



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : **Génie Civil**

Option : **Génie de la construction**

Présenté par :

Mr : **BOUDIAF KHAOULA**

Mr : **CHEIKH ZOHRA**

Sujet du mémoire

**INFLUENCE DE LA TENEUR EN EAU SUR LE
COMPORTEMENT MECANIQUE D'UNE ARGILE
COMPACTEE**

Soutenu publiquement le 23 /03 /2017 devant le jury composé de :

Mr, HEBALI.H	Président
Mr, CHEIKH.A	Examineur
Mr, BELMAHLS	Examineur
Md, BENFARHAT.R	Examineur
Mr, KRIM.A	Encadreur

PROMOTION : 2016/2017

SOMMAIRE

Introduction Générale	1
Chapitre I.....	3
Introduction.....	3
I.1 Nature et structure des sols argileux	3
I.1.1. Minéralogie des argiles.....	3
I.1.2. Structure moléculaire microscopique des argiles	5
I.2. Capacité d'hydratation des argiles.....	10
I.3. Contraintes dans le sol.....	11
I.4. Définition de la texture d'un sol	13
Conclusion	15
Chapitre II	16
Introduction.....	16
II.1. Les sols gonflants en Algérie	16
II.2. Nature des sols gonflants.....	17
II.3. Nature du phénomène retrait - gonflement.....	24
II.4. Mécanisme du phénomène	26
II.5. Construction dans les zones gonflantes.....	26
II.5.1 Cas des bâtiments	28
Conclusion	28
Chapitre III.....	29
Introduction.....	29
III.1. Programme expérimental et procédures d'essais	29
III.1.1. Analyse granulométrique	29
III.1.1.1. Analyse granulométrique par voie sèche	30
III.1.1.2. Analyse granulométrique par Sédimentométrie.....	34
III.1.2.1. Limites d'Atterberg et indice de plasticité.....	37
III.1.3. Calcul de la teneur en eau naturelle	44
III.1.4. Détermination de la teneur en matières organiques.....	44
III.1.5. Valeur de bleu de méthylène (VBS)	45
III.1.6. Détermination de la teneur en carbonates CaCO ₃	46
III.1.7. Détermination de la teneur en sulfates.....	47
III.1.8. Essai de compactage dans un moule Proctor normal:.....	48
III.1.8.1. Définition du compactage	49
III.1.8.2. Facteurs d'influence du compactage.....	49
III.1.8.3. Essais de compactage en laboratoire.....	52
III.1.9. Etude de la compressibilité du sol à l'œdomètre	56
III.1.9.1. Essai de compressibilité à l'œdomètre.....	56

III.1.9.2. Etude expérimentale.....	64
III.1.10. Essais de cisaillement.....	66
Conclusion	73
Chapitre IV.....	73
Introduction.....	74
IV.1. Essai identification du sol à étudier	74
IV.2. Essai de compactage Proctor normal	79
IV.3. Essai de cisaillement direct.....	80
IV.3.1. Influence de la teneur en eau sur la résistance au cisaillement.....	80
IV.3.2. Influence de la teneur en eau sur l'angle de frottement et la cohésion.....	83
IV.3.3. Variation de l'angle de frottement la cohésion en fonction de la teneur en eau.....	86
IV.3.4. Variation de la résistance maximale en fonction de la teneur en eau.....	87
IV.3.5. Influence de la densité sèche sur l'angle de frottement ϕ et la cohésion C	88
IV.4. Essais œdométriques.....	89
IV.4.1. Influence de la teneur en eau sur l'indice de compression C_c	92
IV.4.2. Influence de la teneur en eau sur l'indice de gonflement C_s (C_g).....	93
IV.4.3. Influence de la teneur en eau sur la pression de préconsolidation σ'_p	94
IV.4.4. Influence de la teneur en eau sur le module œdométrique $E_{œd}$	95
Conclusion	95
Conclusion générale.....	96
Références bibliographiques.....	97

Liste des figures

Figure I.1: Couche tétraédrique et sa notation conventionnelle.....	4
Figure I.2: Couche octaédrique et sa notation conventionnelle.....	5
Figure I.3: Schématisation des feuillets de kaolinite.....	6
Figure I.4: Schématisation des feuillets d'illite.....	7
Figure I.5: Schématisation des feuillets de montmorillonite.....	7
Figure I.6: Schématisation des feuillets de chlorite.....	8
Figure I.7: Vues au microscope électronique à balayage (MEB) des argiles (Mitchell, 1976).....	9
Figure I.9: Arrangement des particules d'argile (Van Olphen, 1963).....	13
Figure I.10: Schéma d'assemblage des particules (Collins et McGown, 1974).....	14
Figure II.1: Structure d'un grain minéral.....	21
Figure II.2: Structure de l'eau.....	22
Figure II.3: Désordres de la structure au cours des périodes de la sécheresse.....	25
Figure II.4: Exemple du phénomène de retrait et gonflement.....	26
Figure II.5: fissures au niveau d'une structure de génie civil.....	28
Figure III.1: Essais granulométriques par tamisage et Sédimentométrie.....	29
Figure III.2: Colonne de tamis.....	32
Figure III.3: Principe de l'analyse granulométrique par Sédimentométrie.....	36
Figure III.4: Essais de détermination de la limite de liquidité par le pénétromètre cône.....	37
Figure III.5: Appareil de Casagrande et outil à rainure.....	39
Figure III.6: Système d'évaluation du diamètre du rouleau de sol.....	40
Figure III.7: Mise en place de l'échantillon dans la coupelle.....	41
Figure III.8: Tracé du sillon.....	41
Figure III.9: Fermeture de la rainure.....	42
Figure III.10: Détermination de la limite de liquidité par la méthode graphique de Peltier.....	43
Figure III.11: Appareillage pour essai au bleu de méthylène.....	45
Figure III.12: Essai au bleu de méthylène à la tache.....	46
Figure III.13: Appareil Calcimètre pour la détermination de la teneur en carbonates.....	46
Figure III.14: Essai Proctor.....	49
Figure III.15: Courbe de compactage Proctor.....	50
Figure III.16: Influence de la nature du sol sur le compactage.....	51
Figure III.17: Influence de l'énergie de compactage.....	51
Figure III.18: Solution pour atteindre le γ_d du cahier des charges.....	54
Figure III.19: Schéma et principe de l'essai de compressibilité à l'œdomètre.....	58
Figure III.20: Mise en place et saturation de l'échantillon dans la cellule œdométrique.....	59
Figure III.21: Schéma de la cellule œdométrique.....	60
Figure III.22: Essai de compressibilité à l'œdomètre.....	61
Figure III.23: Dispositif de chargement.....	62
Figure III.24: Boite de cisaillement.....	66
Figure III.25: Vue d'une boite de cisaillement.....	67
Figure III.26: Vues des deux demi boites et les accessoires de la boite de cisaillement.....	68
Figure III.27: Schéma de la boite de cisaillement (efforts contrôlés).....	69
Figure III.28: Essai de cisaillement (déformations contrôlées).....	69
Figure III.29: Courbe contrainte - déformation.....	70
Figure IV.1: Analyse granulométrique par tamisage et par sédimentation du sol étudié.....	76
Figure IV.2 : Détermination de la limite de liquidité.....	77
Figure IV.3: Courbe de compactage Proctor.....	79
Figure IV.4: Variation de la masse volumique sèche en fonction de la teneur en eau.....	80
Figure IV.5: Courbes contrainte - déformation pour une teneur en eau $\omega = 10.5\%$	81
Figure IV.6: Courbes contrainte - déformation pour une teneur en eau $\omega = 12.5\%$	81
Figure IV.7: Courbes contrainte - déformation pour une teneur en eau $\omega = 14.5\%$	82
Figure IV.8: Courbes contrainte - déformation pour une teneur en eau $\omega = 16.5\%$	82

Figure IV.9: Courbes contrainte - déformation pour une teneur en eau $\omega = 18.5\%$	83
Figure IV.10: Courbes contrainte - déformation pour une teneur en eau $\omega = 20.5\%$	83
Figure IV.11: Courbes intrinsèques pour une teneur en eau $\omega = 10.50\%$	84
Figure IV.12: Courbes intrinsèques pour une teneur en eau $\omega = 12.50\%$	84
Figure IV.13: Courbes intrinsèques pour une teneur en eau $\omega = 14.50\%$	85
Figure IV.14: Courbes intrinsèques pour une teneur en eau $\omega = 16.50\%$	85
Figure IV.15: Courbes intrinsèques pour une teneur en eau $\omega = 18.50\%$	86
Figure IIV.16 Courbes intrinsèques pour une teneur en eau $\omega = 20.50\%$	86
Figure IV.17: Variation de l'angle de frottement interne en fonction de la teneur en eau	87
Figure IV.18: Variation de la cohésion C en fonction de la teneur en eau	87
Figure IV.19: Variation de la résistance maximale τ_{max} en fonction de la teneur en eau	88
Figure IV.20: Influence de la densité sèche γ_d sur l'angle de frottement interne ϕ	89
Figure IV.21: Influence de la densité sèche γ_d sur la cohésion C	89
Figure IV.22: Courbes de compressibilité à œdomètre pour une teneur en eau $\omega = 10.50\%$	90
Figure IV.23: Courbes de compressibilité à œdomètre pour une teneur en eau $\omega = 12.50\%$	90
Figure IV.24: Courbes de compressibilité à œdomètre pour une teneur en eau $\omega = 14.50\%$	91
Figure IV.25: Courbes de compressibilité à œdomètre pour une teneur en eau $\omega = 16.50\%$	91
Figure IV.26: Courbes de compressibilité à œdomètre pour une teneur en eau $\omega = 18.50\%$	92
Figure IV.27: Courbes de compressibilité à œdomètre pour une teneur en eau $\omega = 20.50\%$	92
Figure IV.28: Influence de la teneur en eau sur l'indice de compression C_c	93
Figure IV.29: Influence de la teneur en eau sur l'indice de gonflement C_s	94
Figure IV.30: Influence de la teneur en eau la pression de préconsolidation σ'_p	94
Figure IV.31: Influence de la teneur en eau sur le module œdométrique $E_{œd}$	95

Liste des tableaux

Tableau I.1: Caractéristiques de certaines familles d'argile.	8
Tableau I.2: Classification des argiles selon leurs propriétés de gonflement (Velde, 1995).....	11
Tableau III.1 Classification des tamis selon l'ancienne norme NF p 18-560	31
Tableau III.2 Dimensions nominales des tamis selon la norme EN 933-2 (mai 1996)	31
Tableau III.3 Etat du sol en fonction de l'indice de plasticité Ip	38
Tableau III.4Etat de consistance d'un sol fin.....	38
Tableau III.5: Matériel et technique de compactage	55
Tableau IV.1: Analyse granulométrique par voie humide	75
Tableau IV.2: Analyse des grains qui inférieur à 80µm par sédimentation.....	75
Tableau IV.3: Résultat de la limite de liquidité	77
Tableau IV.4 Résultat de la limite de plasticité	77

Remerciements

Avant tout, je remercie ALLAH le tout puissant qui m'a aidé et m'a donné le courage de continuer mes études et réaliser ce modeste mémoire.

On tient à remercier :

Monsieur KRIM Abdallah , Notre encadreur, pour l'honneur qu'il nous a fait d'encadrer ce travail , pour sa disponibilité, pour son écoute, pour ses grandes qualités pédagogiques ainsi que pour sa rigueur scientifique, pour l'aide très précieuse et l'intérêt constant qu'il a bien voulu montrer pour ce travail qu'il a guidé par de judicieux conseils, qui a bien su nous communiquer pour mener au mieux cette étude

On tient à remercier vivement tous les enseignants qui nous ont facilité la tâche et qui nous ont éclairé le chemin de réussite.

On tient également à remercier tous les membres du Jury qui ont consacré leur temps pour examiner ce travail.

Notre profonde gratitude s'adresse aussi à l'ensemble des cadres de département de génie civil université IBN KHALDOUN de TIARET qui nous a aidés beaucoup a titre de cette documentation.

On tient à exprimer notre profonde gratitude à tous le personnel du Laboratoire des Travaux publics de L'ouest, « L.T.P.O » Tiaret.

On remercie très chaleureusement tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin à réaliser ce travail.

Résumé

Les recommandations de compactage est d'obtenir des structures stables et peu déformables au cours du temps. Cependant, l'application des spécifications n'est pas toujours respectée ou rigoureusement contrôlée sur certains chantiers. L'eau joue un rôle majeur dans le comportement des sols non saturés, et la sélection de matériaux pour la construction des remblais et les conditions de mise en œuvre est en générale réglementée par des normes qui attachent une importance spéciale à la maîtrise de la teneur en eau de compactage. Ce travail consiste, à réaliser des essais de cisaillement et de compressibilité à l'œdomètre sur des échantillons de sol fin compactés, et voir l'influence de la teneur en eau sur la compressibilité et la résistance au cisaillement du sol. Les échantillons ont été préparés à différentes teneurs en eau allant de la teneur en eau optimale jusqu'à des teneurs en eau proche de la saturation. Cette étude permettra aussi de mesurer et de suivre l'évolution des paramètres de compressibilité et de cisaillement en fonction de la teneur en eau.

Mots-clés: Argile, essai, sol compacté, œdomètre, cisaillement, résistance.

المخلص

الهدف من التوصية بالرص هو الحصول على هياكل مستقرة وقليلة التشوه مع مرور الوقت. ومع ذلك لا يتم احترام مواصفات التطبيق بشكل صارم على بعض مواقع البناء . الماء يلعب دورا رئيسيا في سلوك التربة غير المشبعة، واختيار المواد اللازمة لبناء السدود وشروط التنفيذ تكون عموما وفقا للمعايير التي تولي أهمية خاصة للتمكن من كمية المياه المحتوات في الرص. هذا العمل هو عبارة عن تحقيق تجارب الانضغاطية بجهاز الاودومتر على عينات التربة المتراسة الغير المشبعة، ونرى تأثير محتوى الماء على الانضغاطية وقوة تحمل التربة للقص . العينات أعدت بكميات مختلفة من المياه ابتداء من المحتوى المائي الأمثل حتى المحتوى المائي القريب من التشبع. لذا فإن هذه الدراسة تسمح بقياس ورصد التغيرات في الانضغاطية ومعايير القص اعتمادا على كمية المياه.

المفاتيح: الطين، اختبار، الرص، الانضغاطية، التربة المتراسة، الاودومتر، القص، مقاومة.

Abstract

The compaction recommendations are to obtain stable and little deformable structures over time. However, the specification is not always respected or rigorously controlled on certain sites. Water plays a major role in the behaviour of non-saturated soils; the selection of materials for the construction of embankments and the conditions for implementation is generally regulated by standards, which attach special importance to the control of compaction water content. This work consists of performing a shearing and odometer compressibility tests on compact soil samples, and observes the influence of water content on soil compressibility and shear strength. The samples are prepared for different content of water ranging from the optimum water content to near-saturation water contents. This study will therefore make it possible to measure and monitor the evolution of the compressibility and shear parameters as a function of the water content.

Keywords: Clay, test, compact soil, odometer, shear, strength.

Liste des symboles

σ_{cap}	La tension de surface;
r_{cap}	Le rayon capillaire;
θ_{cap}	L'angle de contact liquide/fluide;
γ_{fl}	Le poids volumique du fluide ;
P	Poids du sol sec ;
ω_L	Limite de liquidité;
I_p	Indice de plasticité ;
ω	Teneur en eau (exprimé en %);
M_h	Masse du sol humide;
M_s	Masse du sol sec;
M_w	Masse du sol humide ;
C_c	Indique la compressibilité du sol;
C_s	Indique le gonflement du sol;
σ'_p	La contrainte de préconsolidation ;
$E_{\text{œd}}$	Le module œdométrique ;
c_v	Le coefficient de consolidation ;
K	Le coefficient de perméabilité ;
e	L'indice des vides;
σ'_{v0}	La contrainte due au poids des terres ;
E	Le module de Young;
n	Le coefficient de poisson;
f_T	Facteur de correction due à la température.
e_i	Indice des vides initial;
P	Pression due a la charge C ;
V	Vitesse de cisaillement ;
ω_{opt}	La teneur en eau optimale ;
ω_{nat}	Teneur en eau naturel ;
C_u	Le coefficient d'uniformité;
V_{bleu}	Volume de la solution de bleu utilisée ;
VBS	Valeur de bleu de méthylène d'un sol ;
CO_2	Dioxyde de carbone ;
$CaCo_3$	Carbonate ;
γ_d	La densité sèche;
γ_h	La densité humide ;
ϕ	L'angle de frottement interne;
C	L'angle de cohésion ;
τ_{max}	Contrainte de cisaillement maximale.

Introduction Générale

Depuis quelques décennies, les sols argileux compactés sont devenus un sujet d'intérêt des chercheurs et des ingénieurs de la mécanique des sols et fondations.

Les recommandations de compactage est d'obtenir des structures stables et peu déformables au cours du temps. Cependant, l'application des spécifications n'est pas toujours respectée ou rigoureusement contrôlée sur certains chantiers. L'eau joue un rôle majeur dans le comportement des sols non saturé, et la sélection de matériaux pour la construction des remblais et les conditions de mise en œuvre sont en général réglementées par des normes qui attachent une importance spéciale à la maîtrise de la teneur en eau de compactage.

Plusieurs pays tels que l'Algérie, le Cameroun, le Maroc, le Kenya, le Sénégal, le Soudan, l'Arabie Saoudite, l'Inde, l'Argentine, le Mexique, les USA, l'Australie, la Yougoslavie et beaucoup d'autres, recherchent des solutions susceptibles pour assure la stabilisation des structure.

La réalisation d'un ouvrage en terre (barrage en terre, remblais routier argileux etc..) nécessite une bonne campagne de reconnaissance, afin d'identifier et de caractériser son pouvoir résistant. Des méthodes de mesure ont été utilisées pour déterminer les paramètres physiques et mécaniques recherchés.

En effet, ces sols argileux sont beaucoup plus influencés par la présence de l'eau, ils passent d'un état solide à un état plastique plus la quantité d'eau est importante, ces sols deviennent liquide on dit que le sol est à l'état liquide.

L'objectif principal de ce travail est d'étudier l'influence de la teneur sur le comportement mécanique des sols argileux à savoir la résistance au cisaillement, la compression et le gonflement.

Le présent travail consiste, à réaliser des essais de cisaillement et de compressibilité à l'œdomètre sur des échantillons de sol fin compactés non

saturée, et voir l'influence de la teneur en eau sur la compressibilité et la résistance au cisaillement du sol. Les échantillons sont préparés à différentes teneurs en eau allant de la teneur en eau optimale jusqu'à des teneurs en eau proche de la saturation. Cette étude permettra donc, de mesurer et de suivre l'évolution des paramètres de compressibilité et de cisaillement en fonction de la teneur en eau. Le présent travail comporte quatre chapitres:

Le premier chapitre est consacré à une recherche bibliographique, portant sur la définition des sols argileux, la nature et la structure des sols argileux, capacité d'hydratation des argiles, et la Contraintes dans le sol.

Le deuxième chapitre concerne les problèmes causés par les sols argileux, retrait-gonflement des argiles, fissure dans les sols argileux, et fissure des constructions.

Le troisième chapitre est consacré à l'étude expérimentale réalisée au laboratoire. Nous présentons d'abord les matériaux utilisés et la méthodologie suivie pour la réalisation de l'ensemble des essais. Le programme expérimental comporte :

Les essais d'identification du sol: Détermination de la teneur en eau naturelle, densité humide et sèche, analyse granulométrique, valeur au bleu de méthylène (VBS), matières organique (MO), sulfate(So4), carbonate de calcium(CaCo3) et les limites d'Atterberg.

Le quatrième chapitre est consacré aux essais mécaniques à savoir : L'essai Proctor normal, les essais de compressibilité à l'œdomètre et les essais de cisaillement direct afin d'étudier l'influence de la teneur en eau sur les paramètres de cisaillement (résistance maximale, angle de frottement interne et la cohésion) et de compressibilité du sol étudié (coefficient de compression, de gonflement, pression de préconsolidation et module œdométrique).

Le rapport s'achève par une conclusion générale qui rassemble les principaux résultats issus de cette recherche ainsi que des ensembles de recommandations et Perspectives ouverts par ce travail.

Chapitre I

Introduction

Le terme argile est précis, malgré qu'il existe plusieurs définitions pour caractériser ce matériau. Il n'aura pas le même sens en mécanique des sols, mécanique des roches, ou en poterie. Il désigne, selon le cas, un ensemble d'espèces minérales, une famille de roches, une catégorie de sols ou encore une classe granulométrique. Sous cette appellation générique se cache donc une grande variété de matériaux, dont le point commun est des minéraux argileux, qui présentent des propriétés bien spécifiques quant à leur interaction avec l'eau.

La définition que nous retiendrons dans ce travail est celle des mécaniciens des sols qui définissent la fraction argileuse comme étant la teneur en éléments de moins de 2 ou 5 μm de diamètre selon la plupart des normes. Le matériau naturel est lui-même qualifié d'argile s'il contient plus de 50% de minéraux argileux (et une faible quantité de matières organiques).

Parmi toutes les familles d'argiles existantes, celle des argiles gonflantes présente un grand intérêt en raison de son utilisation dans de nombreux contextes en Génie Civil, en géotechnique en géotechnique de l'Environnement.

Ces argiles subissent des variations de volume lors de la modification de leur teneur en eau.

On présente dans ce chapitre les structures microscopiques qui construisent l'argile et on donne les traits spécifiques qui caractérisent ces matériaux vis-à-vis de l'eau.

I.1 Nature et structure des sols argileux

Les sols argileux sont très abondants dans l'écorce terrestre, ils occupent plus de 60% en volume de la croûte terrestre. Lorsqu'ils sont gonflants ils peuvent être à la base de désordres importants dans les constructions.

Avant d'analyser le phénomène de gonflement proprement dit, il est essentiel de rappeler certaines notions minéralogiques et physico-chimiques relatives aux interactions entre l'eau et les particules argileuses [1].

I.1.1. Minéralogie des argiles

Les argiles sont les produits de la décomposition des roches siliceuses, par désagrégation physique et mécanique, puis par altération chimique. La famille des minéraux argileux regroupe

tous les silicates hydratés appartenant au groupe des phyllosilicates. Les minéraux argileux ont une structure ionique telle qu'ils interagissent fortement avec les molécules polaires de l'eau [2].

Une particule d'argile est formée d'un empilement de feuillets élémentaires constitués par l'association de deux unités structurales de base:

a. Le tétraèdre de silice SiO_4

Dans lesquels quatre (04) atomes d'oxygène, disposés au sommet d'un tétraèdre régulier, enserrent un atome de silicium. Les tétraèdres se combinent entre eux pour former des couches planes dites couches tétraédriques (figure I.1).

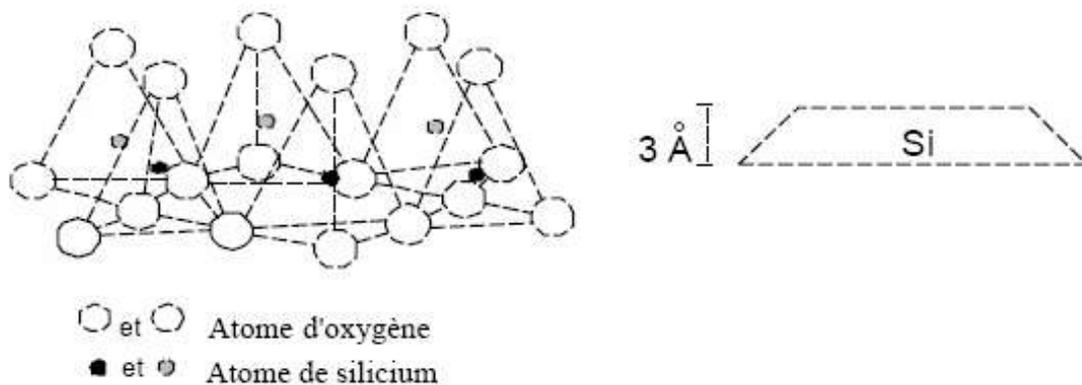


Figure0.1: Couche tétraédrique et sa notation conventionnelle

b. L'octaèdre d'alumine $\text{Al}_2(\text{OH})_6$ et éventuellement de magnésium $\text{Mg}_3(\text{OH})_6$

Six (06) ions hydroxydes enserrent un atome d'aluminium ou éventuellement de magnésium. Les octaèdres se combinent également pour former des couches planes dites couches octaédriques (figure I.2).

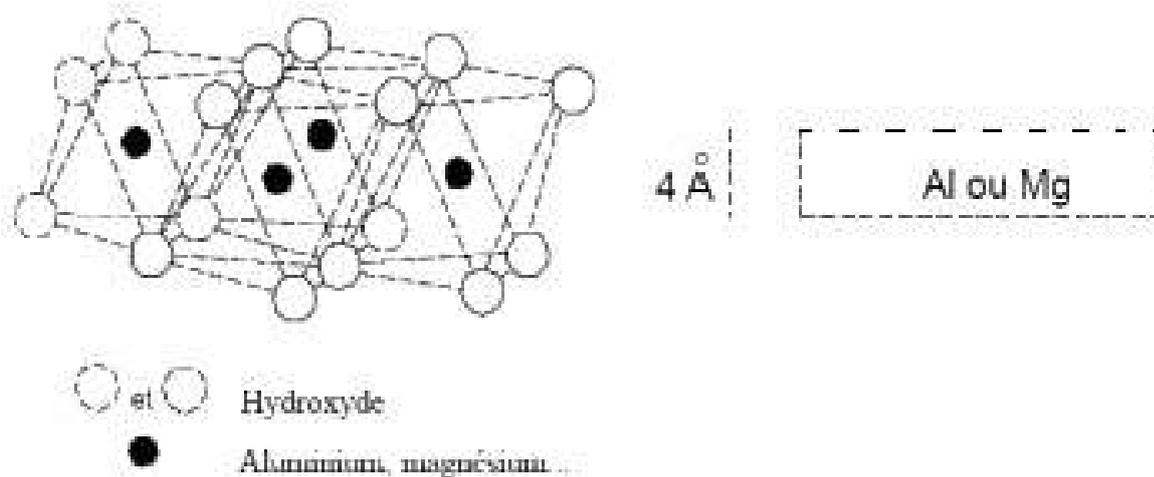


Figure 0.2: Couche octaédrique et sa notation conventionnelle

I.1.2. Structure moléculaire microscopique des argiles

Le feuillet élémentaire idéal se compose d'un empilement de deux (02) ou trois (03) unités de base. Les liens de covalence et les liaisons ioniques assurent la structure rigide du feuillet élémentaire ; des liaisons moins fortes mais essentielles, assurent l'assemblage des feuillets élémentaires. Les forces de liaison entre feuillets sont principalement :

- Les forces d'attraction moléculaire de Van der Waals qui sont des liaisons faibles qui permettent la pénétration des molécules d'eau et résultent en un gonflement.
- Les liaisons hydrogène qui apparaissent avec des atomes fortement électronégatifs, comme par un très grand nombre d'espèces, qui se distinguent par les défauts liés aux substitutions isomorphes au moment de la formation. L'arrangement des particules des sols argileux, qui interagissent avec l'eau et les ions qu'elle transporte, dépend beaucoup du milieu de déposition (notamment de sa salinité).
- Les trois types d'argile les plus couramment rencontrés sont la kaolinite (kaolin), l'illite et la montmorillonite. Nous les décrivons dans la suite [3].

a. La kaolinite ($\text{Si}_4 \text{O}_{10} \text{Al}_4 (\text{OH})_8$)

Les substitutions isomorphes, c'est-à-dire le remplacement de certains cations constitutifs du réseau cristallin par d'autres cations de moindre valence, créent des déficits de charge qui affaiblissent les forces ioniques de liaison entre les feuillets.

Les particules acquièrent ainsi une charge négative et peuvent adsorber de façon réversible des actions et des dipôles d'eau pour atteindre l'électroneutralité.

La capacité d'échange cationique (C.E.C) permet de mesurer la charge positive nécessaire pour arriver à l'électroneutralité (milliéquivalents/100 g d'argile sèche).

Les particules sont donc soumises à un ensemble de forces d'attraction et de répulsion qui varient avec la teneur en eau et dépendent des substitutions isomorphes.

Entre différents feuillets de kaolinite, le contact se fait entre un plan contenant les ions hydroxyles OH de l'octaèdre, et celui contenant les ions d'oxygène O₂ du tétraèdre. Dans ce cas, les liaisons interfoliaires résultent de l'effet composé de liaisons hydrogènes et de forces de Van der Waals ce qui se traduit par un lien assez fort. Ainsi une particule de kaolinite sera constituée, par exemple, de quelques centaines de feuillets et pourra avoir une épaisseur de quelques dizaines de micromètres [4].

Ces particules sont stables et leur structure élémentaire n'est pas affectée par la présence d'eau.

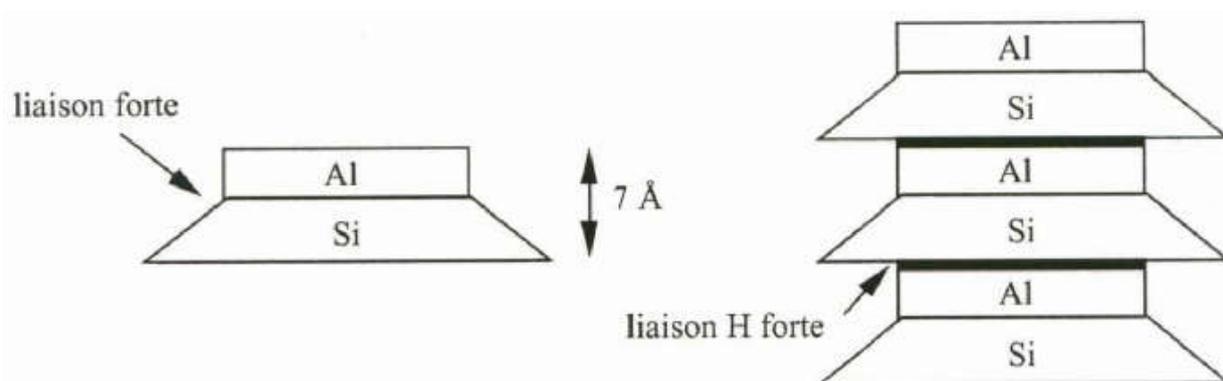


Figure 0.3: Schématisation des feuillets de kaolinite

b. L'illite $(K, H_2O)_2 Si_8 (Al, Fe, Mg)_{4,6} O_{20} (OH)_4$

Le feuillet élémentaire est composé d'une couche d'alumine comprise entre deux couches de silice. Dans les couches de silice, un ion Si⁴⁺ sur quatre est remplacé par un ion Al³⁺. Le déficit de charge qui en résulte est compensé par les ions potassium K⁺ qui assurent des liaisons assez fortes entre les feuillets. La particule d'illite comportera, par exemple, une dizaine de feuillets et pourra avoir une épaisseur de quelques centièmes de micromètres. L'espace créé à l'intérieur du feuillet de silice est occupé par un ion K⁺ qui, par sa présence, induit un lien fort entre les couches [2].

