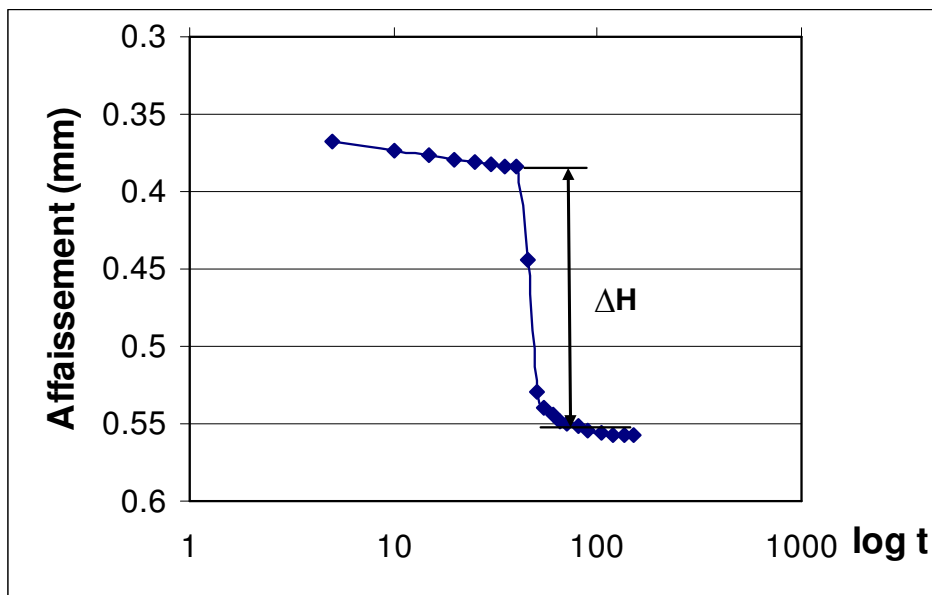


Figure 2.25 Résultat d'un essai d'affaissement sur la grave non traitée de Sidi Achour (Annaba) pour un teneur en eau ($w = 10\%$).

$$C_p = \frac{\Delta H}{H_0} \times 100$$

$$C_p = \frac{0.06}{18,62} \times 100 = 0,32\%$$

• Teneur en eau ($W=12\%$) :

Avant saturation								
T (min)	0	5	10	15	20	25	30	35
Lecture	0.020	0.026	0.029	0.031	0.032	0.033	0.034	0.034

(mm)								
Après saturation								
T (min)	45	55	65	75	90	105	120	135
	150	165	180	195	210	225	240	255
Lecture (mm)	0.046	0.050	0.052	0.054	0.056	0.057	0.058	0.0582
	0.060	0.060	0.060	0.061	0.062	0.062	0.063	0.063

Tableau 2.21 Résultat d'un essai d'affaissement sur la grave non traitée de Sidi Achour (Annaba) pour un teneur en eau ($w = 12\%$).

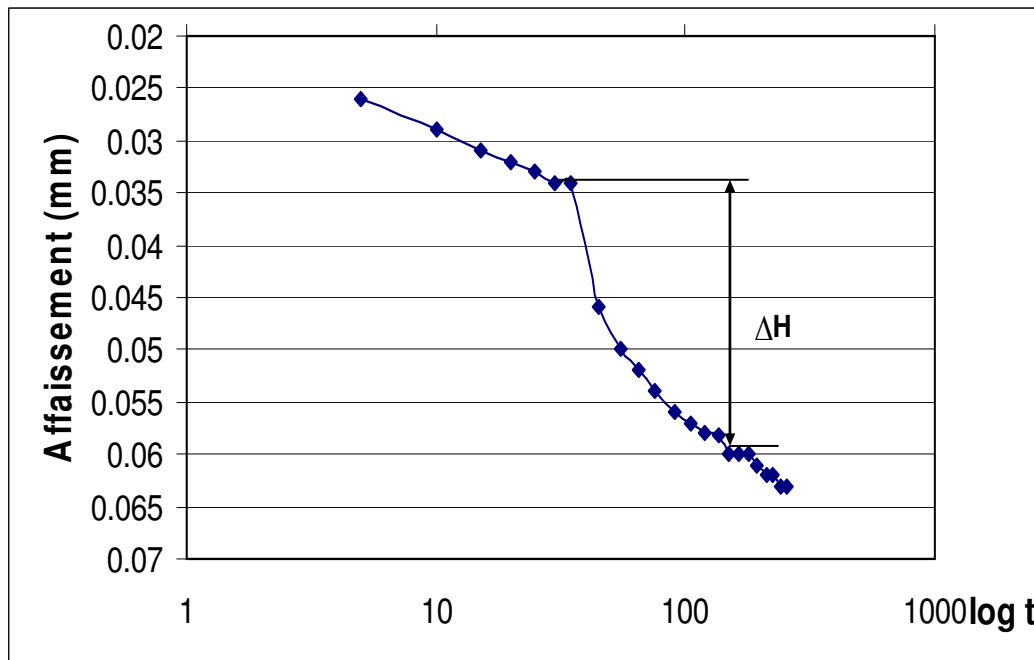


Figure 2.26 Résultat d'un essai d'affaissement sur la grave non traitée de Sidi Achour (Annaba) pour un teneur en eau ($w = 12\%$).

$$C_P = \frac{\Delta H}{H_0} \times 100$$

$$C_P = \frac{0.012}{18,96} \times 100 = 0,06\%$$

W (%)	2	4	6	8	10	12
C_P (%)	3,64	2,57	1,34	0,89	0,32	0,06

Tableau 2.22 Les valeurs de C_P (%) pour un teneur en eau croissante.

les résultats donnés dans le tableau 2.22 montrent une tendance manifeste à l'effondrement du sol non traité, qui correspond dans la classification de Knight et Jennings à un potentiel de collapsé allant de 0,06 à 3,64 %, ce qui correspond aux rubriques allant de pas de problèmes à troubles modérés .

