

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

FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

N° :.....



DOMAINE : TECHNOLOGIE
FILIERE : GENIE CIVIL
OPTION : GEOTECHNIQUE.

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique

Par : Megag Hanane

Intitulé

TRAITEMENT D'UN SOL AFFAISSABLE PAR UN
AJOUT MIXTE DE FIBRE DE VERRE ET DE
CIMENT

Nom et Prénom de l'Encadreur : Dr Bakir Nassima.

Année universitaire : 2018 /2019



Dédicace

Je dédie ce travail à
ceux qui souffrent des
difficultés pour arriver à ce que je suis maintenant et
leur appel le secret de mon succès

Mon père et ma mère.

À tous mes frères et sœurs

À tous les membres de ma famille

Megag et Barkat

À mon Encadrante professeure, **Dr**

Bakir Nassima

À tous les enseignants de département de Génie civil.

À tous ceux qui me connaissent de près ou de loin.



Remerciements

«Celui qui n'a pas remercié les gens n'a pas remercié Dieu»

Merci tout d'abord à Dieu Tout-Puissant qui m'a éclairé la bonne voie et donné la santé et la volonté pour accomplir ce travail.

J'aimerais tout spécialement remercier mon encadrante Madame Bakir Nassima, Docteure à l'Université Mohamed Boudiaf-M'sila de m'avoir dirigé et aidé à achever ce travail aussi passionnant, et pour leur grande disponibilité au long du ce travail.

Je tiens à remercier également tous les membres du Laboratoire de Tavaux Publics de M'sila, en particulier son directeur **M. Shaki Malik** et le professeur **Mr. Gofi Abdelmalek**.

J'exprime ma gratitude et mes vifs remerciements à tous les membres du Laboratoire de l'Université de M'sila, et tous mes collègues qui m'ont apporté quelque bénéfice ou aide que ce soit.

Je tiens à remercier également les membres du jury qui m'a fait l'honneur d'examiner ce travail.

Je remercie enfin mes amis et surtout ma famille, pour avoir soutenu et encourager pour l'aboutissement de ce travail

ملخص

هذه الدراسة هي جزء من برنامج سلسلة معالجة التربة الإنهيارية بإضافة، وهذه المرة اخترنا معاملة مختلطة مكونة من الخليط بنسب دقيقة من الأسمت والألياف الزجاجية من أجل تحسين الخصائص الميكانيكية لهذا النوع من التربة والحد من انهيارها أثناء إضافة كمية من الماء سنقوم بسلسلة من الاختبارات تمت برمجتها، الفيزيائية والميكانيكية، وسيتم الكشف عن نتائجها في الفصول التالية. يتميز هذا النوع من التربة بانهيار مفاجئ خلال فيضانه دون إضافة شحنة إضافية، وتتسم خصائصه الفيزيائية بسمات ذات بنية مسامية ذات بنية فضفاضة وغير مشبعة. توجد معظم هذه التربة في المناطق الجافة وشبه الجافة.

الكلمات المفتاحية:

التربة الإنهيارية، الفيضان، الانهيار، العلاج، الجمع

المختلط

ABSTRACT

The present study is part of the program of the series of treatment of collapsible soil by an addition.

This time we choose a mixed treatment constituted by the mixture in precise proportions of cement and fiberglass in order to improve the mechanical characteristics of this type of soil and reduce its collapse during its humidification. To do this, a series of tests has been programmed both physical and mechanical whose results will be exposed in the following chapters.

This type of soil is characterized by an abrupt collapse during its flooding without additional charge, and whose physical characteristics are those of a porous structure with loose and unsaturated structure. These soils are mostly found in arid and semi-arid regions.

Key words:

collapsible soil, flood, collapse, treatment, mixed addition

RESUME

La présente étude s'inscrit dans le programme de la série de traitement des sols affaissables par un ajout, cette fois-ci nous avons choisi un traitement mixte constitué par le mélange dans des proportions bien déterminées de ciment et de fibres de verre en vue d'améliorer les caractéristiques mécaniques de ce type de sol et de diminuer son effondrement lors de son humidification.

Pour se faire une série d'essais a été programmé tant physiques que mécaniques dont les résultats vont être exposés dans les chapitres suivants. Ce type de sol est caractérisé par un affaissement brusque lors de son inondation sans ajout supplémentaire de charge, et dont les caractéristiques physiques sont celles d'un sol à structure poreuse lâche et non saturée. Ces sols sont rencontrés surtout dans les régions arides et semi arides.

Mots clés :

sol affaissable, inondation, effondrement, traitement, ajout mixte.

SOMMAIRE

Dédicaces

Remerciements

ملخص

Résumé

Abstract

Introduction Générale.....1

CHAPITRE I

PROBLEMES LIES AUX SOLS NON SATURES-CAS DES SOLS

AFFAISSABLES

I.1.COMPORTEMENT DES SOLS NON SATURES :	3
I.2.DEFINITION D'UN SOL AFFAISSABLE :	4
I.3.CARACTERISTIQUES DU SOL AFFAISSABLE:	4
I.4.Les Différents Types Des Sols Affaissables :	6
I.4.1. Les lœss :	6
I.4.2. Dépôts éoliens :	7
I.4.3. Dépôts alluviaux :	7
I.4.4. Les sols résiduels :	7
I.4.5. Autres types des sols Affaissables :	7
I.5.LES PROPRIETES PHYSIQUES DES SOLS AFFAISSABLES:	7
I.5.1.Le poids volumique des grains solides :	8
I.5.2.La teneur en eau:	8
I.5.3.la porosité (n) :	8
I.5.4.Les limites d'Atterberg :	8
I.6. LOCALISATION DES ZONES AFFAISSABLES DANS LE MONDE :	8
I.7. REGIONS DE SOLS AFFAISSABLE EN ALGERIE :	10
I.7.1. L'affaissement d'El M'Rara dans la wilaya d'ElOued:	10
I.8. MECANISMES DE L'EFFONDREMENT DES SOLS :	11
I.9. LES DIFFERENTES METHODES DEPREDICTION.....	14
I.10. CRITERES ET METHODES SIMPLES D'IDENTIFICATION DES SOLS EFFONDRABLES....	15
I.10.1. Méthodes empiriques	15

I.10.2. Méthodes expérimentales	17
I.10.2.1 Essais œdométrique simple	17
I.10.2.2.Méthodes du double œdomètre.....	19
I.11. LES PARAMÈTRES QUI INFLUENT SURL’AFFAISSEMENT	20
I.11.1.Influence de la contrainte verticale (P) sur le CP :	20
I.11.2.Influence des particules fines (< 80µm) sur le CP :	21
I.12.DIFFERENTES METHODES DE TRAITEMENT DES SO AFFAISSABLES:	22
I.12.1.Pré-chargement:	22
I.12.2.Vibro compactage(ouvibro flottation)	23
I.12.3.Compactage dynamique(ou pilonnage)	23
I.12.4.Densification par Vibro-refoulement:	24
I.12.5. Compactage par étincelle électrique	24
I.12.6. Traitement par substitution	24
I.12.7. Compactage par explosion.....	25
I.12.8.Traitement par pieu de chaux.....	25
I.12.9. Stabilisation chimique ou injection.....	26
I.12.10. Traitement par pré-mouillage du sol.....	27
I.12.11. Traitement thermique	28
I.13. EVALUATION DES METHODES DE TRAITEMENT	28
I.14. CONCLUSION.....	31

CHAPITRE II

PROGRAMME ET PROCEDURE EXPERIMENTAUX

II.1. INTRODUCTION	32
II.2. LES MATERIAUX	32
II.2.1. Le sable	33
II.2.2. Le kaolin	33
II.2.3. Le ciment	33
II.2.4.les fibres de verre	33
II.2.5. Le sol reconstitué	33
II.3. ESSAIS PRELIMINAIRES	34
II.3. 1. Programme des essais préliminaires.....	34
II.3.2. ANALYSE GRANULOMETRIQUE (NF P 94-056)	34
II.3.3. Analyse Sédimentométrique (NF P 94-057).....	36
II.3.4. Masse volumique.....	39
II.3.5. Equivalent de sable:(NF P 18-598)	41
II.3. 6.Limitesatterberg :(NF P 94-015)	44
II.3. 7.Essai Proctor :(NF P 94-093).....	47
II 3. 8. Essai de bleu de méthylène :(NF P 94-068)	50

II.4. ESSAIS PRINCIPAUX	53
II.4.1 Essai œdométrique (XP P 94-090-1)	53
II. 4.2 Essai de cisaillement direct sur les sols :(NF P 94-071-1 aout 1994)	60

CHAPITRE III

PRESENTATION ET DISCUSSION DES RÉSULTATS

III.1. INTRODUCTION.....	64
III.2. PRESENTATION DES RESULTATSDES ESSA PRELIMINAIRES.....	64
III.2.1. Analyse granulométrique par tamisage	64
III.2.2. Equivalent de sable	67
III.2.3 .la masse volumique absolue.....	67
III.2.4. La masse volumique apparente	69
III .2. 5 : Essai au Bleu de méthylène	69
III.2.6. limites d' Atterberg	70
III.2.7 : Récapitulation des résultats des essais préliminaires	74
III .3.DISCUSSION DES RÉSULTATSDES ESSAIS MECANIQUE.....	75
III .3.1.Essai de Proctor.....	75
III.3.2.Essai œdométrique simple consolidation.....	79
III .3.3.Essai de cisaillement	82
CONCLUSION GENERALE.....	85

ANNEXE

BIBLIOGRAPHIE

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

Tableau I-1: l'affaissement en fonction du CP Jennings & Knight (1957).....	19
Tableau I-2: Applicabilité des techniques d'amélioration des sols en place en fonction de la granulométrie du sol fin.....	22
Tableau I-3: Comparaison par prédiction et mesures des effondrements par différentes méthodes de traitements (Rollinset Rogers, 1994).....	29
Tableau I-4: Comparaison des avantages et les limites des différentes méthodes (Rollinset Rogers, 1994).....	30

CHAPITRE II

Tableau II -1: Programme expérimental.....	50
Tableau II-2: Programme expérimental.....	60
Tableau II-3: Programme des essais œdométriques du sol traité.....	63

CHAPITRE III

Tableau III-1 : résultats de l'analyse granulométrique de sable.....	64
Tableau III-2: Analyse granulométrique par tamisage.....	65
Tableau III-3: Granulométrie du sol reconstitué.....	66
Tableau III-4: résultats d'équivalent de sable.....	67
Tableau III-5: résultats de la masse volumique absolue du sable.....	68
Tableau III-6: résultats du poids volumique absolu du kaolin.....	68
Tableau III-7 résultats de la masse volumique absolue du sol reconstitué.....	68
Tableau III-8 Masse volumique apparente de sable.....	69
Tableau III-9 résultats d'essai bleu de méthylène du sable.....	69
Tableau III-10 résultats d'essai bleu de méthylène du kaolin.....	69
Tableau III-11 résultats d'essai bleu de méthylène du sol reconstitué.....	70
Tableau III-12 Teneurs en eau moyenne du kaolin.....	70
Tableau III-13 la limite de plasticité du kaolin.....	71

Tableau III-14 Teneurs en eau moyenne du sol reconstitué.....	72
Tableau III-15 la limite de plasticité du sol reconstitué.....	73
Tableau III-16: Récapitulatif des caractéristiques des matériaux.	74
Tableau III-17: Cp pour un sol non traité	75
Tableau III- 18: Cp pour un sol traité à 6% Ciment et 1% Fibre de verre.....	80
Tableau III-19: Cp pour un sol traité à 5% Ciment et 2% Fibre de verre.....	81
Tableau III-20: Cp pour un sol traité à 6% Ciment et 1% Fibre de verre.	81
Tableau III-21: Résultats des caractéristiques mécaniques en fonction du traitement.....	83

LISTES DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure(I.1): Carte mondiale moderne des zones arides.....	9
Figure(I.2): Exemple de quelques effondrements à travers le monde.....	9
Figure(I.3) Cas d'affaissement d'El M'Rara dans la wilaya d'ElOued.....	10
Figure (I.4) : Structure des particules en nids d'abeilles.....	10
Figure (I-5) : Liaison par tension capillaire.....	11
Figure(I.6) : Liaison par grains silteux.....	11
Figure (I-7) : Liaison par des ponts argileux.....	12
Figure (I-8) : Liaison par agrégats d'argiles.....	12
Figure (I-9) : Liaison par l'argile flocculée.....	12
Figure(I-10):Interprétation microstructurale des déformationsde chargement d'effondremen.....	13
Figure (I-11) : Mécanisme de l'effondrement du sable éffondrable.....	13
Figure (I-12.A) : Courbe œdométrique (teste de Knight 1963).....	18
Figure (I-12-B): Double consolidation Jennings & Knight (1957).....	19
Figure(I.13)Compactage dynamique.....	23
Figure (I-14) : Traitement par la chaux.....	26

CHAPITRE II

Figure (II-1) : Le kaolin d'El-Milia.....	32
Figure (II-2): Le ciment.....	33
Figure (II-3) fibres de verre moulues.....	33
Figure (II-4) : La courbe granulométrique.....	35
Figure (II- 5) : Une tamiseuse mécanique.....	36
Figure (II-6) :Appareillage de sédimentométrie.....	38
Figure (II-7): entonnoir trépied.....	40
Figure (II-8) : Pycnomètre verre de 100 cm ³	40
Figure (II-9) Appareillage de l'équivalent de sable.....	42
Figure (II-10) : Représentation des limites d'Atterberg.....	44

Figure (II-11) : Appareil de Casagrande et matériel de la limite de liquidité.....	45
Figure (II-12) : la limite de liquidité pour kaolin.....	45
Figure (II-13) : Les étapes de la limite de plasticité.....	46
Figure (II-14) : Courbe de Proctor.....	47
Figure (II-15) : Appareillage spécifique pour essais de compactage (Proctor Normal).....	48
Figure (II-16): Mode opératoire(Proctor Normal).....	49
Figure (II-17): Appareillage de l'essai de bleu.....	51
Figure (II-18):Résultats de valeur au bleu.....	52
Figure (II-19) :Courbe œdométrique (teste de Knight 1963).....	53
Figure (II-20) :Principe de l'oedometre.....	54
Figure (II-21) :Dame de compactage.....	55
Figure (II-22) :Appareil de l'œdomètre Chargement par l'avant (palier).....	55
Figure (II-23) :Cellule œdométrique.....	56
Figure (II-24) : Mode opératoire essai œdométrique.....	58
Figure (II.25) : principe d'un essai de cisaillement rectiligne à la boîte.....	61
Figure(II.26) : schéma de la boîte de cisaillement.....	62

CHAPITRE III

Figure III-1: courbe granulométrique par tamisage de sable.....	65
Figure III-2 : courbe granulométrique par tamisage du kaolin.....	65
Figure III-3 courbe granulométrique par tamisage du sol reconstitué.....	67
Figure III-4 limite de liquidité pour le kaolin.....	71
Figure III-5 Position du kaolin testé dans l'abaque de Casagrande.....	72
Figure III-6 limite de liquidité pour le sol reconstitué.....	73
Figure III-7 Position du sol reconstitué testé dans l'abaque de Casagrande.....	74
Figure III-8 : courbe essai Proctor (ST)	75
Figure III-9 courbe Proctor (0%C, 7%Fv)	76
Figure III-10 courbe Proctor(1%C, 6%Fv)	76
Figure III-11 courbe Proctor(2%C,5%Fv)	77
Figure III-12 courbe essai Proctor(3%C, 4Fv)	77
Figure III-13 courbe Proctor (4%C, 3Fv)	78

Figure III-14 :courbe Proctor(6%C.1%Fv)	78
Figure III-15 courbe Proctor (7%C, 0%Fv)	79
Figure III.16 : effet du traitement sur la diminution du collapse(6% de ciment et 1% de fibre de verre).....	80
Figure III.17 effet du traitement sur la diminution du collapse (5% de ciment et 2% de fibre de verre).....	81
Figure III.18 : effet du traitement sur la diminution du collapse(4% de ciment et 3% de fibre de verre).....	82
Figure 19 : Variation de la cohésion en fonction du traitement mixte de fibre de verre et ciment.....	83
Figure 20 : Variation de l'angle de frottement en fonction du traitement mixte de fibre de verre et ciment	83
Figure 21 :Variation de la cohésion et de l'angle de frottement en fonction du traitement mixte de fibre de verre et ciment.....	84

INTRODUCTION GENERALE

Les sols éffondrables sont des sols non saturés qui couvrent une grande superficie dans le monde, car ils existent dans les régions arides et semi arides. Le problème majeur de ces sols est l'affaissement brusque dû à la diminution remarquable de son volume. Ces sols sont donc, contrairement aux argiles gonflantes, sensibles à l'eau et s'effondrent dès qu'il y a inondation, ceci est dû essentiellement à leur granulométrie bien spécifique, à leur structure lâche et ouverte et à leur faible teneur en eau initiale.

Le phénomène d'effondrement des sols affaissables « collapsible » (terme Anglo-Saxon) est un phénomène très complexe rencontré dans beaucoup de régions essentiellement sec arides et semi-arides, dû à des variations de volume sous l'effet de l'évolution de leur teneur en eau. Ces variations se manifestent par des désordres affectant les structures des différents ouvrages.

L'Algérie qui est un pays dont le Sahara occupe une grande partie de sa superficie n'est pas à l'abri de ce genre de problème dont plusieurs cas de désordres liés à l'effondrement ont été recensés

Pour y remédier, l'explication du phénomène est devenue nécessaire, elle passe donc en premier lieu par l'identification des principaux mécanismes intervenants dans l'affaissement des processus physico-chimiques et mécaniques associés. Les aspects physico-chimiques concernent la constitution minéralogique du sol et la nature de l'eau de saturation. Les aspects mécaniques portent sur divers facteurs, notamment la structure du sol, la densité sèche, la teneur en eau, les caractéristiques de cisaillement et l'histoire de chargement. Pour se faire plusieurs relations empiriques ont été proposées pour caractériser l'effondrement en utilisant quelques caractéristiques du sol faciles à déterminer au laboratoire.

Après l'identification plusieurs chercheurs se sont intéressés au traitement de ce type de sol afin de le stabiliser ou du moins minimiser le taux d'effondrement lors de son inondation, (stabiliser un sol c'est modifier certaines de ses propriétés en vue d'améliorer ses performances techniques).

Les études menés sur les méthodes de traitement sont nombreuses, les plus récentes sont celles

qui se sont intéressées aux méthodes chimiques, ou celles exécutées par différent ajouts. On peut citer par exemple l'étude expérimentale faite sur l'effet des fibres de verre sur la réduction de l'effondrement des sols collapsibles [32], dont cette étude vient compléter par l'exécution d'un traitement par un ajout mixte en vue d'arriver à une combinaison plus économique et plus efficace.

L'objectif principal donc de notre travail est de contribuer à l'étude du traitement des sols affaissables par un ajout mixte constitué de fibres de verre et de ciment dans des proportions bien déterminées, dans le but de réduire le potentiel d'affaissement ou plus encore, de l'éliminer.

STRUCTURATION DU MEMOIRE

Ce mémoire est constitué de quatre chapitres dont :

- Le premier est consacré à une synthèse bibliographique concernant les sols non saturés dont le sol effondrable est un cas pertinent à étudier, nous avons donc essayé de mettre le point sur le phénomène d'affaissement, d'en souligner son origine et ses mécanismes puis de présenter les différentes méthodes de son traitement.
- Le second traite le programme d'essais programmés ainsi que la procédure expérimentale à suivre
- Le chapitre trois, présente les résultats d'essais d'identification physiques des matériaux de bases utilisés pour du sol affaissable reconstitué au laboratoire,
- au quatrième chapitre nous allons présenter les résultats des essais mécaniques puis nous allons essayer de les discuter.
- Une conclusion générale est donnée en fin de notre travail.

CHAPITRE I

PROBLEMES LIES AUX SOLS NON SATURES-CAS

DES SOLS AFFAISSABLES

I.1.COMPORTEMENT DES SOLS NON SATURES :

Le développement de la mécanique des sols s'est longtemps limité aux problèmes liés aux sols saturés, cependant la nécessité de prendre en considération le comportement des sols non saturés se fait actuellement particulièrement sentir.

Le sol est constitué de particules de sable, de limon, d'argile et, si le sol se situe à une profondeur faible, de matière organique (Pedro 1976). L'assemblage de ces particules comporte nécessairement des vides (pores). L'existence de cette porosité, qui peut être remplie par un ou plusieurs fluides, confère aux sols un comportement géomécanique particulier. L'eau coexiste avec l'air dans le cas des sols non saturés et l'interface entre l'air et l'eau est constituée de ménisques eau-air qui engendrent un état de pression négative de l'eau dans le sol. Les déformations et la résistance d'un sol non saturé dépendent, d'une part, de la nature minéralogique des particules qui constituent le squelette du sol et, d'autre part, de l'état du sol (porosité, degré de saturation, pressions de l'eau, pression du gaz, contraintes dues à la pesanteur et aux charges extérieures). La description du comportement mécanique sous forme d'une relation entre les charges (contraintes, pressions d'eau et de gaz) et la déformation du sol s'appuie sur des essais utilisés pour les études classiques de comportement des sols. Ainsi, lorsqu'on applique un chargement mécanique sur un échantillon de sol non saturé, il n'existe pas de relation directe entre la contrainte externe appliquée et celle qui se produit entre les particules.

Les sols affaissables sont des sols partiellement saturés, qui présentent des désordres liés à leur inondation et qui peuvent causer de grands problèmes aux constructions. Les désordres importants causés par l'effondrement de ce type de sol ont été constatés en plusieurs régions du monde, notamment quand elles sont arides ou semi-arides. Récemment, les investigations de sols se trouvant dans la région Sud Est d'Algérie, ont montré que ces sols sont susceptibles à l'affaissement brusque. [31]

I.2.DEFINITION D'UN SOL AFFAISSABLE :

Le mot « **affaissable** » revient à la propriété d'affaissement des sols non saturés, en effet lorsqu'une couche de sol subi une humidification naturelle (nappe phréatique), ou artificielle (fuite d'eau de canalisation) et sous l'effet d'une charge (fondation), elle subit des effondrements brusques et instantanés très forts. Derrière ce même mot, les caractéristiques du matériau affaissable sont variables et dépendent du lieu, du climat, de la géographie.

Actuellement, du point de vue de la géotechnique, on appelle sols affaissables les sols qui possèdent les caractères suivants :

- Macroporosité, non-saturé à l'état naturel ($S_r < 50\%$), structure lâche, présence de carbonates ($>10\%$), d'une faible plasticité ($I_p < 6$), et d'une grande quantité de particules limoneuses, affaissabilité en cas d'humidification sous charge (d'après Abélev, al. 1979 et Cui 1999).

Les sols qui s'effondrent sont dans la plus grande partie composés de matériaux granulaires entourés ou recouverts d'une petite quantité d'argile, de limon et de sel, qui fonctionnent ensemble pour se lier les uns aux autres. Lorsque l'eau y parvient, cette couche s'affaiblit et le sol change brusquement et s'effondre. Ces effondrements sont très graves pour les bâtiments qui y sont construits, et leur ampleur dépend de nombreux facteurs, notamment du rapport entre l'eau naturelle, la densité et la valeur de la pression, et peut être identifiée par des méthodes indirectes entre autres utilisant les méthodes de densité et de limites d'Atterberg.[28]

I.3.CARACTERISTIQUES DU SOL AFFAISSABLE :

Des problèmes d'instabilité des dépôts lœssiques ont été observés par divers auteurs dans différentes parties du monde (Li 1995[4], Huang 2008[5], Meier 2008[6], Nouaouria et al. 2008[7], Punrattanasin 2008[8], Walthall et Duffy 2008[9], Yuan et Wang 2009[10]). L'effondrement des dépôts lœssiques est principalement dû à l'humidification des dépôts et la chute correspondante de la succion, mais on cite également divers phénomènes tels que les mouvements sismiques [10], le chargement statique dû aux constructions[6], le chargement dynamique dû au passage des trains ([11], [12]) et la décongélation des dépôts lœssiques[14] localisés en zones de pergélisol.

La difficulté de prévoir l'effondrement est liée principalement à la connaissance insuffisante des propriétés du lœss dans l'état naturel. Dans la plupart des cas, le lœss a une très faible

résistance associée à une structure métastable [10]. Il y a aussi une faible connaissance de la relation entre les variations de la teneur en eau et le comportement mécanique. Houston (1995)[13], a observé de nombreuses causes d'humidification, telles que la rupture des conduites des réseaux résidentiels, canaux ou systèmes d'arrosage (Walsh et al. 1993)[14], l'écoulement superficiel et les systèmes déficients de drainage (Walsh et al. 1993)[14]. Les recharges de l'eau intentionnelles ou non (Shmuelyan 1995)[15], l'ascension du niveau de la nappe phréatique (El Nimr et al. 1995)[16], l'endiguement de l'eau dû aux chantiers de constructions (Kropp et al. 1994[17], Nooranyet Stanley 1990[17]), et les processus de transfert d'eau dus à la capillarité ou aux isolations thermiques (Jimenez-Salas 1995[19]).

D'après plusieurs auteurs, le risque d'effondrement du loess est lié aux conditions suivantes :

- les propriétés de base, y compris la minéralogie, la teneur en argile, la forme et la distribution des pores dans le sol, la cimentation inter granulaire et les propriétés électromagnétiques de l'argile (Cui et al. 2004) [1]
- un indice de plasticité faible (Delage et al. 2005) [2]
- une porosité importante qui correspond à une structure ouverte (Barden et al. 1973)[20]
- une condition non saturée liée à une valeur élevée de succion (Barden et al. 1973) [20]
- une structure spéciale susceptible de se dégrader (Shao et al. 2007) [21], caractérisée par une densité faible et une cimentation peu importante entre grains limoneux (Barden et al. 1973[20], Pereira et al. 2008[22])
- une sensibilité à l'humidification : dès qu'un dépôt de loess est sec, sa résistance est plus importante, mais suite à une saturation subite sous charge, le sol peut perdre sa stabilité et s'effondrer (Mitchell et Soga 2005[23], Hormdeed 2008[24]).

Différents auteurs ont proposé des études expérimentales afin d'analyser l'effondrement des dépôts loessiques dans de nombreux sites dans le monde par le biais d'essais d'effondrement à l'œdomètre ([3], [25], [7], [9]), des tests de caractérisation du risque d'effondrement ([24], [6], [8], [9]), de la caractérisation microscopique ([25], [6]) et d'essais plus sophistiqués comme l'essai triaxial statique([21]) ou des essais triaxiaux cycliques ([12]).

Karam (2006) [12] a effectué des essais de chargement triaxial cyclique sur un profil de loess prélevé à quatre profondeurs différentes (1,2 m ; 2,2 m ; 3,5 m et 4,9 m) dans un site proche de la ligne nord du TGV à Beugnâtre, en France. Il a observé le phénomène de liquéfaction dû au chargement cyclique sur des échantillons saturés, provenant de toutes les profondeurs étudiées. De plus, il a observé que le sol à 2,20 m a le taux de résistance cyclique ($cyc/ 'c$) le plus faible, de l'ordre de 0,3, qui est inférieur au taux de chargement cyclique appliqué par le train, qui est de 0,4, ce qui signifie que si le sol à 2,20 m se trouve dans un état saturé, la fréquence de circulation normale du TGV nord suffit pour le liquéfier. Mitchell et Soga(2005) 23 ont remarqué la possibilité de liquéfaction des dépôts saturés de loess pendant des tremblements de terre.