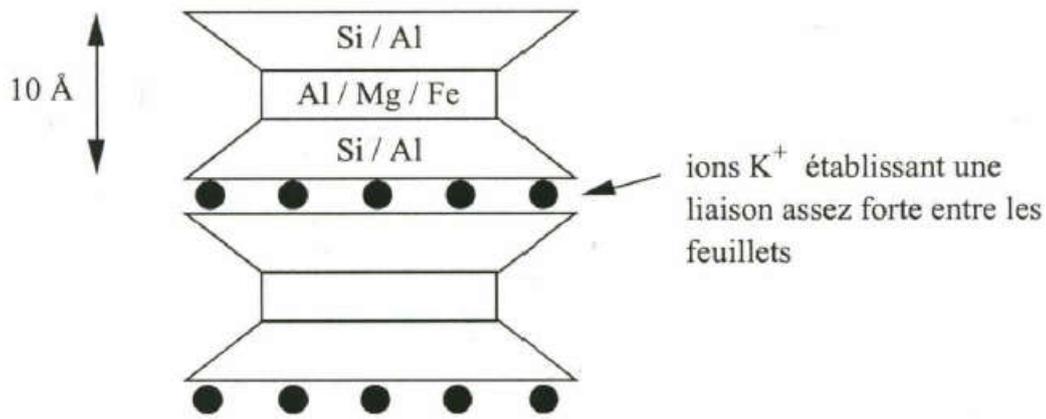


Figure 0.4: Schématisation des feuillets d'illite.

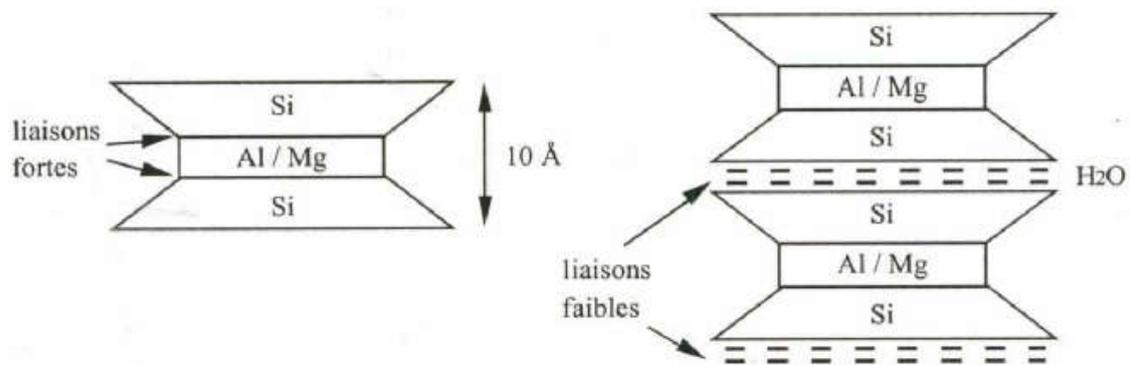


Figure 0.5: Schématisation des feuillets de montmorillonite

c. La montmorillonite $(\text{OH})_4 \text{Si}_8 (\text{Al}^{3+}_{10/3}, \text{Mg}_{2/3}) \text{O}_{20,n} \text{H}_2\text{O}$

Le feuillet élémentaire est composé, comme pour l'illite, d'une couche d'alumine comprise entre deux couches de silice. Un ion Al^{3+} est remplacé par un ion Mg^{2+} dans les couches d'alumine. Le déficit de charge qui en résulte est compensé par des ions Ca^{2+} (montmorillonite calcique) ou par des ions Na^+ (montmorillonite sodique).

La valence des ions sodium étant plus faible que celles des ions calcium, c'est la montmorillonite sodique qui aura la plus grande surface spécifique et la plus grande la capacité d'échange cationique. Les liaisons entre feuillets étant très faibles, ces argiles sont très sensibles à la teneur en eau et ont un fort potentiel de gonflement. L'épaisseur d'une particule de montmorillonite peut être très faible puisque, contrairement aux autres argiles, on peut isoler un feuillet élémentaire. La montmorillonite fait partie de la famille plus générale des smectites définies comme les « argiles gonflantes »[2].

c. Les chlorites $(OH)_4(Si Al)_8 (Mg, Fe)_6 O_{20}$

Il est nécessaire de citer les chlorites du fait que leurs propriétés se rapprochent de celles des argiles. Leur structure est cependant plus complexe, et se compose de deux feuillets de micas entre lesquels s'insère un feuillet de brucite. En fait, le déficit du feuillet de mica est rarement comblé par le feuillet de brucite et des cations interchangeables se logent dans les espaces créés au sein du feuillet de mica. De l'eau peut alors pénétrer entre les feuillets, provoquant ainsi un accroissement de l'interdistance et donc un gonflement. Cependant, les édifices de brucite tendent à coller les feuillets les uns aux autres et donnent ainsi aux chlorites une certaine cohésion, contrairement aux feuillets des minéraux argileux, qui sont libres de glisser les uns par rapport aux autres [5].

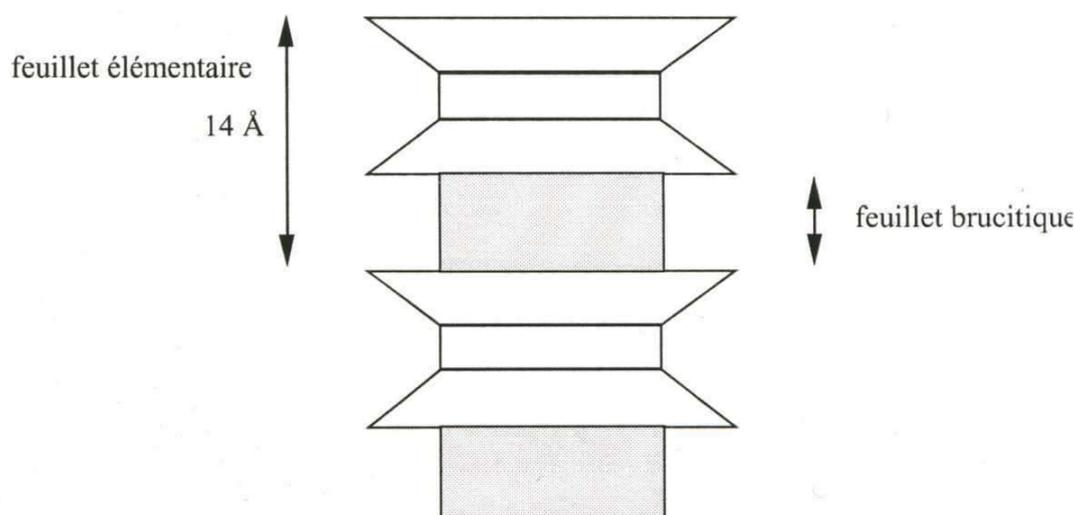
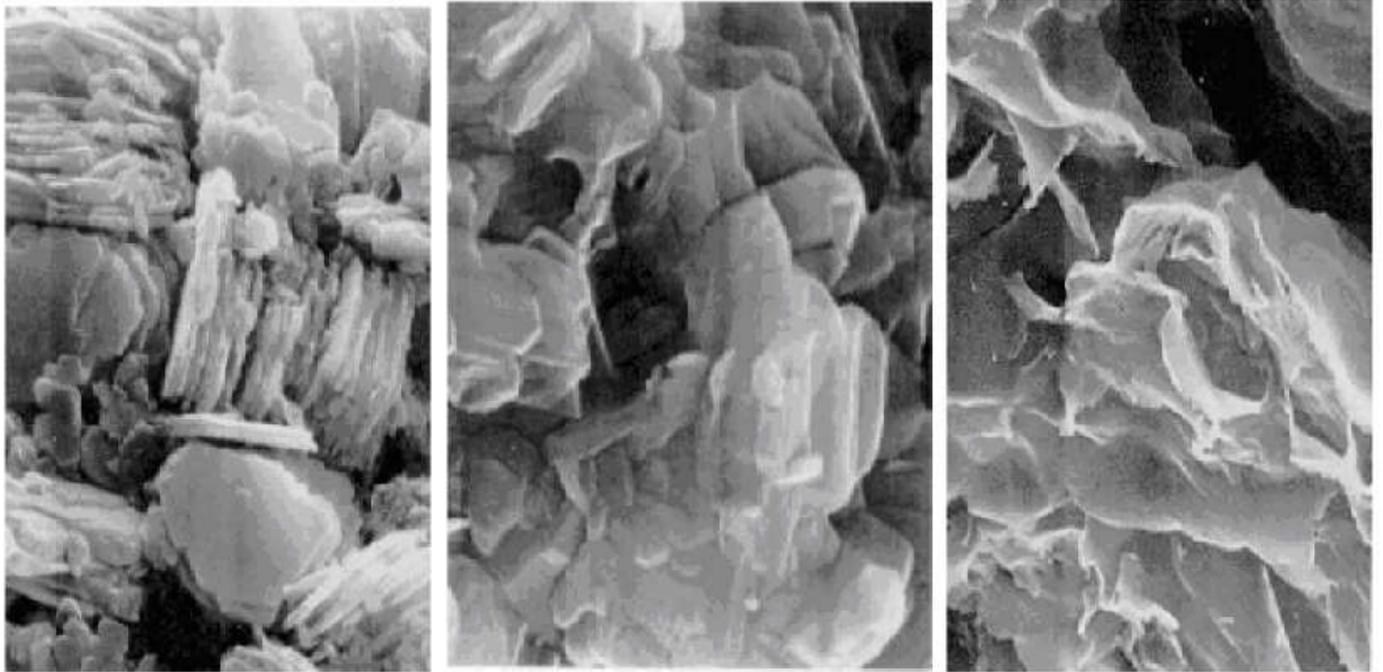


Figure 0.6: Schématisation des feuillets de chlorite

Les caractéristiques moyennes de ces argiles sont résumées dans le tableau I.1. La figure I.7 présente des images de ces argiles prises au microscope électronique à balayage.

Tableau 0.1: Caractéristiques de certaines familles d'argile.

Nom	Type	Nombre de feuillets par particule	Diamètre d'une particule (μm)	Epaisseur d'une particule (μm)	Surface spécifique en (m^2/g)	C.E.C en (meq/100g)
Kaolinite	1:1	100 – 200	0.1 – 4	1 – 10	10 – 20	3 – 15
Illite	2:1	1 – 10	0.1 – 1	0.003 - 0.01	65 - 100	10 – 40
Montmorillonite	2:1	1	0.1	0.001	700 - 840	80 – 150
Chlorite	2:1:1	1	0.1	0.005	800	10 – 40



Kaolinite

Illite

Montmorillonite

Figure 0.7: Vues au microscope électronique à balayage (MEB) des argiles (Mitchell, 1976)

a. Les interstratifiés

Il existe bien entendu des minéraux interstratifiés, formés d'un empilement régulier ou irrégulier de feuillets de deux types différents. Lorsque l'un des feuillets est de type smectite, le comportement peut s'avérer gonflant. C'est le cas de la corrensite, la kaolinite-montmorillonite, la saponite-chlorite, la montmorillonite-mica, l'illite-montmorillonite.

Le rappel de ces quelques données permet de souligner l'extrême complexité de la minéralogie des argiles et de mettre en évidence le caractère original des smectites.

I.2. Capacité d'hydratation des argiles

La capacité d'hydratation varie d'une famille argileuse à une autre. Certains minéraux argileux ont la capacité d'incorporer dans leur structure des molécules d'eau. Cette eau modifie la dimension de la couche en provoquant son gonflement.

Ces argiles sont appelées argiles gonflantes (« swellingclays » - tableau.I.2). Les smectites, vermiculites et minéraux interstratifiés offrent des capacités d'expansion beaucoup plus importantes que celles des autres espèces argileuses.

L'incorporation d'eau est réversible à la pression atmosphérique et dépend de la température et de la pression de vapeur. Plus l'air est humide, plus l'argile pourra incorporer de l'eau.

Les minéraux gonflants ont une structure de base à 10\AA . Selon l'hydratation, une couche d'eau de 2.5 à 5.2\AA d'épaisseur se développe. Cette hydratation conduit à une augmentation de volume pouvant atteindre 95%.

Notons qu'il existe des minéraux comprenant de l'eau adsorbée mais qui n'ont pas pour autant des propriétés de gonflement.

Dans un climat à saisons contrastées, la présence de smectites conduit à une déstructuration du sol (vertisols). En Hiver les smectites gonflent. En été les smectites se déshydratent et entraînent la formation de larges fissures [6].

Tableau I.2: Classification des argiles selon leurs propriétés de gonflement (Velde, 1995).

	Dominant elements	Basal spacing (Å)	
		Glycol	Dry
SWELLING TYPES			
Smectites			
Beidellite	Al	17	10
Montmorillonite	Al (Mg, Fe ²⁺ minor)	17	10
Nontronite	Fe ³⁺	17	10
Saponite	Mg, Al	17	10
Vermiculite	Mg, Fe ²⁺ , Al (Fe ³⁺ minor)	15.5	10-12
Mixed layer minerals*		10-17	<10
NON-SWELLING TYPES			
Illite	K, Al (Fe, Mg minor)	10	
Glauconite	K, Fe ²⁺ , Fe ³⁺	10	
Celadonite	K, Fe ²⁺ , Mg, Fe ³⁺ , Al ³⁺	10	
Chlorite	Mg, Fe, Al	14	
Berthiéline	Fe ²⁺ , Al ³⁺ (minor Mg)	7	
Kaolinite	Al	7	
Halloysite	Al	10.2	
Sepiolite	Mg, Al	12.4	
Palygorskite	Mg, Al	10.5	
Talc	Mg, Fe ²⁺	9.6	

* Two or more types of basic layer interstratified in the same crystal

I.3. Contraintes dans le sol

Un sol est un système constitué de trois (03) phases: Une phase solide (les particules solides), une phase liquide (eau interstitielle en général) et une phase gazeuse (bulles d'air ou film d'air continu).

Le sol est saturé si la phase gazeuse disparaît, c'est-à-dire si tous les vides interarticulaires sont occupés par l'eau interstitielle. Dans un sol saturé soumis à une contrainte totale (géostatique ou surcharge extérieure), cette dernière se décompose en:

$$\sigma' = \sigma - u \text{ (Terzaghi, 1931),}$$

Désignant la pression interstitielle à savoir la pression de l'eau des pores et σ' la contrainte effective, une mesure des efforts qui se développent entre les grains solides. Si le sol est sec, la pression interstitielle u est nulle et on $\sigma' = \sigma^*$.

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

$$u = \gamma_w \cdot z.$$

Si par contre, il se situe au-dessus de la nappe phréatique, il peut être saturé ou non, selon les caractéristiques du matériau qui le compose et la distance qui le sépare du toit de la nappe.

L'attraction entre les molécules adjacentes à la surface d'un fluide (tension de surface) lui permet de s'élever dans un capillaire au-dessus de la ligne de pression atmosphérique. La hauteur de fluide dans le tube capillaire est donnée par la loi de Jurin:

$$H_{cap} = \frac{2 \cdot \sigma_{cap} \cdot \cos \theta_{cap}}{\gamma_{fl} \cdot r_{cap}}$$

Où:

σ_{cap} : est la tension de surface;

r_{cap} : le rayon capillaire;

θ_{cap} : l'angle de contact liquide/fluide;

γ_{fl} : le poids volumique du fluide.

C'est ce phénomène qui permet à un sol de retenir de l'eau au-dessus du toit de la nappe, par l'intermédiaire de son réseau poreux. Barden (1965) a ainsi identifié, au-dessus de la nappe, une zone considérée comme saturée où le degré de saturation est proche de l'unité; la faible fraction d'air contenue dans le sol est occluse entre les particules et ne perturbe pas l'écoulement d'eau. Il considère alors que, dans ce domaine, les contraintes appliquées sur le squelette solide peuvent être défini par la contrainte de Terzaghi, la pression interstitiel u étant inférieure à la pression atmosphérique.

On la définit comme négative et est égale à $\gamma_w z$ elle représente la succion capillaire du terrain qui est dans le cas simple d'un tube capillaire, est donnée par la loi de Jurin. Elle caractérise la capacité du sol à retenir l'eau au-dessus de la nappe.

Si le terrain n'est pas saturé, la pression interstitielle négative est fonction de la pression d'eau u_w et de la pression d'air u_a dans le sol. Bishop (1960) a proposé une pression interstitielle équivalente u^* définie par:

$$u^* = u_a + \chi \cdot (u_w - u_a)$$

Où χ est un coefficient qui dépend du degré de saturation du sol: χ varie entre 0 et 1, et est égal à 1 pour un sol saturé.

I.4. Définition de la texture d'un sol

En géologie, la texture désigne la forme, la dimension et la disposition d'un certain nombre de minéraux naturellement groupés en une population au sein du matériau (Le Roux, 1976). L'étude systématique de matériaux argileux au M.E.B. a permis de cerner l'organisation des particules d'argile et de dégager certaines textures.

Van Olphen (1963) a proposé une classification basée sur l'association des particules argileuses entre elles, à partir des critères : dispersé, agrégé (face contre face en agrégats), floclulé (association d'agrégats ou de particules bord-bord ou bord-face), défloclulé (aucune association entre les particules ou entre les agrégats). Cette classification (figure II.2) ne repose pas sur une observation directe, mais sur les possibilités d'assemblage géométrique [7].

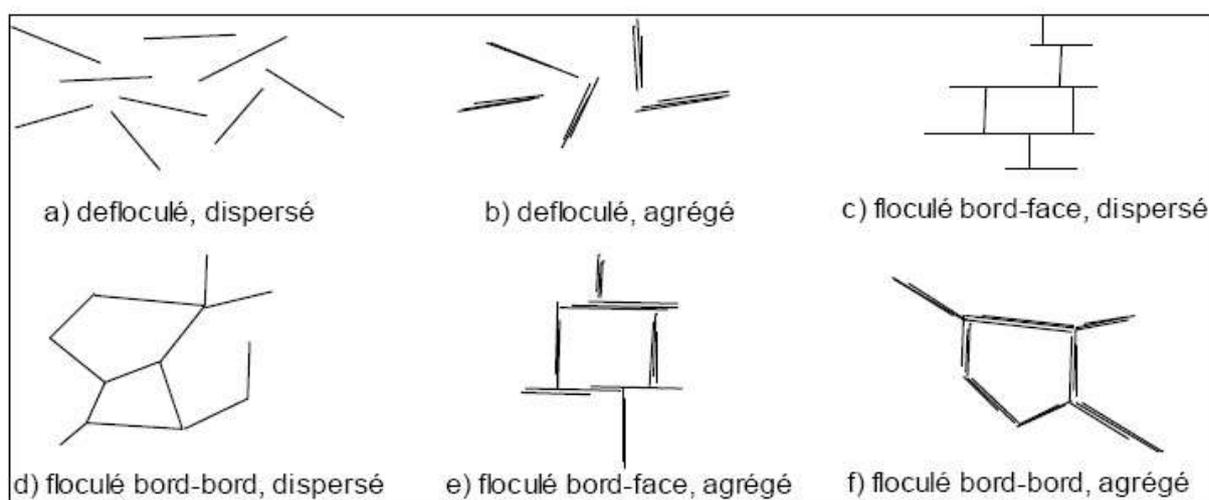


Figure 0.8: Arrangement des particules d'argile (Van Olphen, 1963)

Le Roux (1976) distingue trois classes principales de textures, à partir d'observations sur les marnes;

- La texture homogène où tous les minéraux sont intimement mélangés et aucune direction n'est privilégiée;
- La texture orientée où une direction privilégiée apparaît dans l'arrangement des grains;
- La texture floconneuse ou en microagrégats où la phase argileuse se présente sous forme grossièrement sphérique, soit seule, soit associée aux carbonates.

Collins et McGown (1974) ont tenté de préciser cette définition dans le cas des terrains contenant une proportion non négligeable de grains non argileux, en introduisant une classification des relations existant entre particules argileuses et grains sableux ou silteux (figure I.3):

Connexions argileuses entre grains silteux (**a, b, c**), agrégats irréguliers en nid d'abeille (**d, e**), agrégats réguliers (**f, g**), particules argileuses entrelacées avec ou sans inclusions silteuses (**h, j**), matrice argileuse (**k**) ou matrice granulaire (**l**).

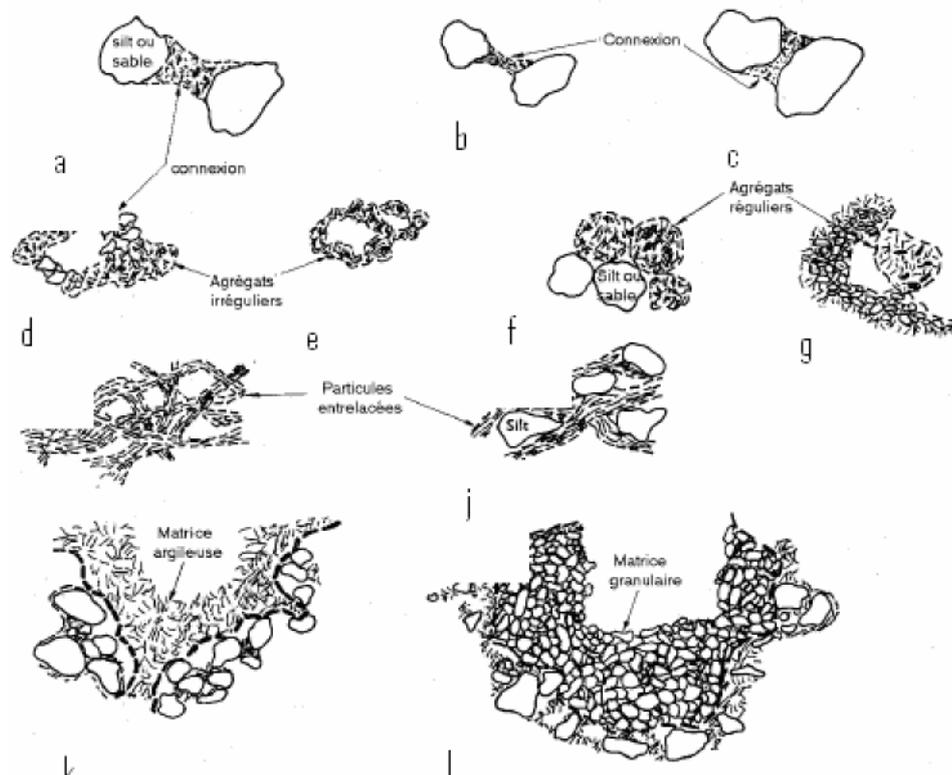


Figure 0.9: Schéma d'assemblage des particules (Collins et McGown, 1974)

Conclusion

Cette partie a été consacrée à la description des argiles, Nous avons abordé la complexité du système "eau-argile", nous avons vu que diverses interactions physico-chimiques, prenant place au niveau microscopique, s'établissent entre la phase solide et la phase liquide. A partir de cette étude, nous pouvons formuler les remarques suivantes :

- ◆ La microstructure du feuillet argileux et la nature du fluide interstitiel sont deux éléments déterminants dans la caractérisation du comportement d'une argile. Ainsi, des caractéristiques physico-chimiques telles que le type de feuillet argileux, la capacité d'échange cationique, la surface spécifique, la nature et la concentration en cations, sont des paramètres essentiels pour la compréhension des mécanismes microstructuraux qui gouvernent le comportement macroscopique d'une argile .

- ◆ Les argiles sont des matériaux qui diffèrent nettement des matériaux granulaires (sables) à cause des interactions entre les éléments qui les constituent à diverses échelles de comportement et en raison de la présence de la couche adsorbée dont les caractéristiques physiques et mécaniques sont particulièrement différentes de celles d'une eau ordinaire.

Chapitre II

Introduction

Certains sols argileux subissent des variations de volume importantes quand leur teneur en eau varie quand on humidifie un tel sol à partir d'un état initial sec et dense, son volume augmente et l'on parle de gonflement. Quand on assèche le même sol à partir d'un état initial plus lâche et saturé, son volume diminue et l'on parle de retrait. Ces deux mécanismes de gonflement et de retrait sont liés à la nature minéralogique des argiles et les mêmes particules peuvent provoquer du retrait ou du gonflement selon l'état initial de densité et d'humidité du sol.

Les sols argileux peuvent différer sensiblement par leurs caractéristiques physiques et mécaniques mais ils ont en commun la propriété de gonfler lorsque de l'eau pénètre dans une couche de sol argileux non saturé. Le gonflement des sols argileux dans la direction verticale peut atteindre plusieurs dizaines de centimètres, ce qui est dangereux pour tous les bâtiments et les ouvrages. Ainsi, les observations effectuées à Kimberley (Afrique du Sud) ont révélé des amplitudes de gonflement de 0,6 m pour une couche de sols gonflants de 6 m d'épaisseur (Williams, 1991a, b). Les sols argileux susceptibles de gonfler sont très répandus sur tous les continents. On trouve des sols gonflants sur les territoires du Canada et des Etats-Unis d'Amérique, en Amérique du Sud, en Europe, en Afrique, au Proche-Orient, Au Moyen-Orient et en Extrême-Orient, en Russie, en Inde, en Chine, au Japon et en Australie.

II.1. Les sols gonflants en Algérie

L'Algérie a connu des dégâts causés par le phénomène de gonflement-retrait comme la majorité des pays du monde par exemple à Ain Amènes (raffinerie de Sonatrach) nous a tiré l'attention à son existence dans notre vaste Sahara et même chose pour la région ouest de Tlemcen et Maghnia, ainsi que la région de Hodna M'sila qui a connu elle-même des dégâts (la remontée de fondation de l'hôpital et importantes fissures dans les murs extérieures), cela n'est pas fini puisque le sol de la région de Sahel d'Alger dans la plupart est la marne argileuse et limoneuse, qui sont des sols gonflables et rentrent dans le cadre du risque de déclenchement de phénomène de retrait gonflement[9].

II.2. Nature des sols gonflants

Les particules argileuses sont un mélange de particules élémentaires de nature, dimensions, forme et propriétés de surface différentes. Le mot « particules élémentaires » désigne les produits de l'altération physique ou chimique de roches en minéraux isolés ou fragments de minéraux, monocristaux ou des combinaisons amorphes. Les particules élémentaires peuvent être subdivisées en minéraux différents: kaolinite, illite, montmorillonite, beidellite, micas, biotite, muscovite, chlorite, etc.

Les propriétés de gonflement des sols argileux dépendent fortement, d'après de nombreux chercheurs, de leur composition minéralogique, des pourcentages des différents minéraux ou des types de minéraux dominants, et de leur caractère dispersé. La structure du réseau cristallin des minéraux et leur capacité d'échange ionique joue également un rôle important. Les réseaux cristallins des minéraux argileux sont constitués de deux éléments structurels principaux, des silicates et des aluminates. En fonction de leurs combinaisons, ces éléments structuraux forment des minéraux argileux de deux types:

- **Dans le premier type**, la structure élémentaire du réseau cristallin est constituée de deux couches d'aluminates et d'une couche de silicate;

- **Dans le second type**, la structure élémentaire du réseau cristallin est constituée d'une couche d'aluminates et d'une couche de silicate.

Au premier type de minéraux argileux appartiennent pour l'essentiel la kaolinite et les serpentines, qui proviennent de l'altération hydrothermale des roches granitiques et gneissiques sous l'action d'un climat sec et humide.

Au second type de minéraux argileux appartiennent la montmorillonite, la vermiculite, le chlorite et le groupe des micas : biotite (mica noir) et muscovite (mica blanc) [11], qui sont souvent produits par l'altération en climat tropical ou équatorial de roches volcaniques de type cinérite et tuffite [10].

Les recherches de différents auteurs au microscope électronique ont montré que l'élément structurel de tous les silicates et silico - aluminates peuvent être représentés sous forme du tétraèdre $(SiO_4)^{4-}$, qui est appelé « tétraèdre élémentaire ». Cette forme géométrique simple représente

l'union d'un ion de silicium (Si^{4+}) et de quatre ions d'oxygène (O^{2-}), dans laquelle l'ion de silicium est placé au centre du tétraèdre et partage ses quatre charges ioniques avec les quatre ions d'oxygène, disposés aux sommets du tétraèdre.

Les silicates possèdent des formes variées d'assemblage des tétraèdres élémentaires dans le réseau cristallin élémentaire. Les minéraux argileux des types indiqués ci-dessus font partie des phyllosilicates et forment un réseau cristallin plan de type hexagonal [11].

Les silicates possèdent des formes variées d'assemblage des tétraèdres élémentaires dans le réseau cristallin élémentaire. Les minéraux argileux des types indiqués ci-dessus font partie des phyllosilicates et forment un réseau cristallin plan de type hexagonal [11].

Les minéraux du type de la kaolinite possèdent un réseau cristallin solide et indéformable dans lequel la distance entre les feuillets ne varie pas pendant l'humidification de l'argile et il ne se produit pas de gonflement intra-cristallin. La capacité de gonflement nettement plus faible de la kaolinite s'explique par les particularités de la structure de son réseau cristallin. Dans la kaolinite, les couches en contact des deux feuillets de la structure élémentaire ont des structures cristallines différentes.

Le réseau cristallin de la minérale « kaolinite », formé de deux couches constituées d'un élément structural de forme tétraédrique et d'un élément structural de forme octaédrique, est bordé d'un côté par des atomes d'oxygène et de l'autre côté par des ions hydroxyles.

Une telle superposition de couches crée entre elles des liaisons hydrogène, qui forment une structure rigide dans laquelle les distances entre les feuillets restent fixes. De plus, dans la structure de la kaolinite il est rare que se produisent des substitutions internes isomorphes d'éléments par d'autres de valence inférieure. Ces particularités font de la kaolinite un minéral moins hydrophile car elle possède une capacité d'absorption d'eau beaucoup plus faible.

À la différence du groupe de la kaolinite, les minéraux du groupe de la montmorillonite possèdent un réseau cristallin mobile, qui, lors de l'humidification, est capable de s'écarter jusqu'à la séparation totale des feuillets, dont la surface spécifique augmente à cette occasion.

Le réseau cristallin des minéraux du groupe de la montmorillonite est formé de trois couches, constituées de deux réseaux tétraédriques de silicate entre lesquels est placé un réseau octaédrique d'aluminate.