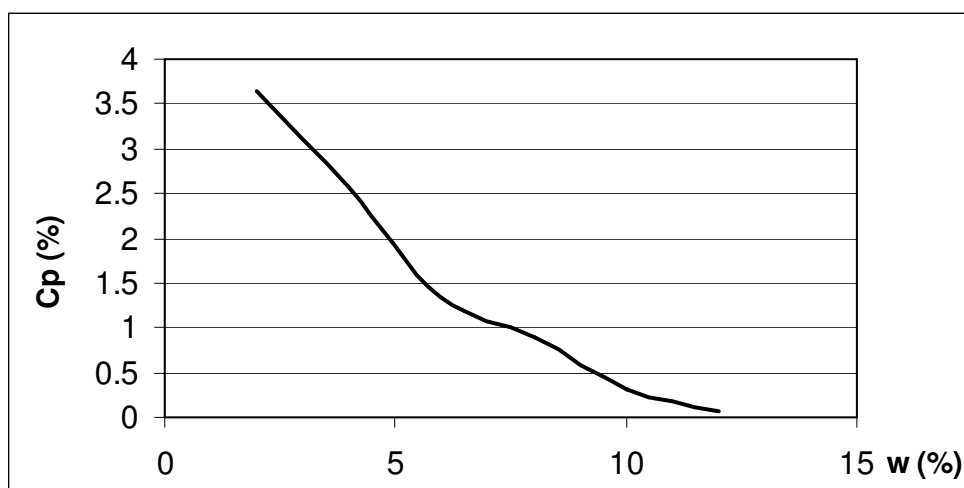


Figure 2.27 Influence de la teneur en eau sur C_p (%).

On remarque que chaque fois que le taux de la teneur en eau augmente, le taux d'affaissement baisse.

II.5 Essai de cisaillement à la boîte

II.5.1 But de l'essai

Il s'agit de déterminer les caractéristiques mécaniques d'un sol en procédant au cisaillement rectiligne d'un échantillon sous charge constante.

L'essai de cisaillement permet de tracer la courbe intrinsèque du sol étudié, et de déterminer son angle de frottement interne φ et sa cohésion C .

Ces valeurs servent entre autre à déterminer la contrainte admissible du sol Utilisé comme matériau de fondation pour tout ouvrage.



Figure 2.28 Vue générale de l'appareil de cisaillement.

II.5.2 Matériel utilisé

L'échantillon de sol à étudier est placé entre deux demi-boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre. un piston permet d'exercer sur le sol une contrainte normale σ déterminée.

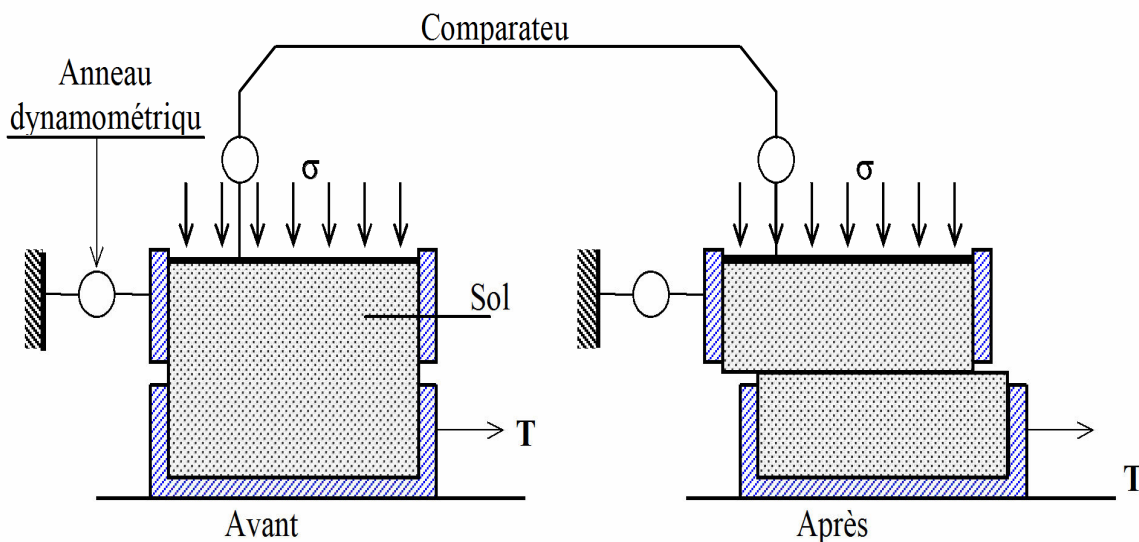


Figure 2.29 Schéma de la boîte de cisaillement

La demi-boîte inférieure est entraînée horizontalement à vitesse constante. La force totale de cisaillement F est mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique fixé à la demi-boîte supérieure.