Jennings et Knight (1957) 3 ont proposé le "test du double œdomètre" pour étudier le risque d'effondrement des sols non saturés. Celui-ci est basé sur deux essais œdométriques, le premier test est réalisé à la teneur en eau initiale en condition non saturée. Pour le deuxième, on humidifie l'échantillon sous une charge fixe et on suit le chargement en condition saturée. Knight (1963)26 a proposé une méthode pour analyser le risque d'effondrement basée sur l'humidification sous une contrainte verticale de 200 kPa d'un échantillon de sol préalablement chargé à sa teneur en eau naturelle. Le critère est basé sur le pourcentage de déformation verticale observé.

I.4.Les Différents Types Des Sols Affaissables :

I.4.1. Les loess :

Habituellement de couleur jaunâtre ou brun, est un sol sédimentaire détritique meuble formé par l'accumulation de limons issus de l'érosion éolienne (déflation) est formé principalement de silice (quartz détritique) et de carbonate de calcium (CaCO_3). Il se caractérise par un très bon tri granulométrique dû à son origine éolienne, avec essentiellement des grains compris entre 10 et 50 μm . Ainsi au niveau granulométrique le loess est un limon. Il contient, en proportion moindre, des sables et des argiles (ces dernières pouvant être agglomérées et former des grains de limon fin). Il est homogène, sans stratifications mais avec une très forte porosité résultant d'une cimentation carbonatée des grains. Il résulte, au cours du pléistocène, de l'accumulation, sous climat froid et sec, de limons transportés par le vent depuis des zones sources (alluvions, dépôts fluvio-glaciaires, sédiment côtiers et estuariens, zones arides) soumises à une déflation éolienne. Une dérive granulométrique vers les sable (loess –sableux-) peut dire être due à la proximité de la zone source loess et donc à un tri éolien moins poussé Antoine et al, (2009).[28]

I.4.2. Dépôts éoliens :

Constitués par des matériaux transportés par le vent, à partir des dunes et des plages, la saturation naturelle de ces sols contient des liaisons cimentées d'argiles (sols lœssiques), ces dépôts caractérisent les régions arides ou le niveau de la nappe est profond par rapport à la surface du sol. Ces liaisons perdent leurs résistances au-delà de la saturation et le sol à l'aptitude de s'affaisser. Parfois ces dépôts sont protégés contre les précipitations par une couche «croûte» d'argile imperméable qui préserve la structure naturelle du sol de l'entrée d'aucune goutte d'eau.[28]

I.4.3. Dépôts alluviaux :

Les dépôts alluviaux, sont constitués essentiellement des sédiments lâches, déposés par l'eau par des inondations brusques ou des écoulements de boues dues à des courtes chutes de pluies espacées dans le temps, par la suite ces dépôts sèchent et ne deviennent de nouveau saturés, que jusqu'à l'arrivée de nouveaux flots. Ces derniers ne contiennent des matériaux faiblement consolidés renfermant l'argile. La quantité d'argiles a une importance considérable dans le comportement de ces sols.[28]

I.4.4. Les sols résiduels :

Allant de quelques centimètres à plusieurs mètres en fonction du climat et de la physiologie de la région, les sols résiduels sont causés par l'érosion due à la Désintégration et l'altération de la roche-mère. Souvent, les sols résiduels se présentent sous forme de couches de différentes épaisseurs stratifiées. Les grandeurs des particules de ces sols varient du large fragment, gravillon, sable, silt, aux colloïdes et sont parfois composés de matières organiques. La structure affaissable des grains est le résultat d'une solution, d'un soluble et de matière colloïdale ; cette structuration donne un indice des vides plus au moins élevés et d'un arrangement instable.[28]

I.4.5. Autres types des sols Affaissables :

D'autres types de sols peuvent présenter l'affaissement sont ceux qui dérivent des tufs volcaniques, le gypse, les sables lâches cimentés par des sels solubles et les argiles dispersées. Il y a aussi une gamme de sols fabriqués artificiellement, par exemples les remblais compactés à une teneur en eau inférieure à l'optimum de Proctor.[27]

I.5.LES PROPRIETES PHYSIQUES DES SOLS AFFAISSABLES

L'analyse des nombreuses études des propriétés physiques des sols affaissables permet d'établir les caractéristiques principales des sols lœssiques ou affaissables on peut énumérer :

I.5.1.Le poids volumique des grains solides :

La valeur des poids volumiques des sols affaissables varie de 25,1 à 28,4 KN/mètre cube.

I.5.2.La teneur en eau :

Dans la majorité des cas les sols affaissables se caractérisent par un faible teneur en eau qui varie de 6 à 11 %.

I.5.3.la porosité (n) :

Les valeurs de la porosité(ou de l'indice de vide)des sols affaissables peuvent servir comme indicateur indirect de la probabilité d'existence des propriétés d'affaissable de ces sols la porosité totale des sols lœssiques est comprise entre 30 et 60 %.

I.5.4.Les limites d'Atterberg :

Les valeurs de la limite de plasticité des lœss sont généralement comprises entre 12 et 18.

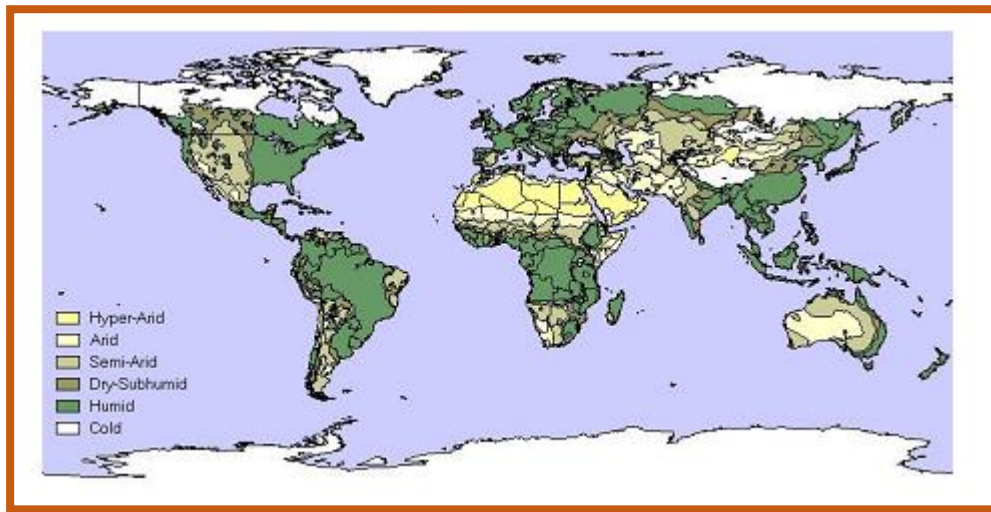
I.6. LOCALISATION DES ZONES AFFAISSABLES DANS LE MONDE :

Ce sont des régions ou les précipitations sont moindres que l'évapotranspiration, au moins durant une période plus au moins longue de l'année. D'après Emberger, on peut distinguer trois domaines d'aridité d'après la pluviométrie annuelle :

- Le domaine hyperaride ($p < 100$ mm).
- Le domaine d'aride ($100 < p < 300-400$ mm).

Le domaine semi-aride ($300- 400 < p < 600$ mm).

Ces trois domaines occupent environ 1/3 de la surface terrestre figure (I-1), soit 46 millions de km² englobant 50 % de l'Afrique et plus de 2/3 de l'Australie, qui doivent nourrir près de 1 milliards d'habitants, Thomas, (2003).Les sols dénommés, sols arides ou aridisols dans la classification américaine sont en général peu développés sur le plan morphologique de texture et ont une structure très instable du fait des variations brutales de température et d'humidités.



Figure(I.1): Carte mondiale moderne des zones arides.

Les sols dénommés sols arides dans la classification américaine sont en général peu développés sur le plan morphologique de texture et ont une structure très instable du fait des variations brutales de température et d'humidités.

Le loess est un dépôt limoneux éolien, transporté dans des conditions périglaciaires et déposé dans des environnements froids de steppe, près des principales nappes glaciaires du Quaternaire, principalement autour de la parallèle N°50 dans l'hémisphère Nord, mais aussi en Amérique du Sud. On les rencontre sur des plateaux, des pentes et des grands bassins alluviaux. En Chine, les épaisseurs de " loess du Plateau " peuvent atteindre 300 m. Des dépôts existent aussi dans le plateau de la Sibérie en Russie, dans les bassins des rivières du Danube, du Rhin et du Mississippi (Amérique du Nord) ainsi que dans la Pampa (Argentine), l'Inde, le Pakistan, l'Arabie saoudite, l'Australie, l'Afrique du nord, et dans beaucoup d'autres régions. (Pecsi, 1990) (figure I.2).



Figure(I.2): Exemple de quelques effondrements à travers le monde

Il existe dans certaines régions du monde des sols aux propriétés particulières : sols solubles, sols macroporeux affaissables, dont l'évolution doit être prise en compte lors de l'élaboration des projets de construction, voire de mise en valeur des territoires [30]. Ainsi, dans le cas des sols loessiques secs, un apport d'eau (construction de canaux, barrages, fuites des réseaux dans les villes) peut provoquer un tassement rapide d'environ 10% de l'épaisseur de la couche, susceptible de disloquer toutes les constructions civiles et industrielles de la zone humidifiée.

I.7. REGIONS DE SOLS AFFAISSABLE EN ALGERIE

Il est très important de citer des exemples sur des effondrements enregistrés dans des différentes régions dans le territoire Algérien et parmi ces effondrements:

I.7.1. L'affaissement d'El M'Rara dans la wilaya d'El Oued.

Le village de M'Rara est situé dans la wilaya d'El Oued (Nord-Est du Sahara algérien), dans la zone de Oued Rhir, à environ 110km à l'est d'El Oued, 55km au nord de Touggourt et 32km à l'est de Djamaâ. Le village d'El M'Rara se trouve à une altitude d'environ 100m, dans une cuvette à remplissage Plio-quadernaire, d'environ 15km² de superficie, entourée par des collines Mio-pliocènes. Cette cuvette constitue ainsi un point de rupture de pente, au niveau duquel les alluvions fluviales, transportée par oued Retem passage par M'Rara, L'oued Retem connaît souvent, à l'occasion de pluies diluviennes, des crues torrentielles durant lesquelles l'eau traverse des secteurs des M'Rara avec une certaine violence. Des structures ont été installées en amont de l'Oued pour contenir la force des torrents, mais en vain, puisque celles-ci n'ont pas résisté. Cette commune est face à une menace plus ou moins naturelle, « Le phénomène d'effondrement des sols »[29]



Figure(I.3) Cas d'affaissement d'El M'Rara dans la wilaya d'El Oued

I.8. MECANISMES DE L'EFFONDREMENT DES SOLS

La majorité des sols à effondrement brusque sont des sols dont l'arrangement des particules se rassemble à la disposition des nids d'abeilles (**Figure I-4**). Les grains des sols affaissables sont liés par des forces de liaisons ou par un agent de cimentation, en contact avec l'eau ces derniers se déplacent par perte d'énergie au cisaillement et donne un nouvel arrangement de l'ossature granulaire du sol.

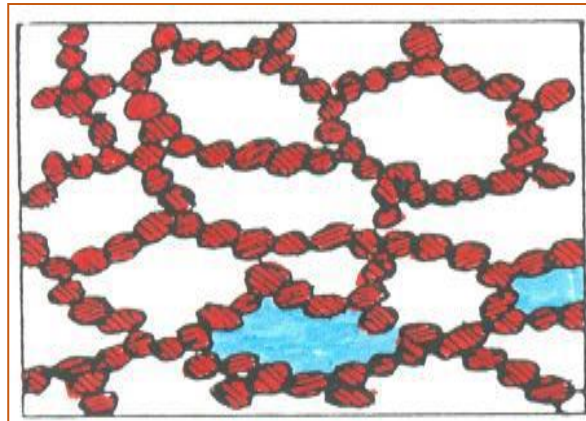


Figure (I.4) : Structure des particules en nids d'abeilles.

Selon Dulbey (1970) puis Barden et al (1973), il ya trois (03) conditions qui causent l'effondrement :

- Une structure ouverte, potentiellement instable, partiellement saturée.
- Une valeur assez élevée de la composante de contrainte appliquée qui développe un état métastable.
- Les particules du sol sont liées entre elles par des forces ou des matériaux cimentaires sensibles à l'eau. Les sols granulaires tels que les sables, graviers ont des structures simples dont la jonction entre les grains est due à des forces de gravitation, les forces capillaires ont une base temporaire, car ils dépendent du degré de saturation, les formes prises par le ménisque d'eau (**Figure I-5**). Dues à l'interface air-eau, met l'eau en tension capillaire et l'excès de pression interstitielle (U) devient négative cela augmente la contrainte effective (σ') et dépasse même la contrainte totale ($\sigma' > \sigma$).

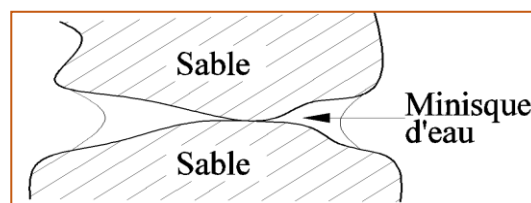
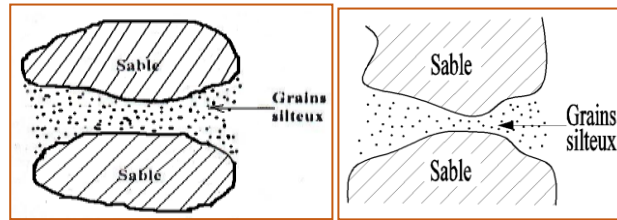


Figure (I-5) : Liaison par tension capillaire.

Si à ce stade, le sol est saturé, la pression effective diminuera et de même pour la résistance au cisaillement, qui peut conduire à un glissement relatif entre les grains du sol ; pour les sols macroporeux ce glissement se manifeste par une baisse de volume (**Figure I.6**).



Figure(I.6) : Liaison par grains silteux.

Dans le cas des liaisons en argiles, chaque particule à une charge négative compensée par les cations du double couche qui l'entoure. Deux particules se repoussent mutuellement quand ils communiquent avec leurs doubles couches (**Figure I-6**), en plus de cette répulsion, il existe une force d'attraction entre les particules dues à des forces de liaisons secondaires, ces forces dépendent de la distance entre les particules, par conséquent ces derniers vont attirer ou repousser selon la distance entre les particules et la résultante de ces deux forces (**Figure I-7**).

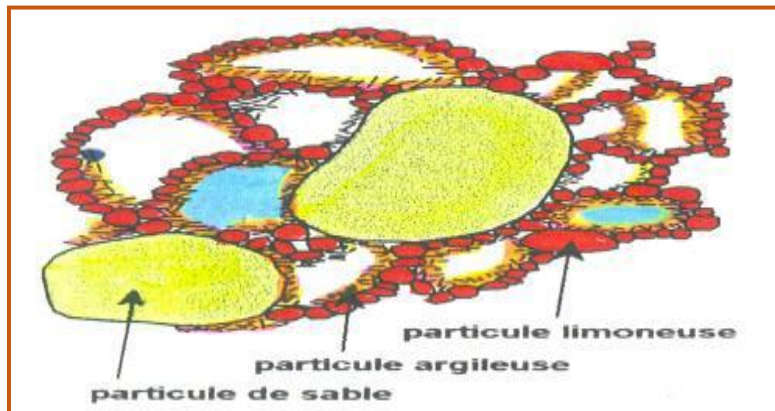


Figure (I-7) : Liaison par des ponts argileux.

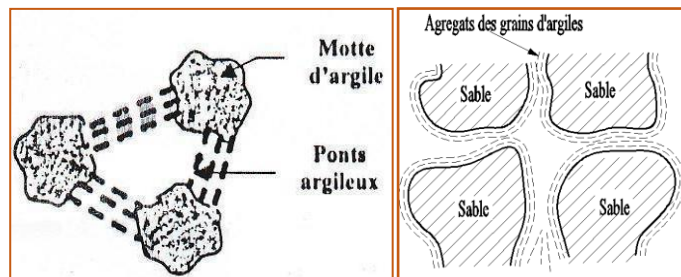


Figure (I-8) : Liaison par agrégats d'argiles.

Il est possible que l'effet de séparation des particules soit faible et un processus d'approche entre les grains développe ce phénomène est appelé floculation (**Figure I-9**).

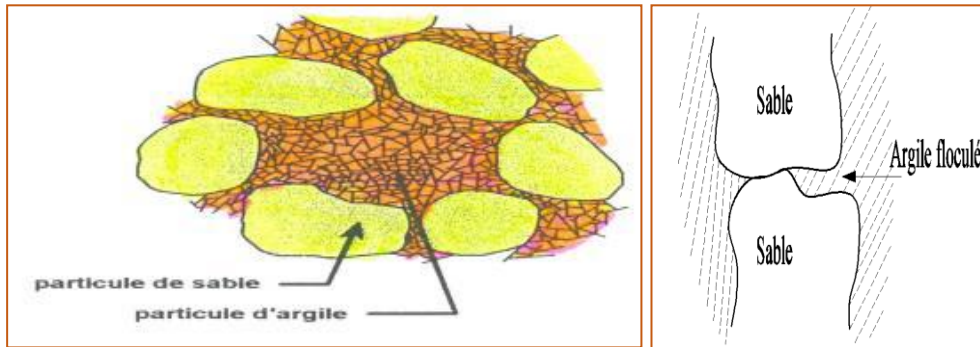
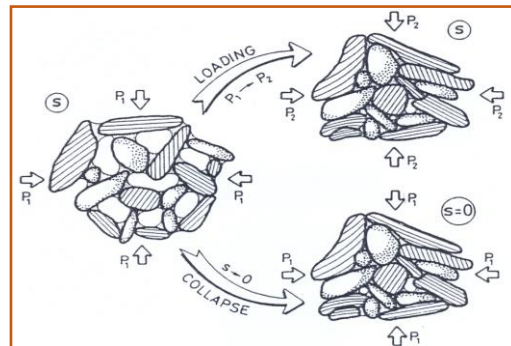


Figure (I-9) : Liaison par l'argile floculée.

En fin quel que soit le type de la saturation du sol, il y'a toujours des forces qui lient une particule à l'autre ; dans certains cas : particules- particules par des forces extérieures ou capillaires et d'autres cas ces liens peuvent être physico-chimiques ou de nature électrique et dans d'autres cas absence de contact direct entre les particules.[34]



Figure(I-10):Interprétation microstructurale des déformations de chargement d'effondrement.

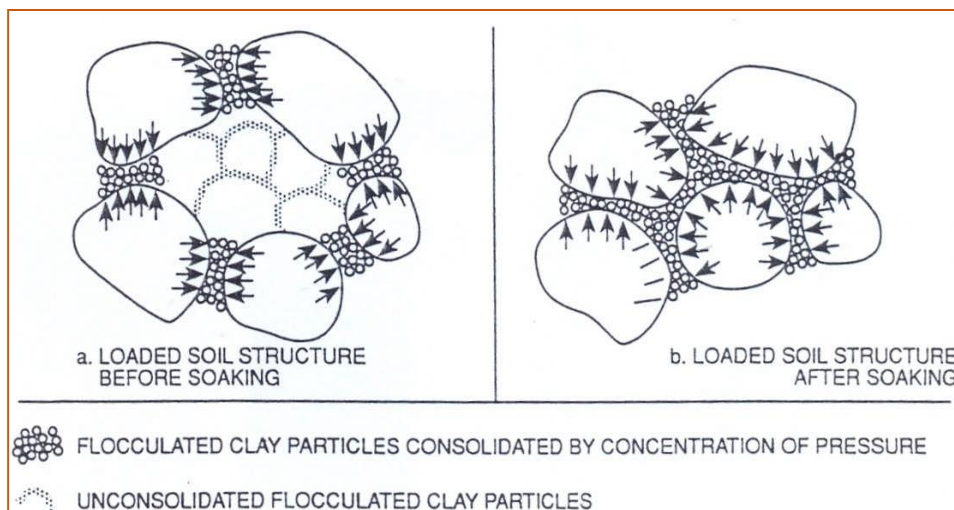


Figure (I-11) : Mécanisme de l'effondrement du sable éffondrable.

Il y'a plusieurs mécanismes de l'affaissement qui ont été postulés sur la base des données des tests, obtenus à partir d'une variété de sols, on peut citer ce qui suit :

1- Knight (1961) : dans ces hypothèses n'avait proposé que la résistance des liaisons argileuses entre les gros grains, se réduit par suite d'addition d'eau à l'échantillon sous contrainte. Dès que cette résistance devient inférieure aux contraintes de cisaillement, il y a rupture de ces liaisons argileuses et l'effondrement se produit. [32]

2- Dudley (1970) : deux type d'effondrements peuvent se présenter, dans le cas où la structure est cimentée l'effondrement ne dépend pas de l'humidification, mais il est lié au niveau de contrainte appliquée. Dans le cas où le sol est constitué de grains liés avec des matériaux fins (argiles ou limons) induisant des forces de liaison importante due à la succion ou à la cimentation, l'humidification conduit à une annulation de la succion entraînant une diminution importante de la résistance favorisant ainsi l'effondrement si la contrainte mécanique est suffisamment grande. [33]

3- Ganéshan (1982), Y. Cui et P. Delage (2002) : avaient suggéré que l'effondrement est dû essentiellement à l'élimination de la succion capillaire présentée dans ces sols qui sont les plus souvent partiellement saturés.

4- Clemence (1985) : avait proposé que l'effondrement est très immédiat dans le cas où les particules sont liées par succion capillaire, lent dans le cas de la cimentation chimique et beaucoup plus lent dans le cas des liaisons argileuses.

5- Ayadat et al (1998), ont conclus que la migration des particules fines d'un horizon à l'autre à travers le sol est la cause principale de l'effondrement des sols.

6- Y. Cui et P. Magnan (2001), en se basant sur le critère de Mohr-Coulomb généralisées ont montré que l'effondrement est contrôlé par plusieurs facteurs à savoir : La minéralogie des matériaux constituant la fraction argileuse, la granulométrie, la teneur en eau naturelle, l'indice des vides, la dimension et la forme des pores les éléments de cimentation ainsi que la nature et la concentration des ions dans l'eau interstitielle.

I.9. LES DIFFERENTES METHODES DE PREDICTION

Le géotechnicien peut prévoir si le sol à étudier est susceptible de s'affaisser, et de déterminer la quantité et le taux d'affaissement qui peut se produire. Des mesures préventives seront alors prises en compte pour réduire ou éliminer la possibilité de dommage des structures construites sur ce sol.

Beaucoup de chercheurs ont proposé des différentes méthodes pour identifier les sols affaissables. Ces méthodes devraient employer des paramètres pouvant être facilement déterminés et relativement rapides. Si le sol est trouvé susceptible de s'affaisser, il devra être étudié soigneusement à l'aide des essais oedométriques, Mellors (1995). Les essais simples peuvent 15

montrer si le sol est affaissable ou non, et les essais complexes comme ceux de consolidation, donnent le taux et la Quantité de l'affaissement. Pour une meilleure évaluation du comportement de l'affaissement des sols, quelques critères ont été proposés :

1- Critères basés sur les propriétés fondamentales du sol comme l'indice des vides, les limites d'Atterberg, la teneur en eau, le degré de saturation et la masse volumique sèche.

2- Critères basés sur les méthodes expérimentales.

Il est évident que les critères basés sur les méthodes expérimentales sont plus fiables que les autres approches empiriques parce qu'ils prennent en compte le type de structure de sol à étudier qui est important pour prédire l'affaissement du sol.

I.10. CRITERES ET METHODES SIMPLES D'IDENTIFICATION DES SOLS EFFONDRALES :

L'ingénieur doit être capable de reconnaître les sols effondrables, dans le but de prescrire les essais de sols adaptés et de pouvoir décider des solutions à mettre en œuvre. Une reconnaissance préalable du sol est donc une étape importante car elle conditionne le type d'études plus précises à réaliser au moment de la conception détaillée de l'ouvrage.

I.10.1. Méthodes empiriques :

Des formules empiriques concernant la densité sèche, humide et des limites d'Atterberg peuvent confirmer la présence ou non d'un sol effondrable en utilisant les critères rencontrés dans la bibliographie. Le tableau suivant en résume quelques-uns de ces critères.

Référence	Critère
<i>Denisov (1951)</i>	<p>Définit un coefficient d'effondrement K basé sur l'indice des vides.</p> $k = \frac{e_L}{e_0}$ <p>Où:</p> <p>e_L: indice des vides à la limite de liquidité</p> <p>e_0: indice des vides initial</p> <p>K = 0.5 – 0.75: Sol à affaissement important</p> <p>K = 1.0: Sol à affaissement faible</p> <p>K = 1.5 – 2.0: Sol non affaissable</p>
<i>Gibbs (1961)</i>	<p>Définit un paramètre R comme degré d'effondrement:</p> $R = W_{sat}/W_L = [(\gamma_w / \gamma_d) - 1 / G_s] / W_L$ <p>Si: $R \geq 2 \%$, il y a risqué d'effondrement avec:</p> <p>W_{sat}: teneur en eau à l'état saturé,</p> <p>W_L: limite de liquidité</p> <p>γ_w: poids volumique de l'eau,</p> <p>γ_d: poids volumique sec,</p> <p>G_s: densité spécifique des grains solides.</p>
<i>Feda (1966)</i>	$k_L = \frac{\frac{w_0}{S_0} - w_p}{I_p}$ <p>Un sol risque de s'effondrer lorsque $k_L > 0.85$ et $S_r < 0.6$.</p> <p>avec :</p> <p>W_0: teneur en eau naturel</p> <p>W_p: limite de plasticité</p> <p>I_p: indice de plasticité</p> <p>S_r: degré de saturation initial</p>

Référence	Critère
<i>Ayadat et Belouahri (1996)</i>	<p>Critère basé sur la granulométrie</p> <p>Si $Cu \geq 12$ le sol est collapsible</p> <p>Si $4 < Cu < 12$ le collapse est probable</p> <p>Si $Cu \leq 4$ le collapse ne se manifeste pas.</p> <p>avec Cu: Coefficient d'uniformité</p>
<i>Ayadat et Abbeche (1997)</i>	Si $\gamma_h \leq 0.78\gamma_s$ le collapse est très probable
<i>Ayadat et Ait Amar (1998)</i>	Méthode graphique basée sur les travaux de Kennedy & Law (1985)
<i>Ayadat et Ouali (1999)</i>	<p>Si $I_p \leq 20$ et $15\% \leq W_L \leq 35\%$, le sol est collapsible</p> <p>Si $I_w \leq 1$ le collapse est très probable</p> <p>La droite $I_p = 0.5W_L - 10$ proposé comme limite séparant les sols affaissables des non affaissable.</p>
<i>Abbeche et al (2005)</i>	<p>Si $5\% < (\%2\mu) < 15\%$ et $W_L < 20\%$ L'effondrement est très probable</p> <p>Si $15\% < (\%2\mu) < 30\%$ et $15\% < W_L < 30\%$, L'effondrement est probable</p> <p>Si $(\%2\mu) > 30\%$ $W_L < 35\%$, Pas d'effondrement</p>

I.10.2. Méthodes expérimentales

C'est Les méthodes les plus répondu pour indiquer la susceptibilité d'affaissement des sols et son taux. Plusieurs méthode expérimentales ont été développés (dans laboratoire et in-situ), les méthodes les plus utilisées sont celles basées sur les tests œdométrique.

I.10.2.1 Essais œdométrique simple :

Knight (1963) a proposé un essai à l'œdomètre effectué sur un échantillon, à sa teneur en eau naturelle, découpé et introduit dans l'anneau de l'œdomètre, sur lequel sera effectué un chargement progressif jusqu'au 400 KPa, à la fin de ce chargement l'échantillon est inondé puis laissé 24 heures dans cette état, en suite l'essai est conduit à son chargement maximal. La courbe qui en résulte est représentée sur la Figure (I-12-A).