Une particularité de la structure de la montmorillonite est que les couches en contact des feuillets sont formées des mêmes ions d'oxygène, dont les liaisons sont faibles. Les molécules d'eau et d'autres liquides polaires pénètrent librement entre les feuillets et les écartent dans le sens perpendiculaire à la stratification de la structure, ce qui diminue les interactions moléculaires entre les couches voisines [12].

Le réseau cristallin de la montmorillonite est caractérisé par sa forte capacité de substitution interne de ses éléments par d'autres éléments de moindre valence. Il subsiste pour cette raison dans le réseau cristallin des valences non compensées, qui augmentent la capacité d'adsorption des minéraux. De ce fait, les couches hydratées se forment non seulement sous l'effet des ions propres du minéral argileux mais aussi des cations d'échange disposés dans la couche superficielle.

La capacité de la montmorillonite à adsorber de l'eau dépend sensiblement de la composition de la solution aqueuse et de sa concentration et elle détermine la variabilité de ses propriétés. Les molécules d'eau pénètrent très facilement dans le réseau cristallin du minéral et en sortent aussi facilement, en modifiant son volume. C'est pourquoi les argiles montmorillonitiques possèdent une forte capacité de gonflement, dans la mesure où la distance entre les feuillets élémentaires peut être multipliée par dix [13].

Il faut préciser ici que les molécules d'eau adsorbées ne peuvent pénétrer à l'intérieur du feuillet élémentaire constitué par les deux couches extérieures de silicate et la couche intermédiaire d'aluminate car ces couches sont, comme dans le cas de la kaolinite, fortement liées entre elles. Elles peuvent par contre pénétrer entre les paquets élémentaires qui sont faiblement liés dans le cas de la montmorillonite.

Lorsque la montmorillonite interagit avec de l'eau, l'élargissement du réseau cristallin facilite plus encore l'existence de forces écartant les couches limites formées d'atomes d'oxygène des deux paquets en contact. En plus des minéraux déjà cités, il existe des minéraux dont la structure est analogue à celle de la montmorillonite mais dont les propriétés sont intermédiaires entre celles de la kaolinite et celles de la montmorillonite. Il s'agit par exemple de l'illite, dans laquelle la pénétration et l'accumulation de molécules d'eau entre les paquets reste peu importantes. Ceci est rendu possible par la présence d'ions de potassium ayant une seule charge positive K^+ , qui renforcent la liaison entre les paquets élémentaires. C'est pourquoi ces argiles possèdent une aptitude de gonflement un peu plus élevée que celle de la kaolinite mais sensiblement plus faible que celle de la montmorillonite.

En élargissant ce qui a été exposé aux différents types de minéraux les plus répandus, nous noterons quelques particularités du comportement de ces minéraux lorsqu'ils interagissent avec de l'eau:

- Sur la surface extérieure du paquet élémentaire du minéral il existe toujours des charges électriques non compensées, dues au remplacement de certains ions du réseau cristallin par d'autres;
- En fonction du type de minéral, les paquets élémentaires peuvent avoir des ions très faciles ou difficiles à échanger ou seulement partiellement ou encore non échangeables;
- Le réseau cristallin peut avoir des degrés de solidité variables pour les liaisons entre paquets: solides, assez solides ou faibles;
- A la surface du réseau cristallin, peuvent se trouver des groupes structuraux OH, qui peuvent se lier avec les molécules d'eau par des liaisons hydrogène [13]. Ainsi, certains types de minéraux, appartenant par exemple au groupe des montmorillonites, et dans une moindre mesure à celui des illites, ont la propriété de gonfler depuis l'intérieur de leur réseau cristallin, c'est-à-dire que des molécules d'eau peuvent pénétrer à l'intérieur de ce réseau cristallin.

Toutefois, le processus de gonflement intra-cristallin n'est pas le seul qui puisse provoquer le gonflement d'un sol argileux. Le comportement des argiles lors de leur saturation est fortement influencé par le gonflement dit « inter-agrégats ».

À la surface d'un paquet élémentaire de minéral, il existe en règle générale des charges électriques non compensées, dues à la présence d'ions libres à valences non saturées sur la couche de surface du réseau cristallin du minéral.

Pour cette raison, si des cations de calcium, de sodium, d'aluminium, de sodium, d'hydrogène, etc. sont attirés à la surface du paquet, les paquets élémentaires s'uniront facilement en micro-agrégats (granules) assez résistants à l'eau [14] [11].

La charge surfacique négative du granule « g » et celle des cations fortement liés et immobiles qui l'entourent forment la double couche électrique. La théorie de la double couche électrique a été développée par Gouy (1910, 1917) et par Chapman (1913), cités par Nerpin et Bondarenko (1966). Les charges des actions de la première couche (figure II.1) ne suffisent pas à équilibrer les charges de la surface des granules. C'est pourquoi, lorsque l'on s'éloigne de la surface de séparation on trouve encore une couche (figure II.2) dans laquelle des cations se trouvent, bien que dans une moindre mesure, sous l'influence de l'attraction des charges négatives.

Le potentiel électrique total s'atténue progressivement, à mesure que l'on s'éloigne de la surface du granule, et les cations de la seconde couche, appelée couche diffuse, sont fixés moins fortement au granule et possèdent une certaine mobilité.

Le noyau minéral (du granule « g », figure II.1.), entouré par la couche des cations fixes et des molécules d'eau fortement liées (1), constitue la particule argileuse élémentaire. La particule argileuse élémentaire avec sa couche diffuse (2) est appelée micelle.

La particule d'argile et les cations qui l'entourent se trouvent dans un milieu dispersif aqueux et, dans la mesure où la composition des cations adsorbés ne reste pas constante lorsque la concentration et la composition en sels du milieu aqueux varie, il se produit des échanges d'ions. La molécule d'eau est globalement neutre mais, dans la mesure où les atomes d'oxygène et d'hydrogène ne sont pas disposés de façon symétrique et possèdent des charges opposées, les molécules d'eau constituent des dipôles (figure II. 2.).

Lorsqu'ils tombent dans le champ d'action du potentiel électrique d'une particule d'argile ou d'un cation, les dipôles d'eau sont attirés par leur surface. Il se produit ce qu'on appelle l'hydratation des particules et des cations avec adsorption d'une enveloppe hydratée.

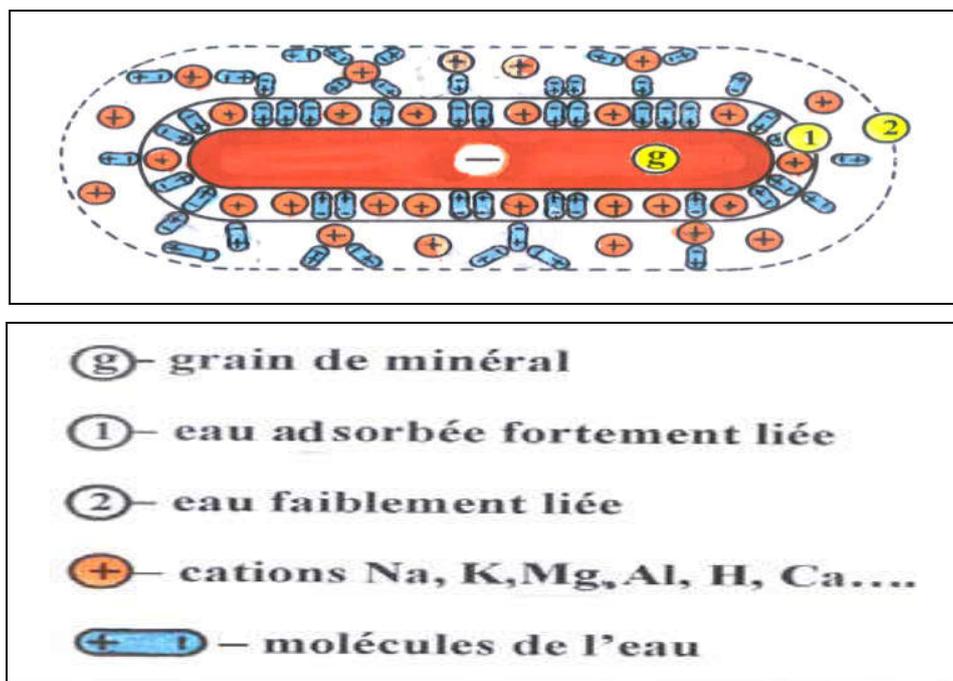


Figure 0.1: Structure d'un grain minéral

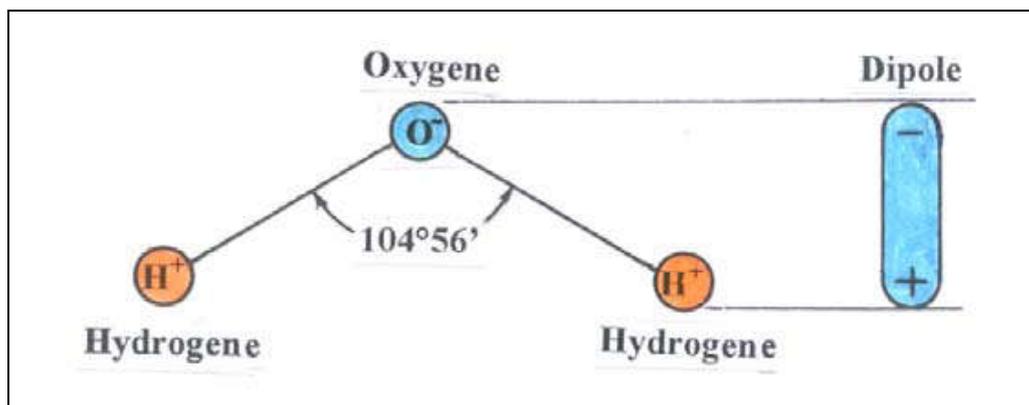


Figure 0.2: Structure de l'eau

Les dipôles d'eau directement au contact de la surface de la particule minérale sont attirés fortement et sont empilés de façon si dense dans la première couche (sur 20 à 30 rangées de molécules) que l'eau acquiert des propriétés semblables à celles d'un corps solide. La formation de cette couche d'eau fortement liée est accompagnée d'un effet énergétique important, qui est un dégagement de chaleur, qui se traduit par la force élevée des liaisons entre les molécules d'eau et la surface de la particule. L'eau fortement liée possède une masse volumique comprise entre 1,5 et 2 t/m³ et un module de cisaillement atteignant 20 MPa. Elle n'est pas gelée à -70°C et ne peut se déplacer dans le sol qu'après passage à l'état de vapeur [14].

Cette première couche de molécules et de cations adsorbés sur la surface extérieure d'une particule argileuse élémentaire possède une charge semblable à celle de la surface de cette particule et va par conséquent influencer les autres molécules d'eau et cations situés à proximité. Ces derniers forment une couche dite « faiblement liée ». L'eau faiblement liée (eau de la couche diffuse) ne se déplace pas sous l'influence des forces de gravité car elle est maintenue par les forces moléculaires de la particule, ses propriétés sont proches de celles de l'eau liquide : masse volumique de 1 t/m³, température de gel de -1 à -2°C, et la formation de la double couche ne s'accompagne pas d'un dégagement de chaleur [14].

L'eau faiblement liée peut se déplacer dans le massif de sol des particules ayant une couche diffuse épaisse aux particules ayant une couche diffuse mince. Son déplacement est aussi possible lorsque les couches diffuses ont des épaisseurs égales mais la concentration des sels dissous dans l'eau est différente.

Des minéraux différents possèdent une capacité d'adsorption d'eau différente. Les minéraux primaires, comme le quartz, ont une capacité d'absorption peu importante. Les minéraux secondaires, comme les argiles, sont capables d'adsorber des quantités très variables d'eau et des

substances qui y sont dissoutes. La plus grande capacité d'adsorption est celle de la montmorillonite, la plus faible celle de la kaolinite.

L'adsorption qui se produit sous l'action des forces d'interaction moléculaire entre la partie solide du sol et sa partie liquide, produit une baisse de l'énergie libre de surface. Les forces d'interaction intermoléculaire se divisent en forces électrostatiques, forces de répulsion et forces d'induction magnétique.

Les forces électrostatiques d'interaction naissent lors de l'adsorption de molécules polaires à la surface d'un réseau cristallin possédant des ions d'un seul signe, par exemple les ions d'hydrogène (H^+) ou les ions hydroxyles (OH^-), comme cela se produit dans la montmorillonite ou la kaolinite. Dans ce cas, les molécules polaires d'eau s'unissent à un ion hydroxyle ou à une molécule d'oxygène par une liaison hydrogène.

Les forces répulsives d'interaction apparaissent entre toutes les molécules ou tous les atomes et sont dues à la formation de dipôles instantanés dans les molécules. Les forces d'induction magnétique naissent lors de la polarisation d'une molécule dipolaire par une autre molécule, dans laquelle elle induit un moment dipolaire permanent [12].

Ainsi, dans le processus d'adsorption multicouche autour d'une particule minérale d'argile se forment des enveloppes hydratées qui tendent à séparer les particules de sol. D'après les travaux de Skempton (1953), Deryagin et Nerpin (1961), Chen (1975), Filliat et al. (1981), Sorochan (1989), Mustafaev (1989) et d'autres, le processus de gonflement des sols argileux s'explique par l'apparition d'une pression de répulsion aux contacts des enveloppes aqueuses des particules minérales, quand les forces d'adsorption sont plus fortes que les contraintes de contact, ce qui se prolonge jusqu'à ce que la pression écartant les particules disparaisse et que les particules d'argile soient entourées d'une couche adsorbée d'épaisseur limite.

Par conséquent, à côté du gonflement intra-cristallin, que nous avons examiné plus haut, il se produit aussi un gonflement inter-agrégats, qui peut être influencé fortement par la pression osmotique et la pression capillaire.

Dans le cas général, le processus de gonflement qui se produit lors de l'humidification continue d'un massif de sol argileux peut être décrit comme la combinaison de trois processus simultanés:

- Le premier processus est caractérisé par l'aspiration d'eau dans les pores du sol et l'apparition dans son squelette de contraintes effectives négatives (de traction). Dans ce processus, le début de l'apparition de déformations de gonflement et le moment où elles se stabilisent peuvent être considérés comme simultanés avec respectivement le début et la fin de l'infiltration de l'eau dans le

sol. L'amplitude de la déformation volumique due à la séparation mécanique des particules provoquée par l'augmentation de l'épaisseur de la couche hydratée est directement liée au volume de l'eau qui participe à ce processus;

- Le deuxième processus découle de la fixation de l'eau sur les particules minérales elles-mêmes, dont la densité est supérieure à la densité moyenne du sol. Dans ce cas, le développement des déformations de gonflement du sol au cours du temps est plus lent que le processus d'infiltration. Le gonflement du sol ne débute pas toujours au début de l'humidification du sol et dure un certain temps après la fin du processus d'humidification. On observe un certain retard du gonflement des particules dans les structures des particules minérales par rapport à la vitesse de progression du front d'humidification. Ce processus complexe provoque l'apparition et l'évolution dans les sols gonflants de processus rhéologiques tels que la croissance de la déformation de gonflement au cours du temps sous contrainte et teneur en eau constantes;

- Le troisième processus est la pénétration d'eau à l'intérieur du réseau cristallin de certains types d'argiles, qui provoque l'augmentation des distances entre les particules et une augmentation supplémentaire du gonflement du sol.

II.3. Nature du phénomène retrait - gonflement

En général le retrait - gonflement des sols se caractérise par des mouvements de terrains différentiels de petite amplitude, provoqués par des variations de volume de certains sols argileux lorsque leur teneur en eau se modifie. Cet aléa ne concerne que certains sols argileux particulièrement en présence de minéraux gonflants. Les sables les liements sableux présents également des cycles retraits et de gonflement suivent les fluctuations de leur teneur en eau, mais d'une amplitude bien plus petite.

Ce phénomène est à l'origine des dégâts importants aux bâtis au cours des périodes de sécheresse prolongées (figure II.3). En climat tempéré, les argiles sont souvent proches de leur état de saturation, si bien que leur potentiel de gonflement est relativement limité, elles sont donc éloignées de leur limite de retrait, se qui explique que les mouvements les plus importants sont observés en période sèche. La sécheresse se traduit par une baisse du niveau des nappes. La tranche la plus superficielle de sol, sur 1 à 2 m de profondeur, est alors soumise l'évaporation. Il en résulte un retrait des argiles, qui se manifeste verticalement par un tassement et horizontalement par l'ouverture de fissures, classiquement observées dans les fonds de mares qui s'assèchent.



Figure 0.3: Désordres de la structure au cours des périodes de la sécheresse

Les mouvements du sol qui sont à l'origine des désordres des constructions sont dus essentiellement aux diminutions de teneur en eau. De nombreux facteurs sont susceptibles de modifier les conditions d'équilibre hydrique des sols. Le principal facteurs de prédisposition est lié a la nature du sol et la géométrie des couches. La végétation voisine de la construction exerce un rôle aggravant. En effet, la présence d'arbres accentue l'ampleur du phénomène en augmente l'épaisseur du sol asséché. Certains facteurs complémentaires interviennent: circulation d'eau, drains, fuite de réseaux, etc. pour limiter l'effet de ces facteurs secondaires, le principe général sera de rechercher une atténuation des variations d'humidité.

Par ailleurs, lors de précipitations, les sols se rehumidifient, ils gonflent et des soulèvements différentiels peuvent être à l'origine de nouveaux désordres. Contrairement aux phénomènes de tassement par consolidation, les effets ne s'atténuent pas avec le temps mais augmentent quand la structure perd de sa rigidité. Les sols gonflants compactés, en raison de leur très faible perméabilité, sont utilisés pour la construction de bassins de rétention ainsi que de barrières ouvragées dans les sites de stockage de déchets nucléaires. En effet, ces matériaux possèdent des propriétés qui répondent favorablement aux exigences posées par le problème d'enfouissements des déchets aussi bien en surface qu'en grande profondeur. Après leur mise en place, ces matériaux sont soumis à des sollicitations complexes qui peuvent influencer de manière très importante leurs propriétés hydromécaniques[15].

II.4. Mécanisme du phénomène

Le gonflement d'une argile est le résultat d'une introduction de molécules d'eau entre les feuillets. Si la distance interfoliaire est supérieure à $3A^\circ$ (dimension de la molécule d'eau), l'accès de l'eau est possible. Les forces d'attraction entre les feuillets sont alors affaiblies du fait de la présence d'eau, c'est cet affaiblissement qui donne aux feuillets d'argile une tendance de s'éloigner les uns des autres en augmentant l'espace interfoliaire, ce qui provoque par conséquent le phénomène de gonflement, (d'après Tessier)

Les mécanismes de gonflement des argiles ont fait l'objet de nombreuses hypothèses (Terzaghi 1948 et Bolt 1956) ont subdivisé le phénomène de gonflement en deux processus distincts, l'un mécanique et l'autre physico-chimique [16].

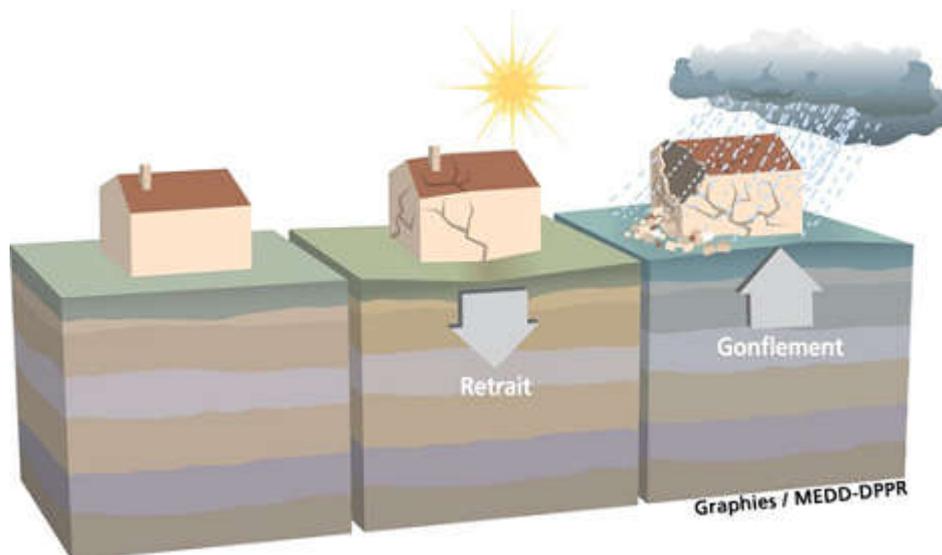


Figure 0.4: Exemple du phénomène de retrait et gonflement

II.5. Construction dans les zones gonflantes

Lors de l'étude des projets de bâtiments et ouvrages, une grande attention est portée aux propriétés des terrains qui déterminent leur réponse aux charges appliquées. Mais il existe parmi ces terrains une classe particulière de sols dont la composition et la structure font que leurs déformations dépendent non seulement de la charge qui leur est appliquée mais aussi des variations de leur état physique sous l'influence des variations de leur teneur en eau.

Les sols gonflants sont des exemples de ce type de sol à structure instable. Dans ces sols, en plus

du gonflement du sol et du soulèvement des fondations, on peut aussi observer des tassements localisés, dus à la détérioration des propriétés physiques et mécaniques et de la résistance structurelle de ces sols lors de leur humidification.

Le gonflement et l'affaissement sont deux modes de déformation opposés des sols argileux provoqués par leur humidification. Lors du gonflement, le volume du massif de sol augmente en produisant le plus souvent des déformations non uniformes du sol argileux.

L'affaissement localisé du sol est produit par la dégradation des caractéristiques mécaniques du sol (cohésion, angle de frottement interne et module de déformation), mais aussi par son séchage qui provoque la diminution du volume du sol humidifié.

Le gonflement et l'affaissement des sols sous les bâtiments et ouvrages peuvent provoquer non seulement une diminution de leur sécurité et de leur durabilité, mais aussi leur rupture en les rendant impropres à l'exploitation. La réparation de ces désordres pour rétablir les conditions de fonctionnement acceptables nécessite des dépenses importantes.

Lors de la construction de bâtiments ou d'ouvrages sur des sols gonflants, il faut prévoir l'évolution des déformations au cours du temps et définir les dispositions constructives qui permettent d'empêcher les conséquences défavorables des déformations de gonflement et d'affaissement.

L'humidification non uniforme du sol sous un bâtiment ou un ouvrage provoque une répartition non uniforme des contraintes au contact du sol et de la semelle des fondations des constructions. Ces contraintes peuvent provoquer des déformations supplémentaires des fondations, qui peuvent se transmettre sous forme de moments et efforts tranchants supplémentaires dans les structures porteuses du bâtiment ou de l'ouvrage. Ces efforts supplémentaires peuvent provoquer la fissuration des murs, des poteaux, des poutres, des planchers et plafonds et des nœuds de la structure où existent toujours des concentrations de contraintes.

Il faut pour cette raison, dans les projets de construction sur des sols gonflants qui peuvent être humidifiés par la suite, non seulement estimer l'évolution des déformations des sols au cours du temps, mais aussi calculer leurs effets dans les structures porteuses des constructions en termes de moments et d'efforts tranchants et prendre en compte dans le projet les déformations et la fissuration possibles [17].

II.5.1 Cas des bâtiments

Pour les structures de génie civil on peut observer les désordres suivants :

- ◆ Fissuration des structures
- ◆ Distorsion des ouvertures
- ◆ Rupture des canalisations
- ◆ Décollement des bâtiments

La photo suivante représente des fissures au niveau d'une structure légère de génie civil



Figure 0.5: fissures au niveau d'une structure de génie civil

Conclusion

Les désordres dans les ouvrages de génie civil tels que les remblais routiers et les fondations, les structures, les canaux et les conduites se rencontrent ainsi couramment dans les terrains gonflants, les dégâts produits chaque année à travers le monde, ces dégâts surpassent ceux produits par l'effet d'eau, ouragans et glissements de terre. Pour éviter le problème des sols gonflants, on dispose de différentes solutions parmi lesquelles on peut relever :

- ◆ Le changement de site.
- ◆ Le remplacement des sols gonflants par un matériau non gonflant.
- ◆ La protection du sol gonflant vis à vis des accès d'eau.
- ◆ La prévention du gonflement par un chargement approprié, et ainsi le calcul des structures de manière à ce qu'elles puissent supporter les pressions de gonflement susceptibles de se développer.
- ◆ La possibilité de variation de volume sous des conditions de chargement déterminé, les structures étant conçues alors, pour suivre les déplacements sans dommages.
- ◆ La mise en place de fondations profondes, développant leur capacité portante au-delà de la zone active.
- ◆ Et enfin la stabilisation du sol gonflant par un traitement approprié.

Chapitre III

Introduction

La réalisation des ouvrages en terre (avec noyau argileux) nécessite une bonne campagne de reconnaissance, à des fins d'identification et de caractérisation de son pouvoir résistant. Pour cela on a utilisé un grand nombre de méthodes pour mesurer les paramètres physiques et mécaniques recherchés. Ces différentes méthodes, dont certaines ont été présentées dans l'analyse bibliographique de ce travail. On rappelle que l'objectif central de ce travail est de montrer l'influence de la teneur en eau sur ces différents paramètres. Plus spécifiquement nous voulons faire apparaître l'influence de la disponibilité de l'eau d'hydratation sur le comportement de cette argile.

III.1. Programme expérimental et procédures d'essais

III.1.1. Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique se fait par:

- ◆ Tamisage par voie sèche (NF P 94-041) qui fournit la répartition des grains qui ont un diamètre $\geq 80\mu\text{m}$.
- ◆ Sédimentométrie (NF P 94-057) qui complète la première analyse et fournit la distribution en poids des éléments $\leq 80\mu\text{m}$ (à noter que l'essai sédimentométrique a été réalisé sans défloculant).



Figure 0.1: Essais granulométriques par tamisage et Sédimentométrie

III.1.1.1. Analyse granulométrique par voie sèche

a. But de l'essai

L'analyse granulométrique permet de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant l'échantillon. Elle s'applique à tous les granulats de dimension nominale inférieure ou égale à 63mm, à l'exclusion des fillers.

A noter qu'il faut éviter la confusion entre la granulométrie qui s'intéresse à la détermination de la dimension des grains et la granularité qui concerne la distribution dimensionnelle des grains d'un granulat.

b. Principe de l'essai

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série de tamis, emboîtés les uns sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissances du haut vers le bas. Le matériau étudié est placé en partie supérieure des tamis et le classement des grains s'obtient par vibration de la colonne de tamis.

Avant l'opération de tamisage, l'échantillon est lavé au-dessus d'un tamis de 0.063mm afin d'éliminer les fines et éviter ainsi l'agglomération des grains, ceci pouvant fausser les résultats de l'analyse. L'analyse granulométrique est conduite sur la fraction refusée par le tamis de 0.063mm.

c. Equipement nécessaire

Ce sont des tamis (figure III.1) dont les ouvertures carrées, de dimensions normalisées, sont réalisées soit à partir d'un maillage métallique, soit par perçage d'une tôle. Les passoires, qui comportent des trous ronds percés dans une tôle, ne sont plus utilisées actuellement. Pour un travail aisé et aux résultats reproductibles, il est conseillé d'utiliser une machine à tamiser électrique qui imprime un mouvement vibratoire horizontal, ainsi que des secousses verticales, à la colonne de tamis.

La dimension nominale des tamis est donnée par l'ouverture de la maille, c'est-à-dire par la grandeur de l'ouverture carrée. Ces dimensions sont telles qu'elles se suivent dans une progression géométrique de raison depuis le tamis 0.063mm jusqu'au tamis 125mm. Pour des ouvertures inférieures à 0.063mm, l'analyse granulométrique n'est pas adaptée et l'on peut procéder par Sédimentométrie.

L'existence de passoires (trous ronds) a conduit, dans le passé, à une double classification des tamis et des passoires, tout en conservant pour chaque famille d'appareils, la même progression

géométrique des ouvertures. Afin d'éviter toute ambiguïté, un tamis et une passoire équivalents étaient alors désignés par un même numéro de module. Le tableau III.1 présente la classification des tamis selon l'ancienne norme **NF p 18-560**.

Tableau III.1 Classification des tamis selon l'ancienne norme NF p 18-560

Modules	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Tamis (mm)	0.08	0.10	0.125	0.16	0.20	0.25	0.31	0.40	0.50	0.63	0.80
		0		0	0	0	5				
Modules	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41
Tamis (mm)	1.00	1.25	1.60	2.00	2.50	3.15	4.00	5.00	6.30	8.00	10.0
											0
Modules	42	43	44	45	46	47	48	49	50		
Tamis (mm)	12.5	16	20	25	31.5	40	50	63	80		

La norme actuelle **EN 933-2** (mai 1996) préconise, pour l'analyse granulométrique, la série de tamis soulignés en gras dans la progression suivante (tableau III.2).

Tableau 0.2 Dimensions nominales des tamis selon la norme EN 933-2 (mai 1996)

Tamis (mm)	0	0.063	0.08	0.1	0.125	0.16	0.2	0.25	0.315	0.4	0.5
Tamis (mm)	0.63	0.8	1	1.25	1.6	2	2.5	3.15	4	5	6
Tamis (mm)	8	10	12.5	14	16	20	25	31	40	50	63
Tamis (mm)	50	100	125								

d. Conduite de l'essai

La prise d'essai est séchée à $(110 \pm 5)^\circ\text{C}$ jusqu'à masse constante puis pesée (**masse M_1**). On réalise ensuite un tamisage par lavage afin de séparer les éléments de dimension inférieure à 0.063mm du reste de l'échantillon. Cette manipulation est réalisée après une période de trempage de 24 heures afin de favoriser la séparation de l'ensemble des grains. Un dispersant peut être éventuellement utilisé pour faciliter cette opération. Au cours du lavage, il y a lieu de protéger le tamis de 0.063mm par un ou deux tamis d'ouverture plus grande (1 ou 2mm par exemple) placés au-dessus. Le lavage est poursuivi jusqu'à ce que l'eau passant au travers du tamis de 0.063mm soit claire. Si on souhaite étudier plus particulièrement les éléments fins, il y a lieu de conserver le filtrat obtenu et de séparer les éléments fins par décantation puis séchage. L'échantillon ainsi

préparé est alors séché à $(110 \pm 5)^\circ\text{C}$. Après refroidissement il est pesé jusqu'à masse constante (**masse M_2**). Le tamisage à sec peut alors être réalisé.

e. Dimensions des tamis utilisés

En fonction des dimensions d/D des matériaux analysés, on utilisera la série de tamis préconisée par la norme EN 933-2 (cf. tableau 3.2) ainsi que tous les tamis nécessaires à la couverture des dimensions comprises entre 0.063mm et 2mm pour les fillers, entre 0.08mm et 2D pour les sablons et les sables, et entre 0.63d et 2D pour les gravillons (norme XPP 18-540).

f. Préparation de l'échantillon

La quantité à utiliser doit répondre à différents impératifs qui sont contradictoires:

- Il faut une quantité assez grande pour que l'échantillon soit représentatif;
- Il faut une quantité assez faible pour que la durée de l'essai soit acceptable et que les tamis ne soient pas saturés et donc inopérants.