Un comparateur mesure la déformation verticale de l'échantillon, et un autre mesure la déformation horizontale, l'échantillon subit donc un cisaillement direct et rectiligne suivant un plan imposé sur lequel on exerce une contrainte normale déterminée.



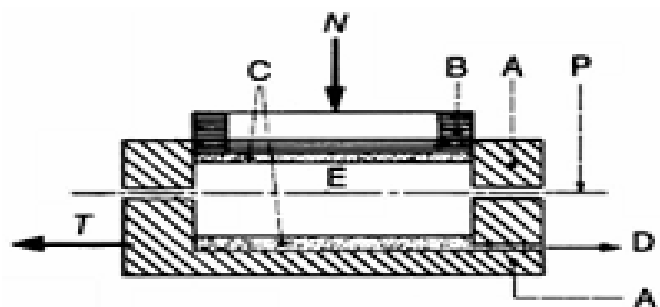
Figure 2.30 Vue générale de la boîte de cisaillement.

II.5.3 Confection de l'éprouvette et exécution de l'essai

Les éprouvettes sont réalisées à partir d'un matériau, on utilise la grave non traitée de Sidi Achour (Annaba), on amène le matériau à la teneur en eau voulue par ajout de la quantité d'eau nécessaire, le sol est bien mélangé et compacté dans le moule Proctor Normal, en 3 couches avec 27 coups par couche l'éprouvette est ensuite arasée au niveau du bord supérieur de la pièce coupante à l'aide d'un outil à araser.

Après la pesée de l'éprouvette, celle-ci est mise dans la boîte sur laquelle sera effectué l'essai de cisaillement direct, on cherche à provoquer la rupture de l'échantillon suivant un plan imposé.

On applique à l'échantillon un effort normal de compression N , verticalement, par l'intermédiaire d'un piston deux capteurs sont utilisés pour mesurer les déformations verticale et horizontale, et un effort tranchant T , horizontalement, en déplaçant la demi-boîte inférieure comme le montre la figure 2.31 .



- | | | |
|----------------|--------------------|------------------------|
| A bâti fixe | C pierres poreuses | P plan de cisaillement |
| A' bâti mobile | D drainage | N force normale |
| B piston | E éprouvette | T force tangentielle |

Figure 2.31 Schéma de la boîte de cisaillement.

Teneur en eau (w = 2%)			Teneur en eau (w = 4%)			Teneur en eau (w = 6%)			Teneur en eau (w = 8%)		
σ (KPa)			σ (KPa)			σ (KPa)			σ (KPa)		
54	78	155	59	54	78	155	59	54	78	155	59
τ (KPa)			τ (KPa)			τ (KPa)			τ (KPa)		
55	109	218	55	55	109	218	55	55	109	218	55

Teneur en eau (w = 10%)			Teneur en eau (w = 12%)			Teneur en eau (w = 14%)			Teneur en eau (w = 16%)		
σ (KPa)			σ (KPa)			σ (KPa)			σ (KPa)		
53	111	175	68	53	111	175	68	53	111	175	68
τ (KPa)			τ (KPa)			τ (KPa)			τ (KPa)		
55	109	218	55	55	109	218	55	55	109	218	55

Tableau 2.23 Résultat d'un essai de cisaillement à la boîte sur la grave non traitée de Sidi Achour (Annaba)

Les essais de cisaillement sont effectués en différents teneurs en eau (2, 4, 6, 8, 10 , 12, 14, 16). Les résultats sont illustrés au tableau 2.23 et présentés dans les figures 2.32 à 2.39.

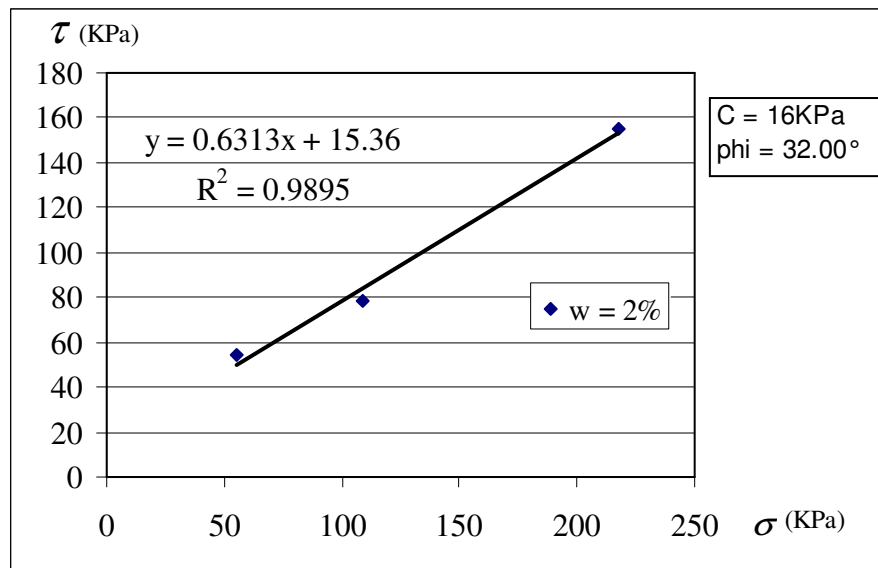


Figure 2.32 Résultat de l'essai de cisaillement direct sur la grave non traitée de Sidi Achour (Annaba) pour ($w = 2\%$).