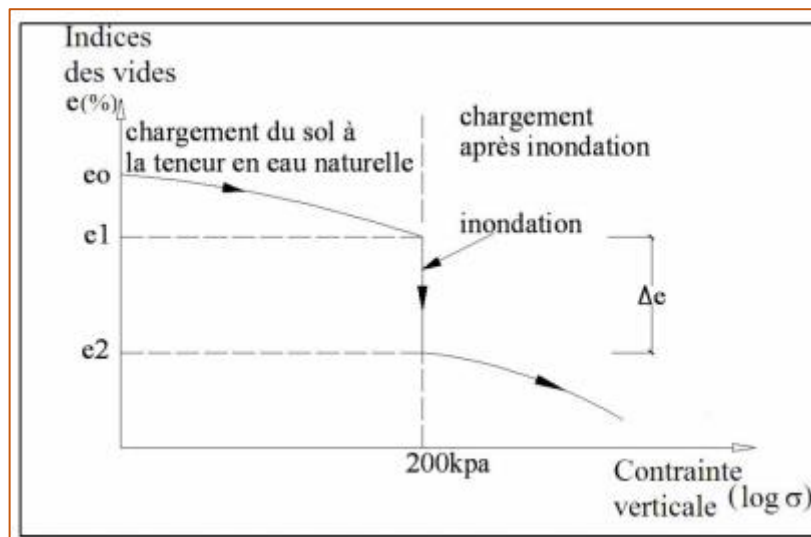


Figure (I-12.A) : Courbe œdométrique (teste de Knight 1963).

Le potentiel d'affaissement est défini comme suit :

$$C_p = [\Delta e_c / (1 + e_0) \times 100] \quad (1-1).$$

Où: $\Delta e_c = e_1 - e_2$.

e_0 : indice des vides initial

Le potentiel d'affaissement peut être aussi défini comme :

$$C_p = H_c / H_0 \quad (1.2).$$

H_c : variation de la hauteur après mouillage.

H_0 : hauteur initiale de l'échantillon

Le potentiel d'affaissement ainsi défini donne une appréciation sur le degré d'affaissement du sol. Les valeurs suggérées par Knight (1975) sont donné au tableau (1-1).

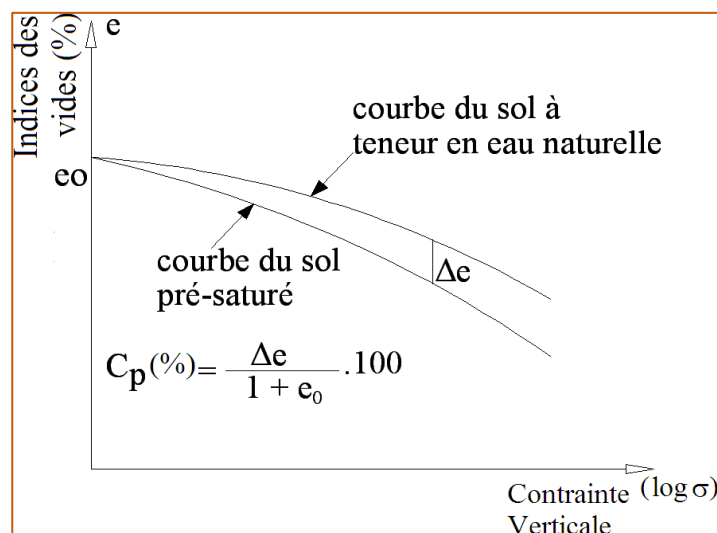
Tableau (I-1): l'affaissement en fonction du CP Jennings & Knight (1957)

C _p (%)	Gravité du problème
0 à 1 %	Sols non affaissables (pas de problème)
1 à 5%	Trouble moyennes
5 à 10%	Troubles
10 à 20%	Troubles sévères
> à 20%	Troubles très sévères

I.10.2.2.Méthodes du double œdomètre

L'avantage du double œdomètre est qu'on balaye avec deux essais toute la gamme de contraintes. Les deux sont donc complémentaires. Jennings & Knight (1957) ont proposé un test simple appelé le double œdomètre test qui permet non seulement de donner des informations qualitatives sur l'effondrement des sols mais aussi de quantifier l'affaissement pour n'importe quelle charge appliquée sur ces sols. Le principe du test consiste dans l'exécution de deux essais de compressions à l'œdomètre :

- ❖ un essai est conduit avec une teneur en eau initiale constante, correspondant à l'état naturel initial du sol.
- ❖ un autre est mené à saturation sous une charge faible et par la suite chargé l'échantillon es chargé normalement

**Figure (I-12-B): Double consolidation Jennings & Knight (1957).**

L'effondrement en fonction de la contrainte appliquée est tiré de la différence entre l'indice des vides prélevés sur les deux courbes sous la pression correspondante, pour la teneur en eau considérée. Jennings & Knight (1975) ont montré que le potentiel de collapse (CP) est calculé à l'aide de la formule suivante:

$$CP (\%) = [\Delta e / (1+e_0)].100$$

Les études menées par A. zur (1969), A. Luttengger (1988) et P. Delage et al (2001) sur les différents types de sols affaissables sur lesquels ont réalisé les deux types d'essais (simple et double œdomètre). Ils constatent que l'affaissement donné par le double œdomètre est toujours supérieur à celui donné par l'essai simple.

I.11. LES PARAMÈTRES QUI INFLUENT SUR L'AFFAISSEMENT

Généralement les combinaisons des facteurs comme (minéralogie, granulométrie) des sols, état des contraintes appliquées, degré de saturation partiel in-situ ou la densité de compactage naturel. La nature de l'agent chimique de cimentation qui remplit les pores et la quantité d'eau inondant le sol (due à la remontée de la nappe phréatique, infiltration des eaux de pluies...etc.), étaient les paramètres primordiaux dans l'effondrement des sols. Dudley (1970), Vergas (1973), Zur & Wiseman (1973), Pruszachoudry (1979) Ganeshan (1982) ont appuyé sur l'histoire de l'influence de la contrainte sur le potentiel d'affaissement des sols. Dudley (1970), Morgenstern et De Matos (1975), Zur & Wiseman (1973), Ganeshan (1982), ont démontré que le défaut de la teneur en eau est l'une des principales causes de l'effondrement ; Milovic (1969) Markin (1969), Dudley (1970), Booth (1975), Ting (1979), Ganeshan (1982), ont amené sans cibler l'influence de la densité sèche initiale, l'indice des vides et le degré de saturation sur la conduite de l'affaissement des sols.

Markin (1969), Prusza et Choudry (1979), proposent même un degré de saturation initiale entre (60,65%), au-delà de cette limite la susceptibilité d'affaissement n'apparaît pas dans le sol. Des études de Booth (1975) et Ganeshan (1982) ont indiqué que l'affaissement pour les échantillons dont le degré de saturation initiale dépasse (50÷60%) diminue considérablement et devient même indépendant de la contrainte appliquée après mouillage.

I.11.1. Influence de la contrainte verticale (P) sur le CP :

Lors de l'application d'une charge macroscopique (isotrope ou non), une contrainte normale σ_n et une contrainte tangentielle τ vont être engendrées localement. Dans le cas d'une cimentation importante, τ_{max} est essentiellement définie par la cohésion c . Si la condition

$\tau > \tau_{max}$ est vérifiée, des glissements relatifs des grains se produisent, conduisant à

l'effondrement de la structure : c'est l'effondrement dû à la cassure des liaisons cimentées.

En revanche, dans le cas d'une cimentation faible, τ_{max} est conditionnée par la succion. Une infiltration d'eau aura pour conséquence de diminuer la succion, engendrant ainsi une diminution de la cohésion c (ramollissement des matériaux de contact) et une diminution de la contrainte normale σ_n . Par conséquent, on aura une résistance au cisaillement réduite, provoquant la situation $\tau > \tau_{max}$, donc l'effondrement.

I.11.2. Influence des particules fines (< 80 μ m) sur le CP :

Barden, A. McGown et K. Collins dans leur publication de (1973) ont déduit que la première cause de collapse des structures métastables d'une argile compactée à sa densité optimum de Proctor et visuel au niveau de la macrostructure plutôt que la microstructure, cela est due à des fines particules plates d'argile qui vont s'assembler pour former un volume lâche effectif. En fin ils ont conclu que le mécanisme du collapse qui gouverne les sols métastables compactés n'est pas dû à l'arrangement des particules d'argile plates à un micro échelle mais plutôt à des agrégats plats d'argile formés par des grains effectifs de la macrostructure. Pour Fookes et Best (1996), les loess éoliens venant du Belgique qui ont 20% de matière de cimentation à savoir le carbonate de calcium et un indice de vide de 0.85 peuvent subir un effondrement partiel. Dibben et al (1998) ont déduit à partir des essais œdométriques (simple et double) sur des échantillons de loess artificiels saturés à base de kaolinite chargés de 5 à 1600 KPa, le maximum de collapse se produit lorsque le taux d'argile atteint 25% qui correspond expérimentalement à 18% de kaolinite. Dudley a conclu que la minéralogie des matières constitutives (présence d'argile) favorise le gonflement et ralentit l'effondrement cela veut dire que l'affaissement est moins important quand la fraction argileuse est importante. Bull (1974) a montré que le tassement maximal peut se produire, lorsque la proportion d'argile est de 12% des grains solides, au-dessous de 5% on observe un faible tassement et au-dessus de 30% le sol gonfle.

Lawton et al (1992) ont montré que le maximum du potentiel d'affaissement (CP) est atteint quand le taux d'argile est compris entre 10 % à 40%, Handy (1993) constate que le sol à une grande aptitude à l'effondrement, lorsque la teneur en argile est de 16%, entre 16 et 24% probabilité d'affaissement, entre 24% et 30% il y'a une probabilité de 50% que le sol ne s'effondre pas. Ayadat et al (1998) ont conclu que les sols sont susceptibles à s'effondrer lorsque le coefficient d'uniformité $C_u \geq 12$, $4 < C_u \leq 12$ risque d'effondrement, $C_u \leq 4$ risque de l'effondrement à écarter.

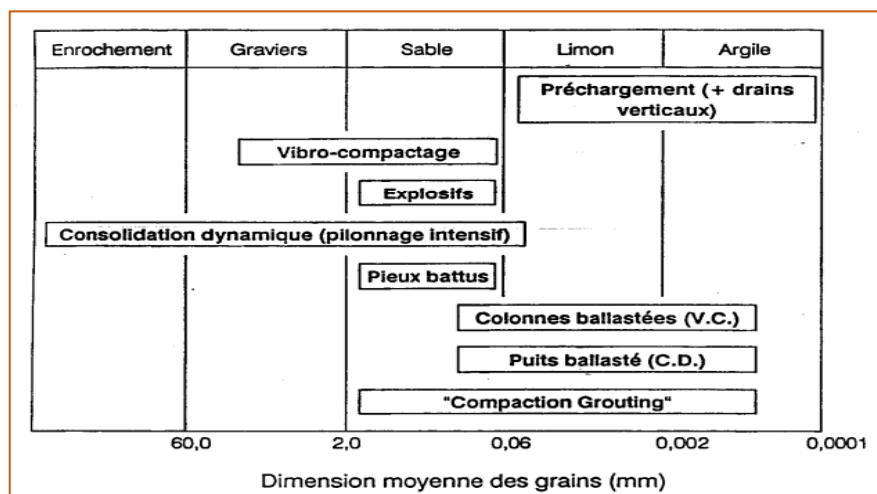
I.12.DIFFERENTES METHODES DE TRAITEMENT DES SO AFFAISSABLES :

Plusieurs chercheurs se sont penchés sur le traitement des sols collapsibles par des procédés qui soucieux de la sensibilité et de l'importance des constructions que l'on allait réaliser au-dessus ou à proximité, optent pour tel ou tel choix de méthode et qui le plus souvent obéissent à des contraintes technique et surtout économique

La stabilisation du sol a pour objet essentiel de rendre ce matériau moins sensible aux variations de sa teneur en eau et de l'empêcher à la fois de se transformer en boue ou de s'effriter sous l'action de l'humidité (Babouri, 2008).

Le but de la stabilisation est de réduire le volume des vides entre les particules solides, colmater les vides en créant des liens pour l'amélioration des liaisons existantes entre particules afin d'augmenter la résistance mécanique et de diminuer la sensibilité à l'eau. La figure II.4 illustre la différence entre les techniques exécutables dans les sols fins, d'une part, et dans les sols grenus, d'autres parts. Alors que pour les sols intermédiaires les possibilités d'amélioration ne sont diversifiées

Tableau (I.2):Applicabilitédestechniquesd'améliorationdes solsenplaceen fonctiondelagranulométrie dusolfinal.



I.12.1.Pré-chargement

Cette méthode est utilisée sur des terrains dont le tassement évolue durant plusieurs années. Cette technique consiste à placer sur le terrain une charge égale à la charge définitive augmentée éventuellement d'une surcharge qui assure tout ou partie des effets suivants :

- Produire un développement rapide des tassements de consolidation primaire et accélérer l'apparition et le développement des tassements de consolidation secondaire ; on peut rendre ainsi le sol traité plus rapidement constructible, sans redouter à moyen ou à long terme des tassements absolus ou différentiels importants

- Augmenter la résistance au cisaillement et la capacité portante du massif.

I.12.2.Vibro compactage(ouvibro flottation)

Le vibro compactage est le procédé qui permet d'exécuter le compactage en profondeur du sol en place, à l'aide d'une aiguille vibrante, par ajout (ou non) d'un matériau pulvérulent. Sous l'effet simultané des vibrations et de saturation, les grains des sables lâches sont réarrangés à un état compact duquel résulte une augmentation de la contrainte latérale.

Cette technique s'applique aux sols granulaires non cohérents tels que sables et graviers.

Les vibrations engendrent un phénomène localisé de liquéfaction sous l'effet des surpressions interstitielle, qui met les grains du sol dans un état liquéfié.

I.12.3.Compactage dynamique(ou pilonnage)



Figure(I.13)Compactage dynamique.

Le compactage dynamique vise l'amélioration des propriétés géotechniques de sols lâches. Cette technique a été pratiquée en premier lieu par Ménard au début des années 70. Le procédé consiste à 24

faire chuter une très grande masse (10-20 tonnes jusqu'à 150 tonnes) pour une hauteur de chute qui varie de 10-20 à 40m. Les principaux avantages du compactage dynamique sont l'augmentation de la capacité portante, la réduction du tassement et du potentiel de liquéfaction.

Le compactage dynamique est également recommandé pour la densification des sols affaissables à structure macroporeuse tels que les loess en ex-Urss. Sa mise en exécution est rapide et, dans le cas de sols granulaires dont l'épaisseur est de l'ordre de 12 mètres ou moins, il est sans conteste le plus économique des procédés d'amélioration de sols existants

I.12.4.Densification par Vibro-refoulement

Il s'agit de construire des colonnes de pierre dans une cavité. Formée sans éjection de sol vers la surface et par le simple déplacement latéral des sols sous l'effet combiné du poids et de l'action du vibreur assisté au besoin d'injection d'air comprimé. De plus, si on utilise une sonde classique, elle doit être entièrement extraite du trou avant d'y déverser la pierre, de sorte que le sol soit suffisamment cohésif pour que la cavité demeure ouverte. Cette dernière contrainte est surmontée grâce à l'utilisation de nouvelles sondes permettant l'injection de la pierre par le fond. De plus, correctement utilisées, ces sondes permettent d'optimiser remplacement et refoulement pour construire des colonnes plus profondes qu'il ne serait possible à réaliser autrement. Cette variante requiert un matériel beaucoup plus complexe, elle est plus lente à réaliser donc plus coûteuse que les précédentes. Ce procédé ne produit des colonnes profondes que dans les sols mous, donc très efficace dans le cas des sols affaissables. Quand il est nécessaire de réaliser la construction d'ouvrages sur des sols effondrables, on peut soit adapter la structure des ouvrages pour qu'elle supporte des affaissements importants, soit traiter préalablement les sols.

I.12.5. Compactage par étincelle électrique

Proposée pour la première fois par Lomize et Gutkin (1962), cette méthode est utilisée pour les sables lâches saturés. Le principe de la méthode réside dans le fait qu'entre deux électrodes placées dans un sol saturé se produit une décharge de haute tension et qu'apparaît instantanément dans l'eau entourant les électrodes une pression très élevée (effet hydrodynamique qui agit sur le massif de sol environnant.

structure naturelle se brise dans la zone d'action de la décharge. Sous l'action de la pression naturelle des couches de sol sus-jacentes et des impulsions créées par les décharges, le sol se compacte.

I.12.6. Traitement par substitution

Parfois on recourt à la substitution, soit par ajout d'un sol de bonne qualité après décapage du sol existant, soit par reconstitution du sol existant avec un autre sol de qualité meilleure. **25**

Dans les deux cas un compactage poussé doit être appliqué. Cette technique a été appliquée avec succès en Algérie dans un projet d'une station de carburant a Hassi R'mel, (rapport technique 1990). Elle requiert des moyens logistiques et la disponibilité du sol de substitution dans une zone bien proche pour diminuer les coûts. A défaut, on pourrait utiliser le même sol excavé puis remis en place après traitement avec du ciment tout en diminuant la quantité d'eau et l'énergie de compactage suivant les proportions suggérées par Ayadat et Gherabli (1995).

I.12.7. Compactage par explosion

La consolidation par explosion consiste à placer à une profondeur donnée une charge telle qu'il n'y ait pas de cratère en surface. La présence de gaz occlus dans le sol à consolider, influence l'efficacité du phénomène. Il s'agit d'une solution brutale et simple, ne nécessitant pas un gros investissement pour le compactage rapide de grandes masses de sols non cohérents en lieux suffisamment éloignés de toute agglomération. La quantité d'explosifs varie de 10 à 30 Kg/ m³ de sol traité. Cette consolidation par explosion a été surtout employée en ex URSS dans les sables non cohérents et les loess.

I.12.8.Traitement par pieu de chaux :

L'utilisation de la chaux comme liant est très ancienne, Grande Muraille de Chine (localement, en argile traitée à la chaux), voies romaines, habitations (chaux + sable + terre argileuse). L'emploi de liants est développé en technique routière, elle concerne essentiellement les sols instables, les sols fins argileux ou limoneux et aussi les sols à effondrement brusque. Le liant développé des liaisons dans le matériau qui, sans cela, serait trop déformable, la " portance " est largement améliorée .Un sol effondrable traite passe d'un état plastique à un état solide et perd une partie de sa sensibilité à l'eau. On observe une augmentation de la cohésion, de la résistance mécanique et au poinçonnement (l'indice CBR peut être multiplié par 4 ou 10 au bout de deux heures), ainsi qu'une diminution des variations volumiques.Tkhirov (1971), montre qu'une grande quantité de chaleur se dégage (jusqu'à 300C°) lors de la réaction chimique qui s'ensuit, ce qui a pour effet de diminuer sensiblement la teneur en eau jusqu'à ce que le degré de saturation soit \leq a 60% pour permettre un pilonnage dynamique. Le diamètre du pieu de chaux augmente de 60 à 80% pendant le processus d'extinction d'où un apport de compactage complémentaire nonnégligeable.[27]



Figure (I-14) : Traitement par la chaux.

I.12.9. Stabilisation chimique ou injection

Les techniques de stabilisation les plus utilisées dans le domaine de construction sont la stabilisation par ajout de matériaux inertes ou la stabilisation par traitement chimique.

Le choix de l'une ou de l'autre de ces méthodes dépend de plusieurs facteurs tels que la nature du sol, la disponibilité du matériau ou du produit stabilisant, les délais de réalisation, les considérations économiques et les conditions environnementales et de mise en oeuvre. La stabilisation chimique est basée sur l'utilisation de produits chimiques ou de liant devant permettre une diminution du potentiel d'affaissement à un niveau acceptable.

Dans cette section de traitement on constate :

La stabilisation chimique par des additifs tels que le silicate de sodium (Na_2SiO_3) et le chlorure de calcium (CaCl_2) a été utilisée pendant de nombreuses années plus ou moins de succès (Abelev, 1975). Ces additifs chimiques permettent une cimentation de la structure du sol qui lors du mouillage, aurait une meilleure résistance à l'effondrement. La pénétration des solutions chimiques dans la profondeur désirée est essentielle pour le succès de la procédure de traitement. Cette méthode est souvent applicable à des dépôts de sable fins ; et présente d'être utilisée une fois une structure déjà en place ou existante (Al Rawas A.A, 2000).

Houston et Houston (1997) ont souligné que l'injection fournit une amélioration des sols par un ou plusieurs des trois mécanismes suivants :

- Si la viscosité du coulis est assez faible et la perméabilité du sol suffisante, le coulis pénètre dans le sol pour le rendre rigide ;
- Si la viscosité du coulis est élevée et la perméabilité du sol faible, le bulbe de coulis compresse et densifie le sol environnant. Ce processus est appelé compactage par injection
- Le troisième mécanisme appelé renforcement de sol, Consiste à mettre suffisamment

de coulis dans le sol à des emplacements et profondeurs précises. Les zones injectées deviennent rigides et auront tendance à porter les surcharges et les charges structurelles, tandis que les zones lâches seront déchargées dans une certaine mesure.

La stabilisation de silicates est généralement coûteuse. Toutefois, il a été utilisé avec succès aux Etats Unis et dans bien d'autres pays (Pengelly et al, 1997). Les essais in-situ et au laboratoire effectués dans l'ancienne Union Soviétique montrent que le pré mouillage avec solution à 2% de silicate de sodium peut considérablement diminuer la compressibilité et augmenter la résistance à l'affaissement des sols loessiques (Sokolovski et Semkin, 1984). Cette méthode est utilisée pour les sols affaisables secs et mouillés qui ont une tendance à s'effondrer sous le poids des surcharges des structures futures. Cette méthode consiste en trois étapes successives :

- L'injection du dioxyde de carbone permet d'éliminer l'eau présente.
- L'injection du coulis de silicate de sodium.
- L'injection de dioxyde de carbone pour neutraliser l'alcali.

Les essais in-situ sur sol sablonneux du type non carbonaté et prétraité avec le dioxyde de carbone ont montré une augmentation de la résistance de 20 à 25% (Clemence et Finbarr, 1981).

L'injection d'ammoniac seul dans le sol humide a été utilisée, cependant, l'efficacité de l'ammoniac est beaucoup moindre que celle des silicates de sodium. De plus, l'ammoniac est un produit dangereux pas facile à utiliser. Enfin, plusieurs autres variantes ont été également testées, comme le ciment (Ismail et al, 1987), la chaux et le bitume (Bell 1993) et l'acide phosphorique a été utilisé en nouvelle Zélande pour stabiliser les sols loessiques (Evens et Bell 1981).

I.12.10. Traitement par pré-mouillage du sol :

Cette technique de traitement utilisée avec succès dans les années 1930 en ex URSS, consiste à réaliser un étang artificiel permettant d'accumuler une grande quantité d'eau au-dessus d'un sol affaisable. L'infiltration, généralement lente, de cette eau et le poids propre du terrain constituent les conditions idéales d'affaissement. Cette méthode reste efficace pour des sols ayant des épaisseurs d'environ 5m, elle exige une disponibilité de l'eau en grande quantité, est prescrite pour des sites urbains. [28]

I.12.11. Traitement thermique :

Destinée aux ouvrages importants, d'après le guide technique LCPC / SETRA (2000), cette méthode de traitement a été procurée pour la première fois par Ostashev en 1934. Consistant à soumettre le sol à un réchauffement contrôlé, on injecte dans le sol pendant plusieurs jours de l'air ou du gaz chauffe entre 200 et 800° C, ce qui fait fondre le squelette du sol et les contacts entre les particules sont ainsi soudés. Les sols deviennent presque insensibles aux phénomènes de gonflement et de retrait. Cependant le coût du transport et de mise en place des unités mobiles de traitement peut être très lourd et n'est rentable, en terme strictement financier, que lorsque les quantités de sol à traiter sont importantes.

Bell et Bruyn (1997) ont rapporté l'utilisation du traitement thermique des sols loess au sud-Est de l'Europe et de la Russie par la combustion des gaz et mazout dans des trous de forage sous pression. Les forages sont très rapprochés et les températures peuvent atteindre 1000° C, produisant une colonne de sol stabilisée avec un diamètre de 1,5 à 2m.

I.13. EVALUATION DES METHODES DE TRAITEMENT :

Des études comparatives sur l'efficacité et l'économie des diverses méthodes de traitement ont été rapportés dans la littérature. Par exemple, Rollins et Roger (1994) ont mené une étude comparative sur un site situé à Néphé Utah (Etas Unis) pour évaluer le coût et l'efficacité des différentes méthodes de traitement à partir de six essais en vrai grandeur sur

les semelles carrées de 2,5 m de côté. Les méthodes.

De traitement ont inclus : (1) un pré mouillage avec de l'eau ; (2) un pré mouillage avec une solution à 2% de silicate de sodium ; (3) une excavation partielle et remplacement par remblai granulaire compacté ; (4) un compactage dynamique sur sol sec et (5) un compactage dynamique sur sol pré mouillé.

L'amélioration des sols a été évaluée à l'aide de l'essai double oedomètre sur échantillons intacts ainsi que des essais de pénétration au cône et essais préssiométriques.

Le profil de sol est généralement composé de limon argileux et sablonneux (CL- ML). La teneur en eau naturelles était de l'ordre de 7% et 10%, la limite de liquidité était d'environ 22% et l'indice de plasticité était aux alentours de 5%. La distribution granulométrique du sol se répartissait de la manière suivante : 30% de sable, 60% de limon et 10% d'argile.

Le tassement prédit par essais oedométriques et le tassement mesuré par diverses méthodes est résumé dans le tableau II.3. Il a été constaté que le silicate de sodium et les méthodes de compactages dynamique sont les méthodes efficaces dans la réduction du tassement des sols. [29]

affaissables de plus de 250 mm à moins de 35 mm (tableau Y), mais elles sont plus chères que les autres méthodes.