Dans la pratique, la masse utilisée sera telle que $M \geq 0.2D$ avec M, masse de l'échantillon en kg et D diamètre du plus gros granulats exprimé en mm.

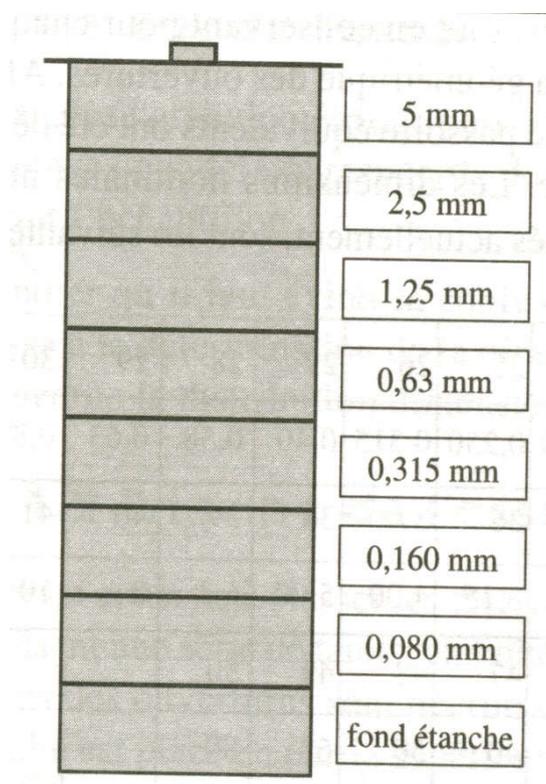


Figure 0.2: Colonne de tamis

g. Description de l'essai

Le matériau séché, de masse M_2 , est versé sur une série de tamis choisis de telle manière que la progression des ouvertures soit croissante du bas de la colonne vers le haut. Dans la partie inférieure, on dispose d'un tamis de 0.063mm surmontant un fond étanche afin de récupérer les éléments fins qui n'auraient pas été entraînés par le lavage initial.

Un couvercle est également disposé en haut de la colonne afin d'interdire toute perte de matériau pendant le tamisage.

On appellera tamisai le poids de matériau passant à travers un tamis donné et refus le poids de matériau retenu par ce même tamis.

Le matériau étudié est versé en haut de la colonne de tamis et celle-ci est vibrée à l'aide de la tamiseuse électrique. Le temps de tamisage varie avec le type de machine utilisé, mais dépend également de la charge de matériau présente sur le tamis et de son ouverture.

Un étalonnage de la machine est donc nécessaire. On considère que le tamisage est terminé lorsque les refus ne varient pas de plus de 1% entre deux séquences de vibrations de la tamiseuse.

Le refus du tamis ayant la plus grande maille est pesé. Soit R_1 la masse de ce refus. Le refus du tamis immédiatement inférieur est pesé. Soit R_2 la masse du deuxième refus. La somme $R_1 + R_2$ représente le refus cumulé sur le deuxième tamis.

Cette opération est poursuivie pour tous les tamis pris dans l'ordre des ouvertures décroissantes. Ceci permet de connaître la masse des refus cumulés R aux différents niveaux de la colonne de tamis. Le tamisât présent sur le fond de la colonne de tamis est également pesé. Soit P sa masse.

La somme des refus cumulés mesurés sur les différents tamis et du tamisât sur le fond (fillers) doit coïncider avec le poids de l'échantillon introduit en tête de colonne. La perte éventuelle de matériaux pendant l'opération de tamisage ne doit pas excéder plus de 2% du poids total de l'échantillon de départ.

Les résultats des refus sont exprimés en pourcentage de la masse sèche M_0 de départ.

Le pourcentage de fines (f) passant à travers le tamis de 0.063mm est égal à:

$$f = \frac{(M_1 - M_2) + p}{M_1} \times 100$$

M₁: Masse de la prise d'essai (kg);

M₂: Masse séchée du refus à 0.063mm (kg);

P: Masse du tamisât restant dans le fond (kg).

h. Expression des résultats

◆ Courbe granulométrique

Les pourcentages des refus cumulés, ou ceux des tamisâtes cumulés, sont représentés sous la forme d'une courbe granulométrique en portant les ouvertures des tamis en abscisse, sur une échelle logarithmique, et les pourcentages en ordonnée, sur une échelle arithmétique. La courbe est tracée de manière continue et peut ne pas passer rigoureusement par tous les points.

La représentation graphique de l'analyse granulométrique du tableau III.2 est donnée par la figure III.2.

III.1.1.2. Analyse granulométrique par Sédimentométrie

L'analyse granulométrique d'un sol a pour but de déterminer, en poids, la distribution des particules des sols suivant leurs dimensions. De cette distribution résulte la classification du matériau (cf. cours de Mécanique des Sols) L'analyse granulométrique s'obtient par deux opérations successives:

1. Le tamisage pour les particules de dimensions supérieures à 80µm;
2. Lorsque le sol à étudier comporte une quantité importante de particules inférieures à cette taille, on procède à une analyse en Sédimentométrie.

a. Principe de l'essai

La Sédimentométrie est basée sur la loi de Stokes qui exprime la relation entre la vitesse de décantation d'une particule solide sphérique dans un liquide, et le diamètre de cette particule. Cet essai est effectué sur le tamisât à 80µm qui correspond à un certain pourcentage p du poids total du matériau initial (ce qui reste du matériau après passage dans le plus petits tamis disponible dont la largeur de maille est de 80µm).

L'essai est fondé sur la mesure de la variation de densité d'une solution constituée d'eau, de défloculant et de tamisât en fonction du temps, l'instant initial étant celui pour lequel la solution est homogène. Il rend donc compte de la vitesse relative de décantation. Cette mesure s'effectue à l'aide d'un densimètre. Son principe est celui d'Archimède: C'est un flotteur normalisé dont la « ligne de flottaison » sera d'autant plus basse que la densité de la solution est importante.

La corrélation, à un instant donné de la décantation, entre le niveau de flottaison et la distribution de la granulométrie est obtenue par des considérations basées sur la loi de Stokes, mais également sur des ajustements empiriques. Il en résulte des formules d'application pratique qui sont données plus loin.

b. Mise en œuvre de l'essai

◆ Matériel nécessaire

- Au moins 30grammes de tamisât;
- Une balance précise au centigramme;
- Un densimètre gradué;
- Une éprouvette dont le diamètre et le volume au repère gravés sont donnés;
- Une pipette de 20cm³;
- Un agitateur électrique;
- Un récipient adapté à l'agitateur;
- Un agitateur manuel;
- Un défloculant (5% d'hexamétaphosphate de sodium);
- Un thermomètre;
- Un mortier avec pilon.

c. Préparation de la suspension

- Prélever 30g de sol sec ;
- Préparer une solution d'environ 400cm³ d'eau distillée additionnée de 20cm³ du défloculant et 30g de sol dans le récipient;
- Mélanger à l'agitateur électrique (5mm);
- Verser dans l'éprouvette et compléter le niveau avec de l'eau distillée.

Pour une mise en œuvre de l'essai optimale, il convient alors de mettre la suspension au bain-marie à une température normalisée (20°C). Compte tenu de la longueur de cette procédure, il n'est pas demandé de la mettre en œuvre lors de cette séance de travaux pratiques.

d. Exécution de l'essai

- S'assurer que la tige du densimètre est parfaitement propre;
- Avant de plonger le densimètre, agiter vigoureusement la suspension à l'aide de l'agitateur manuel pour obtenir une concentration uniforme sur toute la hauteur de l'éprouvette;
- Retirer l'agitateur et d'éclanche au même moment le chronomètre puis plonger lentement le densimètre (figure III.3);
- Faire les lectures de R au sommet du ménisque;
- Les lectures sont faites à: 30s, 1 min, 2 min, 5 min, 10 min, 20 min, 40 min, 80 min, 2h, 4h, 24h.

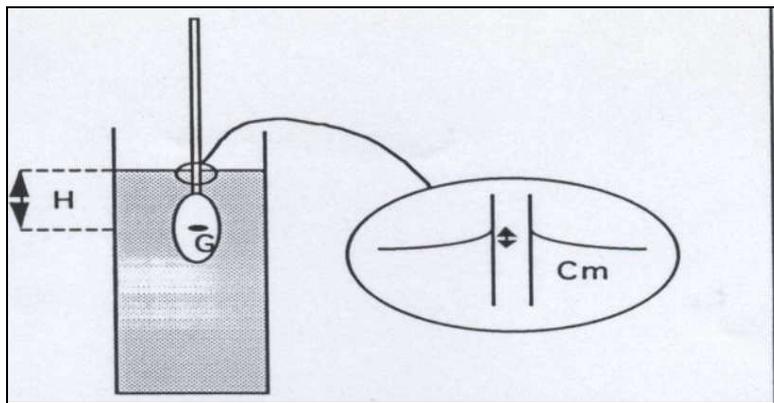


Figure 0.3: Principe de l'analyse granulométrique par Sédimentométrie

◆ Deux courbes seront tracées

1. Courbe granulométrique testée en supposant que le matériau étudié est uniquement constitué de fines et passe donc sans résidu dans le tamis de $80\mu\text{m}$ (voir remarques ci-dessous).
2. Courbe granulométrique complète d'un matériau testé précédemment:
 - a. Partie résultant du tamisage (présenté sous forme de tableau);
 - b. Partie résultant de la Sédimentométrie réalisée sur la fraction fine pendant 24 heures. On interprètera la courbe obtenue en termes de classification des sols.

Remarque:

1. Les premières lectures à 30s, 1 min, 2min étant rapprochées, on convient de laisser le densimètre plongé dans la suspension entre ces lectures. Il en résulte que la section de décantation est modifiée localement. Pour les autres lectures, plonger le densimètre 15 à 20 secondes avant la lecture, puis le retirer et noter la température;
2. Faute de temps, dans le cadre de ce travail, on n'effectuera les mesures que jusqu'à 40 min.

III.1.2.1. Limites d'Atterberg et indice de plasticité

Les limites de liquidité a été les déterminée par deux procédés: Par l'essai à la coupelle de Casagrande (NF P 94-051) et par l'essai au pénétromètre à cône (NF P 94-052-1) voir la figure 4.



Figure 0.4: Essais de détermination de la limite de liquidité par le pénétromètre cône.

a. But des essais

Les limites d'Atterberg ont été élaborées au début du XXe siècle par A. Atterberg, un pédologue suédois, qui s'intéressait à la plasticité des argiles en vue de la fabrication des produits céramiques. Les essais mis au point à cette époque ont été repris et modifiés par Casagrande, afin que leur interprétation puisse permettre d'établir un lien entre la teneur en eau du sol et son comportement.

Les résultats obtenus à partir de ces essais permettent de prévoir le comportement des sols pendant les opérations de terrassement, en particulier sous l'action des variations de teneur en eau.

b. Définitions et terminologie

Les limites d'Atterberg sont des teneurs en eau pondérales, caractéristiques du sol. Elles correspondent à des comportements particuliers de celui-ci sous l'action des variations de la teneur en eau. Ces limites sont déterminées sur la fraction de sol passant au travers du tamis 0.4mm. Les deux limites utilisées sont:

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

◆ ω_p : Limite de plasticité (teneur en eau d'un sol remanié caractérisant la transition entre un état plastique et un état solide, le sol durcit et se fissure). A partir des résultats obtenus, on détermine deux paramètres (figure III.1),

$I_p = \omega_L - \omega_p$: Indice de plasticité, définit l'étendue du domaine plastique du sol. Cet indice permet de classer le sol suivant son degré de plasticité (voir tableau III.3):

Tableau III.3 Etat du sol en fonction de l'indice de plasticité I_p

I_p	Degré de plasticité du sol
$0 < I_p < 5$	Sol non plastique
$5 < I_p < 15$	Sol peu plastique
$15 < I_p < 40$	Sol plastique
$I_p > 40$	Sol très plastique

◆ Indice de consistance (I_c)

Cet indice prend en compte la teneur en eau ω du sol à l'état naturel pour la fraction inférieure à 0.4mm. La comparaison entre la teneur en eau naturelle du sol ω_0 et les limites d'Atterberg, permet d'avoir une idée de l'état du sol en place (voir tableau III.4). On définit pour cela l'indice de consistance: $I_c = (\omega_L - \omega_0) / I_p$

ω_L : Limite de liquidité;

ω_0 : Teneur en eau naturelle;

I_p : Indice de plasticité.

Tableau III.4 Etat de consistance d'un sol fin

I_c	0	0.25	0.50	0.75	1
Consistance	Liquide	Pâteuse	Molle	Ferme	Très dure

Remarque:

1. Plus l'indice de plasticité est élevé, plus le sol est sensible aux effets de gonflement par humidification (ou de retrait par dessiccation).
2. L'indice de plasticité n'est jamais nul mais peut être non mesurable.

◆ Principe de l'essai

L'essai s'effectue en deux phases:

1. Recherche de la teneur en eau ω_L pour laquelle une rainure de dimension normalisée, pratiquée dans le sol disposé dans la coupelle de Casagrande, se ferme sous l'action de 25 chocs appliqués de manière normalisée.

2. Recherche de la teneur en eau ω_p pour laquelle un cylindre de sol de diamètre 3mm, confectionné manuellement, se fissure lorsqu'on le soulève

◆ **Équipement nécessaire**

- Tamis à mailles carrées de 0.4mm d'ouverture;
- Bac de manutention (30 x 20 x 8cm);
- Récipient de 2litres.

◆ **Détermination de ω_L**

Appareil de Casagrande (figure III.5). Il est constitué d'une coupelle normalisée, montée sur un support métallique avec manivelle, le tout étant fixé sur un socle en bois bakélinisé. L'ensemble permet de faire tomber la coupelle d'une hauteur de 10mm sur le bloc de bois dur, chaque choc entraînant la fermeture progressive de la rainure pratiquée dans l'échantillon de sol, celle-ci ayant été effectuée à l'aide de l'outil à rainure.



Figure 0.5: Appareil de Casagrande et outil à rainure

Casagrande. Professeur au Massachussets Institut of Technology et à Harvard. L'un des fondateurs de la mécanique des sols moderne dans les années soixante. L'appareil est livré avec deux coupelles, l'une ayant une surface lisse (majorité des essais) et l'autre une surface rugueuse pour les échantillons sableux qui ont tendance à glisser sur la surface de la coupelle lors de chaque choc. Les caractéristiques géométriques et normalisées de l'appareil sont précisées dans la norme **NF p 94 - 051**.

◆ Détermination de ω_p

- Une plaque lisse en marbre pour le malaxage du sol et la confection des rouleaux de sol;
- Une plaque de verre et sa cale pour l'évaluation du diamètre du rouleau de sol (figure III.6).

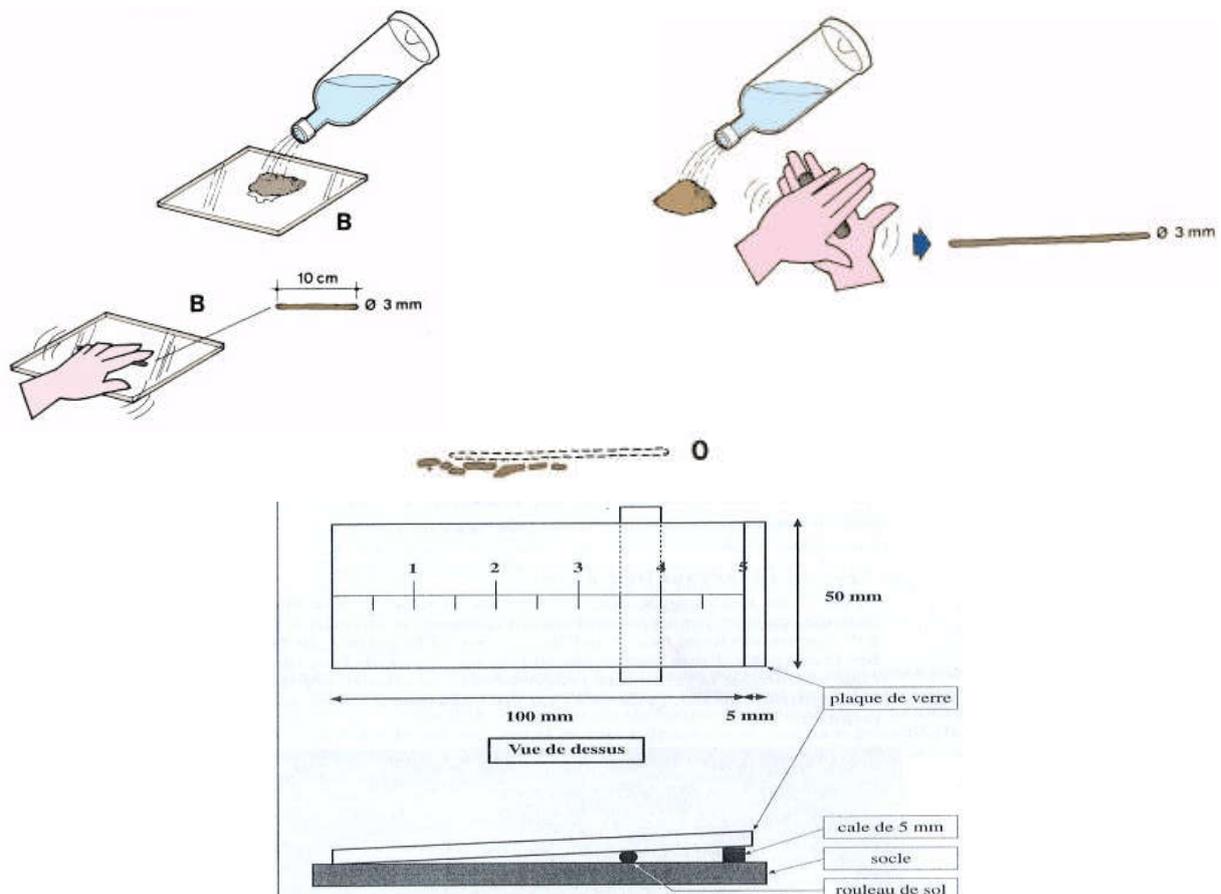


Figure 0.6: Système d'évaluation du diamètre du rouleau de sol

◆ Mesure des teneurs en eau ω

- Une étuve de dessiccation pouvant être réglée à 105°C et à 50°C;
- Une balance permettant les pesées avec une incertitude maximale de 1/1000 de la pesée;
- Des capsules en verre ou boîtes de Pétri, des spatules;
- Une truelle.

a. Conduite de l'essai

◆ Préparation de l'échantillon

1. Prendre un échantillon représentatif du sol et le mettre à imbiber dans un récipient plein d'eau pendant 24 heures;
2. Tamiser ce matériau imbibé par voie humide sur un tamis de 0.4 mm l'ensemble du tamisât et des eaux de lavage étant ensuite décanté pendant 12 heures;

3. L'eau claire surnageant est siphonnée en prenant garde de ne pas entraîner de particules solides fines, l'eau excédentaire étant évaporée à l'étuve à 50°C jusqu'à obtenir un mélange mou. L'échantillon ainsi préparé doit contenir environ 200g de particules solides.

◆ Détermination de la limite de liquidité ω_L

Mise en place de l'échantillon. Il est mis en place à la spatule, de façon bien homogène. L'épaisseur au centre est de 15 à 20mm, le pourtour étant sensiblement horizontal (figure III.7).

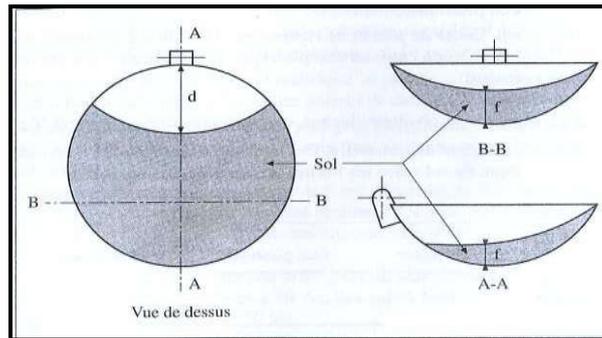


Figure 0.7: Mise en place de l'échantillon dans la coupelle

A l'aide de l'outil à rainurer, on creuse ensuite une rainure dans le mélange contenu dans la coupelle. Puis on tourne la manivelle afin de provoquer le choc de celle-ci sur le bloc de bois dur.

Par définition, la limite de liquidité est la teneur en eau qui correspond à la fermeture de la rainure sur 1cm de longueur en 25 chocs. L'échantillon doit être à une teneur en eau légèrement supérieure à la limite de la liquidité, afin de pouvoir commencer l'essai avec une fermeture de sillon en 15 coups environ.

b. Description de l'essai

1. Faire une rainure dans l'axe de la coupelle, l'outil étant sensiblement perpendiculaire à celle-ci (figure III.8);

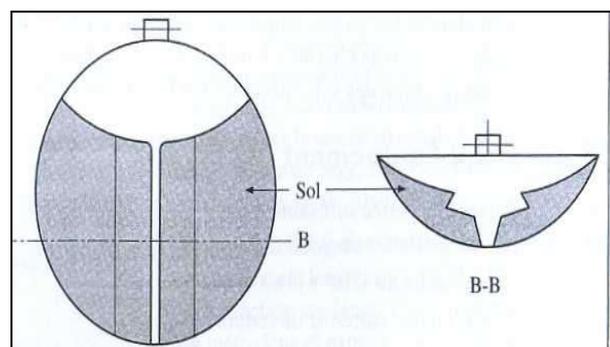


Figure 0.8: Tracé du sillon

2. Tourner la manivelle, de manière très régulière, à raison de deux chocs par seconde. On observe le fond de la rainure et on compte le nombre de chocs nécessaires pour que celle-ci se referme sur 1cm environ. La limite de liquidité est la teneur en eau de l'échantillon lorsque la fermeture se produit en 25 chocs (figure III.9);

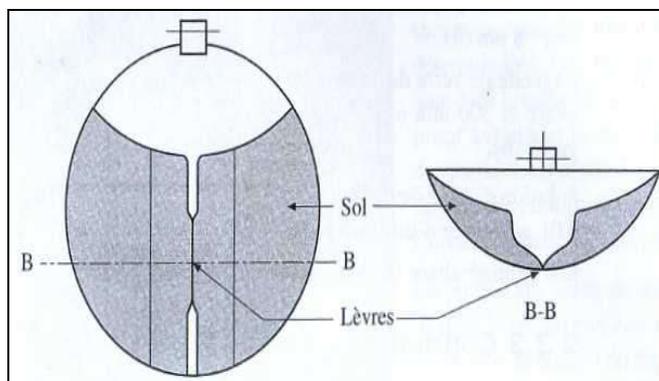


Figure 0.9: Fermeture de la rainure

3. Recommencer l'opération 4 à 5 fois avec des teneurs en eau décroissantes et telles que le nombre de chocs N à chaque essai soit compris entre 15 et 35.

- Si le nombre de chocs n'a été inférieur à 15, laissé sécher un peu;
- Si le nombre de chocs n'est supérieur à 35, humidifier légèrement et bien homogénéiser le sol avant de reprendre l'essai.

Pour chaque essai tel que $15 < N < 35$, déterminer la teneur en eau ω .

c. Détermination de la teneur en eau ω

1. Prélever un peu de l'échantillon de part et d'autre de la rainure;
2. Placer l'ensemble du prélèvement sur un verre de montre de poids T ;
3. Peser immédiatement, soit W ;
4. Mettre à l'étuve à 60°C jusqu'à dessiccation complète et poids stable (24heures environ);
5. Peser l'échantillon sec immédiatement à la sortie de l'étuve ou alors après refroidissement dans une étuve pendant 24heures à 105°C , soit W_s ;
6. En déduire la teneur en eau ω de l'échantillon:

$$\omega = \frac{(W - T) - (W_s - T)}{(W_s - T)} \times 100(\%)$$

ω : Teneur en eau (exprimé en %);

T : Poids de la tare;

W : Poids de l'échantillon humide, y compris la tare;

W_s : poids de l'échantillon sec, y compris la tare.

d. Expression des résultats

La limite de liquidité est déterminée à partir de la représentation graphique de la teneur en eau ω , mesurée à chaque essai, en fonction du logarithme du nombre de coups correspondant. La limite de liquidité est la teneur en eau lue sur le graphique pour $N = 25$ coups. Elle s'exprime en pourcentage arrondi au nombre entier le plus proche (figure III.10).

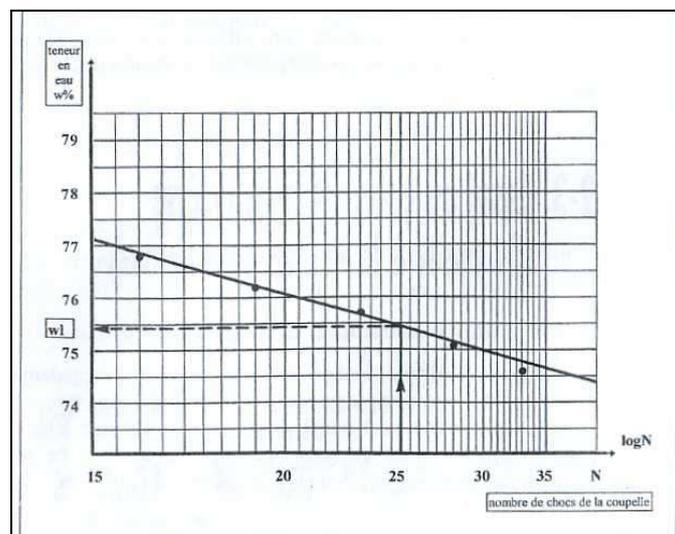


Figure 0.10: Détermination de la limite de liquidité par la méthode graphique de Peltier

◆ Détermination de la limite de plasticité ω_p

La limite de plasticité ω_p est inférieure à ω_L . Il faut donc laisser sécher l'échantillon un peu plus. Quand sa teneur en eau est correcte, faire une houlette de mortier grosse comme une noisette (environ 12 mm de diamètre) et en faire un cylindre en la roulant sur la plaque de marbre propre, lisse et sèche. Ceci se fait à la main, ou en utilisant une plaque plane, par Lin mouvement alternatif d'environ un aller et retour par seconde.

Par définition, la limite de plasticité est la teneur en eau du cylindre qui se brise lorsque son diamètre atteint 3mm. Cette teneur en eau doit être déterminée immédiatement après le test selon la procédure décrite lors de la détermination de ω_L . Le cylindre terminé doit avoir de 10 à 15cm de longueur. Dans la pratique, procéder ainsi:

- Confectionner le cylindre de 3mm;
- S'il se brise avant d'atteindre ce diamètre, la teneur en eau est trop faible;
- S'il ne s'est pas brisé, le soulever en son milieu de 15 à 20mm. La limite de plasticité est atteinte;
- Si la rupture se produit pendant ce soulèvement;
- Si la rupture ne se produit pas, laisser la teneur en eau diminuer.

L'essai, lorsqu'il est probant, sera effectué une deuxième fois. Les teneurs en eau obtenues ne devront pas s'écarter de plus de 2% de la valeur moyenne.

III.1.3. Calcul de la teneur en eau naturelle

La teneur en eau (ω) d'un sol représente la masse d'eau contenue dans ce sol. Elle varie selon sa nature, sa position, la profondeur ainsi qu'au cours du temps. La teneur en eau d'un sol est définie par le rapport (%) entre la masse d'eau du sol et la masse du sol sec:

$$\omega = \frac{M_w}{M_s} \times 100 = \frac{M_h - M_s}{M_s} \times 100(\%)$$

Avec:

M_h : Masse du sol humide;

M_s : Masse du sol sec;

M_w : Masse du sol humide.

Il existe de nombreuses méthodes pour déterminer la teneur en eau d'un sol, parmi lesquelles:

Essais effectués en laboratoire

- Méthode d'étuvage: On pèse l'échantillon de sol avant et après passage à l'étuve (105°C) jusqu'à masse constante;
- Dessiccation au four à micro-ondes: On pèse l'échantillon de sol avant et après passage au four à micro-ondes jusqu'à masse constante.

III.1.4. Détermination de la teneur en matières organiques

Elles peuvent retarder ou annuler l'effet du traitement en consommant une quantité plus ou moins grande de l'agent de traitement pour neutraliser l'acidité du milieu;

Les matières organiques sont surtout présentes en surface. Si la teneur en matières organiques d'un sol est supérieure à 3%, une étude spécifique doit être réalisée pour estimer les effets des matières organiques sur le traitement;

III.1.5.Valeur de bleu de méthylène (VBS)

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

a. Principe

L'échantillon est séché jusqu'à masse constante et pesé. Il est passé au tamis et mis en suspension dans de l'eau. On ajoute une solution de bleu de méthylène (concentration: 10g/l) à la suspension sous agitation permanente (figure III.11). On détermine la quantité de solution de bleu de méthylène nécessaire pour saturer la suspension. Le point de saturation est déterminé par un essai à la tache dans lequel une goutte de suspension est posée sur un papier filtre. Si la tache formée sur le papier reste entourée durant 5minutes par un cercle bleu (figure III.12), on considère que le point de saturation est atteint. Le résultat est exprimé en grammes de bleu de méthylène par kg de matériau sec analysé (norme européenne) ou par 100grammes de matériau sec analysé (Norme française).

Les essais s'effectuent sur la fraction 0/5mm (norme française) ou 0/2mm (norme européenne).
(Normes: NBN EN 933-9, NF P94-068).



Figure 0.11: Appareillage pour essai au bleu de méthylène

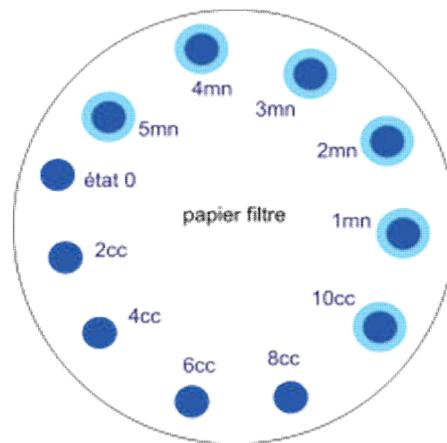


Figure 0.12: Essai au bleu de méthylène à la tache

b. Principaux seuils indicatifs

- $VBS \leq 25$: Sols faiblement argileux;
- $VBS > 60$: Sols très argileux.