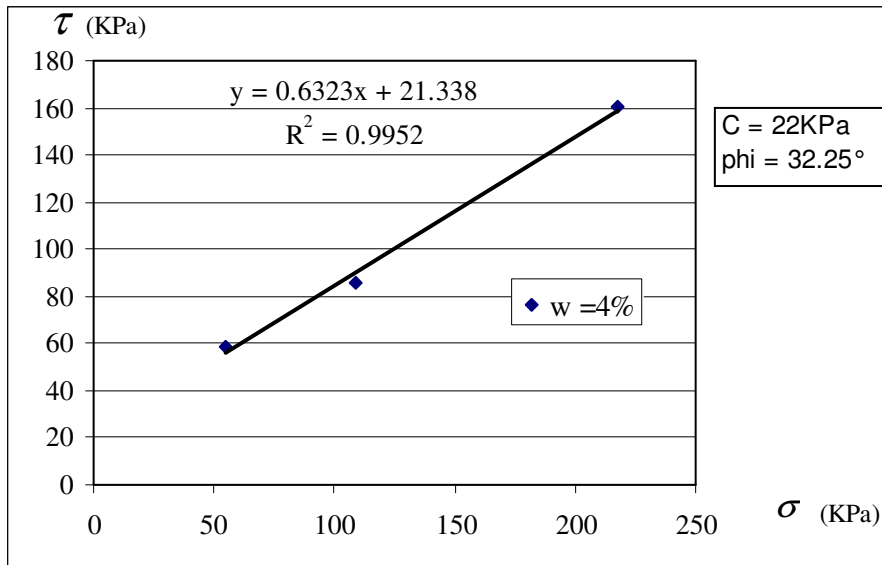


Figure 2.33 Résultat de l'essai de cisaillement direct sur la grave non traitée de Sidi Achour (Annaba) pour ($w = 4\%$).

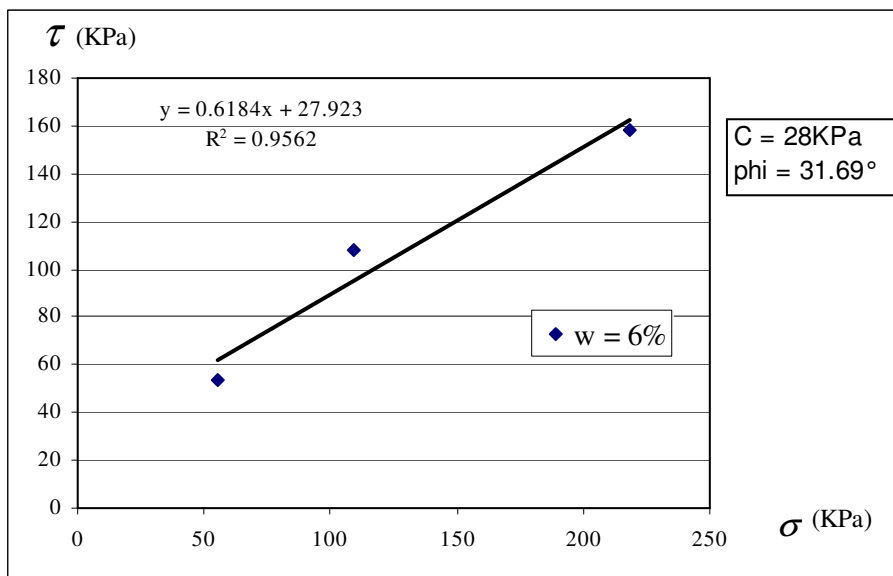


Figure 2.34 Résultat de l'essai de cisaillement direct sur la grave non traitée de Sidi Achour (Annaba) pour ($w = 6\%$).

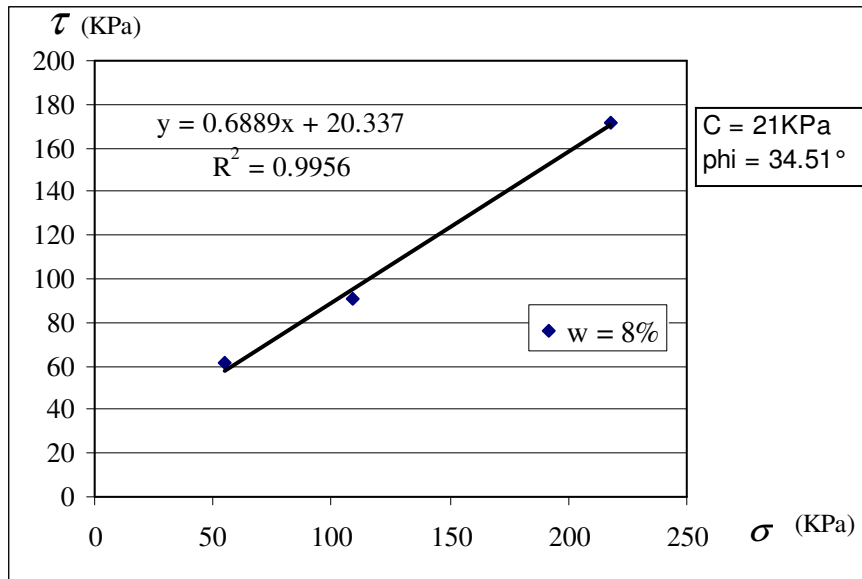


Figure 2.35 Résultat de l'essai de cisaillement direct sur la grave non traitée de Sidi Achour (Annaba) pour ($w = 8\%$).