Tableau I.3: Comparaison par prédiction et mesures des effondrements par différentes méthodes de traitements (Rollin et Rogers, 1994)

Test	Méthodes de traitement	Effondrement prédit après chargement		Effondrement après le Chargement	
		Avant traitement (mm)	Après traitement (mm)	Effondrement (mm)	Fluage (mm)
1	Aucun traitement	267	N/A	282	1 2
2	Prémouillage avec l'eau	270	300	243	1 2
3	Pré mouillage avec silicate de Sodium	270	32	27	9
4	Excavation partielle et avec remplacement	267	183	114	9
5	Compactage dynamique à teneur en eau	254	31a 125b	3	1 4
6	Compactage dynamique après pré	396	15	11	1 8

a : Sous pointe de chute et b : entre point de chute

Rollin et Rogers (1994) ont également les avantages et les limites des diverses méthodes de traitement (tableau II.4). Des résultats similaires sur le succès de l'utilisation de compactage ont été rapportés par Souza et al. (1995). Leurs essais de chargement de plaque in-situ au Brésil révèlent que le compactage peut réduire l'affaissement d'environ 87% et augmenter la charge admissible de 110%. [31]

Tableau(I.4) : Comparaison des avantages et les limites des différentes méthodes (Rollinset Rogers,1994)

Avantages	Limites
Pré mouillage à l'eau	
Prix abordable Facilité d'application	Tassement excessifs sans pré chargement Impossibilité de densifier les couches supérieures Fortes probabilités de tassement différentiel
Prémouillageavec silicate de sodium	
Réduction spectaculaire d'effondrement Développement d'une cimentation permanente Réduction de la conductivité hydraulique (perméabilité) Réduction significative des tassements dus au fluage Possibilité d'utilisation en reprise en sous oeuvre	Coût plus élevé Expérience limitée Profondeur de traitement limitée à moins de 2m
Excavation partielle et remplacement avec remblai	
Coût relativement faible Facilité d'application Réduction de contraintes appliquées sur le sol effondrable sous-adjacent Réduction des tassements pour des volumes d'eau limitée Minimisation du tassement différentiel	Traitement des zones de surfaces uniquement Tassement important dans le cas des zones profondes Demande une grande expérience
Compactage dynamique à teneur naturelle	
Grande réduction de l'affaissement Réduction de la conductivité hydraulique (perméabilité) Amélioration jusqu'à des profondeurs (\geq 5m)	Coût plus élevé Dégâts potentiels dus aux vibrations Traitement non uniforme Ne nécessitant pas une grande expérience
Compactage dynamique après pré mouillage	
Diminution significative d'affaissement Efficacité de compactage Réduction au niveau de vibration Plus grande uniformité dans la densification Réduction de la conductivité hydraulique (perméabilité) Amélioration jusqu'à des profondeurs (\geq 5m)	Coût plus élevé Augmentation du fluage à long terme Risque de liquéfaction quand la teneur en eau est élevée Réduction de la teneur en eau à la suite du traitement peut être assez longue Expérience pratique assez limitée Difficulté d'évaluer l'amélioration

I.14. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons essayé de définir d'abord ce qu'est un sol affaissable, comment l'identifier, où il est localisé, puis nous avons passé en revue les différents paramètres de l'effondrement. Nous avons pu constater que l'affaissement d'un sol peut être identifié par des méthodes empiriques, mais les méthodes expérimentales restent de loin les meilleurs d'autant plus pour la mise en évidence de l'effondrement que pour l'estimation exacte du taux d'affaissement et par conséquent la détermination du degré de gravité de l'effondrement. Nous avons terminé ce chapitre par la présentation des différentes méthodes de traitements suivi par une comparaison qui met en évidence les avantages et les limites de chaque méthode.

CHAPITRE II

PROGRAMME ET PROCEDURE EXPERIMENTAUX

II.1. INTRODUCTION :

Les matériaux utilisés dans cette étude expérimentales sont le sable et le kaolin et le programme d'essais suivi et qui se résume en des essais préliminaires définissant les caractéristiques physique chimique et minéralogique des sols affaissables, puis les essais mécaniques, mettant en évidence l'influence du traitement sur le taux d'effondrement de ces sols, les modes opératoires de ces différents essais sont décrits dans ce qui suit.

II.2. LES MATERIAUX

II.2.1. Le sable :

Le sable utilisé pour la reconstitution de notre sol est celui d'oued Maitar de Boussaâda situé dans la wilaya de M'sila. Le sable de cette région est utilisé pour la confection du béton des chantiers de construction. Le sable est séché à 105°C pendant 24 heures afin d'éliminer toute l'eau existante et pour pouvoir contrôler la teneur en eau par la suite. On procède ensuite au tamisage à 2mm, les refus sont rejetés, et les tamisats sont retenus pour la confection des échantillons.

II.2.2. Le kaolin :

Le kaolin utilisé dans ce travail est celui de **Tamazert (KT)** (<80 µm), dans la région d'El-Milia (Est algérien), le gisement de kaolin de Tamazert, découvert en 1925, est exploité depuis 1932 [68].

Le kaolin est un silicate d'alumine hydraté plus ou moins mélangé de quartz, de mica, de silicate de potasse, de fragments de feldspath, etc. [64]. La kaolinite ($Al_2O_3 \cdot 2SiO_2 \cdot 2H_2O$ ou : $(Si_2)(Al_2)(O_5)(OH)_4$) C'est le minéral essentiel des kaolins, elle est blanche quand elle est pure.



Figure (II-1) : Le kaolin d'El-Milia

II.2.3. Le ciment :

Le ciment est un matériau de liaison souple qui durcit et durcit. Il contient donc des éléments cohérents et tangentiels en présence d'eau, ce qui permet de lier les composants du béton.
Caractéristiques Résistance à la pression en deux jours $10 \leq \text{MPa}$, 28 jours $32 \leq \text{MPa}$



Figure (II-2): Le ciment

II.2.4.les fibres de verre

c'est une poudre de verre silico-sodo-calcique constituée de particules de verre broyées, finement calibrées, filtrées, propres, recyclé et exemptes de corps étrangers.

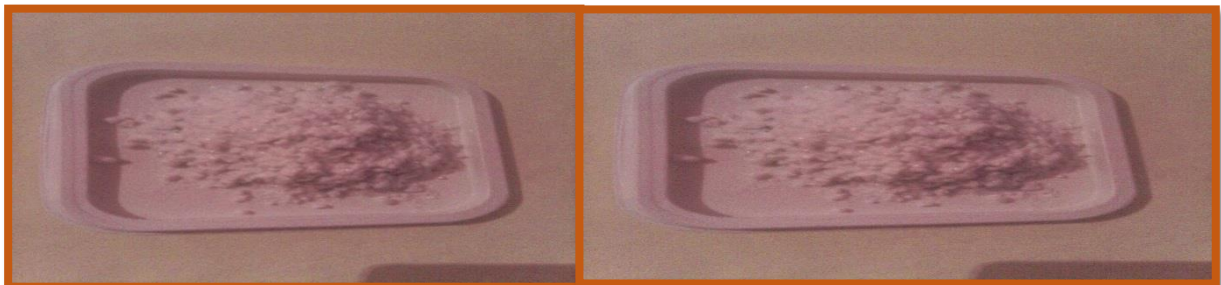


Figure (II-3) fibres de verre moulués.

II.2.5. Le sol reconstitué :

Le sol affaissable est obtenu en mélangeant le sable tamisé à 2mm ($D < 2 \text{ mm}$) et le kaolin à $80 \mu\text{m}$, utilisé comme éléments fins reliant les gros grains. Le mélange des deux matériaux a été selon les proportions de 80% de sable et de 20% d'argile, puis les quantités d'eau sont ajoutées et les énergies de compactages sont appliquées au sol obtenu selon le cas traité.

II.3. ESSAIS PRELIMINAIRES :

II.3. 1. Programme des essais préliminaires :

Sable

- Analyse granulométrique par tamisage.
- Équivalent de sable.
- Mesure de la masse volumique :
 - 1-Masse volumique apparente.
 - 2-Masse volumique absolue (masse spécifique).
- L'essai au bleu de Méthylène.
- Analyse chimiques et minéralogique

Sol fin (kaolin)

- Analyse granulométrique par sédimentométrie.
- Limites d'Atterberg.
- Masse spécifique.
- Essai au bleu de méthylène
- Analyse chimiques et minéralogique

Sols reconstitués

- Analyse granulométrique par tamisage.
- Analyse granulométrique par sédimentométrie.
- Limites d'Atterberg.
- masses volumiques.
- L'essai au bleu de Méthylène.
- L'essai de Proctor.

II.3.2. ANALYSE GRANULOMETRIQUE (NF P 94-056)

Il s'agit de déterminer la répartition en poids des grains du sol suivant leur analyse granulométrique. C'est l'ensemble des opérations aboutissant à la séparation selon la grosseur des éléments constituant un échantillon afin d'obtenir une représentation de la répartition de la masse des particules à l'état sec en fonction de leur dimension.

Un mode de représentation commode des résultats de l'analyse granulométrique est la COURBE GRANULOMETRIQUE. Elle représente pour chaque dimension « % » de particule, le poids (ou masse) « % » des particules de cette taille ou de tailles inférieures. Ce poids est exprimé en pourcentage par rapport au poids total de la matière sèche de l'échantillon étudié. Cette courbe est tracée en coordonnées semi-logarithmique.

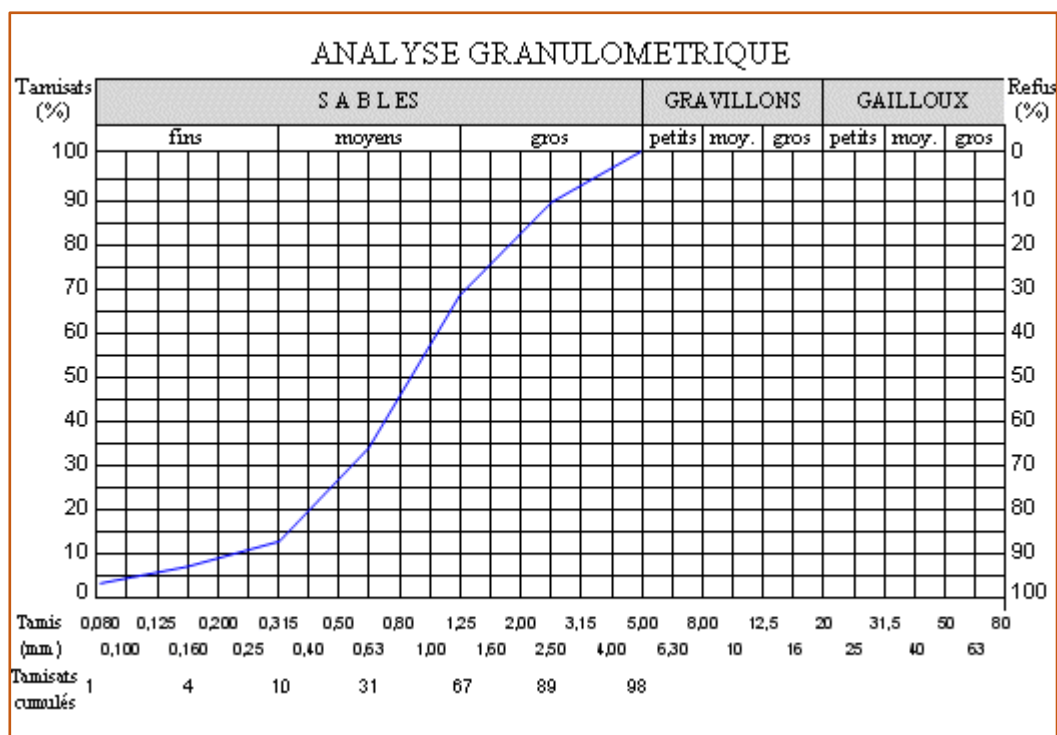


Figure (II-4) : La courbe granulométrique.

- **Principe de l'essai :**

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série des tamis, emboîtés les uns dans les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes 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.

- **Appareillage :**

- Une colonne de tamis propres et secs dont l'ouverture intérieure des mailles est respectivement de haut en bas (5 – 2 – 1 – 0.5 – 0.2 – 0.1 – 0.08) la colonne se termine par un fond pour capter les éléments passant au dernier tamis et un couvercle pour éviter la dispersion des poussières.
- Une tamiseuse mécanique.
- Une balance de précision : force de 4 à 5kg
- Un pinceau souple de nettoyage des tamis



Figure (II- 5) : Une tamiseuse mécanique.

- **Mode opératoire**

Préparation de l'échantillon :

- Prélever 1.5 kg de matériau sec.
- Verser le matériau sur la colonne et la fixer soigneusement sur la tamiseuse.
- Agiter pendant cinq minutes.
- Peser chacun des tamis et porter les résultats sur la feuille de calcul,

Les résultats sont tracés sur un repère semi logarithmique, la courbe obtenue est appelée courbe granulométrique.

II.3.3. Analyse Sédimentométrique (NF P 94-057)

La sédimentométrie est un essai qui complète l'analyse granulométrique. Elle s'applique aux éléments fins inférieurs à 0.08mm. Les grains de diamètre différents

sédimentent dans un milieu liquide au repos, à vitesses différentes, la relation entre le diamètre des grains et la vitesse de sédimentation est donnée par la loi de Stokes. Comme cette relation a été établie pour les grains sphériques, en l'appliquant au sol on n'obtiendra que " **Les diamètres équivalents**".

➤ **Appareillage spécifique :**

- un densimètre gradué de 0.995 à 1.030g/cm³.
- deux éprouvettes de 1 litre de contenance, de 85mm de diamètre et de 450mm de hauteur de graduation.
- un agitateur mécanique dont la vitesse de rotation varie de 0 à 10000tr / min.
- un défloculant : hexametaphosphate de sodium.
- un agitateur manuel pour l'homogénéisation de la suspension avant essai.

➤ **Appareillage courant**

- un thermomètre gradué de 0 à 50°C.
- Un chronomètre
- eau déminéralisée (distillé).
- une balance ; précise au décigramme.
- Un tamis de 0,08mm.
- Un mortier avec pilon en caoutchouc.
- Une étuve de dessiccation avec thermostat 105 °C.

➤ **Mode opératoire :**

1)Préparation de l'échantillon :

- On prend 80g de matériau sec (sol) pour une éprouvette de 2 litres.
- On met à imbiber les 80 g de matériau sec dans le récipient de l'agitateur mécanique. Cette imbibition doit être faite au moins 12 h à 15 h avant la dispersion à l'agitateur mécanique en utilisant environ 500 cm³ d'eau distillé additionnée de 60 cm³ d'hexametaphosphate de sodium concentré à 5% dont la durée de vie de la solution ne dépasse pas un mois.
- L'agitateur mécanique qui doit séparer convenablement les grains doit être fait pendant 3 minutes à 10000 à 12000 trs/min.

- On verse la suspension dispersée dans l'éprouvette de 2 litres et on rince soigneusement le récipient de l'agitateur mécanique, puis on complète par l'eau distillé à 2 litres exactement.

2) Exécution de l'essai :

Avant de plonger le densimètre, agiter vigoureusement la suspension pour obtenir une concentration uniforme sur toute la hauteur de l'éprouvette. Retirer l'agitateur et déclencher au même moment le chronomètre, puis plonger lentement le densimètre, faire les lectures au sommet du ménisque. Noter le nombre R lu à partir de la graduation 1000 affecté du signe (+) pour les lectures supérieures à 1000.

Les lectures sont faites à : 30s ; 1 min ; 2 min ; 5 min ; 10 min ; 20 min ; 30 min ; 60 min ; 120 min ; 240 min et 1440 min soit 24h ces temps sont comptés à partir du début de l'essai.

Les trois premières lectures (à 30 sec ; 1 min ; 2 min) se font sans retirer le densimètre de la suspension, après la lecture à 2 min, on relève la température de la suspension au 1 / 10 de degré près. Pour les autres lectures, plonger le densimètre 15 à 20 secondes avant la lecture. Noter la température après chaque lecture.

Les résultats trouvés à partir de cet essai vont servir à compléter la courbe granulométrique.



Figure (II-6) :Appareillage de sédimentométrie.

-Classes granulaires des granulats

Appellation		Dimension de la maille des tamis en (mm)
Pierres cassées et cailloux	Gros	50 à 80
	moyens	31.5 à 50
	Petits	20 à 31.5
Gravillons	Gros	12.5 à 20
	moyens	8 à 12.5
	Petits	5 à 8
Sable	Gros	1.25 à 5
	moyens	0.31 à 1.25
	Petits	0.08 à 0.31
Fines, farines et fillers		Inférieur à 0.08

II.3.4. Masse volumique :

La masse volumique est une grandeur physique qui caractérise la masse d'un matériau par unité de volume.

1) Masse volumique apparente: (NF P 94-053 (octobre 1991))

C'est la masse de l'unité de volume apparent du corps, c'est-à-dire du volume constitué par la matière du corps et les vides qu'elle contient. La masse volumique apparente d'un matériau pourra avoir une valeur différente suivant qu'elle sera déterminée à partir d'un matériau compacté ou non compacté.

• Principe :

Remplir une mesure de 1 dm³, et en déterminer la masse.

La masse volumique apparente est donnée par :

$$\text{Masse volumique apparent} = \text{masse/volume.}$$

• Appareillage :

- Un entonnoir monté sur trépied.
- Un récipient calibré.
- Une règle à araser.
- Une balance de précision : force de 4 à 5 kg sensibilités 1 à 2 cg.



Figure (II-7): entonnoir trépied.

2) Masse volumique absolue : (NF P 94-054 (octobre 1991))

C'est la masse de l'unité de volume absolue du corps, c'est -à - dire de la matière qui constitue le corps, sans tenir compte du volume des vides.

Elle est exprimée par ρ_s , qui est la masse par unité de volume de la matière qui constitue le granulat, sans tenir compte des vides pouvant exister dans ou entre des grains.

• Appareillage :

- ✓ 03 Pycnomètre en verre de 100 cm³.
- ✓ Une balance de précision : force de 4 à 5 kg sensibilités 1 à 2 cg.
- ✓ Un entonnoir à long col.
- ✓ Tige en verre pour l'agitation.



Figure (II-8) : Pycnomètre verre de 100 cm³.

- **Mode opératoire :**

- ✓ Préparer un échantillon de sable, séché à l'étuve et refroidi.
- ✓ Peser le pycnomètre vide (sec et propre) M_0 .
- ✓ Deviser le couvercle et introduire 30 g du matériau, peser l'ensemble, soit M_1
- ✓ Remplir la bouteille à moitié avec de l'eau et remuer énergiquement avec la tige en verre pour chasser les bulles d'aires.
- ✓ Ajouter de l'eau jusqu'à 2 cm du bord supérieur, visser à fond le couvercle et remplir à l'aide d'une pissette par le trou supérieur.
- ✓ Secouer le pycnomètre en rebouchant avec un doigt le trou du couvercle. Laisser reposer un bon moment.
- ✓ Sécher les parois extérieures du pycnomètre et peser l'ensemble, soit M_2 .
- ✓ Vider le pycnomètre, laver et le remplir d'eau jusqu'au niveau du trou supérieur.
- ✓ Sécher les parois extérieures du pycnomètre et peser l'ensemble, soit M_3 .
- ✓ Reprendre mêmes étapes pour deux autres échantillons non utilisés.

- **Exploitation des résultats :**

Le calcul de la densité des grains solides du sol est donné directement par la formule :

$$\rho = \frac{(M_1 - M_0)}{(M_3 - M_0) - (M_2 - M_1)} \quad \text{g/cm}^3.$$

II.3.5. Equivalent de sable:(NF P 18-598)

L'équivalent de sable est un indicateur, utilisé en géotechnique, caractérisant la propriété d'un sable ou d'un grave. Il indique la teneur en éléments fins, d'origine essentiellement argileuse, végétale ou organique à la surface des grains. Ce terme désigne également l'essai qui permet de déterminer cet indicateur. On parle d' « essai d'équivalent de sable piston » ou, plus simplement, d' « essai d'équivalent de sable »

- **Principe de l'essai :**

L'essai consiste à verser un échantillon de sable et une petite quantité de solution flocculant dans un cylindre gradué et d'agiter grâce à un agitateur mécanique de façon à détacher les revêtements argileux des particules de sable de l'échantillon. On complète alors l'éprouvette de sable en utilisant le reste de la solution flocculant afin de faire remonter les particules fines en suspension au-dessus du sable. Après 20 min, les hauteurs des produits sont mesurées. L'équivalent de sable est le rapport hauteur du sable sur hauteur totale.

- **Appareillage et matériels utilisés**

- ✓ Une balance.
- ✓ Un Tamis 5mm.
- ✓ Trois éprouvettes cylindriques transparentes en matière plastique, chacune est graduée en 2/10 de centimètre à partir de la base jusqu'à 38cm.
- ✓ Un entonnoir pour verser l'échantillon dans l'éprouvette.
- ✓ Un chronomètre.
- ✓ Un agitateur mécanique de course 25cm.
- ✓ Un bouchon en caoutchouc permettant de fermer l'éprouvette.
- ✓ Une règle.
- ✓ Un piston taré en métal inoxydable.
- ✓ Un flacon de 5 litres placé à 1m environ au-dessus de la table de travail contenant la solution normalisée, et muni d'un système de siphon.
- ✓ Un tube laveur relié au flacon par un tube caoutchouc muni d'une pince pour sa fermeture,
- ✓ La quantité de sable nécessaire pour cet essai est : $m=110g$.



Figure (II-9) Appareillage de l'équivalent de sable.

- **Mode opératoire :**
 - ✓ Prendre 500gr de l'échantillon de sable passant au tamis 5mm.
 - ✓ Dans une éprouvette graduée, siphonner la solution lavant jusqu'à une hauteur de 10cm ;
 - ✓ Verser soigneusement une mesure de 110 gr de l'échantillon, à l'aide de l'entonnoir, dans l'éprouvette placer verticalement.
 - ✓ Taper à plusieurs reprises la base de l'éprouvette cylindrique fortement sur la paume de la main pour déloger les bulles d'air et favoriser un bon mouillage de l'échantillon, laisser reposer 10 minutes.
 - ✓ Boucher l'éprouvette à l'aide du bouchon de caoutchouc, la secouer horizontalement 90 fois aller-retour en 30secondes avec une course d'environ 20 cm. En suite placer l'éprouvette verticalement.
 - ✓ Oter le bouchon de caoutchouc et le rincer au-dessus de l'éprouvette avec la solution lavant, réglée à un faible débit. En descendant le tube laveur dans l'éprouvette, rincer les parois, puis enfoncer le tube jusqu'au fond pour laver le sable et faire remonter les particules argileuses.
 - ✓ Arrêter les l'écoulement lorsque le niveau du liquide atteint le repère supérieur 38 cm ; relever ensuite lentement le tube laveur ;
 - ✓ Laisser reposer, sans perturbation, pendant 20 minutes ;
 - ✓ Au bout de ces 20 minutes mesurer h_1 , h_2 , h'_2

h_1 : hauteur du sable

h_2 : hauteur du sable +éléments fins

h'_2 : hauteur des éléments fins pris à partir du piston

L'équivalent de sable et déterminer par :

$$Es \text{ (piston) } : (h'_2/h'_1) \times 100$$

$$Es \text{ (visuel) } : (h_2/h_1) \times 100$$

-L'interprétation des résultats :

Nature	Equivalent de sable
Argile pure	E. S. = 0
Sol plastique	E. S. = 20
Sol non plastique	E. S. = 40
Sable pur et propre	E. S. = 100

II.3. 6.Limitesatterberg :(NF P 94-015)

Cet essai se pratique sur la fraction de sol dont les particules ont une dimension inférieure à 0,42 mm (le mortier).

Par définition, la teneur en eau w d'un sol est le rapport du poids d'eau W_w et sur le poids du sol sec W_s . Elle est exprimée en %. En 1905, Atterberg a défini des teneurs en eau fixant les limites entre les 3 états. Si à un échantillon de sol préalablement desséché et pulvérisé, on fait croître la teneur en eau de façon homogène par malaxage, il passe progressivement de l'état solide, à l'état plastique puis à l'état liquide.

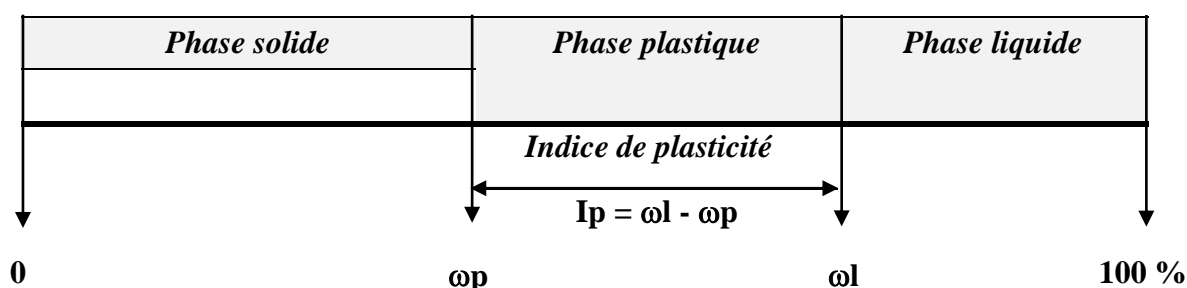


Figure (II-10) : Représentation des limites d'Atterberg.

a) limite de liquidité W_L :

La limite de liquidité se détermine en utilisant l'appareil de Casagrande :

On étend sur une coupelle une couche d'argile dans laquelle on trace une rainure au moyen d'un instrument en forme de V. on imprime à la coupelle des chocs semblables en comptant le nombre de chocs nécessaires pour fermer la rainure sur 1,5 cm, on mesure alors la teneur en eau de la pâte, bien entendu, tout l'appareillage est rigoureusement normalisé.

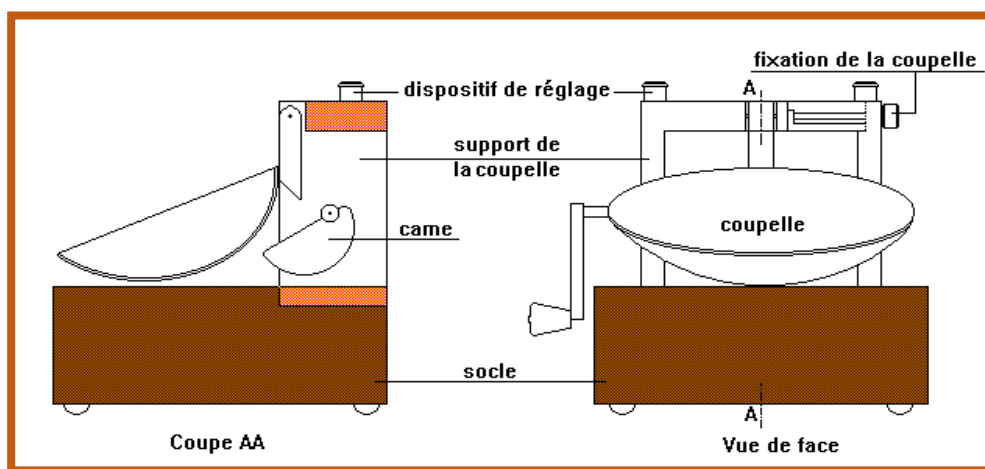
Par définition, la limite de liquidité est la teneur en eau pour laquelle les deux lèvres de la rainure se rejoignent sur une longueur supérieure à 1 cm pour un nombre de coups donnés à la coupelle égale à 25.

Toujours est-il que, l'expérience a prouvé qu'il existe une relation entre le nombre de chocs N et la teneur en eau W . La formule suivante permet de déterminer la limite de liquidité à l'aide d'une ou deux mesures seulement.

$$W_L = W (N/25)^{0.121}.$$

Appareillages nécessaires pour la détermination de la limite de liquidité « WL » :

- Appareil de Casagrande : coupelle métallique, qui tombe de 10 mm sur un bloc en bois bakélite de dureté bien déterminée.
- l'outil à rainure : permet de faire dans la moitié placée dans la coupelle, une rainure de forme et dimensions bien définies.
- Une étuve de dessiccation.
- Une balance.
- Des capsules ou boîtes de pétri, spatule, truelles.



Coupelle métallique (calotte sphérique) qui tombe de 10 mm sur un socle en bois de dureté bien déterminée.

Outil à rainurer

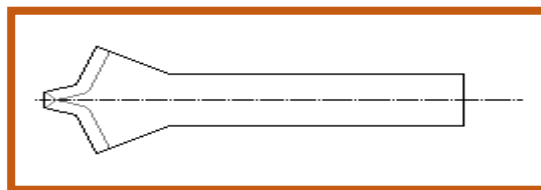


Figure (II-11) : Appareil de Casagrande et matériel de la limite de liquidité.



Figure (II-12) : la limite de liquidité pour kaolin.

b) **La limite de Plasticité W_P :**

Pour déterminer la limite de plasticité, on roule l'échantillon en forme de fuseau qu'on amincit progressivement. La limite de plasticité est la teneur en eau du fuseau qui se brise en petits tronçons de 1 à 2 cm de long au moment où son diamètre atteint 3 mm. On exécute en général, 2 essais pour déterminer cette limite.