III.1.6. Détermination de la teneur en carbonates $CaCO_3$

L'essai consiste à déterminer le volume de dioxyde de carbone (CO_2) dégagé sous l'action d'acide chlorhydrique en excès (dans des conditions de température et de pression atmosphériques connues) par un échantillon préparé pour l'essai, l'appareil utilisé est appelé le Calcimètre (figure III. 13).

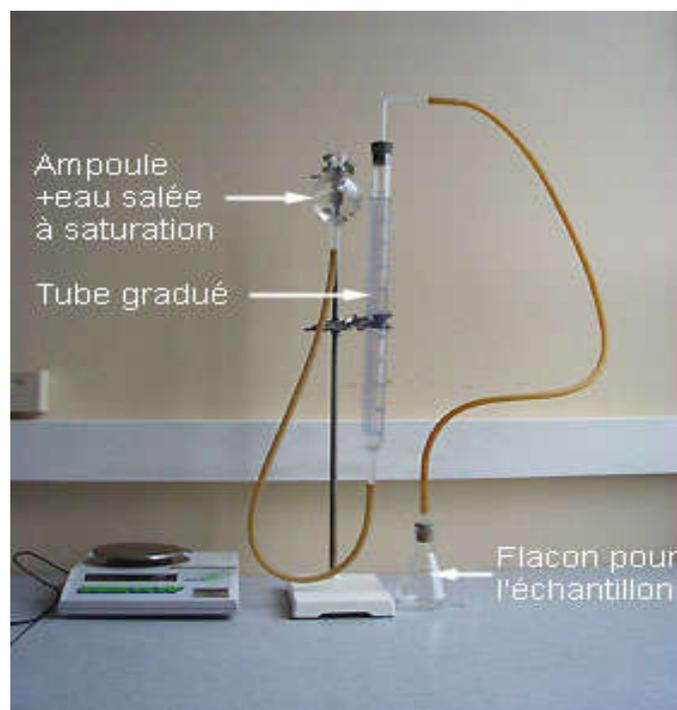


Figure 0.13: Appareil Calcimètre pour la détermination de la teneur en carbonates

a. But de l'essai

Le but de l'essai est la détermination conventionnelle du pourcentage de la fraction carbonatée contenue dans un sol, une roche ou un matériau.

III.1.7. Détermination de la teneur en sulfates**a. Principe**

Les ions sulfate sont mis en solution par un lessivage à l'eau chaude et sont précipités à pH neutre par du chlorure de baryum. Le lessivage à l'eau chaude solubilise essentiellement les sulfates potentiellement actifs (plâtre et gypse en particulier), sources de désordres dans les ouvrages de génie civil. Le dosage des sulfates est ensuite effectué par spectrophotométrie.

b. Appareillage et produits d'usage courant

- Tamis de 4mm d'ouverture de maille avec fond;
- Balance de portée d'au moins 1kg, permettant de peser à 0.1 g près;
- Bécher de capacité comprise entre 1litre et 2litres et un bécher de 500ml;
- Agitateur magnétique à plaque chauffante permettant de maintenir la température de l'eau à 60°C \pm 5°C;
- Barreaux magnétiques pour l'agitation;
- Thermomètre;
- Filtres rapides ordinaires;
- Deux chronomètres;
- pH-mètre ou des bandelettes indicatrices pH;
- Pipettes automatiques de 1ml à 5ml ou de 2ml à 10ml;
- Verres de montre;
- Eau distillée ou déminéralisée;
- Acide tartrique ou nitrique.

c. Appareillage spécifique

Le spectrophotomètre et son équipement, permettant la détermination de la quantité de sulfates à une longueur d'onde de (500 \pm 0) nm.

◆ Dosage du sulfate

Les ions sulfate, produits par la décomposition du sol par l'acide chlorhydrique, sont précipités à un pH compris entre 1.0 et 1.5 par une solution de chlorure de baryum. La précipitation du sulfate de baryum est réalisée au point d'ébullition. Le dosage est effectué par la méthode gravimétrique et le sulfate est exprimé sous forme de SO_3 .

◆ Mise en œuvre de l'essai

Peser, à $\pm 0.0005\text{g}$, (1.00 ± 0.05) g de l'échantillon, l'introduire dans un bécher de 250ml et ajouter 90ml d'eau. Tout en agitant vigoureusement le mélange, ajouter 10ml d'acide chlorhydrique concentré (4.1). Chauffer la solution doucement et écraser l'échantillon avec l'extrémité aplatie d'un agitateur en verre, jusqu'à la décomposition complète de l'échantillon. Laisser digérer la solution pendant 15min à une température juste au-dessous du point d'ébullition.

Filtrer le résidu sur un papier-filtre moyen (5.16), dans un bécher de 400ml. Laver soigneusement à l'eau chaude jusqu'à la disparition totale des ions chlorure, vérifiée par le test au nitrate d'argent (3.6).

Porter le volume à 250ml environ. Si nécessaire, ajuster le pH de la solution à une valeur comprise entre 1.0 et 1.5 avec de l'acide chlorhydrique 1 + 11 (4.6) ou d'hydroxyde d'ammonium 1 + 16 (4.28).

Porter à ébullition et laisser bouillir pendant 5min. vérifié que la solution est limpide. Sinon, recommencer le dosage avec une nouvelle prise d'essai. Tout en agitant vigoureusement, maintenir la solution au point d'ébullition et ajouter goutte à goutte 10ml de la solution de chlorure de baryum (4.41) chauffée juste au-dessous du point d'ébullition. Maintenir la solution juste au-dessous du point d'ébullition pendant au moins 30min, en surveillant le volume qui doit être maintenu entre 225ml et 250ml. Laisser ensuite reposer le bécher couvert à température ambiante pendant 12heures, avant le filtrage.

III.1.8. Essai de compactage dans un moule Proctor normal

Les essais de compactage ont été réalisés dans un moule Proctor normal (figure III.14) selon la norme **NFP 94 - 093**, ces derniers servent à déterminer la densité maximale du sol et sa teneur en eau optimale.



Figure 0.14: Essai Proctor

III.1.8.1. Définition du compactage

Compacter un sol consiste à faire diminuer son volume par l'application d'un procédé mécanique (force, vibration, combinaison des deux, chocs,...). Cette diminution de volume ne se produit que par l'élimination des vides remplis d'air qui existent dans le sol à son état initial. La teneur en eau du sol n'est donc pas modifiée (il s'agirait dans ce cas d'une consolidation, phénomène qui sera étudié ultérieurement dans ce cours). Le poids volumique du sol γ_h , par contre, sera augmenté, et avec lui, γ_d puisque $\gamma_d = \frac{\gamma_h}{1 + \omega}$

Le poids volumique sec γ_d sera le paramètre dont on va étudier les variations dues au compactage. Cette grandeur garde sa signification même si le sol considéré n'est pas sec. Tout sol (humide ou non) est caractérisé par un poids volumique naturel γ_h et par une teneur en eau ω ; donc, par un poids volumique sec γ_d , calculé au moyen de la formule ci-dessus. Il suffit de considérer qu'il s'agit du poids volumique qui caractériserait le sol s'il était sec.

III.1.8.2. Facteurs d'influence du compactage

a. Influence de la teneur en eau

L'influence de la teneur en eau sur le résultat d'un compactage a été étudiée dès 1933 par l'ingénieur américain Proctor, qui a mis au point l'essai de compactage qui porte son nom. Si un sol

est compacté par une série de chocs que lui impriment les chutes d'une masse, la déformation du sol, c'est-à-dire la diminution de son volume, absorbe une énergie égale à l'énergie potentielle de la masse avant la chute ($m.g.h$ pour une masse m tombant d'une hauteur h) multipliée par le nombre de coups donnés. Cette énergie s'appelle énergie de compactage.

Si l'on porte en graphique les γ_d obtenus suite au compactage d'un échantillon de sol, en réalisant une série d'essais de compactage, chacun correspondant à une teneur en eau différente (maîtrisée par adjonction d'eau) mais toujours avec une énergie de compactage identique, on obtient une courbe comme celle-ci (figure III.15):

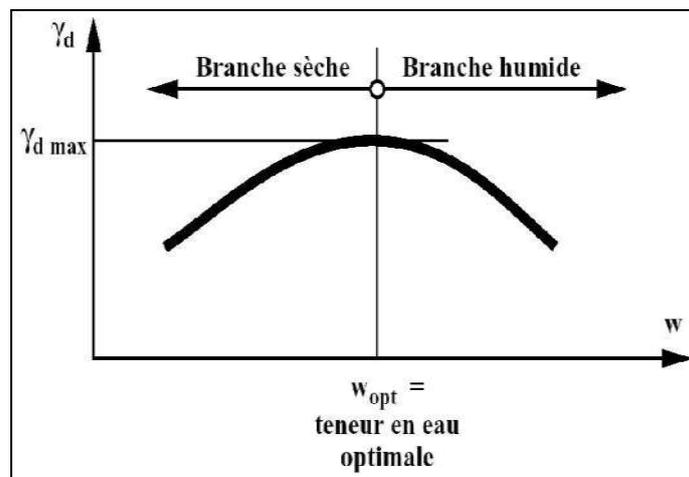


Figure 0.15: Courbe de compactage Proctor

La courbe a l'allure d'une cloche, elle passe par un γ_d maximum que l'on appelle optimum Proctor. Cet optimum correspond à une teneur en eau optimale.

b. Influence de la nature du sol

Un sol dont le compactage sera fortement influencé par la teneur en eau présentera une courbe de compactage avec un maximum très marqué. À l'inverse, un sol dont la teneur en eau influence peu le compactage sera caractérisé par une courbe de compactage très plate. Les sols de ce type font généralement les meilleurs remblais.

La figure suivante donne quelques exemples des allures que peuvent présenter les courbes de compactage des sols courants (Clay = argile, sand = sable, silty sand = sable limoneux.) (figure III.16). On voit que les sables sont très peu sensibles à l'eau en ce qui concerne le compactage, tandis que s'ils contiennent une fraction argileuse, leur courbe s'infléchit de manière importante.

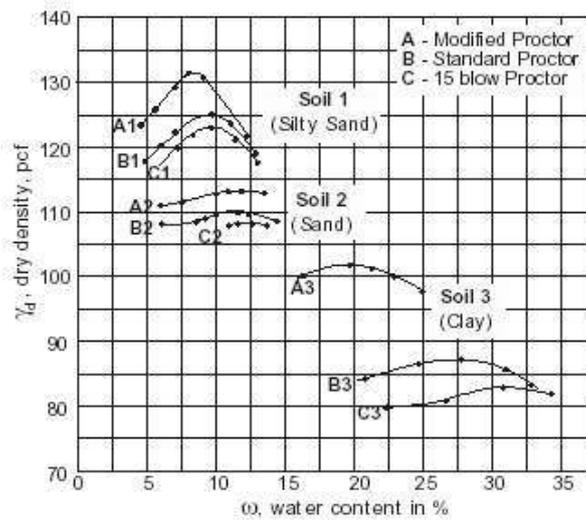


Figure 0.16: Influence de la nature du sol sur le compactage

c. Influence de l'énergie de compactage

L'extrémité droite de la courbe de compactage, c'est à dire l'extrémité du versant sec (ou branche sèche) correspond à l'état de saturation du sol. La courbe est donc limitée à l'abscisse $\omega = \omega_{sat}$. On conçoit aisément que si l'énergie de compactage augmente, le vides secs (remplis d'air et non d'eau seront d'avantage réduits. Ceci implique deux choses:

- ◆ Le γ_d obtenu par la compaction sera plus élevé. La courbe de compaction se déplacera donc vers le haut;
- ◆ La saturation sera atteinte à une teneur en eau moindre: ω_{sat} diminue. La courbe de compaction se déplacera donc vers la gauche.

Si l'on superpose les graphes de plusieurs essais effectués sur un même sol, avec des énergies de compaction croissantes (nombre de coups et / ou hauteur de chute croissante), on obtient une figure similaire à la suivante (figure III.17).

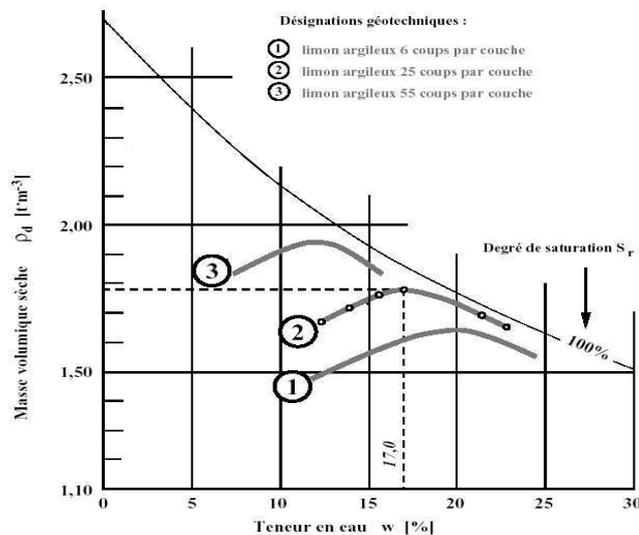


Figure 0.17: Influence de l'énergie de compactage

On voit en effet, la courbe du compactage se déplacer vers le haut et la gauche du diagramme à mesure que le nombre de coups augmente. Cette influence se lit aussi à la figure III.17 où trois types de sols (1, 2 et 3) subissent trois compactages d'énergies décroissantes (A, B et C). Notons qu'à la figure III.17, on a porté en abscisse la masse volumique γ_d et à la figure III.17, la densité sèche à la place du poids volumique sec γ_d , ce qui ne porte pas à conséquence. Les courbes de compactage sont limitées à leur extrémité droite par la valeur de l'abscisse $\omega = \omega_{sat}$, elles sont donc asymptotiquement tangentes à une courbe enveloppe qui représente la relation entre ω_{sat} et γ_d pour le sol considéré. L'expression $\omega_{sat} = f(\gamma_d)$ se détermine comme suit:

Définition de la teneur en eau:

$$\omega = \frac{W_w}{W_s}$$

A la saturation, on a donc:

$$\omega_{sat} = \frac{W_{wsat}}{W_s}$$

$$\xrightarrow{\omega_{sat}} \frac{V \cdot \gamma_w}{W} = \frac{V - V_s}{V \cdot \gamma_d} \cdot \gamma_w \quad \frac{\gamma_s / V}{\gamma_s / V}$$

Comme on a:

$$\gamma_s \cdot \frac{V_s}{V} = \frac{W_s}{V} = \gamma_d$$

$$\omega_{sat} = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_s} \cdot \frac{1}{\gamma_d} \cdot \gamma_w = \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right) \gamma_w$$

γ_s et γ_w sont des constantes, ω_{sat} est donc proportionnelle à $\frac{1}{\gamma_d}$, la courbe - enveloppe est donc une hyperbole. Son ordonnée à l'origine vaut évidemment γ_s , puisque, pour $\omega_{sat} = 0$, on a

$$\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} = 0 \quad \text{Donc } \gamma_s = \gamma_d$$

III.1.8.3. Essais de compactage en laboratoire

Le principe des essais de compactage a en fait déjà été évoqué plus haut dans ce chapitre; un échantillon de sol, de teneur en eau connue, est compacté dans un moule, aux dimensions normalisées, par l'action de la chute d'une dame. Le poids et la hauteur de chute de cette dernière sont également normalisés. La teneur en eau du sol testé est maîtrisée en étuvant l'échantillon, puis par adjonctions de quantités précises d'eau. Une série d'essais est réalisée pour différents teneurs en eau, le résultat de chacun produisant un couple de valeurs (ω, γ_d) , donc un point de la courbe de compactage (courbe A.A.S.C.H.O: American Association of State Highway Officials).

Les essais peuvent être réalisés dans deux types de moules, et selon deux modalités, ce qui fait quatre types d'essais. D'autres types, moins couramment utilisés existent également.

On peut utiliser:

1. Le moule Proctor: 10.2cm de diamètre et 11.7cm de hauteur (plus un collier mobile permettant de compacter jusque 13 ou 14cm). Ce moule est utilisé pour les sols de granulométrie $\leq 5\text{mm}$, on y compacte environ 3kg de sol;
2. Le moule C.B.R. (California Bearing Ratio): 15.2cm de diamètre et 15.2cm de hauteur. Convient pour des sols contenant des éléments $> 5\text{mm}$. Si le sol contient des éléments $> 20\text{mm}$, ceux-ci sont remplacés, à poids égal, par des éléments de 5 à 20mm. L'échantillon est ici de 6kg.

Dans chacun de ces deux moules, on peut réaliser l'essai de compactage selon deux modalités:

◆ **Essai Proctor Normal (PN):** Le sol est compacté au moyen d'une dame de 2.49kg, tombant d'une hauteur de 30.5cm (1pié). L'essai est réalisé en trois couches de plus ou moins 4cm d'épaisseur qui reçoivent chacune 25 coups pour le moule Proctor et 55 coups pour le moule CBR.

b. Utilisation pratique des essais de compactage

Chaque sol est caractérisé par ses γ_d maxi, qui correspondent chacun à une teneur en eau unique et précise, et à un type d'essai (PN ou PM). Les cahiers des charges exigeront le cas échéant, que les sols soient compactés jusqu'à un γ_d donné, par exemple 95% du PN (remblais), ou 95% du PM, ou 100% du PN (pour les 50 premiers cm de sol). Sur le chantier, le sol a une teneur en eau donnée naturelle, éventuellement non uniforme (voir figure III.18).

Si celle-ci est supérieure à ω_{opt} (teneur en eau qui correspond à l'optimum Proctor), on peut imaginer d'assécher le terrain, ce qui est pratiquement impraticable (le point A se déplace vers O);

Si $\omega < \omega_{\text{opt}}$ on peut envisager d'arroser le sol (le point B se déplace vers O).

Dans l'un ou l'autre cas, on peut sans modifier la teneur en eau du sol, augmenter l'énergie de compactage (augmenter le nombre de passes du rouleau compresseur), cette solution est la plus aisée à mettre en pratique (le point B se déplace vers O').

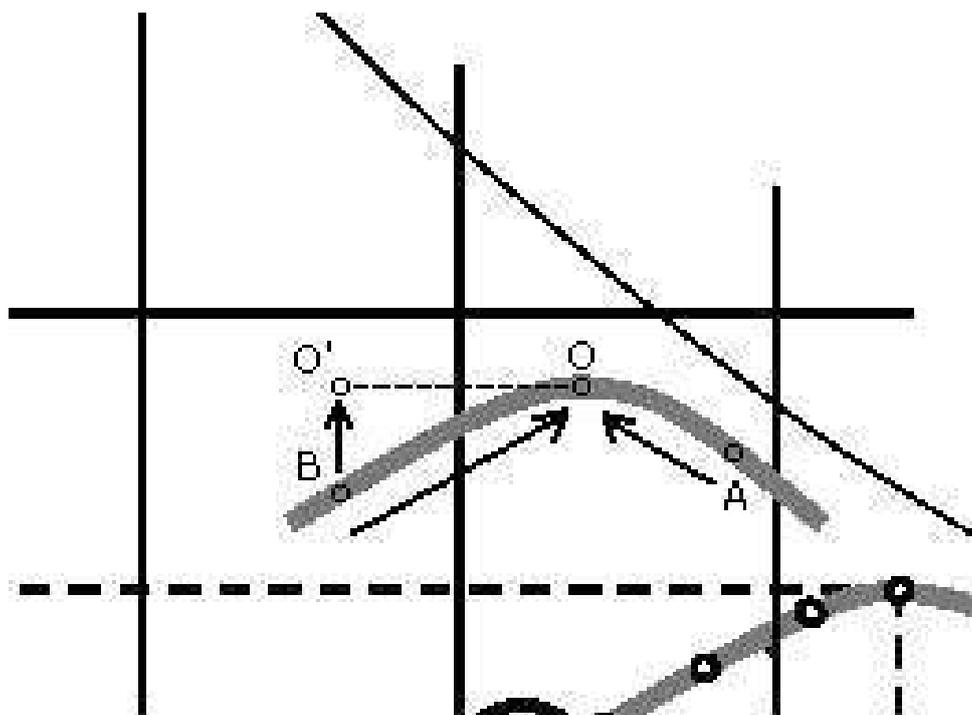


Figure 0.18: Solution pour atteindre le γ_d du cahier des charges

Une fois connues la teneur en eau naturelle du sol, et donc la solution pour atteindre le γ_d imposé, il reste à étalonner le matériel de compactage, c'est - à - dire, pour un rouleau compresseur par exemple, déterminer le nombre de passes minimum pour atteindre le γ_d optimum sur une épaisseur de 30cm environ. Le chef de chantier construit une courbe d'étalonnage au moyen d'un essai en grandeur réelle exécuté sur une portion de la surface du chantier. La courbe d'étalonnage lie le nombre de passes nécessaires pour atteindre le γ_d voulu, en fonction de la teneur en eau (plus ou moins maîtrisée par arrosage). Cette courbe passe par un minimum. Ce minimum permet de déterminer la teneur en eau qui faut s'efforcer d'obtenir avant compactage. Cette opération, relativement laborieuse permet, pour des chantiers importants, de faire des économies significatives en temps, en main d'œuvre et en énergie.

c. Matériel de compactage

Le matériel de compactage sera choisi, suivant les disponibilités, en fonction du type de sol à traiter et en fonction du but recherché. L'intensité du compactage doit bien sûr être adaptée aux sollicitations que le sol compacté devra subir en service. Le tableau ci-après (tableau III.5) met en relation les techniques les plus courantes et les sols auxquels elles sont le plus et le moins adaptées, ainsi que leurs applications.

Tableau III.5: Matériel et technique de compactage

Equipement	Sols les plus indiqués	Application	Sols les moins indiqués
Rouleau lisse, vibrant ou non	Sables ou graviers bien gradués, concassé, asphalte	Pistes, sous-coffres	Sables à granulométrie uniforme
Rouleau à pneus	Sols grenus (grossiers) contenant un peu de fines.	Sous-coffre de pavement	Sols grossiers à granulométrie uniforme, Cailloux
Rouleau à grille	Roche altérée, sols grossiers bien gradués.	Sous-coffre	Argiles, argiles limoneuses, sols à granulométrie uniforme.
Rouleau à pieds de moutons non vibrant.	Sols fins à plus de 20% de fines	Barrages, remblais, sous-coffres	Sols grossiers et Caillouteux.
Rouleau à pieds de mouton vibrant.	Idem précédent, + mélanges sables – graviers	Couches de fondation	
Plaque vibrante	Sols grossiers à 4 à 8 % de fines	Petites surfaces	Argiles et limons
Dames, pilons	Tous	Endroits peu accessibles	
Rouleau à impact (modèles légers)	Sols humides a saturés		Sables et graviers secs

III.1.9. Etude de la compressibilité du sol à l'œdomètre

Les sols, comme tous les autres matériaux, se déforment lorsqu'on leur applique une charge. Conformément aux principes généraux de la mécanique des sols, les déformations des sols saturés sont liées à des variations des contraintes effectives, c'est-à-dire à des variations de la différence entre les contraintes totales et la pression de l'eau interstitielle.

Les contraintes totales sont créées par les forces de pesanteur et par les autres charges appliquées à la surface du sol (par des remblais, des fondations superficielles, des radiers, etc.) ou à l'intérieur du massif de sol (fondations profondes, tunnels, etc.). Les pressions interstitielles peuvent varier indépendamment par rabattement de nappe ou par variation du degré de saturation dans les sols non saturés. Dans le cas des sols secs, la pression de l'eau interstitielle est nulle et les déformations sont directement liées aux variations des charges appliquées.

Les sols compressibles se trouvent le plus souvent sous la nappe phréatique et peuvent être considérés comme complètement saturés. On supposera donc un degré de saturation de 100% pour les besoins des calculs de tassement. La vitesse à laquelle se produira ce tassement dépend de la perméabilité du sol. L'ampleur du réarrangement des grains et de la compression dépend de la rigidité du squelette, elle-même fonction de la structure du sol. La structure du sol dépend de l'histoire géologique du dépôt et de l'intervention humaine dont il a fait l'objet.

Un sol soumis à une sollicitation externe se comprimera à cause des facteurs suivants:

1. Déformation des grains de sol;
2. Compression de l'air et de l'eau contenus dans les vides;
3. Expulsion de l'air et de l'eau contenus dans les vides.

La déformation verticale en surface qui résulte d'une sollicitation appliquée sur un sol est appelée tassement. Le mouvement peut se faire vers le bas à la suite d'une augmentation de charge ou un vers le haut (gonflement), lorsque la charge diminue, cela ce produit généralement lors des excavations.

III.1.9.1. Essai de compressibilité à l'œdomètre

a. Définition de l'essai

L'essai s'effectue sur une éprouvette de matériau placée dans une enceinte cylindrique rigide. Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en

haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai. La charge est appliquée par paliers maintenus constants

successivement croissants et décroissants suivant un programme défini, la déformation latérale est nulle. Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge.

L'essai de compressibilité en laboratoire s'applique aux sols fins, des argiles aux sables fins limoneux. Il n'est pas adapté aux sables pour les deux raisons suivantes:

1. Il est impossible d'étudier des échantillons intacts pulvérulents.
2. L'essentiel des tassements des sables dans une fondation est dû aux contraintes de cisaillement causant des variations de volume et non pas au phénomène de consolidation.

b. But de l'essai

L'essai de compressibilité à l'œdomètre (appelé également essai œdométrique) a pour objet essentiel d'étudier la consolidation d'échantillons de sols, soumis à des charges verticales, (drainés suivant cette direction et maintenus latéralement par une paroi rigide). Il permet de suivre la consolidation au cours du temps et de déterminer les relations entre les charges et les déformations obtenues sous ces charges, après consolidation. Il permet également d'atteindre le coefficient de perméabilité verticale pour une compacité donnée (figure III.19).

Les déformations de l'éprouvette nous conduit à étudier le phénomène en deux étapes:

1. La première concerne la variation de l'indice des vides à la fin de chaque étape de chargement, en fonction de la pression σ_v appliquée. Elle permet de construire la courbe de compressibilité du sol;
2. La seconde concerne l'évolution du tassement de l'éprouvette en fonction du temps, pour une valeur donnée de la pression σ_v appliquée. Elle permet de construire la courbe de consolidation.



Figure 0.19: Schéma et principe de l'essai de compressibilité à l'œdomètre

La courbe de compressibilité fournit:

- ◆ L'indice de compression C_c : Indique la compressibilité du sol;
- ◆ L'indice de gonflement C_s : Indique le gonflement du sol;
- ◆ La contrainte de préconsolidation σ'_p indique l'historique du sol, sol normalement consolidé, sur-consolidé ou sous-consolidé;
- ◆ Le module œdométrique $E_{œd}$.

La courbe de compressibilité fournit:

- ◆ Le coefficient de consolidation c_v , permet de déterminer les temps de consolidation sous une charge donnée;
- ◆ Le coefficient de perméabilité k .

c. Déroulement de l'essai

L'essai consiste à soumettre l'éprouvette d'aire de section transversale S à une série de paliers de chargement et de déchargement d'intensité constante et à mesurer, pour chacun d'eux, la variation de hauteur ΔH de cette éprouvette au cours du temps. L'exécution de l'essai comporte les opérations suivantes:

1. Taille de l'éprouvette et mise en place dans l'œdomètre;
2. Saturation de l'éprouvette (dans le cas des sols fins pour lesquels on s'intéresse à la vitesse de tassement, il est indispensable que le sol soit saturé pour que l'on puisse interpréter les courbes de tassement au cours du temps sous chacune des charges appliquées);
3. Application de la charge sur le piston par paliers de 24 heures et mesure du tassement au cours

du temps sous chacune des charges successivement imposées à l'éprouvette; on applique habituellement des charges dont chacune est le double de la précédente;

4. En fin d'essai, déchargement de l'éprouvette, pesée avant et après séchage à l'étuve (pour déterminer l'indice des vides);
5. Dépouillement des résultats.

d. Appareillage et étude expérimentale

L'œdomètre, utilisé pour réaliser les essais de compressibilité à déformation horizontale nulle, comporte deux parties (figure III.20):

- Une cellule contenant l'éprouvette de sol;
- Un système de mise en charge.



Figure 0.20: Mise en place et saturation de l'échantillon dans la cellule œdométrique

e. Cellule œdométrique

Les cellules œdométriques ouvertes, comportent (figure III.21):

- Une bague annulaire rigide contenant l'éprouvette de sol;
- Deux pierres poreuses assurant le drainage des deux faces supérieure et inférieure de l'éprouvette;
- Un piston coulissant à l'intérieur de l'anneau et venant charger l'éprouvette;
- Un réservoir d'eau dans lequel l'ensemble précédent est immergé;
- Un ou deux comparateurs pour mesurer les déplacements verticaux du piston.

Si l'on remplace la pierre poreuse inférieure par une bague métallique, on peut réaliser les essais sur des éprouvettes drainées d'un seul côté.

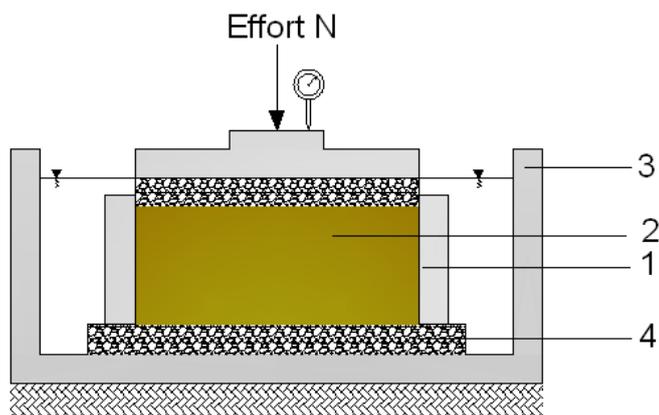


Figure III.21: Schéma de la cellule œdométrique

◆ Bague œdométrique

Une bague œdométrique est une enceinte cylindrique rigide qui reçoit l'éprouvette de matériau. Le diamètre intérieur D de la bague doit être supérieur ou égal à 50mm et sa hauteur telle que la hauteur initiale de l'éprouvette (H_i), exprimée en millimètres: $10 \leq H_i \leq 0.4D$.

Le diamètre intérieur et la hauteur de la bague ou de l'enceinte sont mesurés avec une incertitude

de 0.1mm. L'aire de la section transversale de la bague ou de l'enceinte est déterminée par calcul.

◆ Eprouvette de matériau

L'éprouvette d'essai est retenue latéralement par une paroi lisse indéformable. Elle est comprise entre deux pierres poreuses où entre deux disques en métal fritté, avec possibilité pour l'eau de circuler à travers le conduit d'évacuation d'eau.

Les dimensions de l'éprouvette d'essai sont de 50 ou 70mm pour le diamètre, de 20 ou 24mm respectivement pour la hauteur. Pour les matériaux raides à très raides, le diamètre de l'éprouvette pourra être réduit, sans être inférieur à 35mm, afin d'atteindre des contraintes supérieures à 1.6MPa, le bâti doit être adapté en conséquence.