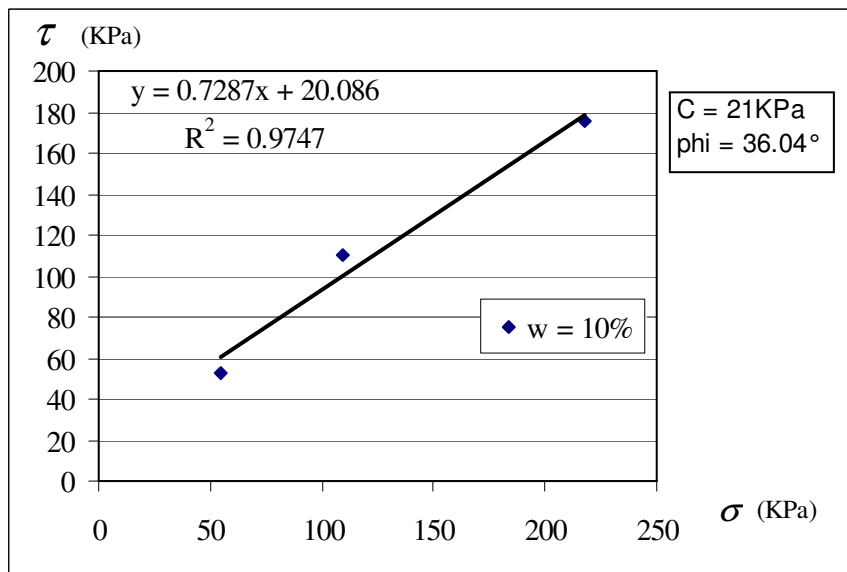


Figure 2.36 Résultat de l'essai de cisaillement direct sur la grave non traitée de Sidi Achour (Annaba) pour ($w = 10\%$).

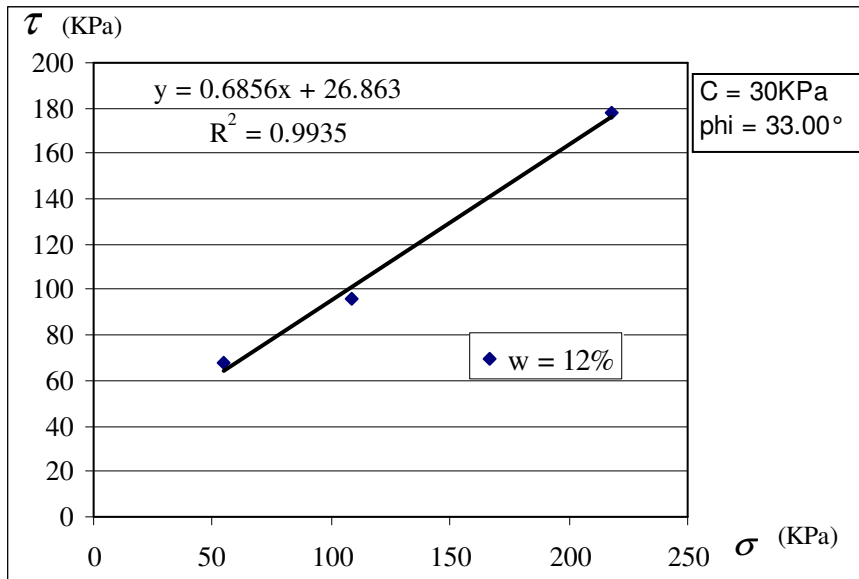


Figure 2.37 Résultat de l'essai de cisaillement direct sur la grave non traitée de Sidi Achour (Annaba) pour ($w = 12\%$).

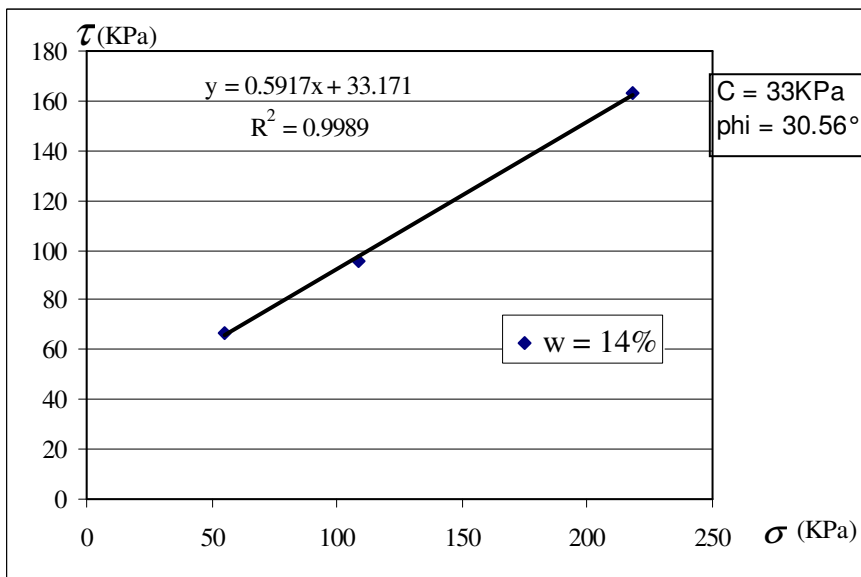


Figure 2.38 Résultat de l'essai de cisaillement direct sur la grave non traitée de Sidi Achour (Annaba) pour ($w = 14\%$).