2) **Équipements nécessaires pour la détermination de la limite de plasticité « W_P » :**

- Une plaque lisse en marbre ou un matériau équivalent pour le malaxage et la confection des rouleaux de sol.
- Des capsules ou boites de pétri, spatule, truelles.
- Une étuve de dessiccation.
- Une balance.
- Une plaque de verre de 5 cm de largeur et de 10.5 cm de longueur portant une graduation tous les 1 cm et une cal de 0.5 m (**Figure : II-13**).

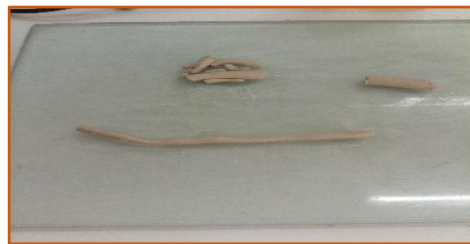


Figure (II-13) : Les étapes de la limite de plasticité.

c) **L'indice de plasticité I_P :**

Il donne l'étendue du domaine plastique $I_P = W_L - W_P$. La plasticité d'un sol (c'est-à-dire sa faculté de devenir très déformable en absorbant de l'eau) est appréciée par le couple (W_L , I_P) qui dépendent de la nature des minéraux argileux contenus dans le sol et de leur quantité. C'est ainsi que Casagrande a défini un diagramme dit "Abaque de plasticité de Casagrande" qui permet de classer les sols fins.

-Type de sol en fonction de I_p

Indice de plasticité (%)	Type de sol
< 1%	Pulvérulent
1% < I_p < 7%	Sable argileux
7% < I_p < 17%	Argile sableuse
I_p > 17%	Argile

II.3. 7.Essai Proctor :(NF P 94-093)

- *Principe de l'essai de compactage :*

Le principe de cet essai consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter, pour chacune des teneurs en eau, selon un procédé et une énergie conventionnelle. Pour chacune des valeurs de la teneur en eau considérée, on détermine la masse volumique sèche du matériau et on trace la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau.

- *La courbe de Proctor :*

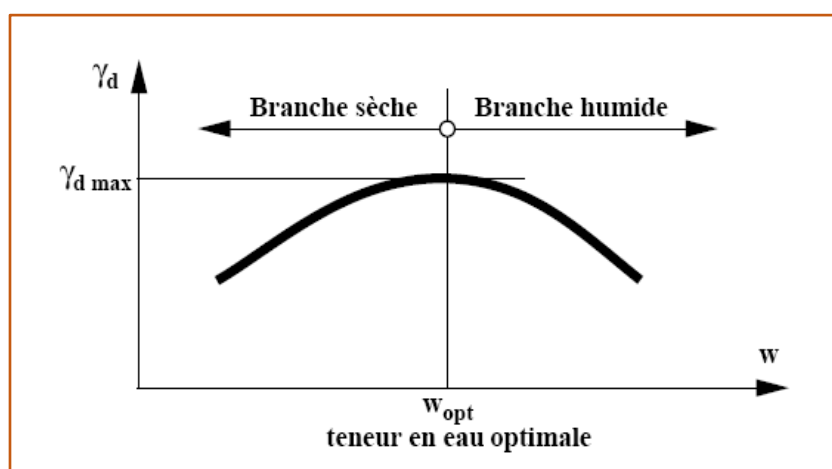


Figure (II-14) : Courbe de Proctor.

L'énergie de compactage est égale à :

$E_C = \text{hauteur de chute} \times \text{poids de la dame} \times \text{Nb de coups} \times \text{Nb de couches} / \text{volume total du moule.}$

- **Appareillage spécifique :**

L'appareillage spécifique comporte :

- ✓ Un socle de compactage constitué d'un bloc de béton présentant une surface plane horizontale d'au moins 30 cm \times 30 cm et une épaisseur d'au moins 30 cm ;
- ✓ Le moule Proctor normal constitués d'un corps de moule, d'une embase et d'une rehausse. Le corps de moule peut être monobloc ou fendu.
- ✓ Une dame de compactage manuel «dame Proctor normal» constituée d'un mouton cylindrique de 51 mm \pm 1 mm de diamètre. Ce mouton coulisse dans un fourreau qui lui autorise une hauteur de chute de 305 mm \pm 2 mm. La masse de l'équipage mobile est de 2 490 g \pm 2,5g.

- ✓ Une règle à araser constituée par une lame en acier.



Figure (II-15) : Appareillage spécifique pour essais de compactage (Proctor Normal).

- **Mode opératoire :**

1) Préparation du matériau :

- ✓ Prendre 3 kg du matériau.
- ✓ Humidifier soigneusement le matériau ainsi préparé à la teneur en eau désiré.
- ✓ L'homogénéiser à la truelle, puis en le malaxant à la main ou dans un malaxeur.

2) Fixer la hausse sur le moule. Lubrifier l'intérieur du moule et celui de la hausse.

3) Mettre une quantité de matériaux dans le moule, suffisante pour qu'une fois compactée chacune des trois couches ait sensiblement la même épaisseur (la dernière couche devant avoir sa face supérieure au-dessus du niveau supérieur du moule, c'est-à-dire à l'intérieur de la hausse).

4) Compacter chaque couche à l'aide de dame de compactage en 25 coups. S'arranger pour que le compactage soit uniforme.

5) Une fois les trois couches compactées, enlever la hausse avec beaucoup de soin afin d'éviter la rupture de l'échantillon.

- Araser le moule à l'aide de la règle.
- Nettoyer l'extérieur du moule à l'aide d'un pinceau.
- Peser le moule : on obtient le poids total humide.

6) Enlever la base du moule.

- Prélever deux échantillon à la partie supérieure et a la partie inférieure du moule, et effectuer les mesure de la teneur en eau (passage à l'étuve a 105° pendant 24 heures).
- démonter le moule, et enlever le matériau humide, et malaxer une quantité de matériau et rajouter de l'eau pour obtenir une teneur en eau supérieure (+2). Effectuer un autre essai.

7) Arrêter l'essai quand on obtient par deux fois consécutives une diminution du poids total humide par rapport à l'essai précédent.



Figure (II-16): Mode opératoire(Proctor Normal)

- **Le programme d'essais réalisé :**

Nous avons réalisé pour l'essai Proctor neuf essais dont le premier était un sol témoin c'est-à-dire sans aucun traitement puis nous avons rajouter le ciment et la fibre de verre dans des proportions bien déterminées afin de voir l'évolution de gamma optimale d'une part et pour utiliser les valeurs optimales dans l'essai de cisaillement d'autre part.

TableauII .1. Programme expérimental

Essai	Teneur en Fibre de verre FV%	Teneur en Ciment	Nombre total des essais
Proctor	0	0	09
	0	7	
	1	6	
	2	5	
	3	4	
	4	3	
	5	2	
	6	1	
	7	0	

II 3. 8. Essai de bleu de méthylène :(NF P 94-068)

✓ *Principe de l'essai :*

Il consiste à déterminer la capacité d'adsorption ionique d'un sol en mesurant la quantité de colorant de bleu de méthylène nécessaire pour recouvrir la surface totale, externe et interne, de toutes les particules argileuses présentes dans la solution à étudier par une monocouche de bleu de méthylène. On appelle cette quantité, la valeur au bleu, notée VB et exprimée en grammes de bleu par grammes de sol, tel que montre l'équation: $VB = VBM/M \text{ sol}$
Où : **VBM** est la quantité de bleu de méthylène adsorbé (ml) et Msol, masse sol sec de la prise d'essai (g).

✓ **Matériel nécessaire :**

- Une balance permettant de faire toutes les pesées.
- Un chronomètre, un papier filtre, une baguette de verre
- Un agitateur à ailettes
- Un bécher de 1 ou 2 litres en matière plastique
- Une étuve ventilée ou autre moyen de séchage
- Bleu de méthylène à 10g /l avec doseur permettant des injections de 2, 5ml et 10ml
- Un chronomètre.

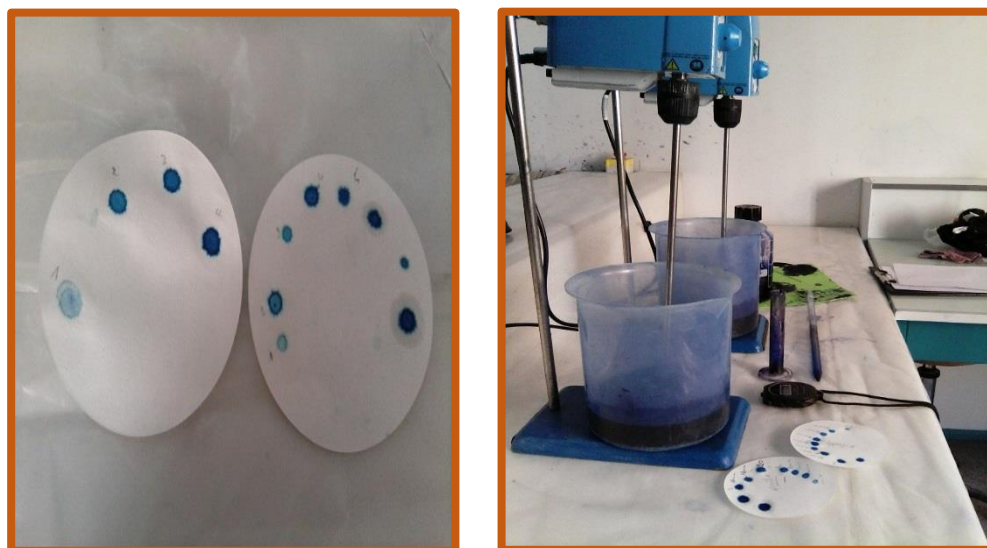


Figure (II-17): Appareillage de l'essai de bleu.

- **Préparation de l'échantillon :**

L'essai est effectué sur la fraction granulométrique 0/5mm du matériau, car ce sont principalement les éléments les plus fins (inférieurs à 2mm) qui contiennent la fraction argileuse. Celle-ci donne l'essentiel de la réaction au bleu de méthylène et exprime donc de manière quantifiée la sensibilité du sol à l'eau.

On prépare 30g de fraction 0/5 mm sèche que l'on met à tremper dans 200 ml d'eau déminéralisée. Le tout est maintenu en agitation permanente au moyen de l'agitateur à ailettes.

Le dosage consiste à injecter successivement des doses bien déterminées de bleu de méthylène dans la suspension de sol, jusqu' à atteindre la saturation des particules d'argile. Le test de la tache permet de repérer l'instant de cette saturation.

On prélève une goutte de liquide dans le bêcher contenant le sol imbibé de bleu, et on dépose celle-ci sur le papier filtre (diamètre du dépôt compris entre 8 et 12 mm). Deux cas sont possibles :

- la goutte centrale bleue est entourée d'une zone humide incolore : le test est négatif,
- la goutte centrale bleue est entourée d'une zone humide teintée de bleu; le test est positif.

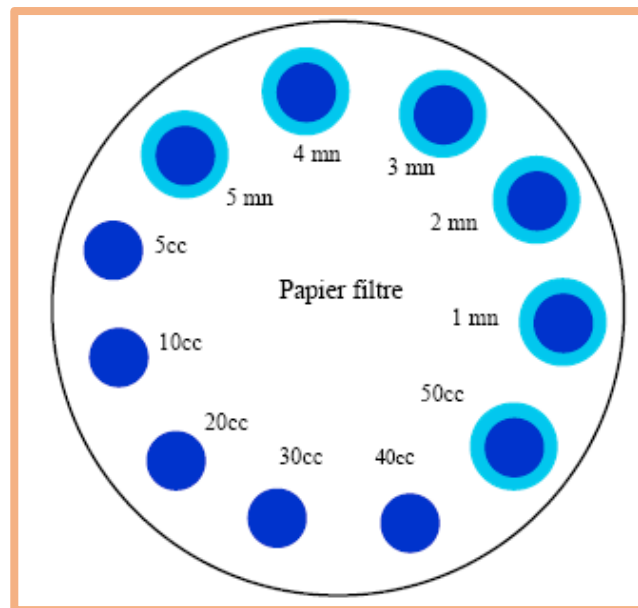


Figure (II-18): Résultats de valeur au bleu.

• **Classification des sols après essai :**

$V_{BS} = 0.1$: sol insensible à l'eau.

$V_{BS} = 0.2$: apparition de la sensibilité à l'eau.

$V_{BS} = 1.5$: seuil distinguant les sols sablo-limoneux des sols sablo- argileux.

$V_{BS} = 2.5$: seuil distinguant les sols limoneux peu plastiques des sols limoneux de plasticité moyenne.

$V_{BS} = 6$: seuil distinguant les sols limoneux des sols argileux.

$V_{BS} = 8$: seuil distinguant les sols argileux des sols très argileux. Surface de

bleu de méthylène $21 * V_{BS} V_{BS} = v/m * c (1+w)$

-Type de sol en fonction de la valeur «VBS »

VBS	Type de sol
0.1	Sol insensible à l'eau
0.2	Seuil au-dessus duquel le sol est sensible à l'eau.
1.5	Seuil distinguant les sols sablo- limoneux des sols sablo argileux.
2.5	Seuil distinguant les sols limoneux peu plastiques de sols limoneux moyennement plastiques
6	Seuil distinguant les sols limoneux et les sols argileux
8	Seuil distinguant les sols argileux des sols très argileux.

II.4. ESSAIS PRINCIPAUX :

II.4.1 Essai œdométrique (XP P 94-090-1)

L'étude de la déformation des sols où massifs Peut être reproduite au laboratoire grâce à un appareil inventé au début de XXème siècle (l'œdomètre de Terzaghi).

L'essai œdométrique a pour objet essentiel d'étudier la consolidation d'échantillon de sols intacts ou remaniés, soumis à des charges verticales ; il permet de suivre la consolidation ou cours du temps et de déterminer les relations entre les charges et les déformations obtenues sous ces charges.

La courbe qui en résulte est représentée sur la **Figure (II-19)**.

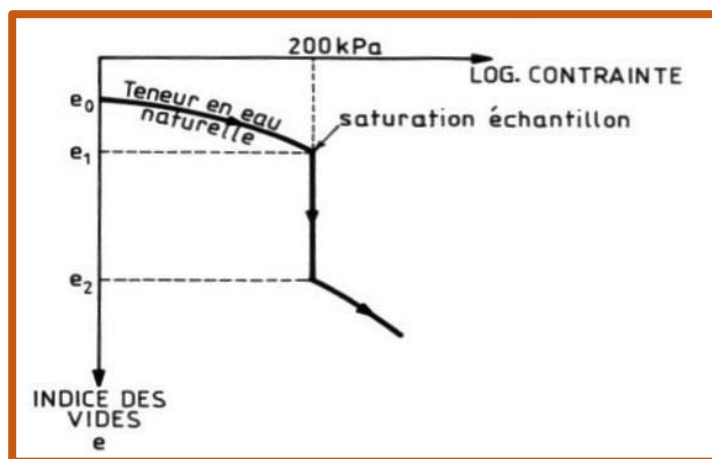


Figure (II-19) : Courbe œdométrique (teste de Knight 1963).

Cette étude simule les configurations suivantes :

- une surface horizontale très grande par rapport à son épaisseur ;
- une charge appliquée uniforme et verticale ;
- les possibilités des déplacements horizontaux sont nuls ;

L'appareil permettant de charger axialement une éprouvette de forme cylindrique placé dans un cylindre rigide et de mesurer la variation ΔH de la hauteur H séparant les faces supérieure et inférieure de l'éprouvette qui est éventuellement submergée, sont en contact avec des disques drainants.

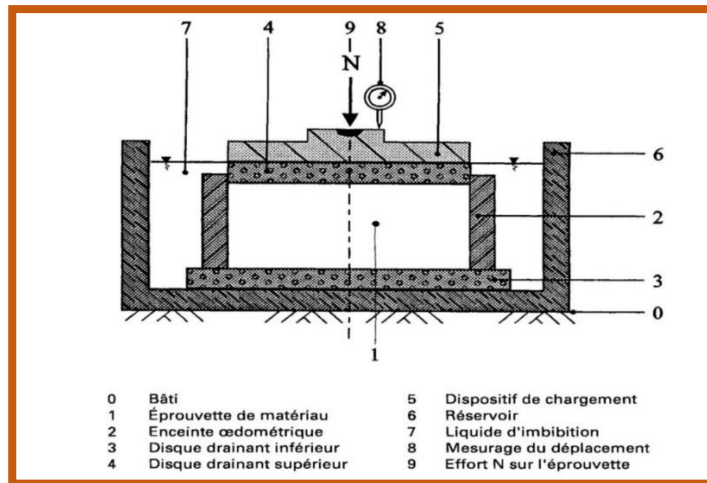


Figure (II-20) : Principe de l'oedomètre.

- **Appareillage :**

- ❖ **Les matériels utilisés sont les suivants :**

- Appareil de l'œdomètre,
- des masses (1 kg, 2 kg, 4 kg, 8 kg),
- plaque en verre,
- balance électronique de précision 0,01g,
- raseur,
- cuillère,
- chronomètre,
- pipette,
- tube à essai,
- un mortier en porcelaine,
- une dame de compactage du sol
- papier filtre.

- ✓ **Dame de compactage :**

Pour le compactage on utilise un appareil spécifique de poids 360.35g qui est constitué de :

- Un disque rigide de diamètre 50 mm.
- Fixer à une tige de guidage d'une hauteur de 200 mm.

-Une dame de forme de disque de masse de 121g, perforée d'un trou de diamètre supérieur à celui de la tige.

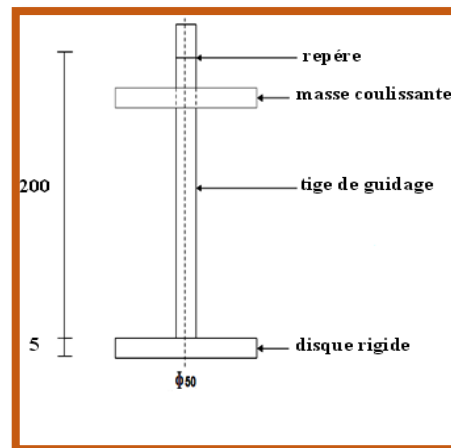


Figure (II-21) : Dame de compactage.

✓ **Appareil de l'œdomètre :**

L'œdomètre est un appareil de laboratoire utilisé en géotechnique, cet appareil permet de mesurer le tassement d'un échantillon de sol sous un effort donné et en fonction du temps afin d'en déterminer ses propriétés mécaniques lors de calculs de mécanique des sols.

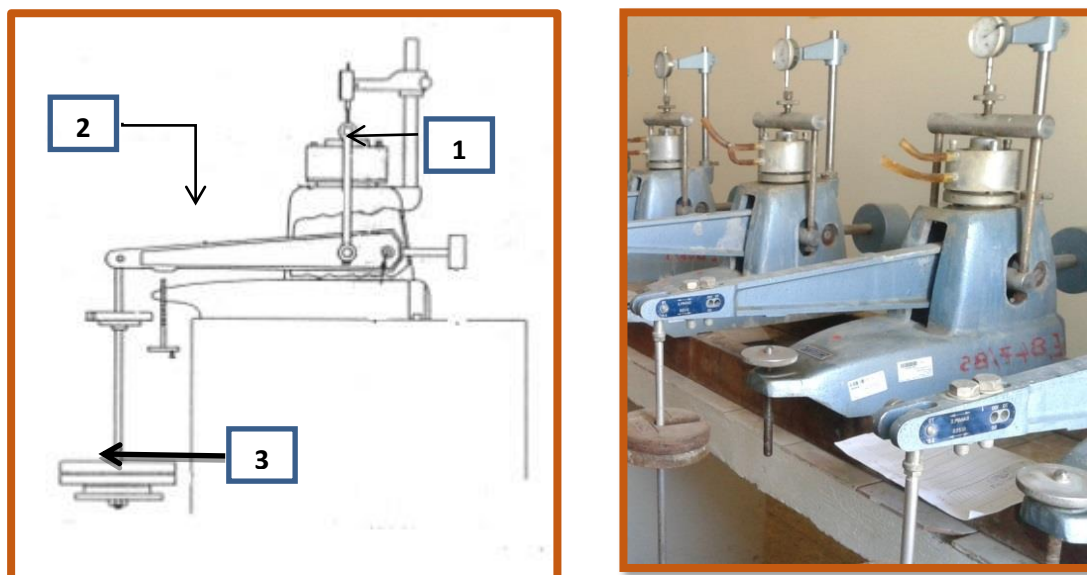


Figure (II-22) : Appareil de l'œdomètre Chargement par l'avant (palier).

- 1) Cellule œdométrique
- 2) Bras de levier
- 3) Poids

✓ **Cellule œdométrique :**

Elle est composée :

- D'une bague annulaire rigide contenant l'éprouvette de sol, sa hauteur est 200 mm, diamètre intérieure 50,47 mm.
- De deux pierres poreuses assurant le drainage de l'éprouvette.
- D'un piston coulissant à l'intérieure de l'anneau et venant charger l'éprouvette.
- Un réservoir d'eau dans lequel l'ensemble précédent est immergé pour permettre d'effectuer des essais sur des éprouvettes saturées et non saturées.

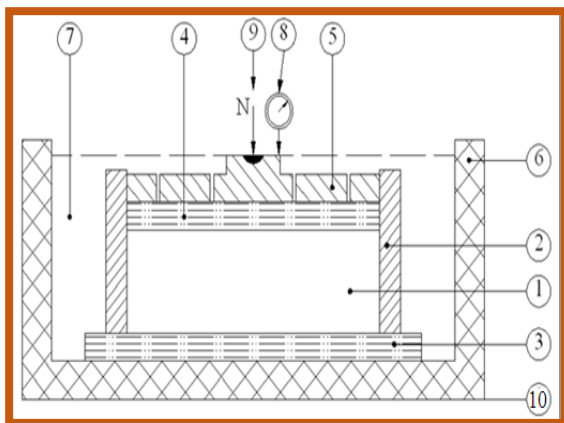


Figure (II-23) :Cellule œdométrique

- | | |
|------------------------------------|--------------------------------|
| 1) Éprouvette du sol ; | 2) Enceinte oedométrique ; |
| 3) Disque drainant inférieur ; | 4) Disque drainant supérieur ; |
| 5) Dispositif de chargement ; | 6) Réservoir ; |
| 7) Fluide d'imbibition ; | 8) Mesurage du déplacement ; |
| 9) Effort « N » sur l'éprouvette ; | 10) Bâti ; |

- **Préparation de l'échantillon du sol :**

- ✓ Pour notre sol, on pèse une quantité du sable et d'argile (80% du sable et 20% d'argile) puis mélangées à sec par un malaxeur tournant à vitesse constante.
- ✓ L'échantillon du sol plus la teneur en eau (distillé) est malaxé manuellement dans un mortier en porcelaine jusqu'à obtention d'un mélange homogène.

- **Mise en place de l'échantillon du sol dans le moule :**

L'essai consiste à placer une éprouvette dans une enceinte cylindrique rigide latéralement pour que les déformations radiales soient nulles, avec une paroi intérieure très lisse et souvent lubrifiée pour que les frottements générés au cours de la consolidation au contact paroi-sol soient négligeables. La préparation de l'éprouvette et sa mise en place dans l'enceinte œdométrique dépendent de la consistance du sol. Les modes opératoires en vigueur définissent des procédures pratiques de préparation des éprouvettes.

Dans l'intention de déterminer le comportement des échantillons de sols, soumis à une variation de teneur en eau et une augmentation de contrainte verticale, des essais de compressibilité sont réalisés selon la procédure de Knight (1963).

- ✓ L'échantillon étant préparé, on le place à l'intérieur de la bague annulaire en forme de tas, puis on procède au compactage dynamique avec une énergie E_c , par une dame conçue spécialement au laboratoire
- ✓ L'éprouvette est arasée au niveau du bord supérieur de l'anneau par une lame rigide avec beaucoup de soin pour ne pas remanier le sol de l'éprouvette
- ✓ Monter la bague annulaire dans la cellule, ce dernier est mise en place sur le bâti du chargement de l'œdomètre.
- ✓ Régler l'horizontalité du bras de levier puis placer le compteur et le régler à 0.

- **L'inondation de l'échantillon du sol**

L'inondation se fait lentement au moyen d'une pipette qu'on a rempli d'eau distillé

- **Mise en charge de l'œdomètre selon Knight (1963)**

- ✓ Une fois la bague contenant l'éprouvette de sol est dans la cellule, ce dernier est mise en place sur le bâti de chargement de l'œdomètre. Les charges sont appliquées par palier de 24 heures et chaque incrément est le double de l'incrément précédent, les tassements respectifs sont relevés sur le comparateur. Lorsqu'on arrive à une pression de 200 kpa (suggérée par Knight) et que le tassement soit

complètement stabilisé (comme pour les charges précédentes), le programme des essais comporte 01 liquides d'inondation afin de voir l'influence sur l'affaissement de ce sol.

- ✓ Les charges sont appliquées par palier de 24 h et chaque incrément est le double du précédent (50-100-200-400); après chaque application de la charge on note le tassement H (mm) en fonction du temps jusqu'à stabilisation du comparateur.
- ✓ Les lectures sont levées aux instants : 0s-15s-30s-1min-2min-4min-8min-15min-30min-1h-2h-4h-8h-24h). L'essentiel est de respecter le mieux possible cette progression des temps réels des lectures, noter les amplitudes de tassement à la centaine de millimètre juste avant d'appliquer la charge suivante.



Figure (II-24) : Mode opératoire essai œdométrique

- **Détermination l'indice de vide et potentiel de collapse**

Les caractéristiques initiales de l'échantillon de chaque sol sont déterminées comme suit :

$$\gamma_h = M / V$$

$$V = \frac{\pi d^2}{4} \times h_0$$

γ_h : La masse volumique du sol humide

M : est la masse de l'éprouvette du sol

V : volume de bague annulaire

d : est son diamètre.

h_0 : est sa hauteur

$$\gamma_d = \gamma_h / (1 + w_0)$$

$$e_0 = (\gamma_s / \gamma_d) - 1$$

γ_d : La masse volumique du sol sec

w_0 : est la teneur en eau initiale

e_0 : L'indice des vides initial

γ_s : est la masse volumique des grains solides

L'indice des vides e peut être aussi calculé de la manière suivante :

$$e = (H - h_p) / h_p$$

$$h_p = P_{\text{sec}} / (\gamma_s \times S)$$

$$H = h_0 - \Delta h$$

P_{sec} : poids de sol sec.

S : section droite de l'éprouvette

h_0 : hauteur initiale de la cellule oedométrique

Δh : tassement observé au cours d'un cycle de chargement de 24 h.

$$C_p = (\Delta h / h_0) \times 100\% \cong (\Delta e / (1 + e_0)) \times 100\%$$

$$\Delta e = (1 + e_0) / h_0 \times \Delta h$$

Et le potentiel de collapse est égal :

$$C_p = (\Delta e / (1 + e_0)) \times 100\%$$

- Le programme d'essais réalisé :
 - ✓ Pour un sol reconstitué avec traitement :

Tableau (II-2). Programme des essais œdométriques du sol traité.