◆ Réservoir

Un réservoir sert de bac d'imbibition muni d'un logement recevant la bague œdométrique.

◆ Disques drainants

Deux disques drainant, rigides, plans (pierres poreuses) sont éventuellement reliés à des

orifices pour la circulation des fluides. Ils se trouvent aux extrémités supérieures et inférieures de l'œdomètre, et permettent le drainage pendant la consolidation. Ils sont faites de corindon fritté ou de bronze poreux, le diamètre de la pierre poreuse du haut a environ 0.5mm de moins que celui de

l'anneau afin que le capuchon ne soit pas coincé par les parois de l'anneau lorsque l'échantillon se déforme sous la charge.

◆ Système de mise en charge

Pour appliquer les charges nécessaires sur le piston de l'œdomètre, on utilise principalement des systèmes mécaniques de chargement par poids, en général avec des bras de levier pour augmenter les efforts appliqués. Ce système est adapté à la réalisation des essais classiques de chargement par paliers (figure III.22).



Figure 0.22: Essai de compressibilité à l'œdomètre

◆ Bâti

Comprenant essentiellement un levier qui transmet les charges, le bâti de consolidation doit être stable, rigide et doit appliquer les charges suivant l'axe du piston. Ces exigences étant satisfaites, il admet de nombreuses variantes de forme et de gabarit. Le modèle courant, comporte le bras de levier est de rapport 9, 10 et 11.

Le bâti, quasi indéformable sous l'effet des efforts appliqués, supporte la cellule œdométrique et maintient la base horizontale.

◆ Dispositif d'application de l'effort sur l'éprouvette

Le système mécanique qui est le plus utilisé au laboratoire géotechnique, permet de répartir verticalement l'effort de compression appliqué sur l'éprouvette de matériau avec une incertitude de 2% et de la maintenir constante, par l'intermédiaire d'un cylindre rigide diamètre très légèrement inférieur à celui de l'éprouvette (50 - 70mm) afin de coulisser librement sans jeu ni frottement. Dans le cas d'utilisation d'un piston, ce dernier doit posséder en son centre, à sa partie supérieure, un logement pour la rotule transmettant l'effort axial; due au chargement des poids sur le plateau (voir figure III.23).

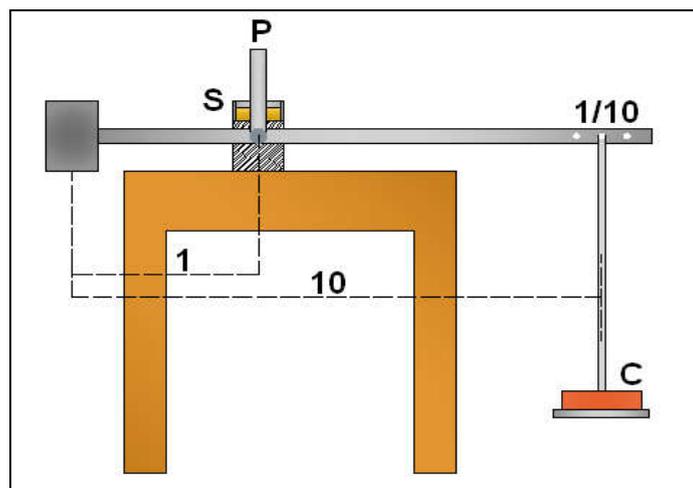


Figure 0.23: Dispositif de chargement

C: Charge appliquée;

S: Section de l'éprouvette;

P: Pression due à la charge C.

$$P = (C / S) \times 10$$

Ainsi que 10 est l'inverse du mode de chargement 1/10.

◆ Poids

Les poids nécessaires pour l'obtention des charges successives d'un essai complet constituent une série. Chaque bâti de consolidation doit avoir sa série complète. Ce sont des disques plats fendus, permettant leur centrage et leur superposition sur le plateau de charge du bras de levier.

Les poids doivent être conçus pour transmettre à l'éprouvette une contrainte verticale moyenne pouvant atteindre au moins 1.6MPa à charge maximale et une contrainte inférieure à 10kPa sous son poids propre.

◆ Matériel complémentaire

Le matériel complémentaire comprend:

- Une meule à découper les étuis contenant les carottes de sol;
- Une balance précise à 0.1g portée de 500g au minimum pour la mesure des teneurs en eau et des masses volumiques;
- Une étuve;
- Un calibre donnant le diamètre de l'éprouvette à découper;
- Cordes a piano, scies à fils, à métaux, à bois, et couteaux divers etc, pour tailler des éprouvette de

consistance variée;

- Des comparateurs au centième de millimètre ayant une course de 10mm. Pour les sols très compressibles, des comparateurs de même précision ayant une course de 20mm, environ;
- Un chronomètre donnant la seconde;
- Un thermomètre;
- Un réglé de 100mm environ, gradue au demi - millimètre;
- Des coupelles tarées, en aluminium, pour la mesure des teneuses en eau;
- Du papier filtre.

◆ Précautions concernant le moule œdométrique

Il faut prendre les précautions suivantes concernant le moule œdométrique:

- Connaître, une fois pour toute, la profondeur exacte du logement du moule, pour les deux positions de la goupille de blocage;
- Avant de goupiller le piston, s'assurer qu'il coulisse librement dans le cylindre. S'assurer du

bon fonctionnement de l'étanchéité du joint;

- Désaérer la pierre poreuse de la base du moule en versant de l'eau distillée dans le conduit d'eau jusqu'à débordement dans la base. Les bulles d'air sont évacuées par un purgeur ou par succion;
- Laisser tremper dans l'eau la pierre poreuse du piston pendant une demi-heure au moins;
- Toujours mettre un papier filtre entre l'éprouvette et les deux pierres poreuses pour conserver la porosité de celles-ci;
- Avant de visser le collier de serrage, s'assurer par une légère rotation que le cylindre s'appuie bien sur le fond de la base;
- Bien visser le collier de serrage à l'aide des deux broches mais sans écraser au maximum le joint d'étanchéité;
- Bien serrer les comparateurs dans leur support et s'assurer du libre mouvement des palpeurs;
- Vérifier l'équilibre du bras de levier.

III.1.9.2. Etude expérimentale

a. Préparation de l'éprouvette soumise à l'essai

◆ Taillage de l'éprouvette

L'intérieur de la bague de l'œdomètre utilisé, de diamètre D égale à 50.04mm, est légèrement enduit de graisse non dégradable par l'eau. L'éprouvette est carottée au moyen de la bague œdométrique, taillée avec soin aux dimensions de l'enceinte œdométrique dans laquelle elle est introduite. Elle est arasée sur les deux faces parallèles de la bague puis pesée.

◆ Provenance de l'échantillon

On a pris en compte les problèmes posés par les sondages, les modes de prélèvement et leurs effets perturbateurs sur le sol en place, leur manutention et leur conservation. En premier nous avons apprécié au mieux tous les commentaires portés sur la fiche de sondage. On note la profondeur, ainsi que par observation la nature du sol.

◆ Propriétés de l'éprouvette

Peser l'éprouvette, calculer le poids total humide avant l'essai, le poids total sec après passage de l'éprouvette à l'étuve, ainsi que le poids de la tare. Ces mesures sont prises pour le calcul de la teneur en eau finale et de la hauteur des plaines.

◆ Mise en place de l'éprouvette

L'éprouvette et sa bague de découpage, de caractéristiques géométriques connues, sont

introduite dans la cellule œdométrique entre les deux disques drainent. Le dispositif de répartition de l'effort sur l'éprouvette est placé au contact de l'éprouvette et le système de mesurage de la variation de hauteur de l'éprouvette est mis en place. Alors que l'éprouvette n'est soumise qu'à la contrainte due uniquement au dispositif d'application de la charge, le réservoir de saturation est rempli d'eau à la température ambiante.

b. Exécution de l'essai

◆ Saturation de l'éprouvette

Le moule étant mis sur le bâti de consolidation, l'éprouvette est saturée en remplissant réservoir à ras - bord d'eau distillée, ainsi que le piston creux jusqu'au niveau du trou de goupille.

◆ Chargement de l'éprouvette

Après saturation de l'éprouvette, on commence le chargement, pendant toute la durée de l'essai on a pris le soin de conserver l'éprouvette submergée. La charge maximale à appliquer à l'éprouvette dépend de la nature du sol et des charges réelles que l'on veut lui faire supporter in situ. Pour notre cas on a pris la charge maximale de 16.02bars.

L'observation de la variation de hauteur ΔH de l'éprouvette commence. Dès lors, de l'application des charges sur l'éprouvette.

◆ Charges successives

Nous avons appliquée successivement toutes les 24 heures les charges suivantes: 0.125 - 0.25 - 0.5 - 1 - 2 - 4 - 8 - 16 - 32 (kg), les lectures des tassements son faite sous chaque charge.

◆ Déchargement

24 heures après l'application de la dernière charge de 32kg, On a enlevé des poids afin de 24heures plus tard, On a pris les lectures aux comparateurs.

Après la dernière lecture, On a enlevé rapidement l'éprouvette du moule en la chassant de son logement à l'aide du piston, sécher l'eau de surface avec un papier filtre, peser et placer l'éprouvette dans l'étuve pour la détermination de la teneur en eau finale ω_f .

◆ Mesure du déplacement

On a respecté le mieux possible les intervalles de temps suivants entre l'instant de l'application de la charge et la mesure: 6s, 15s, 30s, 1min, 2min, 4min, 8min, 15min, 30min, 1h, 2h, 4h, 8h, 24h.

La date et l'heure de la première mesure de chaque palier sont notées

III.1.10. Essais de cisaillement

a. 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 par le sol dans le cas de fondations superficielles et la poussée du sol sur un mur de soutènement.

b. Boîte de Casagrande

◆ Principe de l'appareil

La boîte de Casagrande ou boîte de cisaillement est destinée aux essais de cisaillement rectiligne, dans lesquels on cherche à obtenir la rupture de l'échantillon suivant un plan imposé (figure III.24). L'idée première d'une boîte de cisaillement appartient au français Alexandre Collin (1846), mais c'est le professeur américain A. Casagrande qui l'a mise au point et lui a donné la diffusion qu'on lui connaît actuellement.

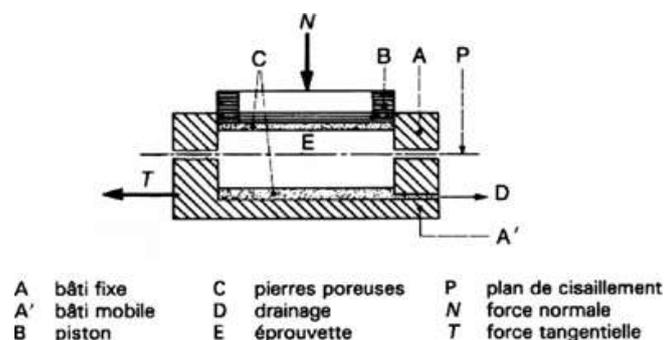


Figure 0.24: Boîte de cisaillement

L'échantillon a généralement la forme d'une plaquette carrée (10cm de côté et 3cm de hauteur dans l'un des modèles couramment utilisés). Il est placé entre deux demi-boîtes, mobiles l'une par

rapport à l'autre et sans contact (elles sont séparées par l'échantillon). On applique par l'intermédiaire de la demi-boîte supérieure un effort de compression N et un effort horizontal de traction T . Le matériau se rompt alors, pour une certaine valeur de T , suivant le plan de

séparation des deux demis- boîtes qui coïncide sensiblement avec le plan horizontal de symétrie de l'échantillon.

La connaissance de **N** et **T** permet la détermination d'un point de la courbe intrinsèque. En effet, si **A** est la surface de la boîte, les composantes de la contrainte critique sont:

$$\sigma = \frac{N}{T}$$

Et

$$\tau = \frac{T}{A}$$

En répétant plusieurs fois l'expérience on peut ainsi tracer point par point la droite de Coulomb.

c. Appareillage

L'appareillage spécifique à l'essai comprend (voir figure III.25 et III.26):

- ◆ Le bâti;
- ◆ La boîte de cisaillement;
- ◆ Le dispositif d'application de l'effort normal sur l'éprouvette;
- ◆ Le dispositif produisant le déplacement relatif horizontal entre les deux demis - boites;
- ◆ Le système de mesure des efforts, des déplacements et du temps.



Figure 0.25: Vue d'une boîte de cisaillement

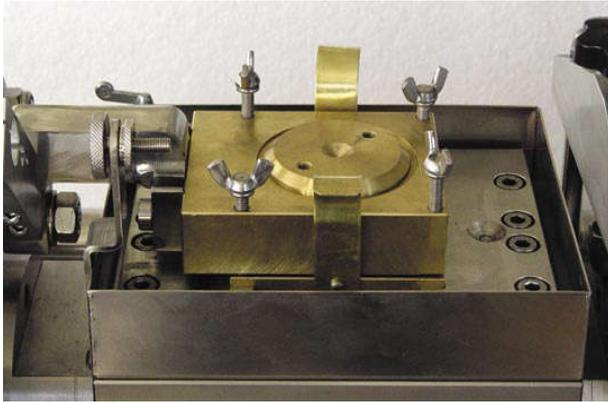


Figure 0.26: Vues des deux demi boîtes et les accessoires de la boîte de cisaillement



d. Description du dispositif

Les demi-boîtes sont garnies de pierres poreuses et contiennent en général une réserve d'eau. Ces dispositions permettent éventuellement de drainer l'échantillon en cours d'essai et d'éviter au sein du matériau l'apparition d'une pression interstitielle. On verra plus loin, en effet, que le volume d'un échantillon varie en cours de cisaillement. Les pierres poreuses sont dentées de manière à assurer une bonne liaison entre l'échantillon et chacune des demi-boîtes.

La demi-boîte supérieure est formée de deux parties: un cadre et un couvercle servant de piston pour l'application de la force N . De cette manière, la force N est bien intégralement répartie sur l'échantillon seul et non sur la demi-boîte inférieure ce qui engendrerait des frottements parasites.

Cette disposition permet également la mesure des variations de hauteur de l'échantillon grâce à des comparateurs placés entre le piston et le cadre du demi-boîte supérieure. On trouvera, figure III.38, le schéma d'une boîte à cisaillement.

L'effort N qui est appliqué au piston de la demi-boîte supérieure résulte généralement de l'action de poids placés sous l'appareil. La figure III.27, représente un dispositif à peu près abandonné maintenant, pour l'application de l'effort de cisaillement T . La demi-boîte inférieure est fixe, des poids et un levier permettent de transmettre à la demi-boîte supérieure un effort de traction connu, on mesure alors les déplacements relatifs des deux demi-boîtes et on note la valeur de l'effort de traction qui provoque la rupture (figure III.28).

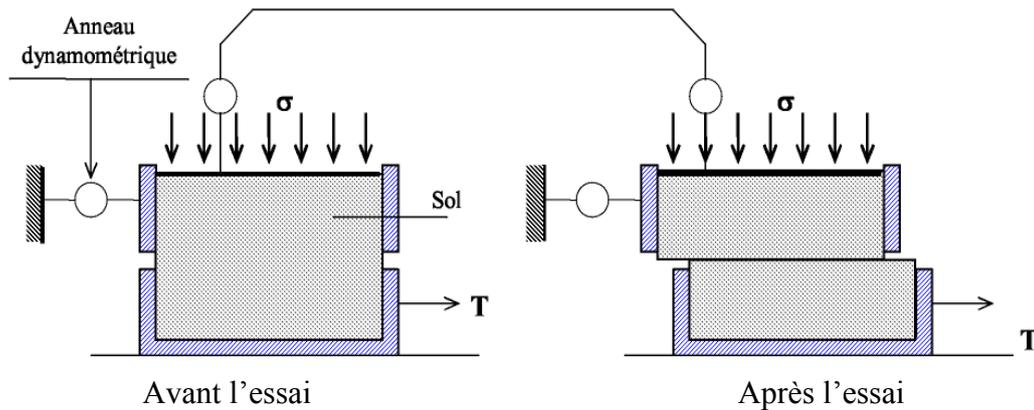


Figure 0.27: Schéma de la boîte de cisaillement (efforts contrôlés).

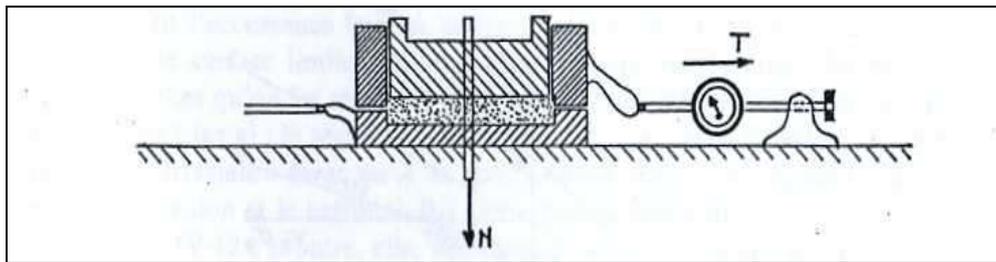


Figure 0.28: Essai de cisaillement (déformations contrôlés)

Ce dispositif à contraintes contrôlées est actuellement remplacé par un dispositif à déformations contrôlées : la boîte de Casagrande à vitesse de cisaillement constante (figure III.29). La demis-boîte inférieure sont entraînées à une vitesse constante par un mécanisme approprié et la demis-boîte supérieure sont maintenues en place par un anneau dynamométrique qui mesure l'effort de cisaillement.

La courbe de cisaillement (effort - déformation) qu'on détermine de cette manière a généralement la forme caractéristique représentée sur la figure III.29. Sur cette courbe apparaissent deux valeurs remarquables de la résistance au cisaillement:

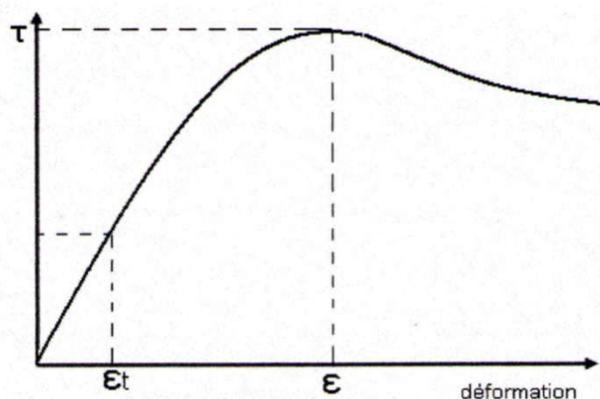


Figure 0.29: Courbe contrainte - déformation

- Le maximum au sommet de la bosse qu'on observe pour les faibles déformations;
- Le palier correspondant aux grandes déformations.

Chacune de ces deux valeurs peut être utilisée pour tracer une droite de Coulomb. On reviendra sur cette question dans les articles suivants.

e. Préparation de l'essai

◆ Saturation et consolidation de l'éprouvette

A. Sol pulvérulent (Sable et gravier)

L'essai s'effectue sur le sable sec ou saturé. Dans ce cas-là, réaliser des essais drainés (CD).

B. Sol cohérent (Limon et argile)

◆ Saturation et consolidation

- L'échantillon étant mis en place dans la boîte de cisaillement, procéder à sa saturation sous la pression de consolidation choisie;
- Pour cela, placer la boîte sur le bâti, les deux demis - boîtes étant maintenues fixes l'une par rapport à l'autre à l'aide des goupilles;
- Mettre les poids nécessaires pour obtenir la pression de consolidation désirée;
- Mettre de l'eau dans la boîte, placer la touche du comparateur sur le piston et noter le tassement produit pendant le temps de consolidation.

Pression de remise en état pour essai non consolidé et non drainé (UU)

Dans le but de remettre l'échantillon de sol dans un état de contraintes voisin de celui dans lequel il était en place, appliquer la même contrainte effective que celle que supportait l'échantillon en place.

Pression de consolidation à appliquer

Pour un essai consolidé drainé ou non drainé (CD ou CU), consolider quatre (04) échantillons du sol à étudier sous quatre (04) pressions différentes (en général de l'ordre de 50 - 100 - 200 - 300kPa).

Temps de consolidation

Il faut laisser l'éprouvette sous la charge pendant 24 heures, afin que la pression interstitielle se soit dissipée. Une fois déchargée, l'échantillon doit être immédiatement soumis au cisaillement.

Mise en place de l'échantillon dans la boîte

- Les deux demi- boîtes étant verrouillées, on place successivement:
- Le fond de boîte;
- Une pierre poreuse;
- Une plaque striée, les stries étant perpendiculaires au sens de cisaillement (les plaques perforées permettent les essais drainés, les plaques pleines sont utilisées pour les essais non drainés);
- L'échantillon de sol.

Une plaque striée identique à la première

- Une pierre poreuse;
- Le piston.

Mise en place de la boîte sur la machine

- Placer l'étrier de charge sur le piston de la boîte;
- Placer le comparateur vertical et le mettre à zéro;
- Monter l'anneau dynamométrique sur la machine, le relier à la boîte et compenser les jeux en mettant l'anneau légèrement en traction et en ramenant lentement le comparateur de l'anneau au zéro;
- Appliquer sur l'éprouvette la charge désirée, en principe:
 - ◆ Pour un sol pulvérulent: **100 - 200 - 300kPa**;
 - ◆ Pour un sol cohérent:

- Essai non consolidé, non drainé: **50 - 100 - 200 - 300kPa**;
- Essai consolidé, drainé ou non: appliquer les mêmes pressions que pour la consolidation de l'éprouvette.
- Désolidariser les deux demis -boites en enlevant les goupilles,
- Mettre en route à la vitesse désirée.

Application

Déterminer la masse nécessaire à appliquer pour obtenir 150kPa sur l'éprouvette.

Vitesse d'essai

- Pour les sols pulvérulents: **1.5mm / min**;
- Pour les sols cohérents:
 - ◆ Essais non drainés, consolidés ou non (UU ou CU): **1.5mm / min**;
 - ◆ Essai drainé (CD): vitesse la plus lente.

◆ Lectures

- Lire à intervalles réguliers les indications du comparateur de l'anneau, du comparateur de déplacement horizontal et du comparateur vertical;
- Arrêter l'essai lorsque la contrainte de cisaillement est devenue constante ou lorsqu'on a une déformation horizontale de **5mm**.

◆ Calculs et résultats

- Effort de cisaillement

Convertir les lectures de l'anneau en kN ou N. Voir tableau donnant les correspondances entre la lecture et la valeur de l'effort.

- Détermination de la surface cisailée

Pendant l'essai, la surface cisailée diminue proportionnellement au déplacement des demi-boites. La section corrigée A' de l'éprouvette à l'instant t est:

$$A' = l (l - \Delta l)$$

$$\Delta l = V.t$$

Avec:

l : Longueur de l'éprouvette (6cm);

V : Vitesse de cisaillement.

- Contrainte de cisaillement

On détermine la contrainte de cisaillement: $\tau = \frac{T}{A'}$ On trace ensuite, pour chaque essai, les courbes de contraintes en fonction des déplacements et on détermine la valeur de la contrainte de cisaillement maximale. On reporte ensuite chaque point sur un graphique ayant pour abscisse la contrainte normale σ et pour ordonnée la contrainte de cisaillement τ . Tracer la courbe intrinsèque du sol étudié.

Conclusion

Ce chapitre comporte une présentation des différents dispositifs et techniques expérimentales utilisées pour la réalisation de l'ensemble des essais d'indentification (paramètres physiques et chimiques) ainsi que les essais de portance et les essais d'œdométriques et de cisaillement.

L'ensemble des essais a été réalisé sur un sol fin provenant du site de Sid El Abed (Sougueur -Tiaret). Dans ce chapitre, nous avons également présenté les caractéristiques de ce sol, nous avons aussi présenté les différentes étapes de fabrication et la mise en place de l'échantillon jusqu'à l'étape de l'essai. Le matériel d'essai a été explicitement présenté.

Chapitre IV

Introduction

L'eau joue un rôle major dans le comportement des sols non saturé. Sa cohabitation avec l'air dans les pores prend des formes variées, selon que l'eau domine et l'air ne peut se déplacer librement, ou au contraire, que l'air occupe l'essentiel des pores et l'eau est bloquée aux contacts des particules, ou encore, que l'eau et l'air peuvent se déplacer tous les deux [18].

On présente dans ce chapitre les résultats obtenus à partir d'une étude expérimentale menée au laboratoire des travaux publics (L.T.P.O) de Tiaret, conformément aux procédures d'essais explicitées dans le chapitre III.

Dans ce travail expérimental, nous avons réalisé des séries d'essais qui consistent à préparer des échantillons d'argiles à différentes teneurs en eau (ω_{opt} , $\omega_{opt} + 2\%$, $\omega_{opt} + 4\%$, $\omega_{opt} + 6\%$, $\omega_{opt} + 8\%$ et $\omega_{opt} + 10\%$) (Les éprouvettes sont reconstituées par des essais de compactage « essai Proctor normal »).

IV.1. Essai identification du sol à étudier

a. Teneur en eau naturel

L'essai a été réalisé selon la norme **NF P 94-050**, et a donné le résultat suivant: $\omega_{nat} = 21\%$

b. Granulométrie et sédimentation

La courbe granulométrique représente le pourcentage en poids des grains de dimension D en fonction de la dimension D d'un grain. On l'obtient par tamisage pour les grains de dimension supérieure à 80 μ m mesuré suivant la norme **XP P 94-041** et par sédimentation pour les grains de dimension D inférieure à 80 μ m mesuré suivant **NF P 94-057**. D est le diamètre d'une sphère de même poids que le grain. En tamisage c'est la maille du tamis.

Les résultats de l'analyse granulométrique sont présentés dans le tableau IV.1 et ceux de la sédimentation sont présentés sur le tableau IV.2. Sur la figure IV.1 représente la courbe granulométrique du sol étudié.

Tableau IV.1: Analyse granulométrique par voie humide

Tamis (mm)	Masse refus cumulé (g)	Refus cumulé (%)	Tamisât cumulé (%)
6.30	0.00	0.00	100.00
5.00	34.00	7.00	93.00
4.00	38.00	8.00	92.00
2.00	54.00	11.00	89.00
1.00	64.00	13.00	87.00
0.50	72.00	14.00	86.00
0.40	74.00	15.00	85.00
0.315	76.00	15.00	85.00
0.20	90.00	18.00	82.00
0.10	126.00	25.00	75.00
0.08	80.00	26.00	74.00

Tableau 0.2: Analyse des grains qui inférieur à 80µm par sédimentation

Temps de lecture (t).			R	Température	C _t correction	P % sur tamis	D (µm)
H	min	s	Lecture du Densimètre	(°C)	température	à 80µm	
-	-	30	1.0200	23	1.1000	59.00	75.00
-	01	-	1.0180	23	1.1000	54.00	55.00
-	02	-	1.0170	23	1.1000	51.00	38.00
-	05	-	1.0150	23	1.1000	46.00	25.00
-	10	-	1.0150	23	1.1000	46.00	17.00
-	20	-	1.0140	23	1.1000	44.00	12.00
-	40	-	1.0140	23	1.1000	44.00	8.00
-	80	-	1.0130	23	1.1000	42.00	6.00
4	-	-	1.0000	23	1.1000	7.00	4.00
24	-	-	1.0000	23	1.1000	6.00	2.00

Tableau 0.3: Résultat de la limite de liquidité

Numéro de l'essai	1	2	3
Teneur en eau (%)	33.41	32.24	31.28

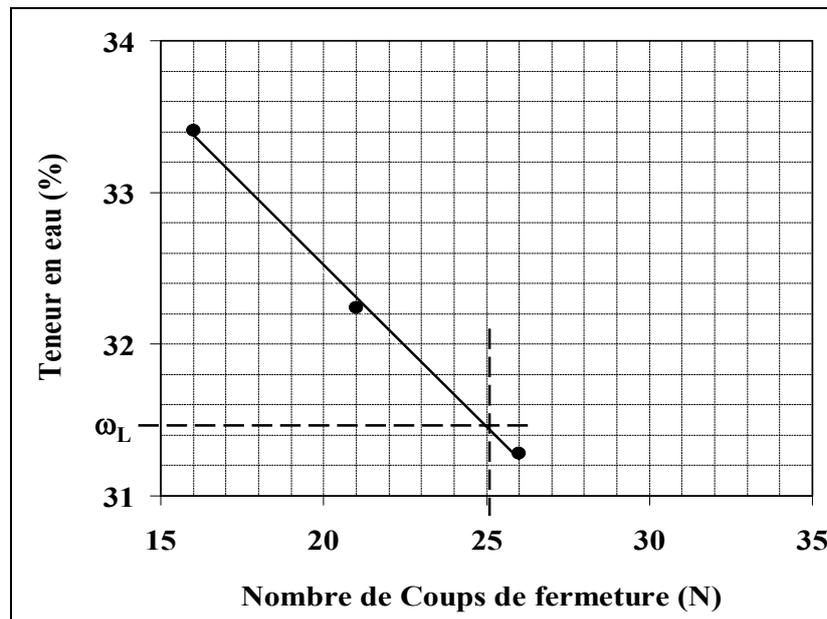


Figure 0.2 : Détermination de la limite de liquidité

A partir du graphe, la limite de liquidité est de: $\omega_L = 31.50\%$

◆ Limite de plasticité

La limite de plasticité ω_p est la teneur en eau conventionnelle d'un rouleau de sol qui se fissure au moment où son diamètre atteint $3.0\text{mm} \pm 0.5\text{mm}$. Le tableau IV.4 présente les résultats de l'essai de détermination de la limite de plasticité.

Tableau 0.4 Résultat de la limite de plasticité

Numéro d'essai	1		2	
Teneur en eau (%)	21.58	21.48	20.30	21.30
Teneur en eau moyenne (%)	21.53		20.80	
Limite de plasticité ω_p (%)	21.16			

La limite de plasticité de ce sol est de: $\omega_p = 21.16\%$. L'indice de plasticité I_p est la différence entre la limite de liquidité ω_L et la limite de plasticité ω_p .

$I_p = \omega_L - \omega_p = 31.50 - 21.16 = 10.34\%$ D'après la classification du L.C.P.C, le sol étudié est une argile peu plastique ou une argile inorganique de plasticité moyenne.

d. Valeur au bleu de méthylène du sol

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

Le dosage s'effectue en ajoutant successivement différentes quantités de bleu de méthylène et en contrôlant l'adsorption après chaque ajout. Pour ce faire, on prélève une goutte de la suspension que l'on dépose sur un papier filtre, ce qui provoque la création d'une tache. L'adsorption maximale est atteinte lorsqu'une auréole bleu clair persistante apparaît à la périphérie de la tache mesurée selon la norme **NF P 94-068**.

$$VBS = \frac{B}{m_0} \times C$$

Avec:

m_0 : Masse sèche de la prise d'essai.