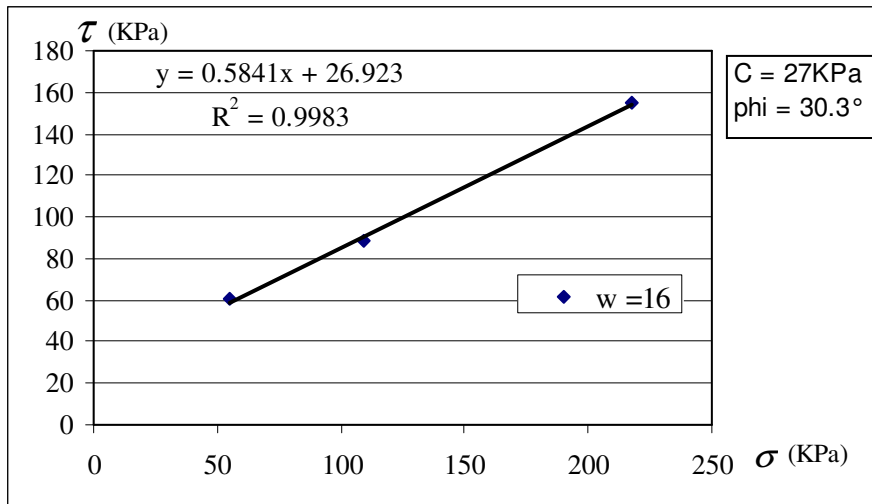


Figure 2.39 Résultat de l'essai de cisaillement direct sur la grave non traitée de Sidi Achour (Annaba) pour ($w = 16\%$).

Des figures 2.32 à 2.39, nous pouvons clairement remarques que la cohésion de la grave non traitée de Sidi Achour est limitée entre 16 KPa et 31 KPa. Par contre son angle de frottement interne varie entre 30° et 36° .

Cette dernière valeur corespond à la valeur de teneur en eau optimale, comme le montre le tableau3.1

	cohésion	cohésion
w%	expérience	corrélation
2	16	19
4	22	20
6	28	22
8	21	24
10	21	26
12	30	28
14	31	29
16	30	31

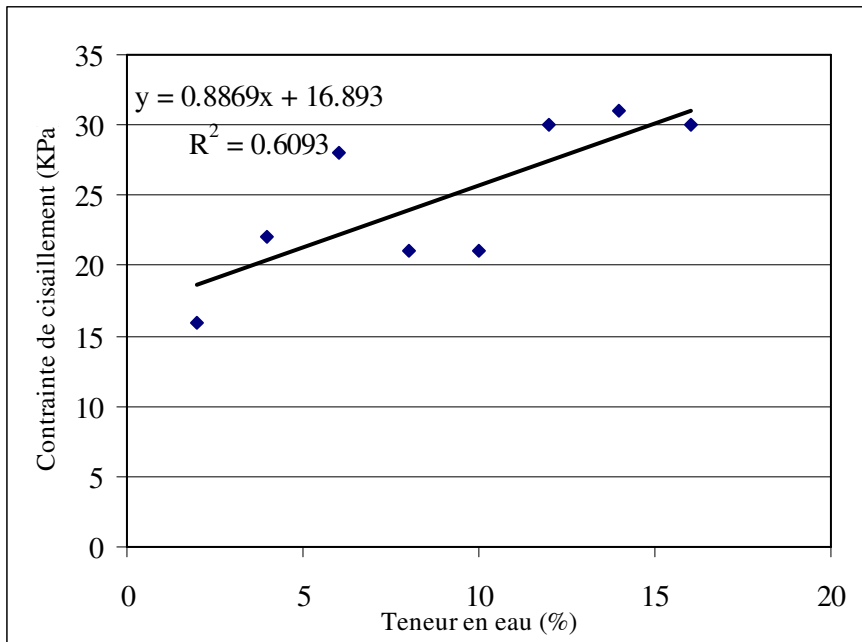


Figure 2.40 Influence de la teneur en eau sur la cohésion.