Nombre du sol	Teneur en eau initiale wo(%)	Énergie de compactage (Ec)	Hauteur de chute (cm)	L'eau d'inondation	Teneur en Fibre de verre FV%	Teneur en Ciment	Nombre total des essais	
3	2	20	15	l'eau distillée	6	1	27	
		40						
		60						
	4	20						
		40						
		60						
	6	20						
		40						
		60						
	2	20	20	15	l'eau distillée	5		2
			40					
			60					
		4	20					
			40					
			60					
		6	20					
			40					
			60					
2	20	20	15	l'eau distillée	4	3		
		40						
		60						
	4	20						
		40						
		60						
	6	20						
		40						
		60						

II.(4.2) Essai de cisaillement direct sur les sols :(NF P 94-071-1 aout 1994)

✓ *But de l'essai :*

Il s'agit de déterminer les caractéristiques mécaniques d'un sol en procédant au cisaillement rectiligne d'un échantillon sous charge constante. L'essai de cisaillement permet de tracer la courbe intrinsèque du sol étudié, et de déterminer son angle de frottement interne ϕ et sa

cohésion C . Ces valeurs servent entre autre à déterminer la contrainte admissible du sol dans le cas de fondations superficielles et la poussée du sol sur un mur desoutènement.

PRINCIPE DE L'ESSAI

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une boîte de cisaillement constituée de deux demi-boîte indépendantes. Le plan de séparation des deux demi-boîtes constitue un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette. Il consiste à :

- Applique sur la face supérieure de l'éprouvette un effort vertical (N) maintenu dans l'éprouvette toute l'essai.
- Produire après consolidation de l'éprouvette sous l'effort (N) un cisaillement dans l'éprouvette selon le plan horizontal de glissement des deux demi-boîtes l'une par rapport à l'autre en leur imposant un déplacement relatif δl à vitesse constante.
- Mesurer l'effort horizontal de cisaillement (T) correspondant.

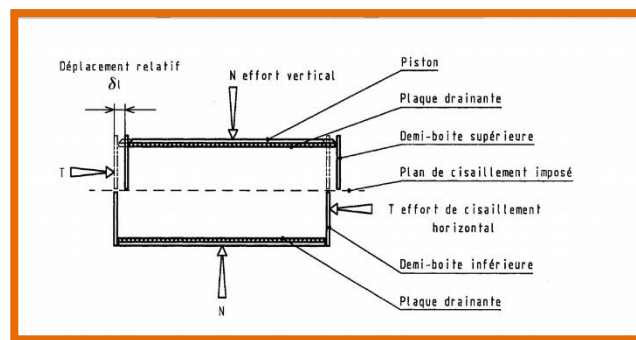
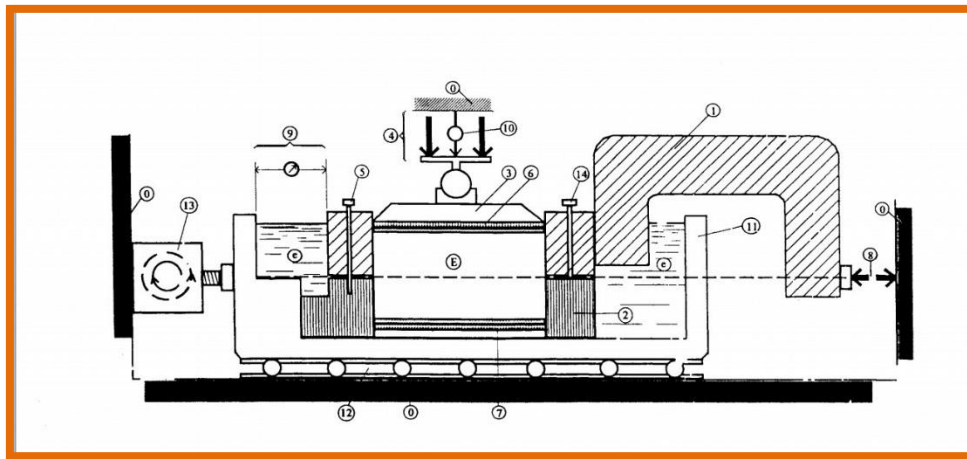


Figure (II.25) : principe d'un essai de cisaillement rectiligne à la boîte.

✓ *Appareillagespécifique:*

- 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 demi-boîtes
- Le système de mesure des efforts, des déplacements et du temps.



Figure(II.26) : schéma de la boîte de cisaillement.

- 0) Bâti.
- 1) Demi- boîte supérieure.
- 2) Demi- boîte inférieure.
- 3) Piston rigide.
- 4) Dispositif d'application de l'effort vertical N centré sur le piston.
- 5) Solidarisation des demi-boîtes.
- 6) Plaque drainante supérieure.
- 7) Plaque drainante inférieure amovible.
- 8) Dispositif de mesure de l'effort horizontal T .
- 9) Disposition de mesure du déplacement relatif horizontal δl .
- 10) Disposition de mesure du déplacement vertical δh .
- 11) Châssis étanche.
- 12) Glissière sans frottement.
- 13) Système de déplacement à vitesse constants.
- 14) Vis de soulèvement de la demi-boîte.
- e) Eau déminéralisée.
- E) Eprouvette de sol.

✓ *La machine de cisaillement :*

Elle comporte essentiellement:

- Un chariot Porte- boîte, entraîné horizontalement à Vitesse constante, entraînant lui-même la demi-boîte inférieure et l'éprouvette d'essai.
- Un anneau dynamométrique, retenant la demi-boîte supérieure, dont les déformations indiquent les efforts tangentiels développés dans le plan de cisaillement.
- Un système levier-étrier, appliquant sur le piston de la boîte les charges normales désirées, trois l'aide de différent poids.

Tableau (II-3). Programme expérimental

Essai	Teneur en Fibre de verre FV%	Teneur en Ciment	Nombre total des essais
Cisaillement	0	0	09
	0	7	
	1	6	
	2	5	
	3	4	
	4	3	
	5	2	
	6	1	
	7	0	

CHAPITRE III

PRESENTATION ET DISCUSSION DES RÉSULTATS

III.1. INTRODUCTION:

Le programme expérimental a été réalisé dans deux laboratoires différents et qui sont : le laboratoire du génie civil de l'université de M'sila et le laboratoire Central des Travaux Publics Antenne de M'sila (L.C.T.P),

Les résultats présentés dans ce chapitre sont ceux d'identification physique nécessaires à chaque étude et qui constituent une étape qui seront analysés et exploités dans ce chapitre sont obtenus à partir de l'exécution des essais préliminaires et principaux décrits dans le chapitre précédent.

III.2. PRESENTATION DES RESULTATS DES ESSAIS PRELIMINAIRES

III.2.1. Analyse granulométrique par tamisage :

Elle se fait par tamisage par voie humide pour les sols dont les éléments sont supérieurs 80 μ m (NF P94-056) et par sédimentation pour les éléments inférieurs ou égaux à 80 μ m (NF P94- 057). Les résultats obtenus par cet essai sont donnés dans le tableau suivant :

- Pour le cas du sable le tamisage est fait par voie sèche :

Tableau III-1 résultats de l'analyse granulométrique de sable.

Tamis(mm)	Refus cumulé		Tamis (%)
	gr	(%)	
5,00	0,00	0,00	100,00
2,00	0,00	0,00	100,00
1,00	62,00	4,13	95,87
0,50	282,00	18,80	81,20
0,20	1160,00	77,33	22,67
0,10	1463,00	97,53	2,47
0,08	1487,00	99,13	0,87
Fond	1500	100	0

La courbe représentative de ces résultats est donnée sur la figure III-1

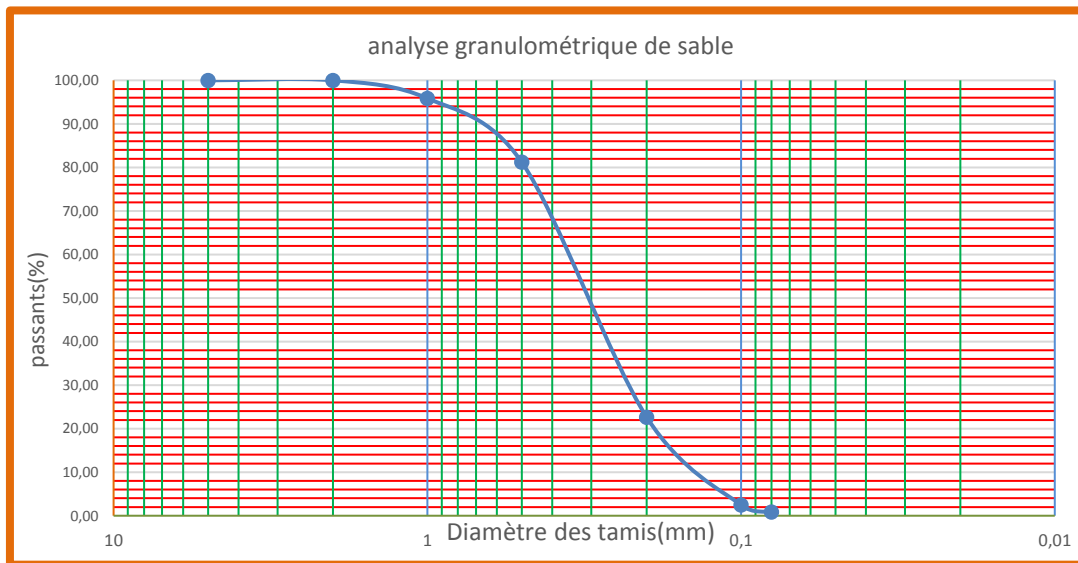


Figure III-1: courbe granulométrique par tamisage de sable

Donc les caractéristiques du sable utilisé sont :

- ✓ Coefficient d'uniformité: $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \longrightarrow C_u = 2.33$
- ✓ Coefficient de courbure : $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \cdot D_{10}} \longrightarrow C_c = 0.92$
- Analyse granulométrique du kaolin

Tableau III-2 Analyse granulométrique par tamisage.

tamis(mm)	Refus cumulé		Tamisas (%)
	Gr	(%)	
2	196	19,6	80,4
1	405	40,5	59,5
0,8	482	48,2	51,8
0,63	517	51,7	48,3
0,5	549	54,9	45,1
0,315	600	60	40
0,2	727	72,7	27,3
0,1	779	77,9	22,1
0,08	800	80	20
Fond	953,93	95,393	4,607

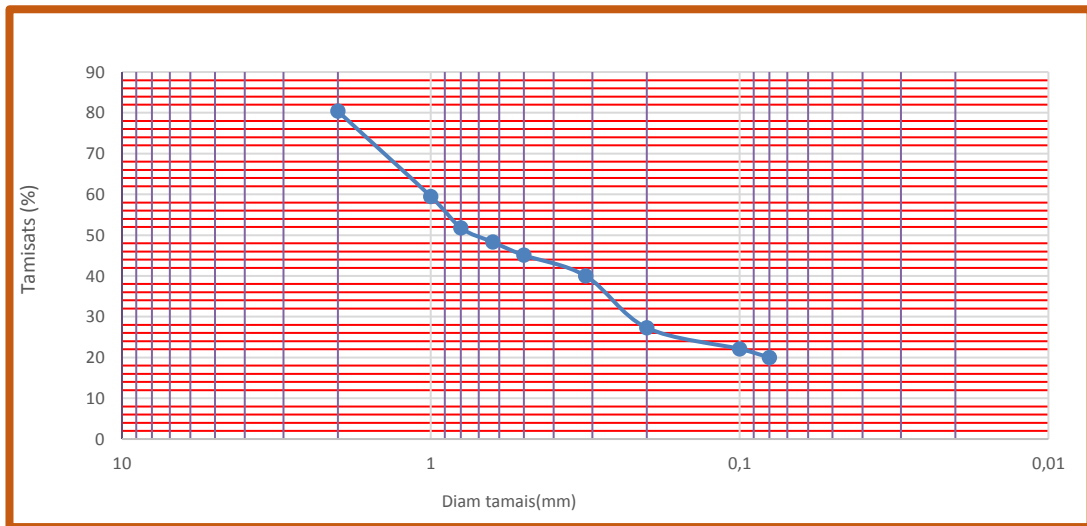


Figure III-2 : courbe granulométrique par tamisage du kaolin

➤ Analyse granulométrique du sol reconstitué :

Tableau III-3 Granulométrie du sol reconstitué

Tamis(mm)	Tamisas(%)
2	99,97
1	97,93
0,8	95,78
0,5	90,29
0,2	46,70
0,1	18,99
0,08	8,29
Fond	0

Les caractéristiques du sol reconstitué :

✓ Coefficient d'uniformité: $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \longrightarrow C_u = 14.7$

✓ Coefficient de courbure: $C_c = \frac{(D_{30})^2}{(D_{60} \cdot D_{10})} \longrightarrow C_c = 1.15$

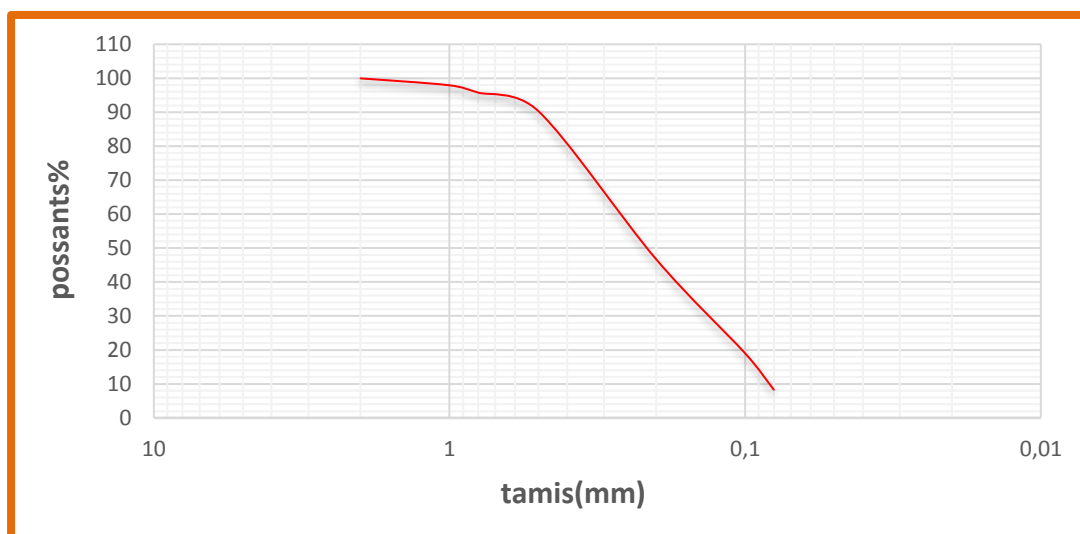


Figure III-3 courbe granulométrique par tamisage du sol reconstitué.

III.2.2. Equivalent de sable :

L'objectif de l'essai est de déterminer la propreté de notre sable c'est-à-dire estimer le pourcentage d'éléments fins. Les résultats d'équivalent de sable sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-4 résultats d'équivalent de sable.

	H1	H2	H'2	Es visuel	Es piston
Essai1	11,1	8,4	8,5	75,68	76,58
Essai2	11,1	8,5	9,1	76,58	81,98
Essai3	11,1	8,5	9,2	76,58	82,88
Moy				76,28	80,48

Donc:

- Es piston=80.5%
- Es visel=76.3%

III.2.3 .la masse volumique absolue:

On rappelle que :

$$y_s = \frac{M_1 - M_0}{(M_1 + M_3) - (M_0 + M_2)}$$

M0 : masse du pycnomètre.

M1 : masse du pycnomètre + les grains solides.

M2 : masse total (pycnomètre + les grains solides + l'eau). M3 : masse du pycnomètre + l'eau.

Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux suivants :

➤ **La masse volumique absolue du sable:**

Tableau III-5 résultats de la masse volumique absolue du sable.

	M0	M1	M2	M3	γ_s (g/cm ³)	$\gamma_{s\text{ moy}}$ (g/cm ³)
Essai I	67,82	98,52	188,21	170,38	2,39	2,64
Essai II	68,12	98,79	189,51	170,21	2,70	
Essai III	68,53	97,1	189,25	170,73	2,84	

➤ **La masse volumique absolue du kaolin:**

Tableau III-6 résultats du poids volumique absolu du kaolin.

	M0	M1	M2	M3	γ_s (g/cm ³)	$\gamma_{s\text{ moy}}$ (g/cm ³)
Essai I	68,23	99,21	186,36	170,03	2,11	2,24
Essai II	66,94	97,51	185,4	169,13	2,14	
Essai III	68,62	96,94	187,8	170,95	2,47	

➤ **La masse volumique absolue du sol reconstitué:**

Tableau III-7 résultats de la masse volumique absolu du sol reconstitué.

	M0	M1	M2	M3	γ_s (g/cm ³)	$\gamma_{s\text{ moy}}$ (g/cm ³)
Essai I	69,15	98,58	190,25	170,68	2,98	2,70
Essai II	69,15	99,12	190,33	171,27	2,75	
Essai III	66,66	97,58	188,15	169,06	2,61	

III.2.4. La masse volumique apparente :

La masse volumique apparente est définie comme le rapport de la masse sèche de l'échantillon par le volume occupé par la matière solide, y compris les vides entre les grains le constituant (volume apparent).

$$v = 900 \text{ cm}^3$$

Tableau III-8 Masse volumique apparente de sable.

N°.de l'essai	M tares (g)	Mt (g)	Masse du sol(g)	γ_d (g/cm ³)	Moy (g/cm ³)
1	110,5	1340,71	1230,12	1,37	1.37
2	110,59	1340	1229,41	1,37	
3	110,59	1341,68	1231,09	1,37	

III .2. 5 : Essai au Bleu de méthylène :

Les résultats obtenus par cet essai sont donnés dans le tableau suivant :

➤ **le sable:****Tableau III-9 résultats d'essai bleu de méthylène du sable.**

Essai	v(ml)	m(g)	VBS	moy
1	45	30	1,5	1,389
2	35	30	1,17	
3	45	30	1,5	

➤ **Le kaolin :****Tableau III-10 résultats d'essai bleu de méthylène du kaolin.**

Essai	v(ml)	m(g)	VBS	moy
1	50	30	1,67	1,89
2	60	30	2,00	
3	60	30	2,00	

➤ Sol reconstitue

Tableau III-11 résultats d'essai bleu de méthylène du sol reconstitué.

Essai	v(ml)	m(g)	VBS	moy
1	20	30	0,67	0,78
2	20	30	0,67	
3	30	30	1,00	

III.2.6. limites d'Atterberg :

➤ Le kaolin:

- Limite de liquidité

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.12 Teneurs en eau moyenne du kaolin.

N°.de l'essai	1 ^{er} essai	2 ^{ème} essai	3 ^{ème} essai	4 ^{ème} essai	5 ^{ème} essai	6 ^{ème} essai
Nombre de coups	17	17	23	23	33	33
Poids de tare (g)	20,97	15,61	19,29	16,72	21,51	15,69
Poids total hum (g)	33,07	30,14	32,61	26,09	36,65	27,31
Poids totale sec (g)	29,05	25,34	28,23	23,04	31,8	23,59
Poids de l'eau (g)	4,02	4,8	4,38	3,05	4,85	3,72
Poids du sol sec (g)	8,08	9,73	8,94	6,32	10,29	7,9
Teneurs en eau (g)	49,75	49,33	48,99	48,26	47,13	47,09
ωmoy (%)	49,54		48,63		47,11	

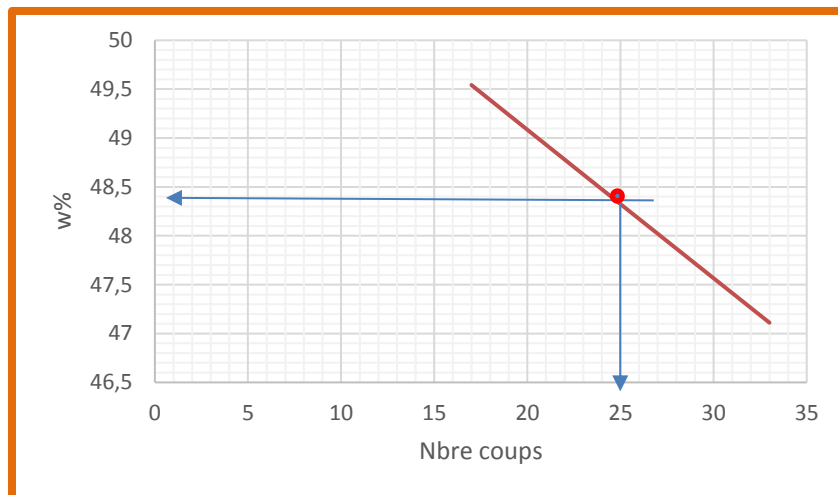


Figure III-4 limite de liquidité pour le kaolin.

$$Wl=48.3\%$$

- **Limite de plasticité :**

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III-13 la limite de plasticité du kaolin.

	1 ^{er} essai	2 ^{ème} essai	3 ^{ème} essai
Pt (g)	21,28	16,19	20,64
(Ph+t)(g)	22,57	17,39	22,59
(Ps +t) (g)	22.24	17.06	22.03
(Ps-t)(g)	1.29	1.2	1.95
Mw (g)	0,96	0,87	1.39
ω (%)	34,38	37,93	40,29

$$Wp=37.5\%$$

$$IP = 10.77\%$$

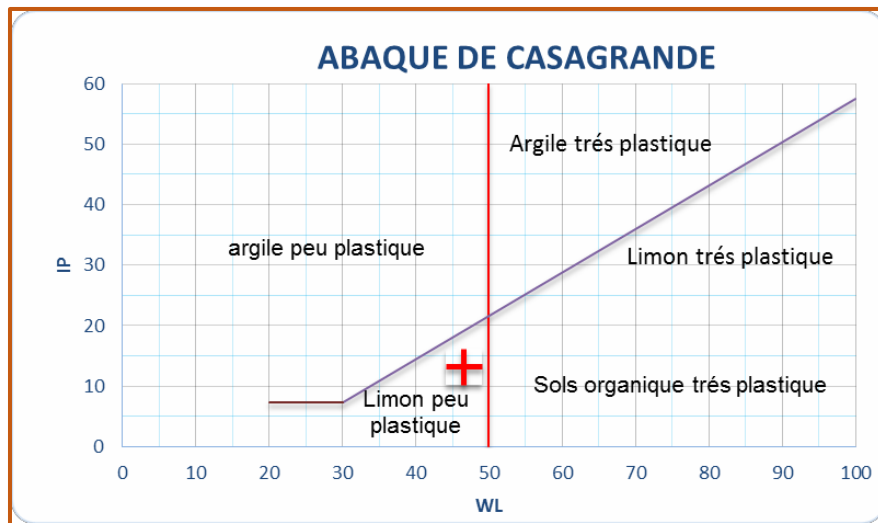


Figure III-5 Position du kaolin testé dans l'abaque de Casagrande.

- C'est donc un limon peu plastique

➤ Le sol reconstitué

- Limite de liquidité :

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III-14 Teneurs en eau moyenne du sol reconstitué

	1ère essai		2ème essai		3ème essai	
Nbre de cp	18	18	22	22	29	29
P tare (g)	21,09	21,16	21,27	21,06	20,67	21,03
(Ph+t) (g)	39,71	39,4	37,78	42,25	31,2	33,55
(Ps+t) (g)	36,94	36,67	35,32	39,44	29,71	31,88
Pw (g)	2,77	2,73	2,46	2,81	1,49	1,67
(Ps -t) (g)	15,85	15,51	14,05	18,38	9,04	10,85
w(%)	15,74	17,60	17,51	15,29	16,48	15,39
ωmoy (%)	16,67		16,4		15,94	

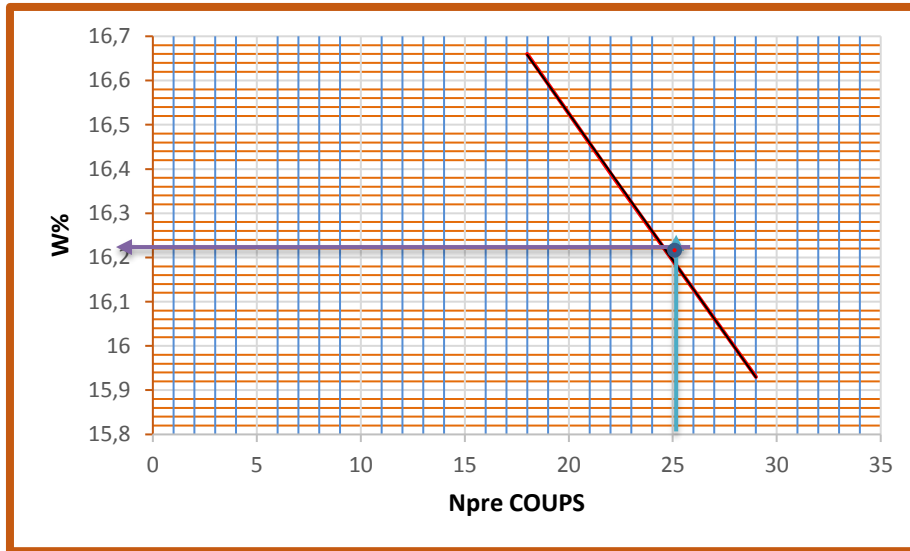


Figure III-6 limite de liquidité pour le sol reconstitué

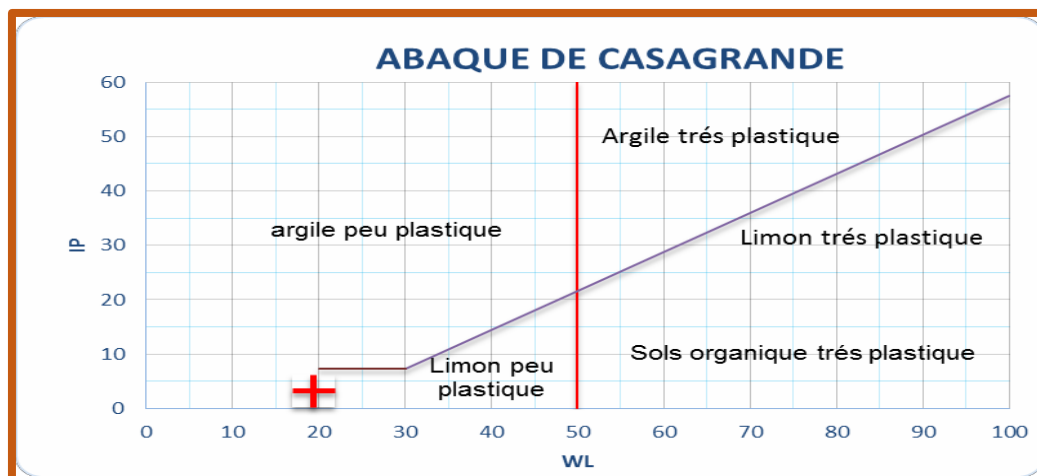
Wl=16.2%

- **Limite de plasticité :**

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III-15 la limite de plasticité du sol reconstitué.

N°.de l'essai	1ère essai	2ème essai	3ème essai
P t (g)	21,29	8,5	20,46
P t+ph(g)	23,32	11,05	23,23
P s (g)	1,78	2,23	2,45
P w (g)	0,14	0,143	0,13
wmoy(%)	14,34	14,34	13,06



Figure(III-7) : Position du sol reconstitué testé dans l’abaque de Casagrande.

Wp=13.8% et donc Ip=2.4%

III.2.7 : Récapitulation des résultats des essais préliminaires :

Les essais préliminaires représentent une plateforme nécessaire à l’élaboration de la suite des essais principaux, ils donnent une idée sur l’état de chaque sol. Une synthèse de ces résultats, pour les sables, le kaolin et les sols reconstitués, est présentée au tableau (III-16)

Tableau III-16 Récapitulatif des caractéristiques des matériaux.