V_{bleu} : Volume de la solution de bleu utilisée (exprimé en centimètres cubes).

B: Masse de bleu introduite dans la solution (solution à 10g/l).

C: Proportion de la fraction 0/5 mm dans la fraction 0/50 mm du matériau sec.

VBS: Valeur de bleu de méthylène d'un sol. Elle s'exprime en grammes de bleu pour 100g de la fraction 0/50 mm du sol étudié.

$$m_0 = 30 \text{ grammes}$$

$$\text{Volume de bleu} = 35 \text{ ml}$$

$$C = 0.93$$

$$\text{Fraction} = 93\%$$

$$B = V_{\text{bleu}} \times 0.01 = 35 \times 0.01 = 0.35$$

$$VBS = \frac{B}{m_0} \times C = \frac{0.35}{30} \times 0.93 \times 100 = 1.085 \cong 1.09$$

$0.2 < VBS = 1.09 \leq 2.5$. Donc il s'agit d'un sol argileux (limon peu plastique et sensible à l'eau)

e. Teneur en carbonates

L'essai consiste à déterminer le volume de dioxyde de carbone (CO_2) dégagé sous l'action d'acide chlorhydrique en excès (dans des conditions de température et de pression atmosphérique connues) par un échantillon préparé pour l'essai mesuré selon la norme

NF P 94-048.Volume = 35cm³m₁ = 0.5gm₂ = 0.14gTeneur en carbonate (CaCo₃) = 28%

10% < (%) en CaCo₃ (%) = 28% ≤ 30%. Donc il s'agit d'une argile faiblement marneuse ou une argile marneuse.

Nota

La teneur en sulfates et en matières organiques sont nulles

IV.2. Essai de compactage Proctor normal

Les essais de compactage automatique ont été réalisés dans un moule Proctor normal selon la norme NFP 94-093. Les résultats donnés dans la figure IV.3.

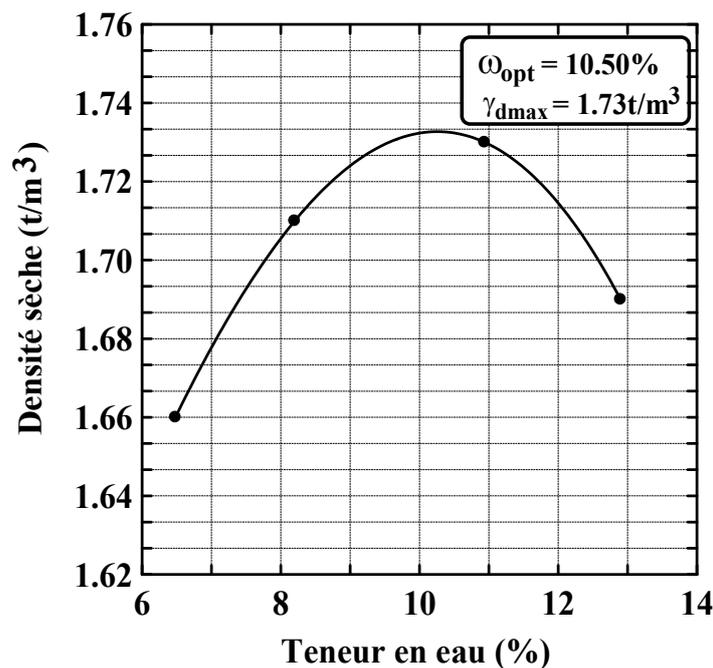


Figure 0.3: Courbe de compactage Proctor

$\gamma_d(t/m^3)$	1.73	1.69	1.66	1.65	1.62	1.58
ω (%)	10.50	12.50	14.50	16.50	18.50	20.50

La figure IV.4 montre la variation de la densité sèche en fonction de la teneur en eau, cette figure montre que cette densité décroît d'une manière linéaire avec l'augmentation de la teneur

en eau.

Les résultats trouvés montrent qu'il y'a une diminution de la densité au fur et à mesure que la teneur en eau augmente ($(\gamma_d = \gamma_h / (1 + \omega))$).

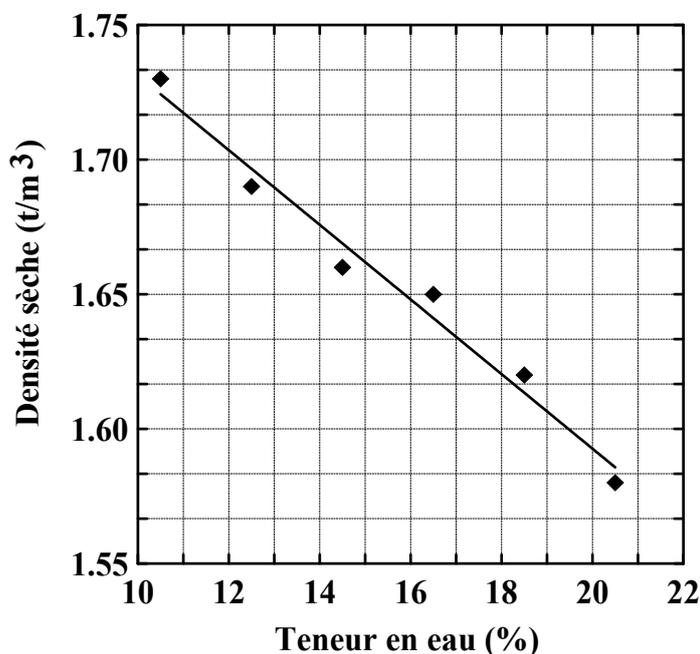


Figure 0.4 Variation de la masse volumique sèche en fonction de la teneur en eau

IV.3. Essai de cisaillement direct

IV.3.1. Influence de la teneur en eau sur la résistance au cisaillement

Les figures IV-5 à IV-10 montrent les résultats des essais de cisaillement direct réalisés sur des échantillons fabriqués par compactage pour des teneurs en eau croissantes variant de 10.5% à 20.5% pour trois (03) contraintes normales appliquées sont de 1bar, 2 bars et 3bars.

On remarque que la résistance au cisaillement du sol diminue avec l'augmentation de la teneur en eau pour les trois (03) contraintes normales appliquées. On note que cette résistance est d'autant plus faible pour les fortes teneurs en eau.

Cette diminution de la résistance au cisaillement est due à la présence d'eau et de vides dans l'échantillon ce qui rend l'échantillon fragile, en effet l'échantillon passe d'un état solide à un état plastique d'où une chute importante de cette résistance au cisaillement.

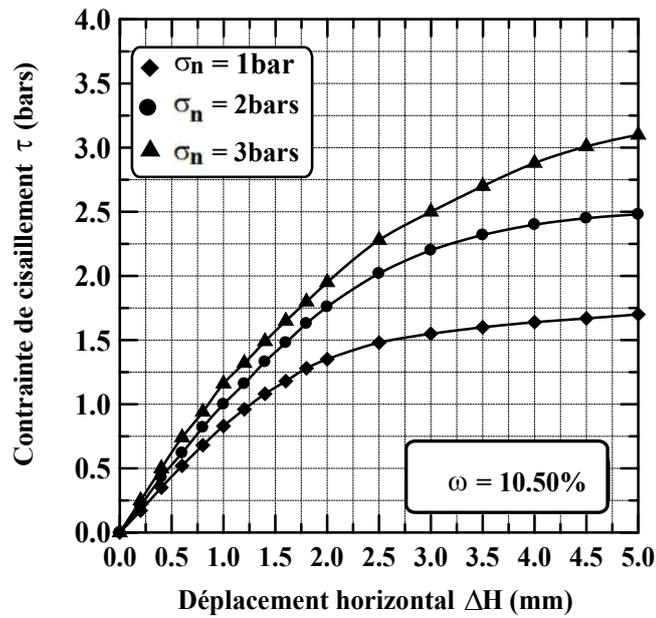


Figure 0.5: Courbes contrainte - déformation pour une teneur en eau $\omega = 10.5\%$

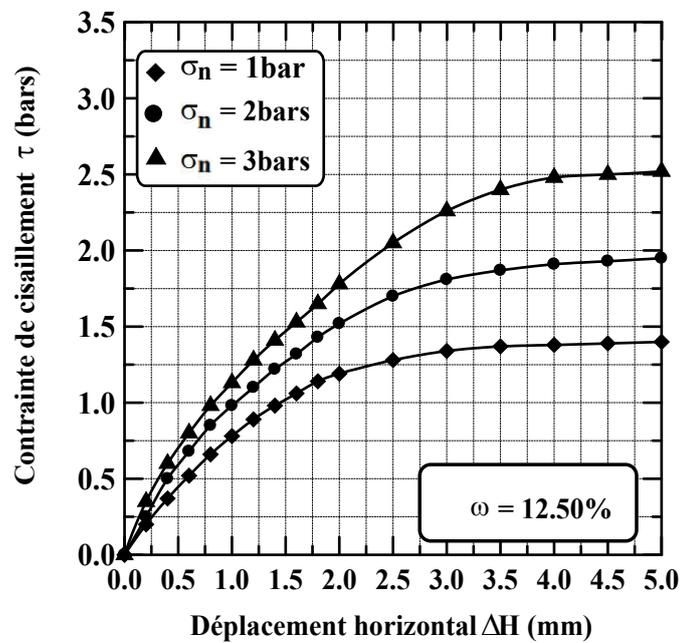


Figure 0.6: Courbes contrainte - déformation pour une teneur en eau $\omega = 12.5\%$

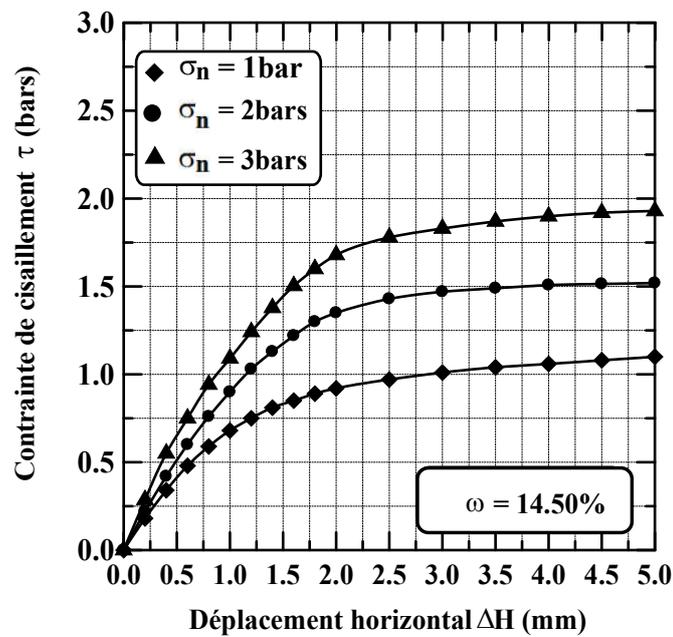


Figure 0.7: Courbes contrainte - déformation pour une teneur en eau $\omega = 14.5\%$

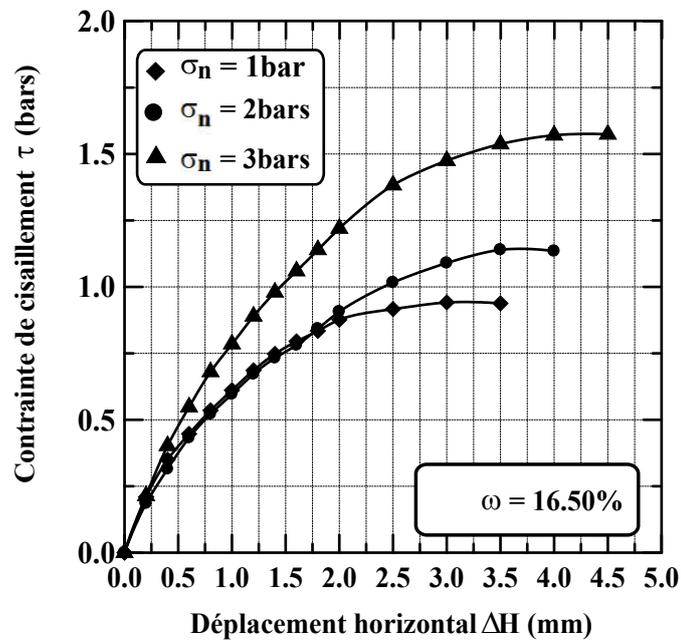
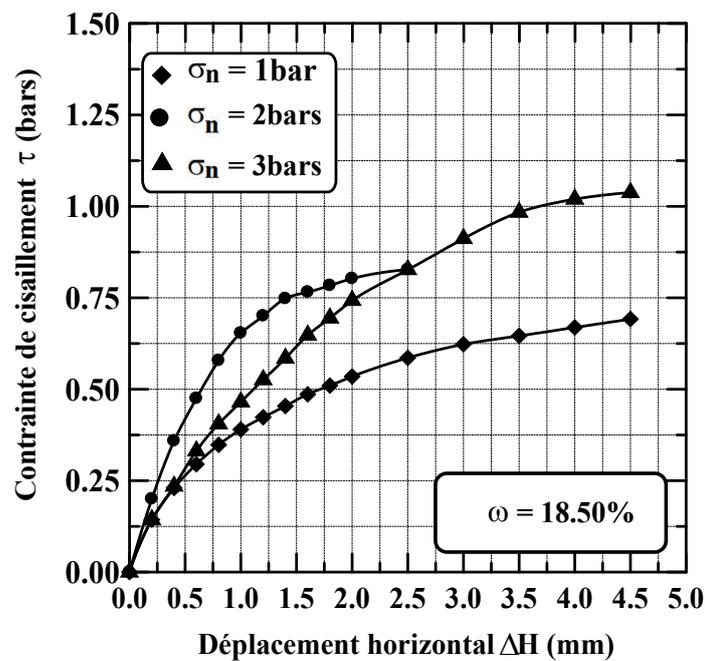
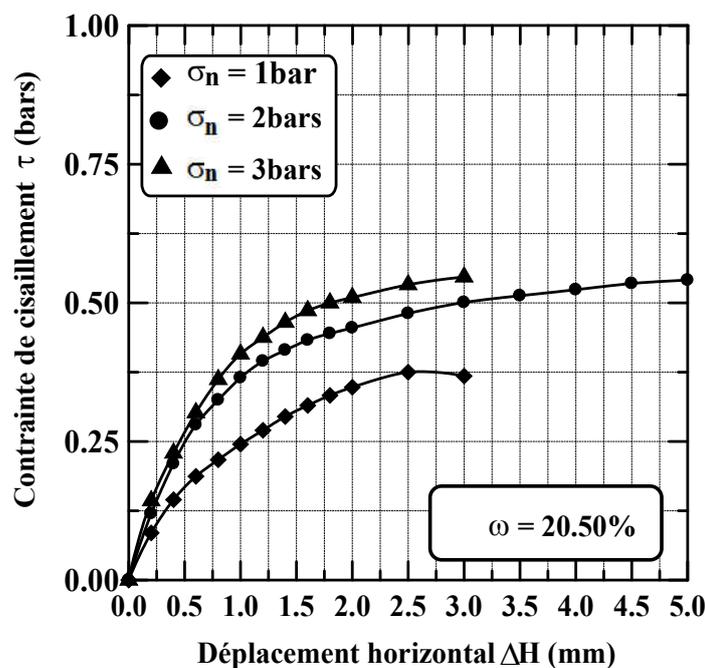


Figure 0.8: Courbes contrainte - déformation pour une teneur en eau $\omega = 16.5\%$

Figure 0.9: Courbes contrainte - déformation pour une teneur en eau $\omega = 18.5\%$ Figure 0.10: Courbes contrainte - déformation pour une teneur en eau $\omega = 20.5\%$

IV.3.2. Influence de la teneur en eau sur l'angle de frottement et la cohésion

La figure IV.11 à IV.16 montrent les chemins de contraintes (ou courbes intrinsèques) pour les différentes teneurs en eau et pour les trois (03) contraintes normales appliquées de 1bar, 2 bars et 3bars.

On constate que ces courbes intrinsèques sont linéaires. L'angle de frottement interne ϕ et la

cohésion C dépendent de la contrainte normale appliquée et de la contrainte de cisaillement maximale ou du niveau de la résistance de cisaillement maximale ainsi que de la teneur en eau. On constate la même évolution de l'angle de frottement interne et de la cohésion, cette évolution est fonction de la contrainte normale appliquée et la teneur en eau, on note aussi que une diminution de cet angle et la cohésion avec l'augmentation de la teneur en eau, cette diminution de ces deux paramètres est beaucoup prononcée pour les fortes teneurs en eau.

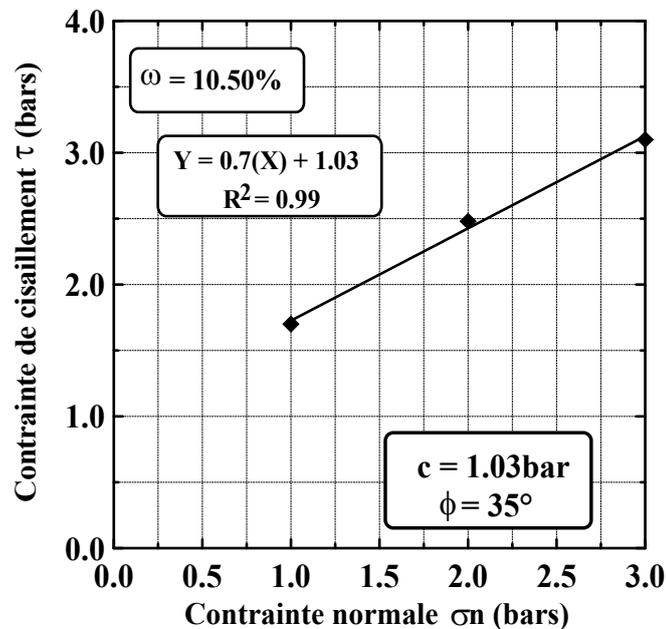


Figure 0.11: Courbes intrinsèques pour une teneur en eau $\omega = 10.50\%$

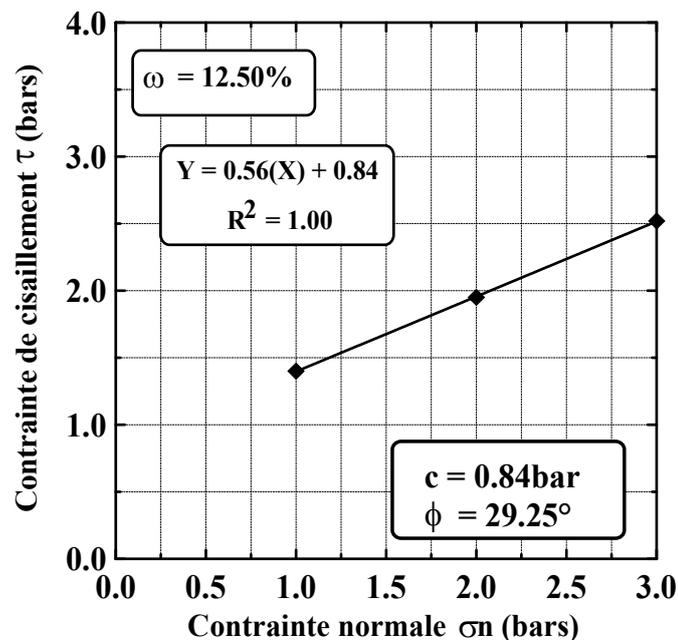


Figure 0.12: Courbes intrinsèques pour une teneur en eau $\omega = 12.50\%$

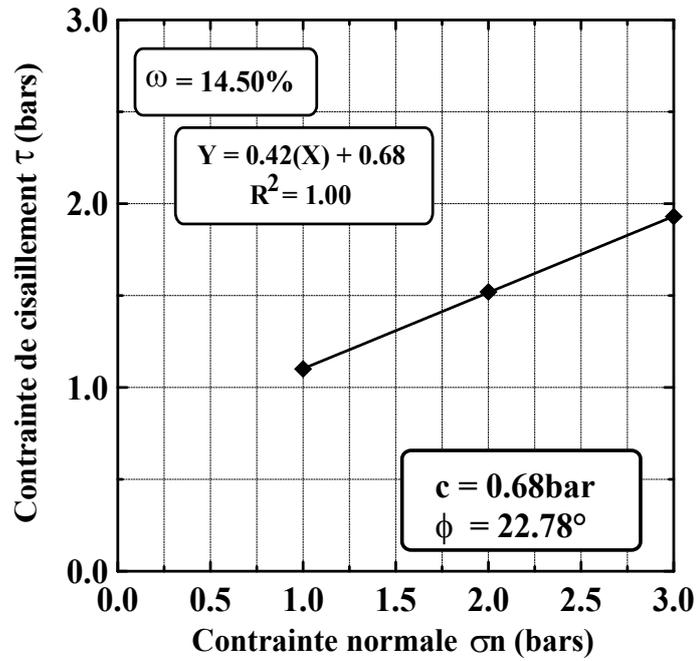


Figure IV.13: Courbes intrinsèques pour une teneur en eau $\omega = 14.50\%$

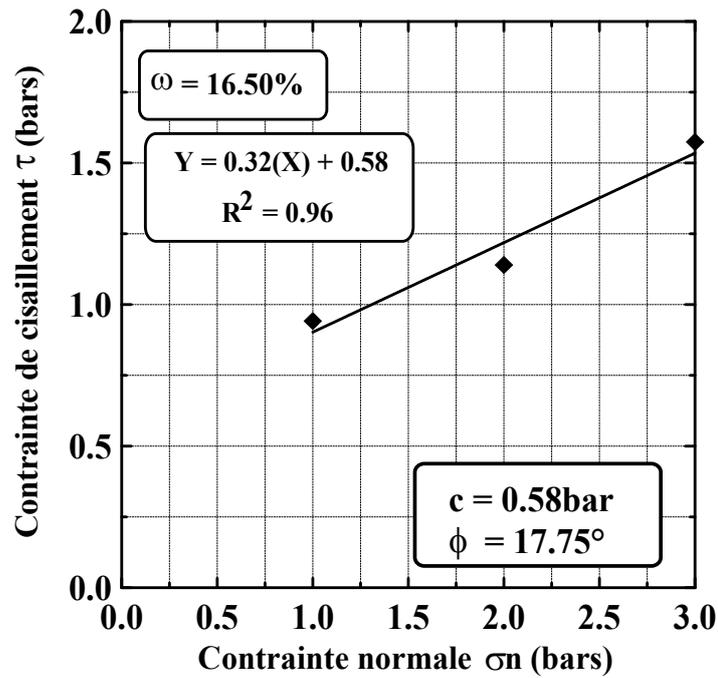
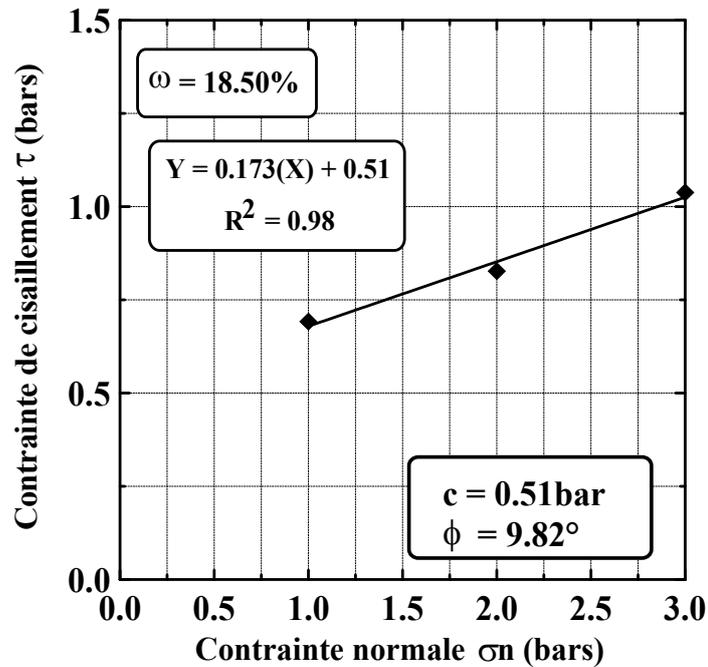
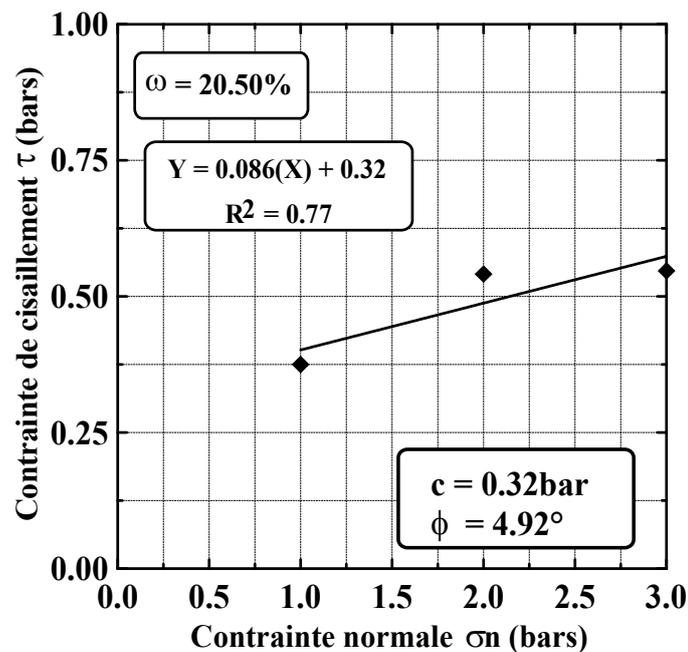


Figure 0.14: Courbes intrinsèques pour une teneur en eau $\omega = 16.50\%$

Figure 0.15: Courbes intrinsèques pour une teneur en eau $\omega = 18.50\%$ Figure 0.16: Courbes intrinsèques pour une teneur en eau $\omega = 20.50\%$

IV.3.3. Variation de l'angle de frottement la cohésion en fonction de la teneur en eau

La figure IV-17 et IV-18 montrent l'évolution de l'angle de frottement interne ϕ et la cohésion C en fonction de la teneur en eau ω (%) pour les trois (03) contraintes normales appliquées de 1bar, 2bars et 3bars. On constate que l'angle de frottement interne et la cohésion diminuent avec l'augmentation de la teneur en eau ω (%). On note que ces deux paramètres diminuent fortement pour les fortes teneurs en eau de 16.5, 18.5 et 20.5%.

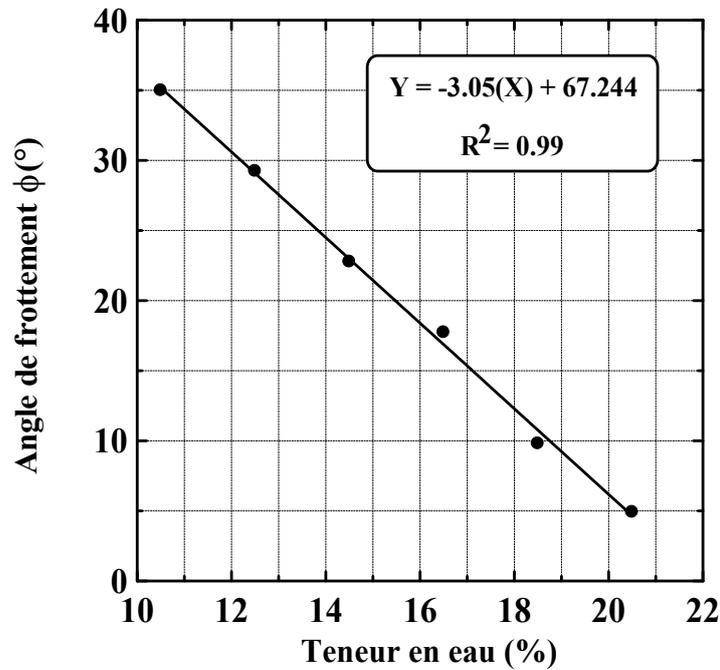


Figure 0.17: Variation de l'angle de frottement interne en fonction de la teneur en eau

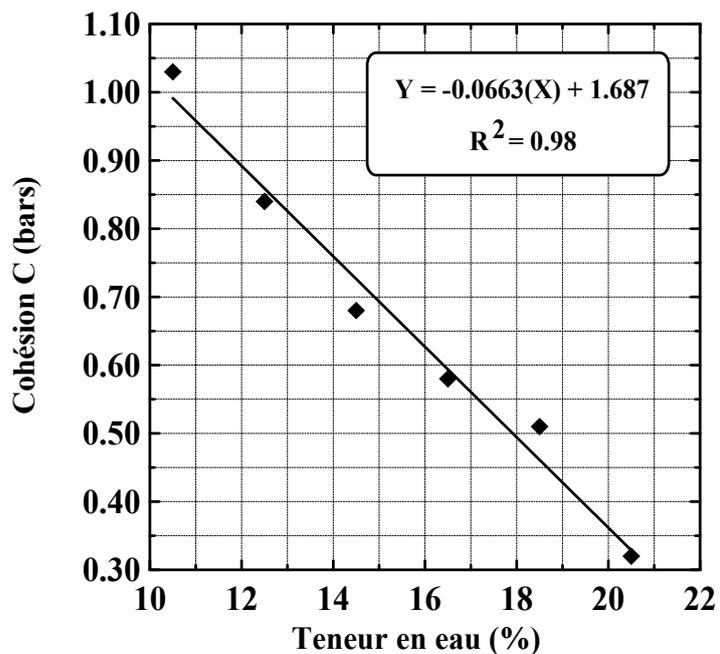


Figure 0.18: Variation de la cohésion C en fonction de la teneur en eau

IV.3.4. Variation de la résistance maximale en fonction de la teneur en eau

La figure IV-19 montre l'évolution de la contrainte de cisaillement maximale τ_{\max} en fonction de la teneur en eau pour les trois (03) contraintes normales appliquées. On constate que la résistance au cisaillement diminue linéairement avec l'augmentation de la teneur en eau. On note également que cette chute de résistance est d'autant plus importante pour les fortes teneurs en

eau de 6, 8 et 10% de l'optimum Proctor correspondantes à une teneur en eau de 16.5, 18.5 et 20.50%.