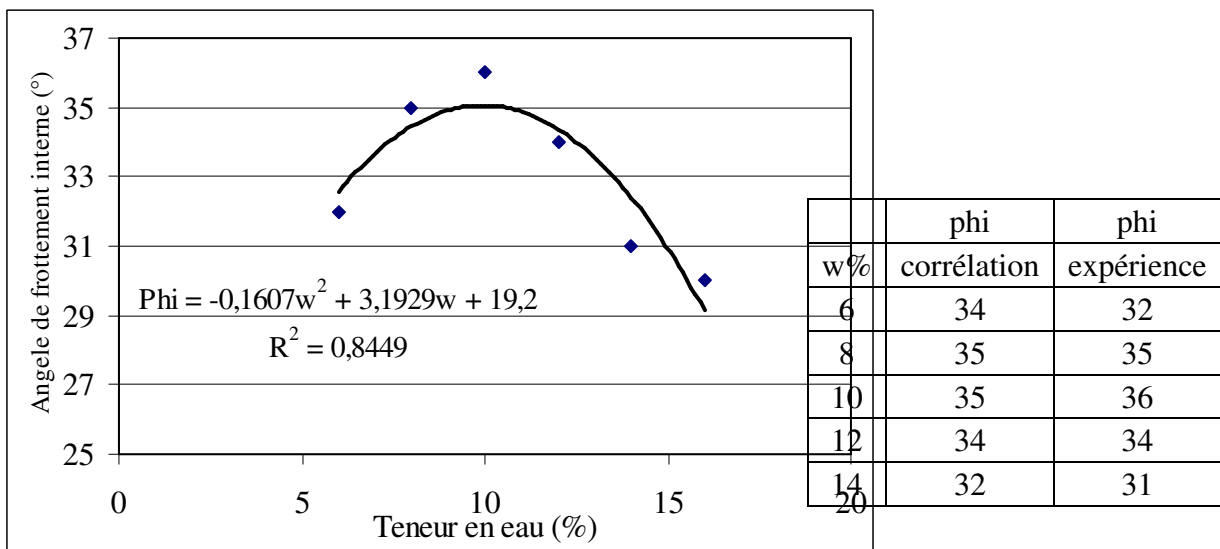


Figure 2.41 Influence de la teneur en eau sur l'angle de frottement interne.

Avec l'augmentation du pourcentage d'eau dans la cohésion du sol devient progressivement plus forte et cela est évident dans la figure 2.40.

Inverser l'angle de frottement, ce qui a augmenté progressivement le pourcentage d'eau dans le sol, jusqu'à 11(%) et le maximum, puis diminue progressivement augmente le pourcentage d'eau dans le sol, ce qui est évident dans la figure 2. 41.

Chapitre III

Analyse et Interprétation des résultats

III Analyse et Interprétation des résultats

Des figures 2.32 à 2.39, nous pouvons clairement remarques que la cohésion de la grave non traitée de Sidi Achour est limitée entre 16 KPa et 31 KPa. Par contre son angle de frottement interne varie entre 30° et 36°.

Cette dernière valeur correspond à la valeur de teneur en eau optimale $w = 10\%$ qui est Très proche de le teneur en eau optimale, comme le montre le tableau3.1

W (°)	C (KPa)	ϕ (°)
6	28	34
8	21	35
10	21	35
12	30	34
14	31	32

Tableau 3.1 Les valeurs expérimentales de l'angle de frottement interne et la cohésion avec différentes teneurs en eau.

	cohésion	cohésion
w%	expérience	corrélation
2	16	19
4	22	20
6	28	22
8	21	24
10	21	26
12	30	28
14	31	29
16	30	31

Tableau 3.2 Les valeurs expérimentales de la cohésion avec différentes teneurs en eau.

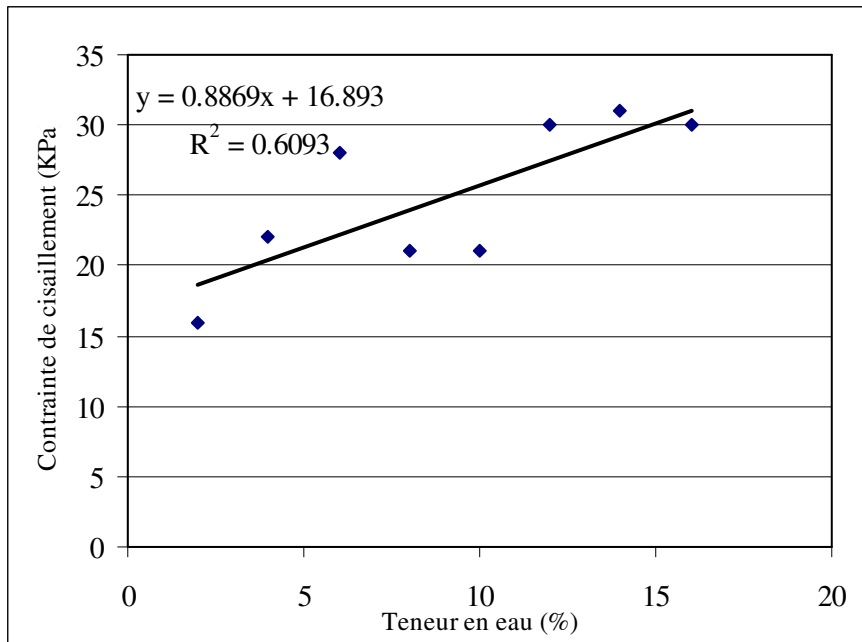


Figure 3.1 Influence de la teneur en eau sur la cohésion.

La relation entre la teneur en eau et la cohésion peut être exprimée par une équation de corrélation sous forme droite (voire figure 3.1). Les valeurs expérimentales de la cohésion sont très proches des valeurs trouvées par l'équation de corrélation $\phi = 0,8869 w + 16,893$ avec un écart type égale à 0,8.

	phi	phi
w%	corrélacion	expérience
6	34	32
8	35	35
10	35	36
12	34	34
14	32	31

Tableau 3.3 Les valeurs expérimentales de l'angle de frottement interne avec différentes teneurs en eau.