Matériaux	Caractéristiques	
sable	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Équivalent de sable $E_s = 76.28\%$ ➤ Coefficient d’uniformité (de Hazan) $C_u=2.33$ ➤ Coefficient de courbure $C_c= 0.92$ ➤ $\gamma_s (g/cm^3)= 2.60$ 	
Kaolin	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Limite de liquidité $WL= 46.5 \%$ ➤ Limite de plasticité $WP= 37.50 \%$ ➤ $\gamma_s (g/cm^3)= 2.7$ 	
sols reconstitués	Désignation	valeurs
	Kaolin %	20
	Sable d’Oued %	80
	$\gamma_s (g/cm^3)$	2.7
	wL %	16.1
	wP %	13.81

III -3 : DISCUSSION DES RÉSULTATS DES ESSAIS MECANIQUE

III .3.1.Essai de Proctor :

Le principe de cet essai consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter, pour chacune des teneurs en eau, selon un procédé et une énergie conventionnelle. Pour chacune des valeurs de la teneur en eau considérée, on détermine la masse volumique sèche du matériau et on trace la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau.

➤ **Sol reconstitué non traité:**

γ_d	$1.93(T/cm^3)$
W_{opt}	10%

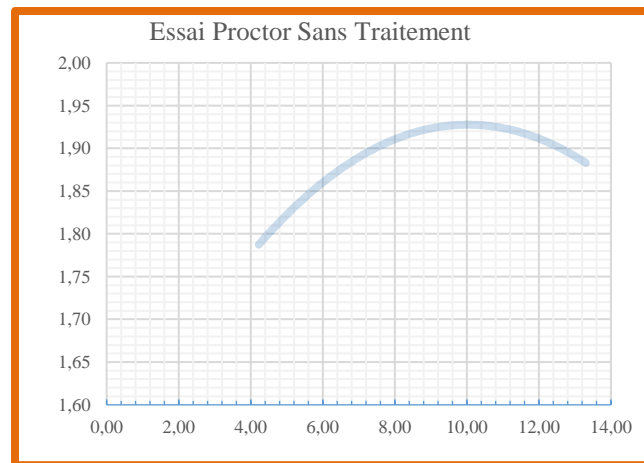


Figure III-8 : courbe essai Proctor (ST)

➤ **Sol reconstitué traité**

Nous avons traité le sol avec du ciment et de la fibre verre dans différents pourcentages dans le but de déterminer la teneur en eau optimale correspondant à une masse volumique sèche optimale dans le but d'exécuter des essais de cisaillement et de voir la variation des caractéristiques mécaniques du sol en fonction du traitement appliqué:

➤ 0% Ciment et 7% fibre de verre

γ_d	1.72(g/cm ³)
W_{opt}	10%

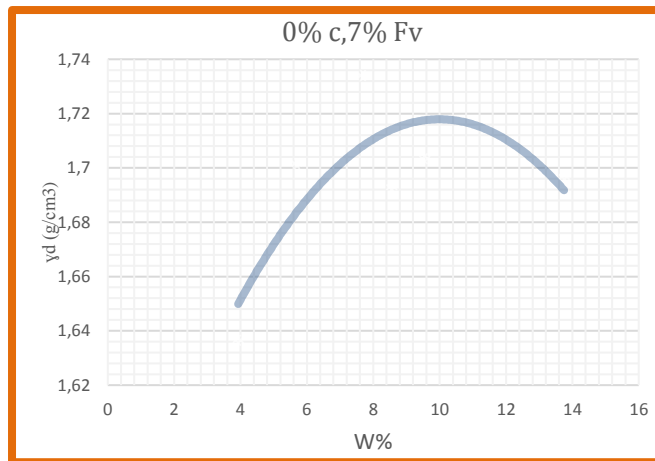


Figure III-9 courbe Proctor (0%C, 7%Fv)

➤ 1%ciment et 6%fibre de verre

γ_d	1.82(g/cm ³)
W_{opt}	12%

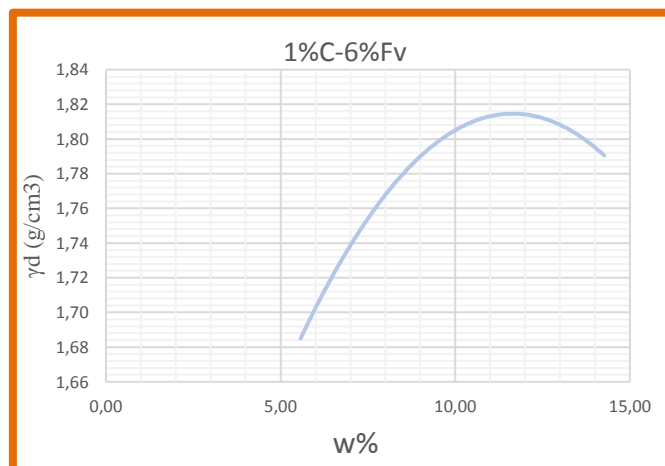


Figure III-10 courbe Proctor(1%C, 6%Fv)

➤ 2%ciment et 5%fibre de verre

γ_d	1.75 (g/cm ³)
W_{opt}	10%

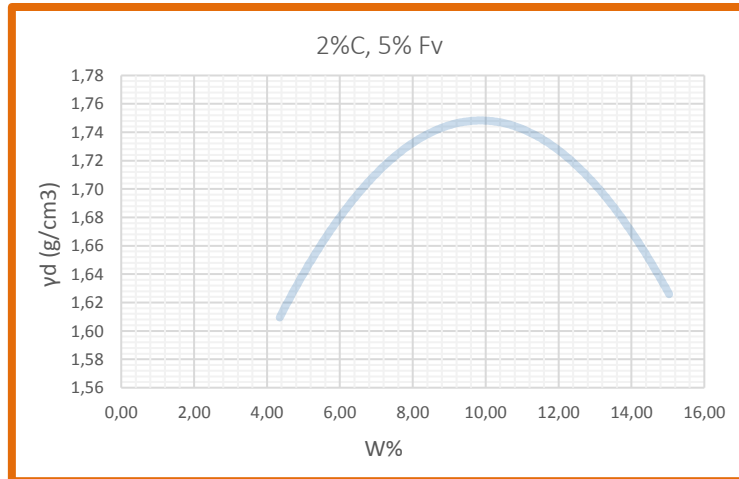


Figure III-11 courbe Proctor(2%C.5%Fv)

➤ 3%ciment et 4%fibre de verre

γ_d	1.85 (g/cm ³)
W_{opt}	12%

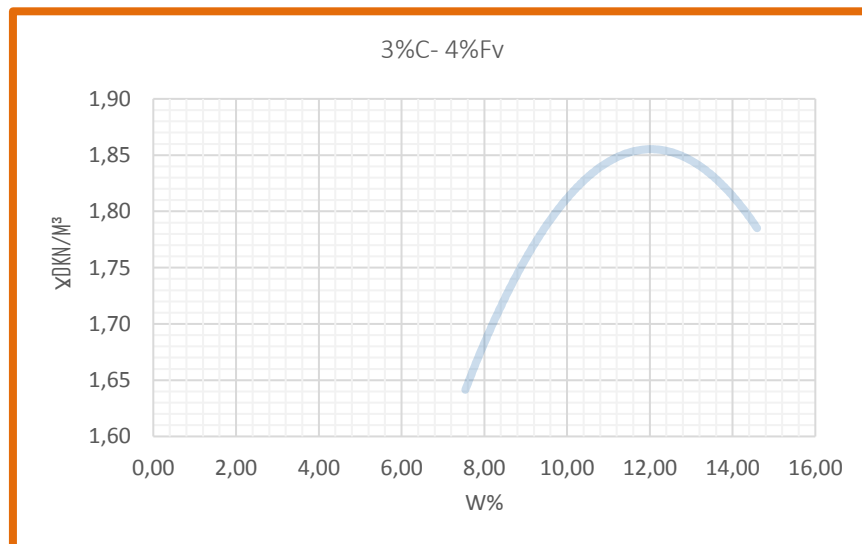


Figure III-12 courbe essai Proctor(3%C, 4Fv)

➤ 4% Ciment et 3%fibre de verre

γ_d	1.9 (g/cm ³)
W_{opt}	11.6%

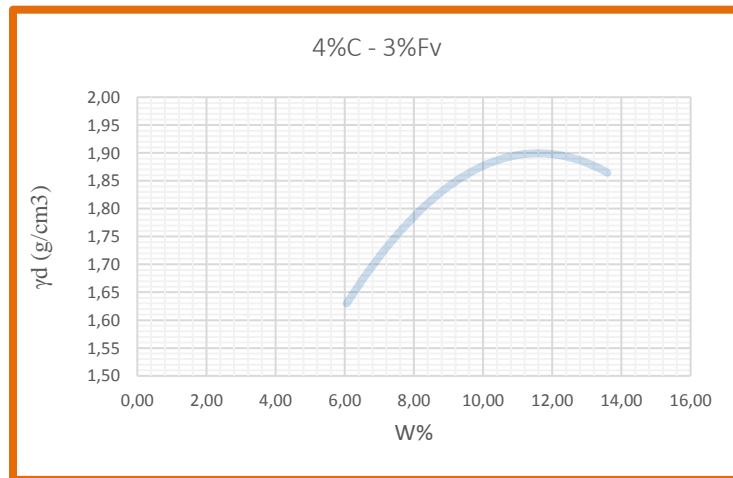


Figure III-13 courbe Proctor (4%C, 3Fv)

➤ 6%ciment et 1% fibre de varre

γ_d	1.83 (g/cm ³)
W_{opt}	11.2%

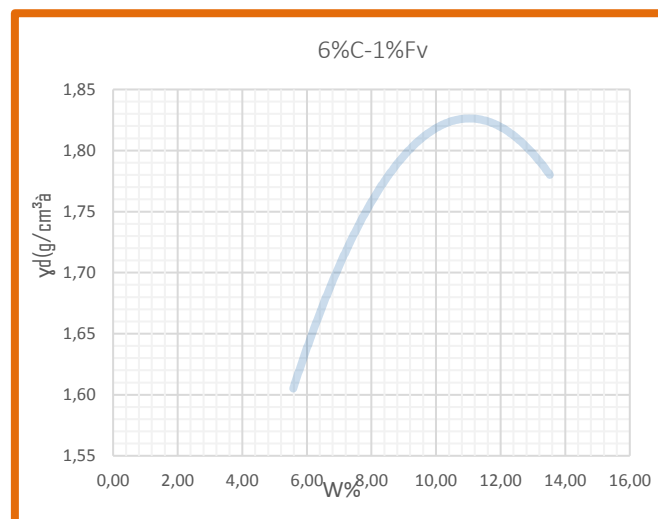


Figure III-14 :courbe Proctor(6%C.1%Fv)

➤ 7%ciment et 0%fibre de verre

γ_d	1.9 (g/cm ³)
Wopt	11.6%

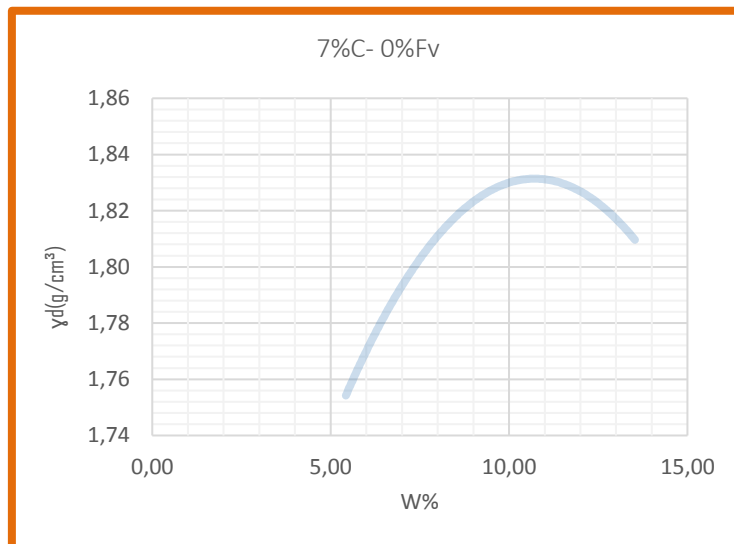


Figure III-15 courbe Proctor (7%C, 0%Fv)

III .3.2.Essai œdométrique simple consolidation

➤ Sol non traité :

Dans l'intention de déterminer le taux de tassement des échantillons de sols, soumis à une variation de teneur en eau et une augmentation de contrainte verticale, des essais de compressibilité sont réalisés selon la procédure de Knight (1963).

Le programme des essais a été effectué sur des sols reconstitués décrits précédemment, à différentes teneurs en eau (2%, 4% et 6%), différentes énergies de compactage : 20,40 et 60 coups, et différentes teneurs en déchet de verre (6%, 5% et 4%) et ciment (1%,2%,3%) les résultats comme suit [27]:

Tableau 17 : Cp pour un sol non traité [27]

Nombre de coups	20	40	60	20	40	60	20	40	60
w0 %	2	2	2	4	4	4	6	6	6
e0	0,634	0,597	0,589	0,766	0,675	0,650	0,672	0,560	0,488
Cp %	11,946	8,431	6,918	6,769	6,215	5,103	4,976	4,484	4,393

➤ Sol traité :

Nous avons choisi d'étudier dans le travail que nous présentons, le traitement mixte par la fibre de verre et le ciment après avoir effectué un travail similaire avec la fibre de verre seul et avoir abouti à la conclusion qui dit que lorsque le sol est traité à 6% de fibre de verre notre sol passe d'un état de sol à risque sévère (sans traitement) à un sol à risque d'effondrement modéré [31] . Les résultats trouvés sont présentés dans le tableau qui suit :

- **6% Ciment et 1% Fibre de verre.**

Tableau 18 : Cp pour un sol traité à 6% Ciment et 1% Fibre de verre.

W ₀ (%)	2			4			6		
EC	20	40	60	20	40	60	20	40	60
e ₀	0,822	0,674	0,747	0,955	1,009	0,967	1,264	0,901	0,766
Cp (%)	8,642	4,05	4,00	1,727	1,44	0,052	0,103	1,42	1,21

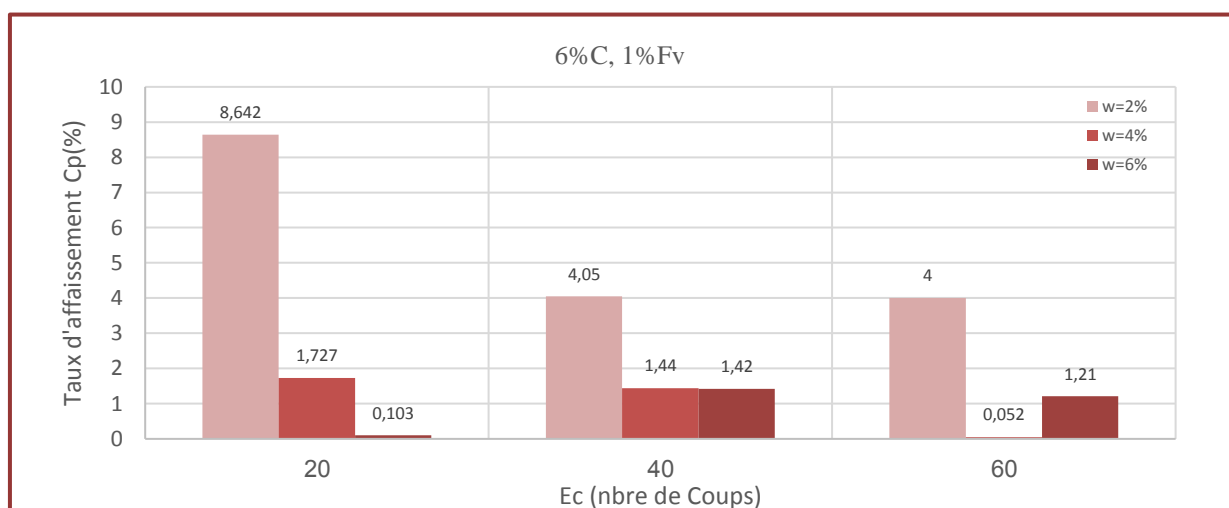


Figure III.16 : effet du traitement sur la diminution du collapse (6% de ciment et 1% de fibre de verre)

➤ 5% Ciment et 2% Fibre de verre.

Tableau 19 : Cp pour un sol traité à 5% Ciment et 2% Fibre de verre.

W ₀ (%)	2			4			6		
Ec	20	40	60	20	40	60	20	40	60
e ₀	0,787	0,909	0,606	1,074	0,872	0,877	0,929	0,982	0,677
Cp %	5,912	3,79	1,485	5,86	2,1	2,366	5,730	1,345	1,43

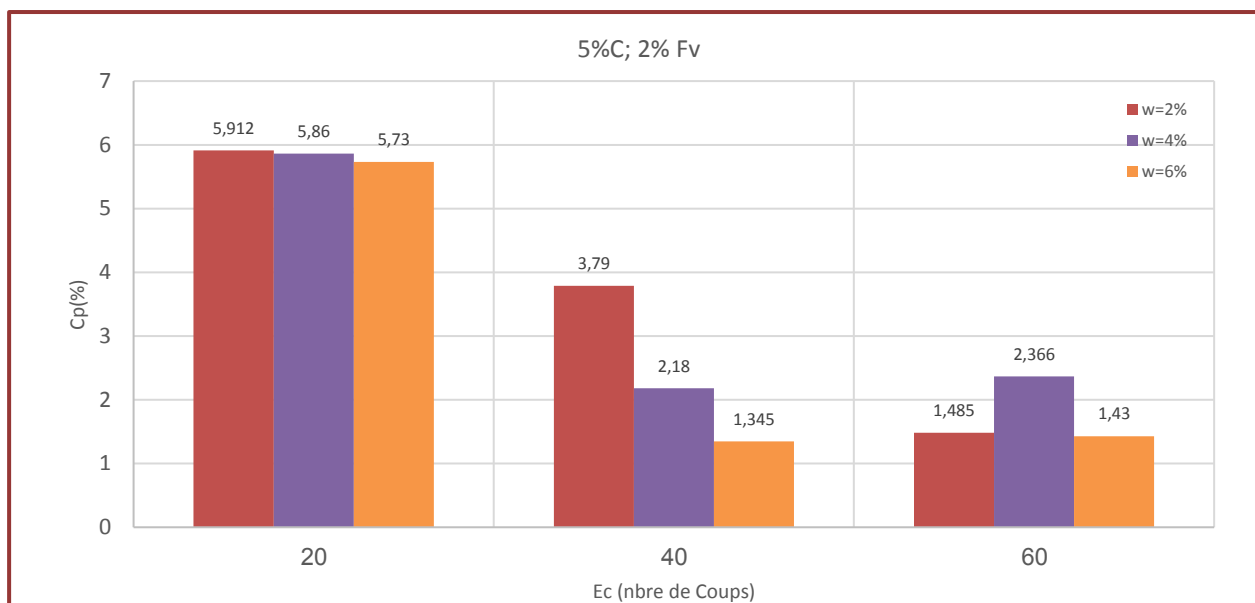
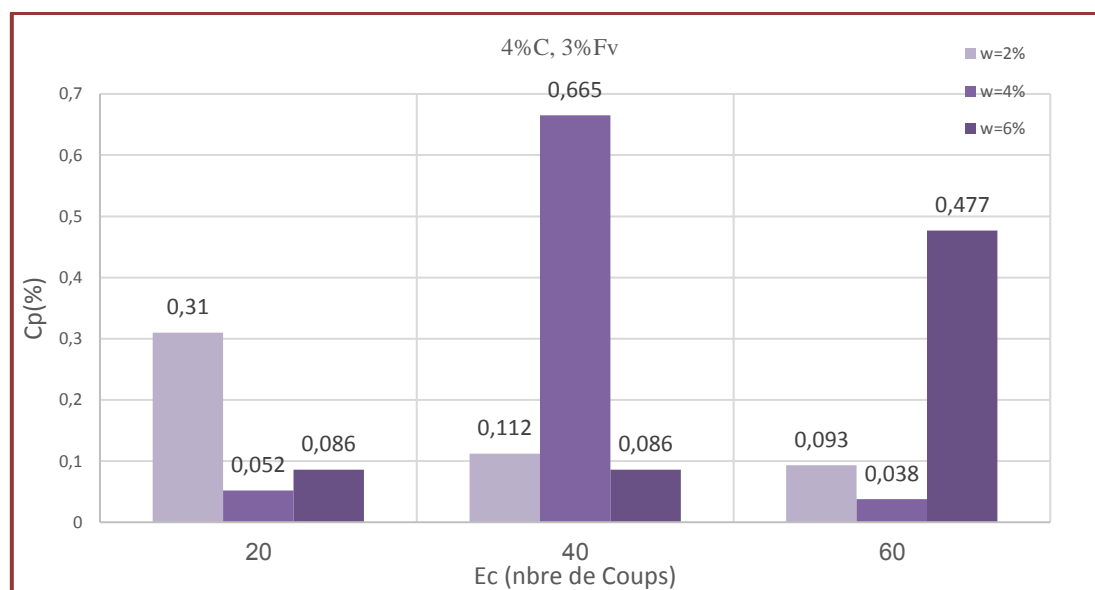


Figure III.17 effet du traitement sur la diminution du collapsé
(5% de ciment et 2% de fibre de verre)

➤ 4% Ciment et 3% Fibre de verre.

Tableau 20 : Cp pour un sol traité à 6% Ciment et 1% Fibre de verre.

W ₀ (%)	2			4			6		
Ec	20	40	60	20	40	60	20	40	60
e ₀	0,645	0,804	0,606	0,954	1,023	1,043	0,924	0,701	0,860
Cp %	0,310	0,112	0,093	0,052	0,665	0,038	0,086	0,086	0,477



**Figure III.18 : effet du traitement sur la diminution du collapsé
(4% de ciment et 3% de fibre de verre)**

➤ Discussion des résultats

Vous tenons à signaler tout d'abord l'existence de résultats qui semblent être non concordants, mais nous rappelons que ce sont des résultats expérimentaux qui sont très sensibles à une multitude de paramètres qui doivent être maîtrisés, mais en dépit de tout ça c'est le manque de temps qui a fait que nous ne pouvons nous assurer de leur exactitude.

A partir des résultats présentés dans les tableaux précédents et illustrés par les différents graphes nous pouvons dire que le pourcentage de 4% ciment et 3% de fibre de verre a pu éliminer totalement le risque d'effondrement et que le sol est passé de l'état d'un sol à risque sévère à un sol sans aucun risque d'effondrement.

III .3.3.Essai de cisaillement

➤ Présentation des résultats

Des essais de cisaillement ont été programmés suivant les résultats obtenus par l'essai Proctor, nous avons donc préparé des échantillons traités avec les différents pourcentages programmés. Ces derniers ont été humidifiés à la teneur en eau optimale Proctor et compactés avec l'énergie de compactage du Proctor normal.

Les différents résultats sont présentés dans le tableau 21 et représentés par les figures 19, 20, 21.

Tableau 21 : Résultats des caractéristiques mécaniques en fonction du traitement

	SNT	7%Fv, 0%C	6%FV, 1%C	5%Fv, 2%C	4%Fv, 3%C	3%Fv, 4%C	2%Fv, 5%C	1%Fv, 6%C	0%Fv, 7%C
C (kPa)	42,4	57,78	73,5	46,4	47,6	30,4	46,4	114,6	54,58
ϕ°	29,8	33,58	30,75	29,7	33,35	32,2	29,7	33,75	34,7

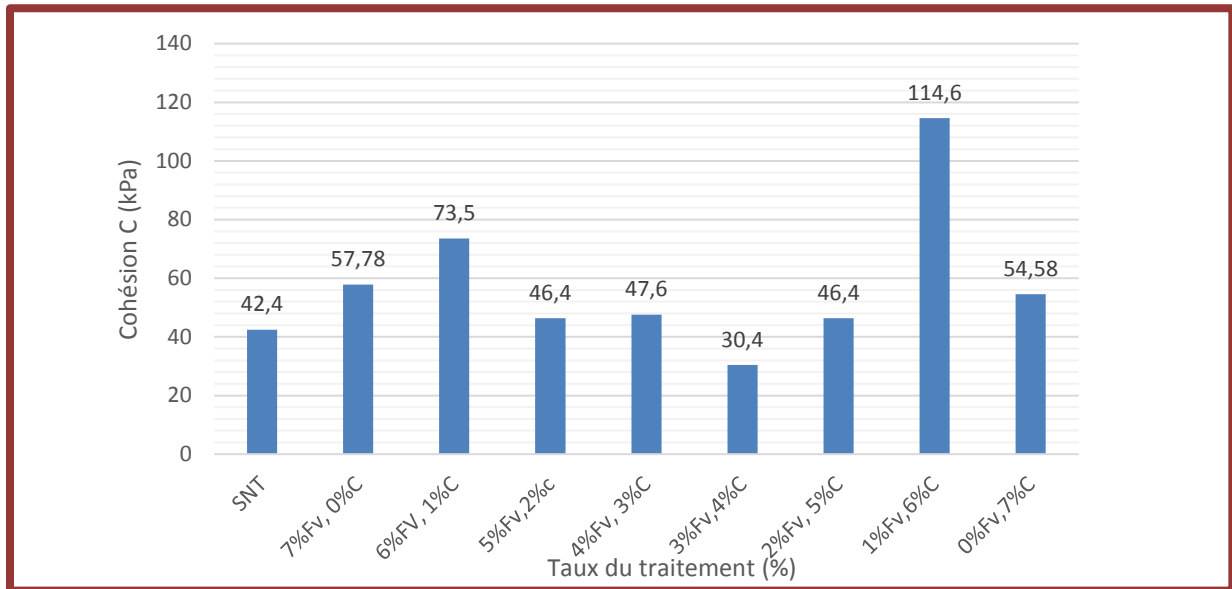


Figure 19 : Variation de la cohésion en fonction du traitement mixte de fibre de verre et ciment

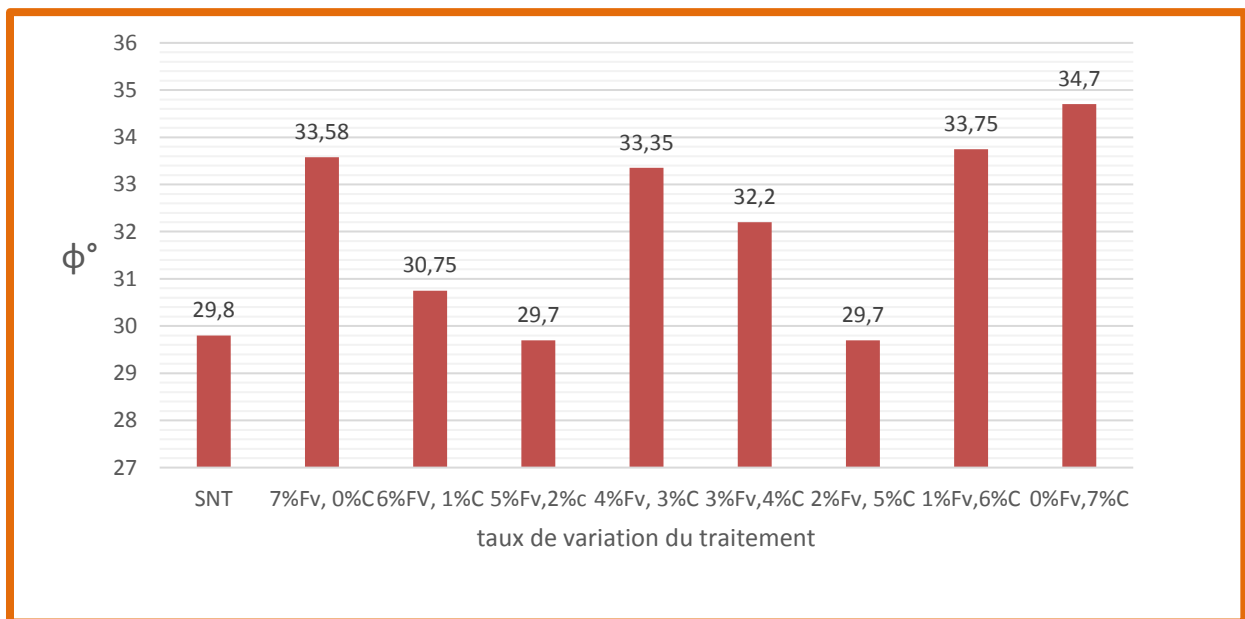


Figure 20 : Variation de l'angle de frottement en fonction du traitement mixte de fibre de verre et ciment

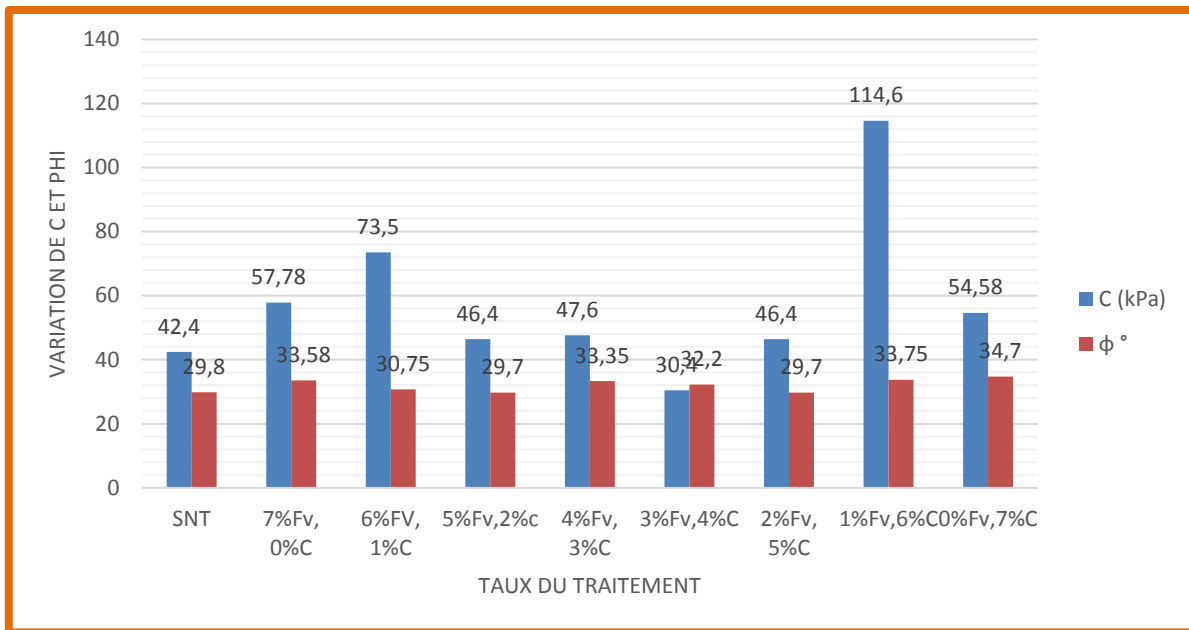


Figure 21 :Variation de la cohésion et de l'angle de frottement en fonction du traitement mixte de fibre de verre et ciment

➤ Discussion des résultats

Les mêmes remarques faites pour les essais œdométriques pourrait être redites pour l'essai de cisaillement. Pour cet essai nous pourrions peut être rajouté l'inexistence de résultats antérieurs, pour un sol affaissable traité, auquel nous pourrions comparer ceux trouvés par cette étude.