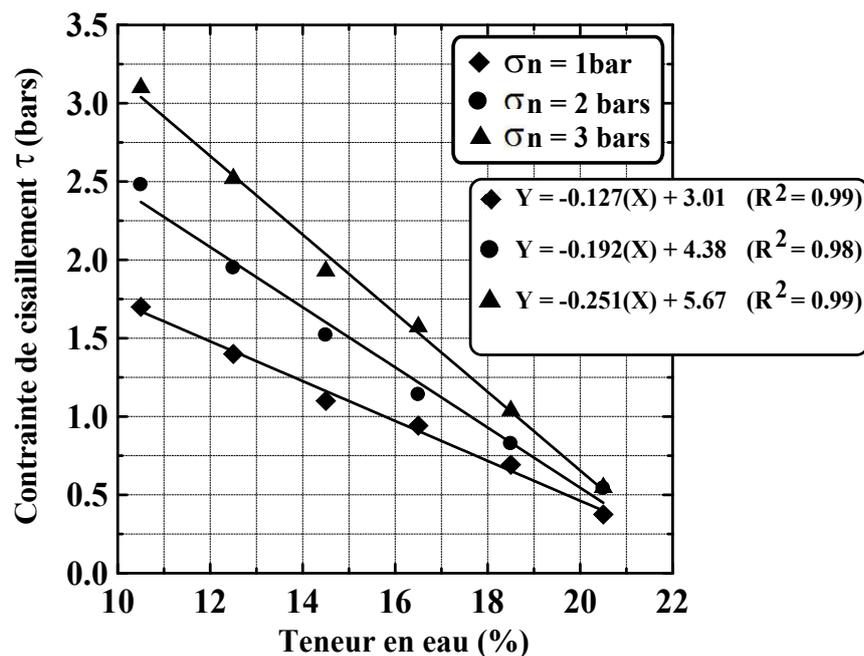


Figure 0.19: Variation de la résistance maximale τ_{max} en fonction de la teneur en eau

IV.3.5. Influence de la densité sèche sur l'angle de frottement ϕ et la cohésion C

La figure IV.20 et IV.21 montrent l'évolution de l'angle de frottement interne ϕ et la cohésion C en fonction de la densité sèche γ_d obtenue après compactage des éprouvettes pour des teneurs en eau croissantes de 10.5, 12.5, 14.5, 16.5, 18.5 et 20.5%. Les deux figures montrent qu'une diminution de la densité sèche entraîne une diminution de l'angle de frottement interne ϕ et de la cohésion C.

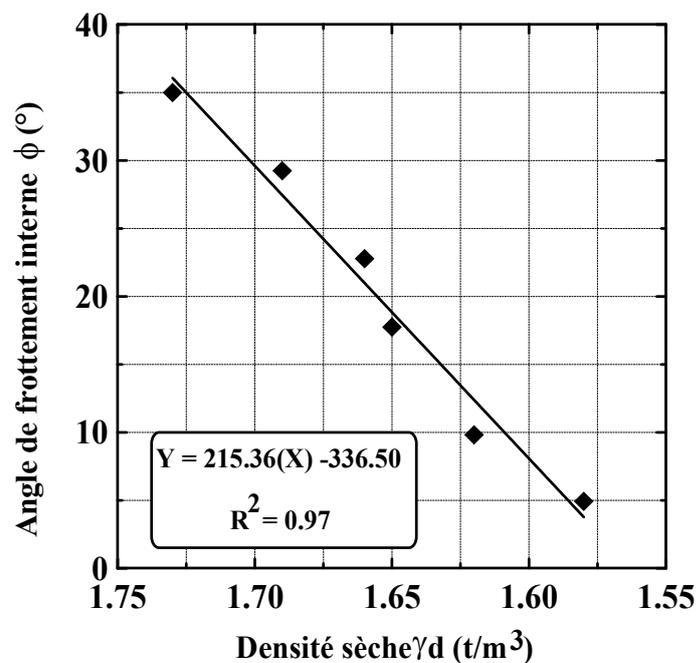


Figure 0.20: Influence de la densité sèche γ_d sur l'angle de frottement interne ϕ

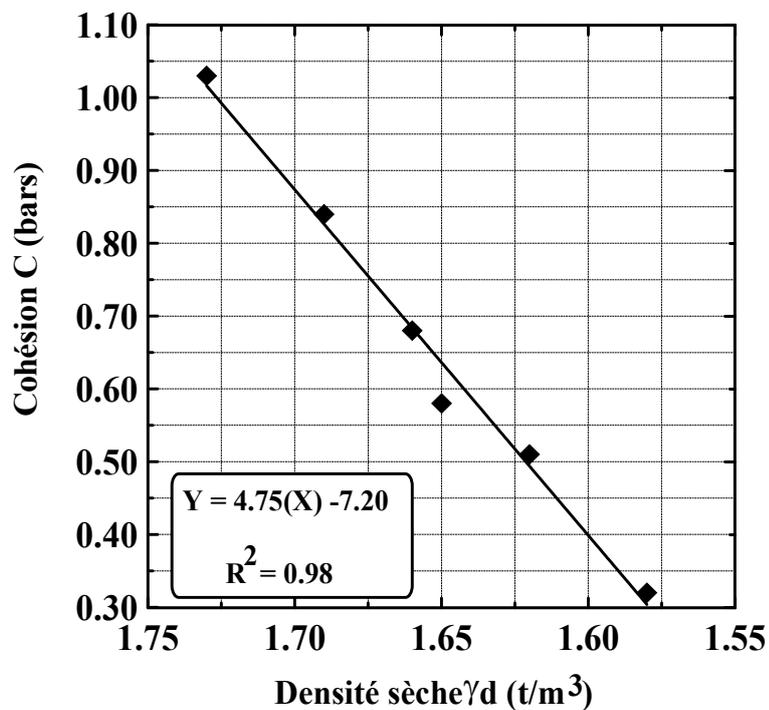


Figure 0.21: Influence de la densité sèche γ_d sur la cohésion C

IV.4. Essais œdométriques

Les figures IV.22 à IV.27 montrent les courbes de compressibilité à l'œdomètre pour différentes teneurs en eau. Ces courbes montrent qu'il y'a une augmentation d'indice de compression au fur à mesure que la teneur en eau augmente, cependant on note aussi une légère augmentation de l'indice de gonflement au fur à mesure que la teneur en eau augmente. On

remarque aussi qu'une augmentation de la teneur en eau diminue la contrainte de préconsolidation. On peut dire que la teneur en eau entraîne une modification du comportement de l'argile étudiée ce qui confirme le passage d'un état solide à un état plastique.

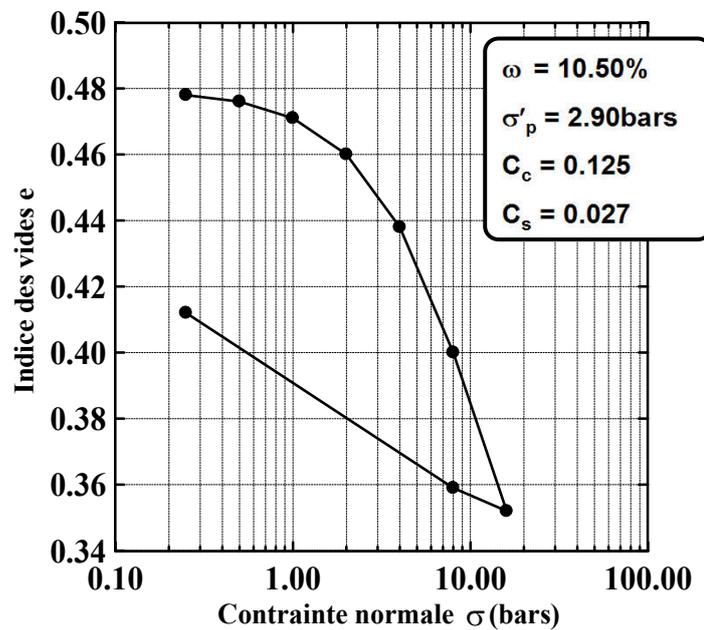


Figure 0.22: Courbes de compressibilité à œdomètre pour une teneur en eau $\omega = 10.50\%$

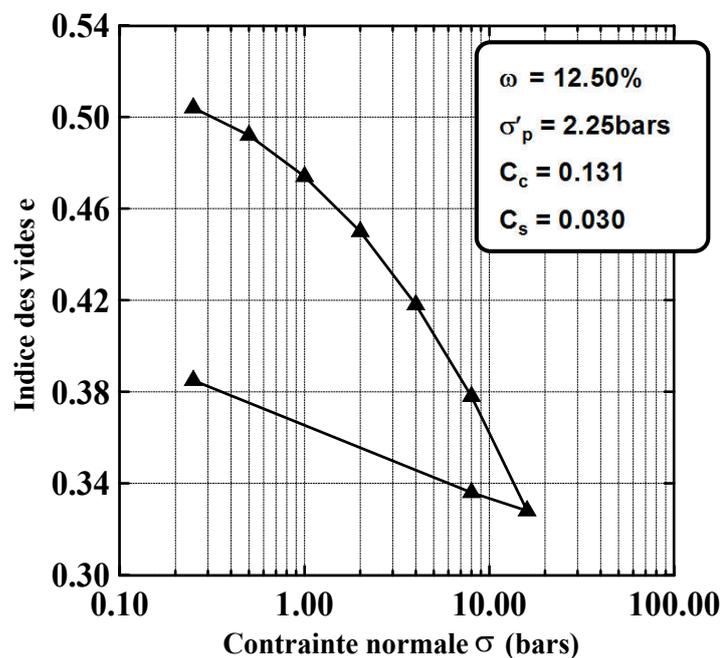


Figure IV.23: Courbes de compressibilité à œdomètre pour une teneur en eau $\omega = 12.50\%$

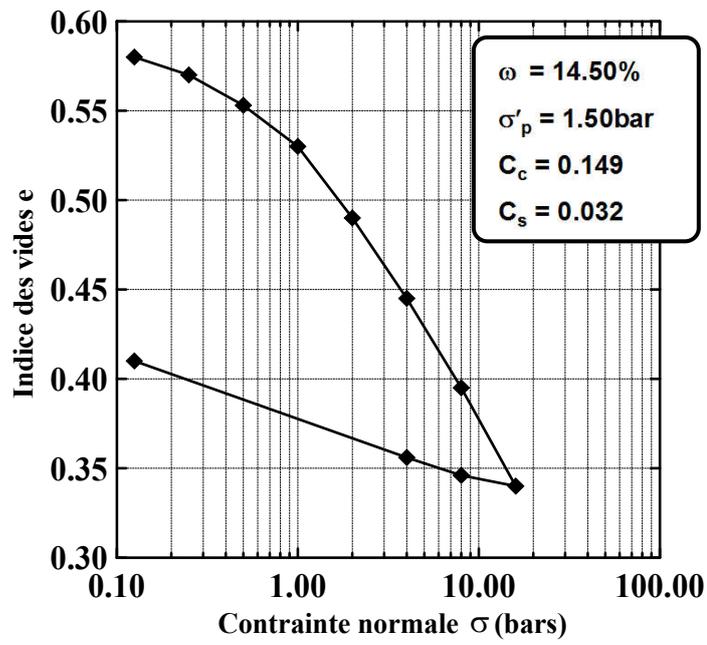


Figure 0.24: Courbes de compressibilité à œdomètre pour une teneur en eau $\omega = 14.50\%$

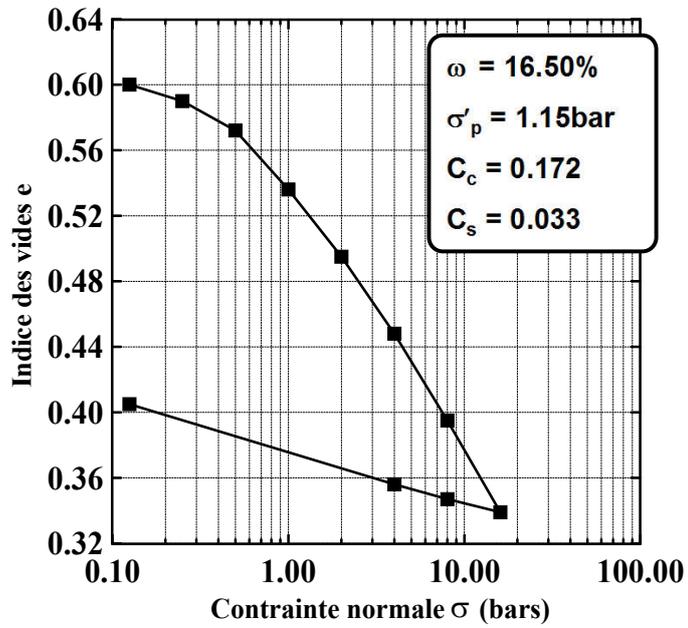


Figure 0.25: Courbes de compressibilité à œdomètre pour une teneur en eau $\omega = 16.50\%$

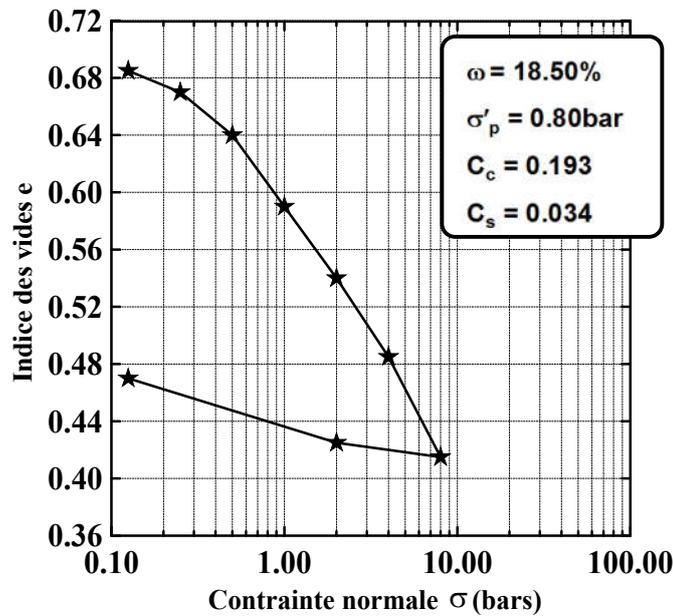


Figure 0.26: Courbes de compressibilité à œdomètre pour une teneur en eau $\omega = 18.50\%$

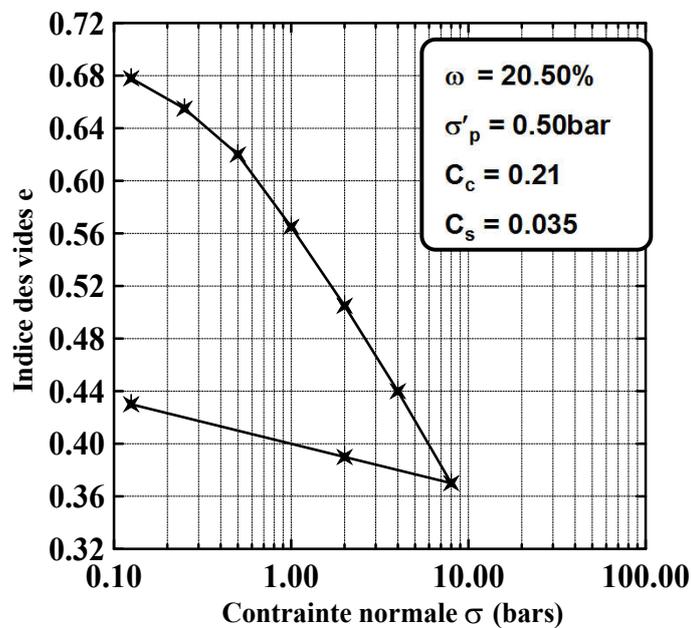


Figure 0.27: Courbes de compressibilité à œdomètre pour une teneur en eau $\omega = 20.50\%$

IV.4.1. Influence de la teneur en eau sur l'indice de compression C_c

La figure IV.28 montre la variation de l'indice de compression C_c en fonction de la teneur en eau ω obtenue après compactage des éprouvettes variant de: 10.5, 12.5, 14.5, 16.5, 18.5 et 20.5%. On note une augmentation de l'indice de compression C_c au fur et à mesure que la teneur en eau augmente. En effet, l'indice de compression varie de 0.125 à 0.21 passant d'un comportement moyennement compressible à un comportement assez fortement compressible due à la présence des vides dans le sol remplies d'eau.

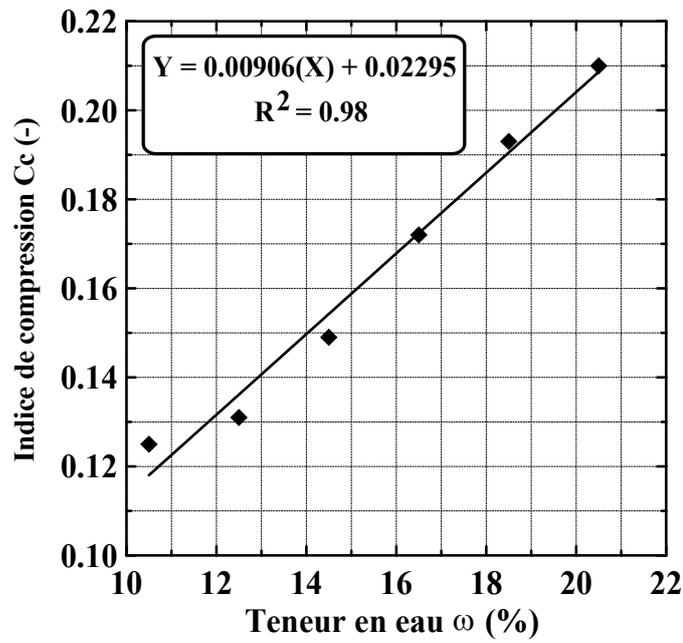


Figure 0.28: Influence de la teneur en eau sur l'indice de compression C_c

IV.4.2. Influence de la teneur en eau sur l'indice de gonflement C_s (C_g)

La figure IV.29 montre la variation de l'indice de gonflement C_s (C_g) en fonction de la teneur en eau ω obtenue après compactage des éprouvettes variant de: 10.5, 12.5, 14.5, 16.5, 18.5 et 20.5%. On note une augmentation de l'indice de gonflement C_s (C_g) au fur et à mesure que la teneur en eau augmente. En effet, l'indice de compression varie de 0.027 à 0.035. Cette augmentation de l'indice de gonflement est aussi due à la présence des vides dans le sol remplis d'eau.

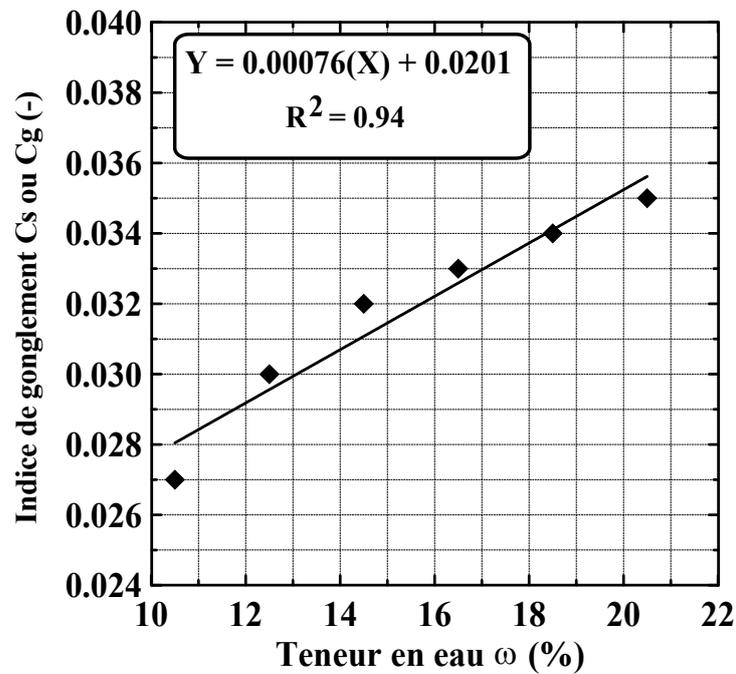


Figure IV.29: Influence de la teneur en eau sur l'indice de gonflement C_s

IV.4.3. Influence de la teneur en eau sur la pression de préconsolidation σ'_p

La figure IV.30 montre la variation de la pression de préconsolidation σ'_p en fonction de la teneur en eau ω obtenue après compactage des éprouvettes variant de: 10.5, 12.5, 14.5, 16.5, 18.5 et 20.5%. On note une diminution de la pression de préconsolidation σ'_p au fur et à mesure que la teneur en eau augmente.

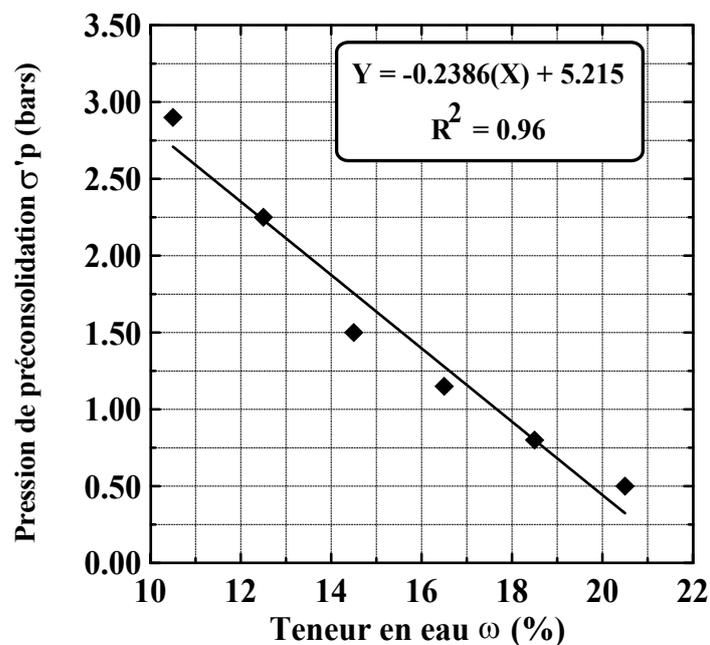


Figure 0.30: Influence de la teneur en eau sur la pression de préconsolidation σ'_p

IV.4.4. Influence de la teneur en eau sur le module œdométrique $E_{œd}$

La figure IV.31 montre la variation du module œdométrique $E_{œd}$ en fonction de la teneur en eau ω obtenue après compactage des éprouvettes variant de: 10.5, 12.5, 14.5, 16.5, 18.5 et 20.5%. On note aussi une diminution du module œdométrique $E_{œd}$ au fur et à mesure que la teneur en eau augmente.

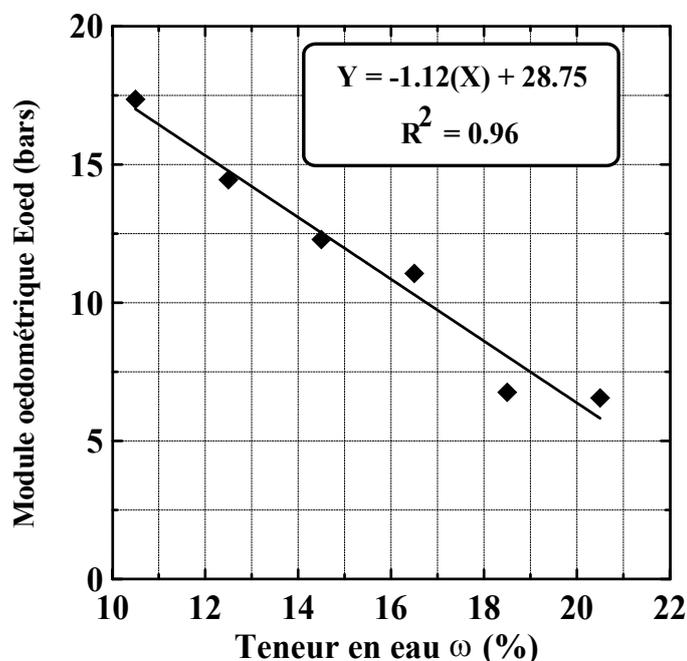


Figure 0.31: Influence de la teneur en eau sur le module œdométrique $E_{œd}$

Conclusion

Ce chapitre analyse les résultats de la recherche empirique et propose des recommandations susceptibles.

Les résultats des essais montrent que la densité sèche diminue avec l'augmentation de la teneur en eau. De plus les résultats des essais montrent que la résistance au cisaillement diminue avec l'augmentation de la teneur en eau, l'angle de frottement interne et la cohésion diminuent également. Les résultats obtenus montrent aussi que l'indice de compression et de gonflement augmentent au fur et à mesure que la teneur en eau augmente. La pression de préconsolidation et le module œdométrique diminuent avec l'augmentation de la teneur en eau.

Conclusion générale

L'objectif de cette recherche est de mettre en évidence l'influence de la teneur en eau sur le comportement mécanique d'une argile compactée. Des essais d'identification ont été réalisés à savoir l'analyse granulométrique, la teneur en eau, les limites d'Atterberg suivis des essais de portance à savoir l'essai Proctor normal. Des essais chimiques ont été aussi réalisés tels que la détermination de la matière organique, l'argilosité, les sulfates. Les essais mécaniques ont été aussi réalisés à différentes teneurs en eau tels que les essais de cisaillement direct et les essais de compressibilité à l'œdomètre.

Les résultats des essais montrent que la densité sèche diminue avec l'augmentation de la teneur en eau. De plus les résultats des essais montrent que la résistance au cisaillement diminue avec l'augmentation de la teneur en eau, l'angle de frottement interne et la cohésion diminuent également. Les résultats obtenus montrent aussi que l'indice de compression et de gonflement augmentent au fur et à mesure que la teneur en eau augmente. La pression de préconsolidation et le module œdométrique diminuent avec l'augmentation de la teneur en eau.

Perspectives

Cependant, il reste encore de nombreuses questions en suspens, questions qui ont été évoquées lors de ce travail. En effet, les processus par nature très lents qui entrent en jeu lors de l'étude des sols argileux obligent l'expérimentateur à des choix qui limiteront le champ de son investigation. Les conclusions formulées tout au long de ce mémoire permettent la suggestion de quelques pistes pour la poursuite du travail engagé depuis longtemps au laboratoire.

Il pourrait être intéressant de renforcer ces sols par des géotextiles pour augmenter la densité en place du sol compacté pour compléter et étendre ce travail, on peut mentionner les points suivants:

- Etant donné l'importance des effets de variation de la teneur en eau sur le comportement de l'argile compactée, il sera sans doute important de faire un renforcement des sols argileux par des géotextiles ou un renforcement par des colonnes ballastées permettant d'augmenter la densité en place;
- Il serait aussi important de réaliser un système de drainage adéquat pour évacuer cette eau, ensuite faire un compactage en place.

Références bibliographiques

- [1] SADIKI, A., FALEH, A., NAVAS, A. & BOUHLASSA, S., (2006). *Estimation de l'état de dégradation des sols sur marnes du prérief (MAROC) par la susceptibilité magnétique : exemple du bassin versant de l'Oued, Papeles de Geografía*. vol. 44, pp. 119.
- [2] HAFSI, A., (1998). *Théorie de la Double Couche et Gonflement des Argiles Non Saturées*. Revue Scientifique, Algérie Equipement.
- [3] GRUNBERGER, D., *étude expérimentale de l'évolution des microstructures et des propriétés physiques et mécaniques des argiles au cours de la compaction*, thèse université de Montpellier ii, sciences et techniques du languedoc, 20 décembre 1995.
- [4] KHLIFA, T., «Etude de la Stabilisation des Sols Gonflants par Ajout de Sable». Thèse de Magister, Université Houari BOUMEDIENNE, Alger, 1994.
- [5] MITCHELL P.W., (1986). *The design of raft footings on expansive soils*. *Civil engineering transactions, institution of engineers Australia*, vol. ce28, n+4, pp. 328-335.
- [6] SALAS J.A.J., SERRATOSA J.M. (1957). *Foundations on swelling clays*. *Proceedings, 4th international conference on soil mechanics and foundation engineering*, London, vol. 1, pp. 424-428.
- [7] Williams A.A., (1991a). *The extraordinary phenomenon of chemical heaving and its effect on buildings and roads*. In *Geotechnics in the African environment*.
- [8] ROUSSET G., « comportement mécanique des argiles profondes – application au stockage de déchets radioactifs », thèse enpc, 1988.
- [9] Document public de BRGM-RP 51894 -FR. *Cartographie de l'aléa retrait-gonflement des argiles dans le département de la Haute –Garonne en France, rapport final 2002*.
- [10] Mouroux P., Margron P., Pinte J.C. (1988). *La construction économique sur sols gonflants*. BRGM, *Manuels et méthodes*, RexCoop (Plan Construction), 126 pages.
- [11] Filliat G., et al. (1981). *La pratique des sols et fondations*. Éditions du Moniteur, Paris, 1392 pages.
- [12] Mustafaev A.A., (1989). *Les fondations sur sols affaissables et gonflants* (En russe : *Fundamentynaprosadochnykhinabukhayushchikhgruntakh*). VyshchayaShkola, Moscou, 578 pages, pp. 1-358.
- [13] Sorochan E.A., (1989). *Construction d'ouvrages sur les sols gonflants* (en russe :

Stroitelstvosoорuzhenij na nabukhayushchikhgruntakh). Moscou, Strojizdat, 310 pages.

[14]Berezantsev V.G., Kcenofontov A.I., Platonov E.V., Sidorov N.N., Yaroshenko V.A. (1961). *Mécanique des sols et fondations* (en russe : Mekhanikagruntov,osnovaniya i fundamenti). Moscou, Éditions du Ministère des Voies deCommunications, Transzheldorizdat, 340 pages.

[15] Nowamooz.H., «Retrait/Gonflement des sols argileux compacts et naturels» École Nationale Supérieure de Géologie, 19 décembre 2007.

[16] Bultel. F., Prise en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnementdes revêtements des tunnels, thèse de doctorat, L'ENPC, Paris. France, 2001.

[17]Mellal. F., «Etude du comportement physicochimique et mécanique d'un remblai routier marneux amélioré par la chaux éteinte Cas de l' autoroute Est-Ouest tronçon Oued Fodda /Khemis Miliana» Université Hassiba Ben-Bouali –Chlef, 11 novembre 2009.

[18] DELGE. P.,FRY. J.J., *Comportement des sols compactés : apports de la mécanique des sols non saturés*, Revue française de géotechnique N°92 3° trimestre 2000.

Normes

NF P 94-050 Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux. Méthode par étuvage, 1995.

XP P 94-041 Analyse granulométrique. Méthode par tamisage à sec après lavage, 1995.

NF P 94-057 Analyse granulométrique du sol, méthode par sédimentation, 1992.

1NF P 94-051 Détermination des limites d'Atterberg. Limite de liquidité à la coupelle – Limite de plasticité au rouleau, 1993.

NF P 94-068, EN-933.9 Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol, l'essai à la tâche, 1998.

NF P 94-048 Détermination de la teneur en carbonates. Méthode du Calcimètre 2eme tirage, 2003.

NF P 94- 093 Essai Proctor normal – Essai Proctor modifié, 1999.

NF P 94-071-2 essai de cisaillement rectiligne a la boite, cisaillement alterne, 1994.

XP P 94-090-1 essai œdométrique, essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par paliers, 1997.