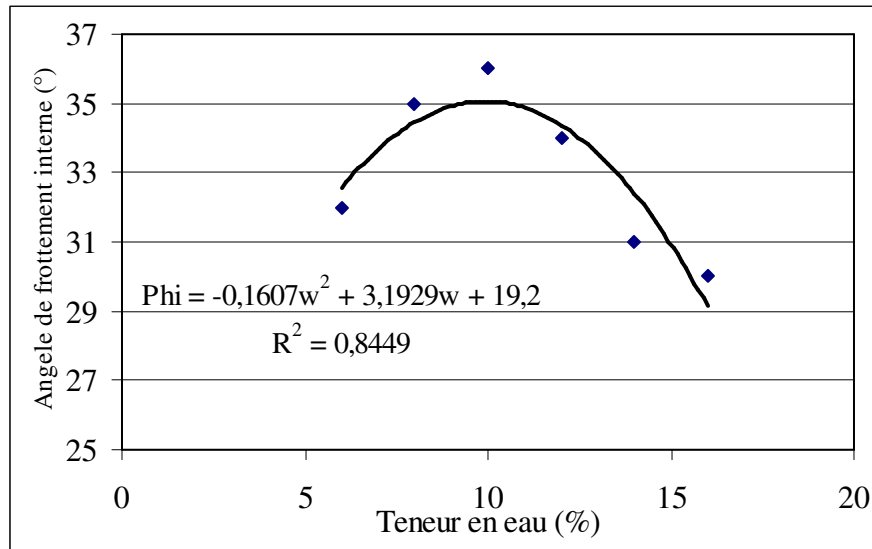


Figure 3.2 Influence de la teneur en eau sur l'angle de frottement interne.

La relation entre la teneur en eau et l'angle de frottement interne peut être exprimée par une équation de corrélation sous forme parabolique (voire figure 3.2). Les valeurs expérimentales de l'angle de frottement interne sont très proches des valeurs trouvées par l'équation de corrélation $\varphi = -0,1607 w^2 + 3,1929 w + 19,2$ avec un écart type égale à 0,9.

Conclusion et perspectives

L'objectif de cette recherche est d'étudier la possibilité de traiter la grave non traitée avec du ciment et déterminer les conditions limites idéales.

Les résultats obtenus montrent que cette méthode est valable pour éviter l'affaissement pouvant être causé par la couche de la grave non traitée utilisée dans les chaussées.

Les conditions limites pour éviter l'affaissement sont :

- * (3%) de ciment et (8%) de teneur en eau pour TVN.
- * (3%) de ciment et (4%) de teneur en eau pour TVO.

Ces résultats peuvent être appliqués dans la pratique comme suit :

Mélange de la GNT à l'état sec avec une quantité bien déterminé de ciment CPA 325 aux quels on doit ajouter une quantité d'eau bien déterminé.

- une fois ce matériau mis en place il devine être bien compacté afin d'obtenir la stabilité attendue.
- Cette étude établie pour une quantité naturelle non traitée obtenié suivant deux gisements différents si à oued Seybouse et TVN de Annaba.

Nous résumons les principaux apports de notre travail en ce qui suit :

- Il existe de nombreux type de liants parmès les quels on peut citer le ciment CPA 325 qui on à utilisé dans notre sujet de recherche qui nous à donné des résultants très satisfaisants, mais reste toujours nécessaire de chercher d'autres liants tels que le mélange de kaolin et ciment ou le kaolin tout ont
- Dans notre recherche, nous avons insisté sur la délimitation de deux condition permis les conditions limites et exemplaires afin d'aboutir au matériau GNT avec des caractéristiques adéquates et qui sont : (la quantité d'eau et le pourcentage de ciment)

Malgré que l'on est parvenu à des résultats très satisfaisants, ça ne nous empêche pas de se concentrer sur la quantité d'eau, le pourcentage en ciment et de l'énergie de compactage mis en œuvre.

Ce travail ouvre la voie vers diverses perspectives de recherche qui se situent sur deux aspects : un aspect approfondissement de la recherche réalisée et un aspect d'élargissement du domaine de la recherche.

Bibliographique

- [1] Omran.A, Étude en laboratoire du comportement d'un sol compacte non saturé influence des cycles de séchage-humidification, Laboratoire de mécanique de lille (UMR .CNRS8107), Thés de doctorat, Soutenue le 25 octobre 2002.
- [2] Dupain.R, Lanclon.R, granulats, sols, ciments, et bétons, éditions CASTEILLA-25, rue -75005 Paris.
- [3] Shafiee.A, Permeability of compacted granule–clay mixtures, Engineering Geology 97(2008)199–208.
- [4] Georges A, Guy M, Le compactage, Eyrolles, Paris 1988.
- [5] Rohand.K, Herbauts.J, Effets du débardage sur les propriétés physiques et Mécaniques d'un sol lessivé sur loess en Forêt de Soignes, Biotechnol. Agron. Soc. Environ.2000 4 (3), 181–189.
- [6] Costét.J, Sanglerat.G, Cours pratique de mécanique des sols, Tome2. Dunod, Paris1969.
- [7] NF P 94-093, Détermination des caractéristiques de compactage d'un sol, Décembre 1993.
- [8] NF 94061/12-A, Essais de reconnaissances.
- [9] NF P 98-241-1, Reconnaissances et Essais, Août 1993.
- [10] NF P 94-078, Reconnaissances et Essais, Décembre 1992.
- [11] Jeuffroy.G, Sauterey.R, Assises de chaussées, Dunod, Paris1985.
- [12] Bereterbide.J, Traitement des sols a la chaux et ciments, Juillet 1990.