Les résultats trouvés montrent donc une tendance d'augmentation de la cohésion et de l'angle ϕ , pour les différents cas de traitement, seulement celle de la cohésion semble être plus prononcée que l'angle ϕ . Ce que nous pouvons conclure est que le traitement a pu nettement améliorer les caractéristiques mécaniques de notre sol.

CONCLUSION GENERALE

Le phénomène d'affaissement brusque des sols collapsibles est un problème complexe. Il est dû à l'intervention de plusieurs paramètres du sol, ce qui a incité beaucoup de chercheurs à se pencher sur l'étude de l'origine, l'identification et les mécanismes d'effondrement. Les désordres importants causés par l'affaissement du sol constatés dans de nombreuses régions du monde et en particulier en Algérie (Oran, Beni-Saf, et Biskra), ont montré que le phénomène d'affaissement est une réalité que le concepteur se doit de le prendre en considération et de le maîtriser.

Après l'identification plusieurs chercheurs se sont intéressés au traitement de ce type de sol afin de le stabiliser ou du moins minimiser le taux d'effondrement lors de son inondation. Les solutions de traitement sont actuellement nombreuses et le choix de l'une de ces techniques dépend de plusieurs paramètres à savoir économique, pratique et environnemental.

notre travail est consacré à l'étude du traitement des sols affaissables par un ajout mixte constitué de fibres de verre et de ciment dans des proportions bien déterminées, dans le but de réduire le potentiel d'affaissement ou plus encore, de l'éliminer.

Pour se faire nous avons commencé par une synthèse bibliographique sur les sols non saturés en général et les sols affaissables plus particulièrement. Dans laquelle nous avons essayé de mettre le point sur les différents paramètres liés à ce phénomène en aboutissant en dernier lieu aux méthodes de traitement.

Dans le second chapitre nous avons décrit les différentes méthodes et matériels utilisés pour la réalisation du programme expérimental de cette étude, et nous avons obtenu en dernier lieu (chapitre trois) les résultats dont on peut résumer les plus importantes en deux points :

❖ L'élimination du risque d'affaissement a été observée dès l'utilisation du pourcentage de 4% fibre de verre et 3% ciment.

❖ Les caractéristiques mécaniques du sol ont été nettement améliorées par le traitement suggéré.

Il faudra signaler les résultats non satisfaisant obtenus et qui ne concorde pas avec résultats normalement attendus de ce traitement, et dont la seule explication est probablement liés à la confection des échantillons ou au matériel et machine utilisés..... Nous recommandons donc de les refaire car pour notre part et comme nous l'avons déjà signalé, le temps et le matériel nous ont fait défaut.

Cette étude a été menée sur un sol reconstitué au laboratoire, bien qu'il soit reconnu affaissable, étant donnés les essais effectués et ses caractéristiques géotechniques, mais il reste souhaitable de confirmer ces résultats sur des échantillons de sols naturels.

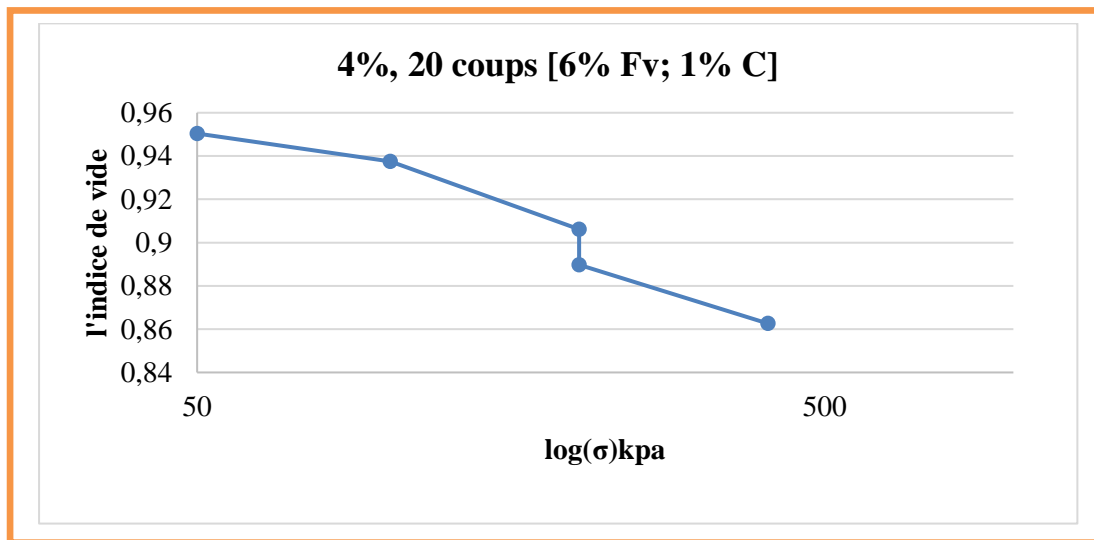
1) Essais œdométrique

III-1-b- Sol traité :

La hauteur de chut =15 cm :

*6% de fibre de verre, 1% Ciment*Tableau III-1: résultats de l'essai œdométrique ($W_0 = 4\%$, $EC = 20$ coups) 6%verre+1ciment

Presion(kpa)	Cp(%)
50	1.7
100	
200	
200	
400	

Figure III-1 :courbeœdométrique(6varre+1ciment) ($W_0 = 4\%$, $EC = 20$ coups)Tableau III-2: résultats de l'essai œdométrique ($W_0 = 4\%$, $EC = 60$ coups) 6%verre+1cimen

Presion(kpa)	Cp(%)
50	0.052
100	
200	
200	
400	

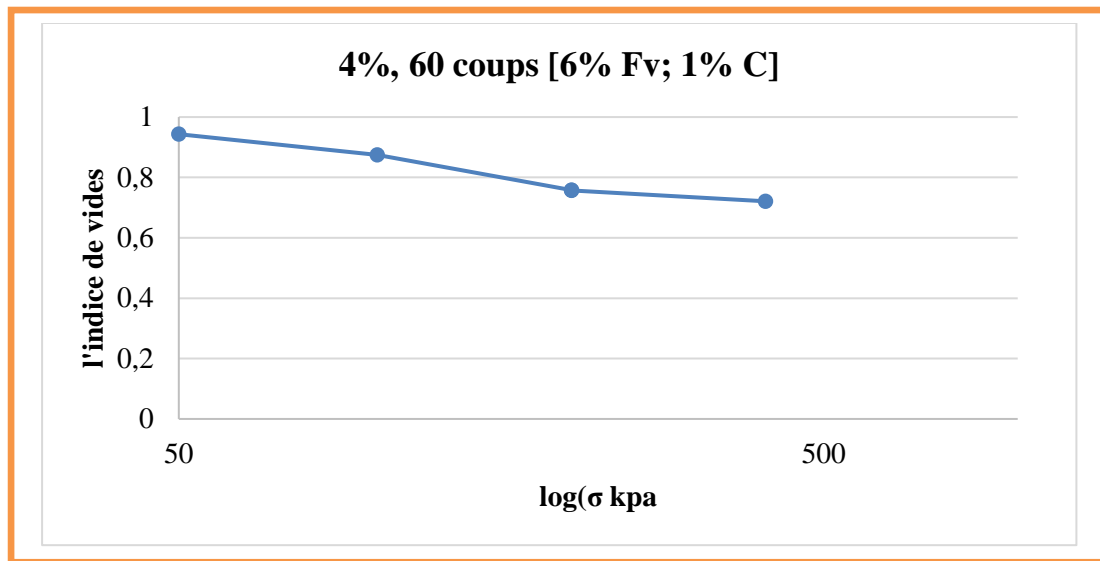


Figure III-2 : courbe œdométrique (6% verre + 1% ciment) ($W_0 = 4\%$, $EC = 60$ coups)

Tableau III-3: résultats de l'essai œdométrique ($W_0 = 6\%$, $EC = 20$ coups) 6% verre + 1% ciment

Presion(kpa)	Cp(%)
50	0,00102848
100	
200	
200	
400	

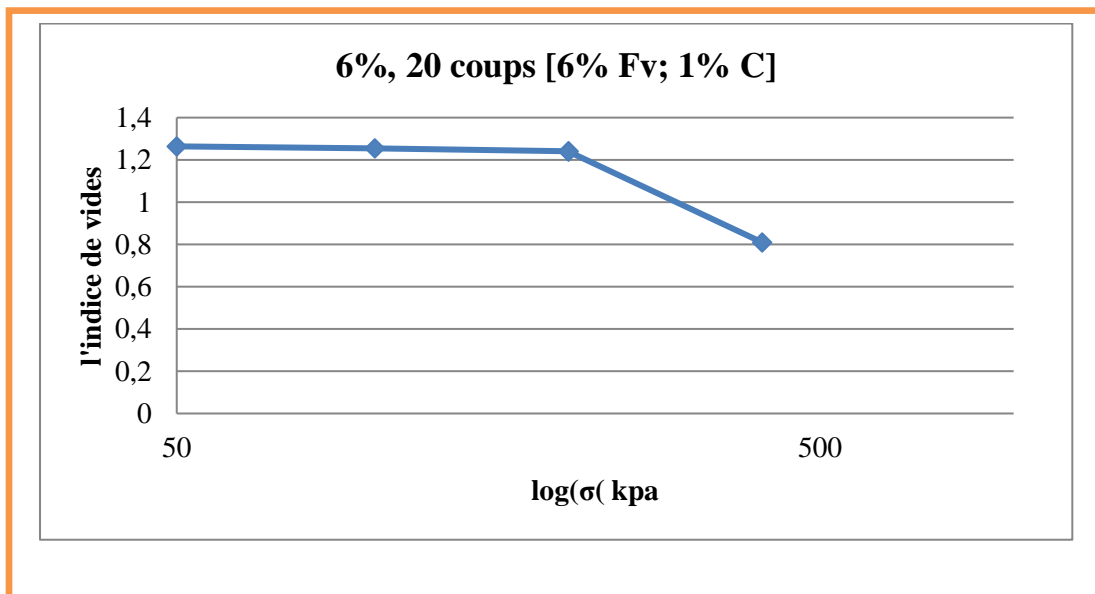
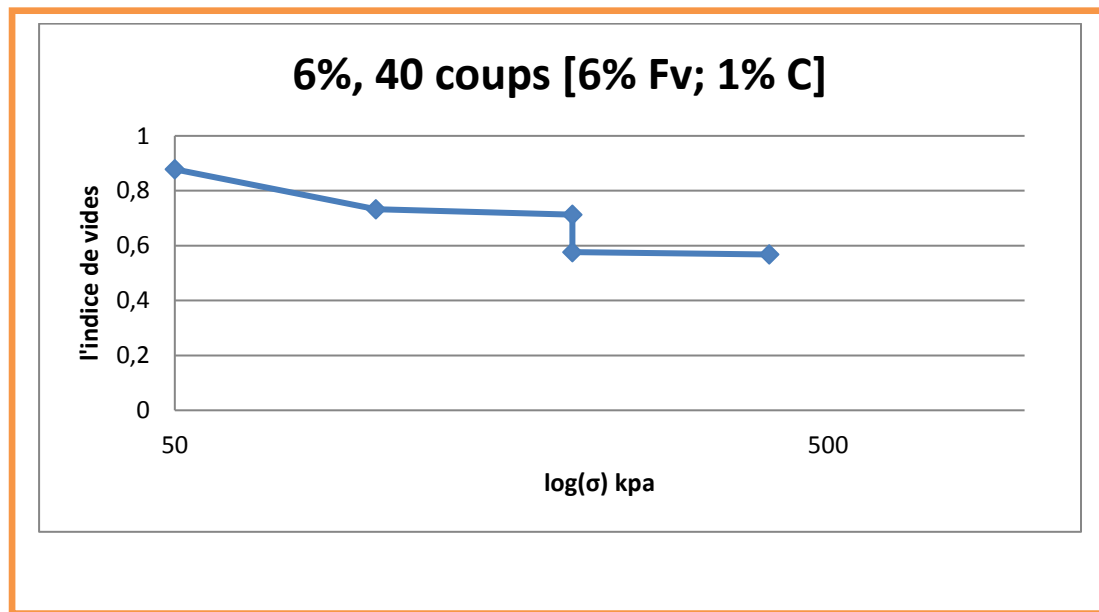


Figure III-3 : courbe œdométrique (6% verre + 1% ciment) ($W_0 = 6\%$, $EC = 20$ coups)

Tableau III-4: résultats de l'essai œdométrique ($W_0 = 6\%$, $EC = 40$ coups) 6% verre+1ciment

Presion(kpa)	Cp(%)
50	0,15199289
100	
200	
200	
400	

Figure III-4 : courbe œdométrique (6 verre+1 ciment) ($W_0 = 6\%$, $EC = 40$ coups)

5% de fibre de verre, 2% Ciment

La hauteur de chute =15 cm :

Tableau III-5: résultats de l'essai œdométrique ($W_0 = 2\%$, $EC = 40$ coups) 5%verre+2ciment

Presion(kpa)	Cp(%)
50	0.257
100	
200	
200	
400	

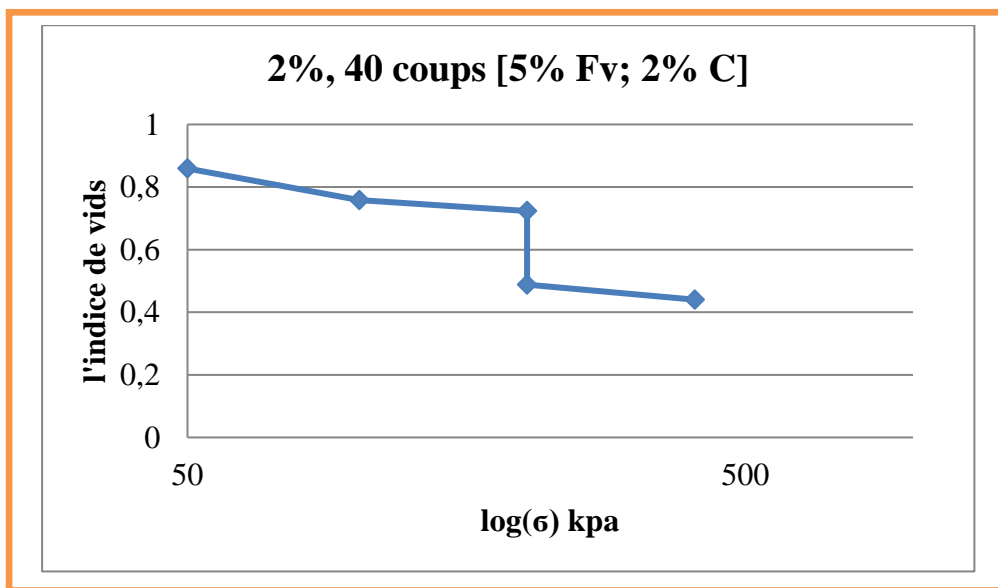


Figure III-5: courbe œdométrique(5%verre+2ciment) ($W_0 = 2\%$, $EC = 40$ coups)

Tableau III-6: résultats de l'essai œdométrique ($W_0 = 2\%$, $EC = 60$ coups)

5%verre+2ciment

Presion(kpa)	Cp(%)
50	1.4
100	
200	
200	
400	

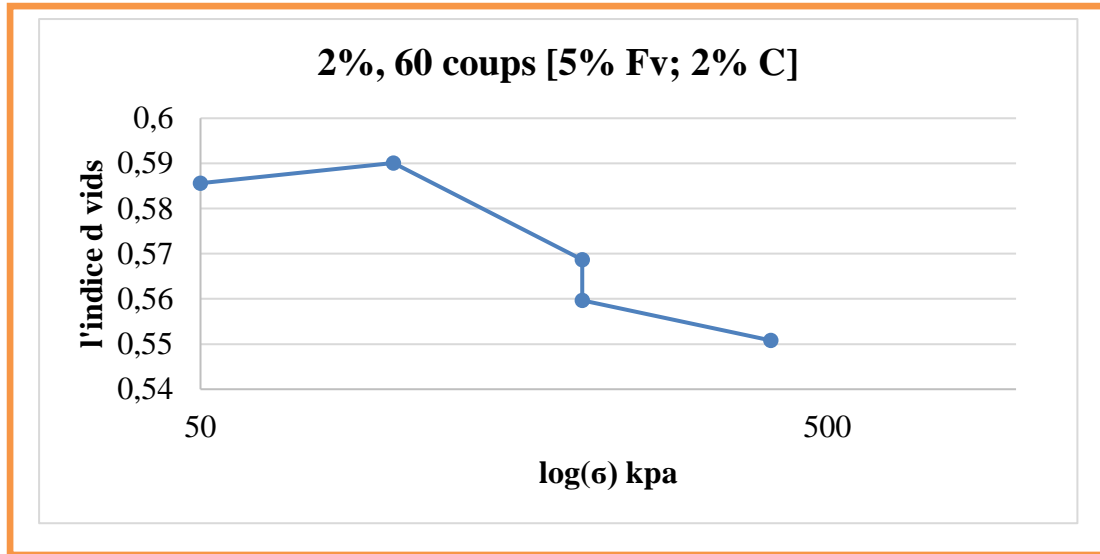


Figure III-6 :courbeœdométrique(5%verre+2ciment) (W0 = 2%, EC = 60coups)

Tableau III-7: résultats de l'essai œdométrique (W0 = 4%, EC = 60coups) 5%verre+2ciment

resion(kpa)	Cp(%)
50	0.990
100	
200	
200	
400	

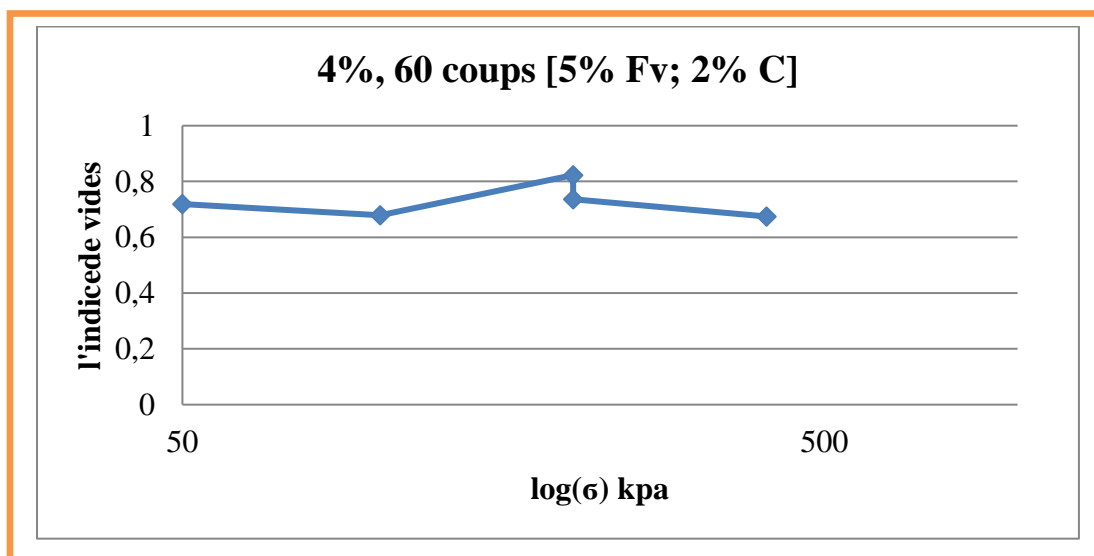
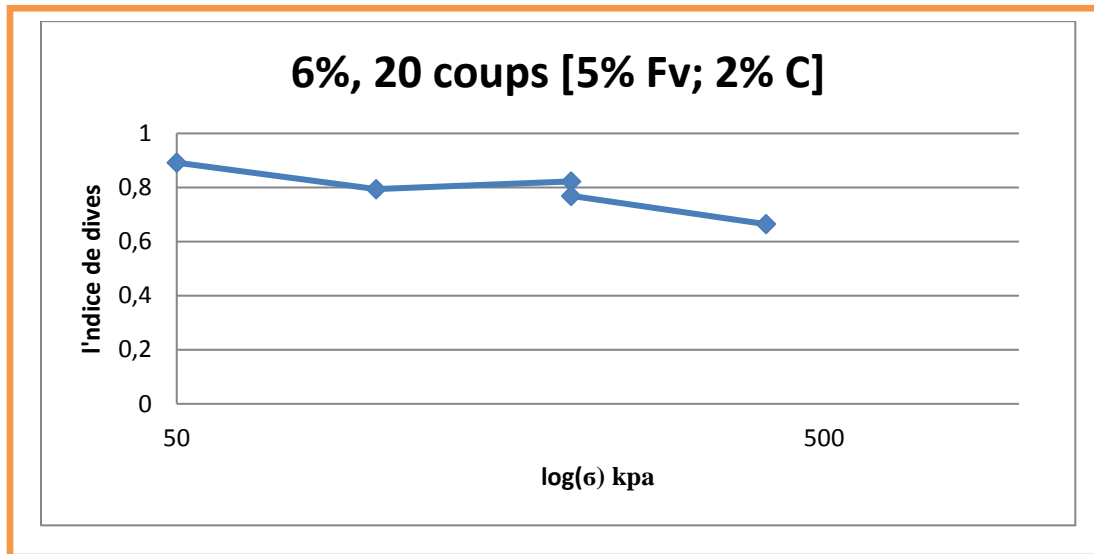


Figure III-7 :courbeœdométrique(5%verre+2ciment) (W0 = 4%, EC = 60coups)

Tableau III-8: résultats de l'essai œdométrique ($W_0 = 6\%$, $EC = 20$ coups) 5%verre+2ciment

Pression(kpa)	Cp(%)
50	1.3
100	
200	
200	
400	

Figure III-8 :courbeœdométrique5%verre+2ciment) ($W_0 = 6\%$, $EC = 20$ coups)*4% de fibre de verre, 3% Ciment*

La hauteur de chut =15 cm :

Tableau III-9: résultats de l'essai œdométrique ($W_0 = 2\%$, $EC = 20$ coups) 4%verre+3ciment

Presion(kpa)	Cp(%)
50	0.3
100	
200	
200	
400	

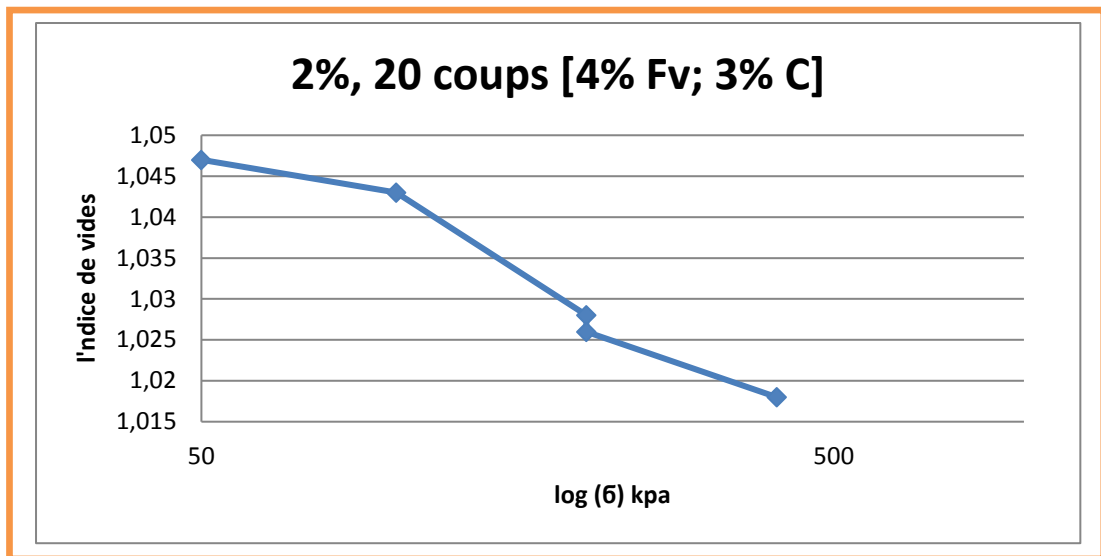


Figure III-9: courbe œdométrique (4% verre+3ciment) ($W_0 = 2\%$, $EC = 20$ coups)

Tableau III-10: résultats de l'essai œdométrique ($W_0 = 2\%$, $EC = 40$ coups) 4% verre+3ciment

Presion(kpa)	Cp(%)
50	0.1
100	
200	
200	
400	

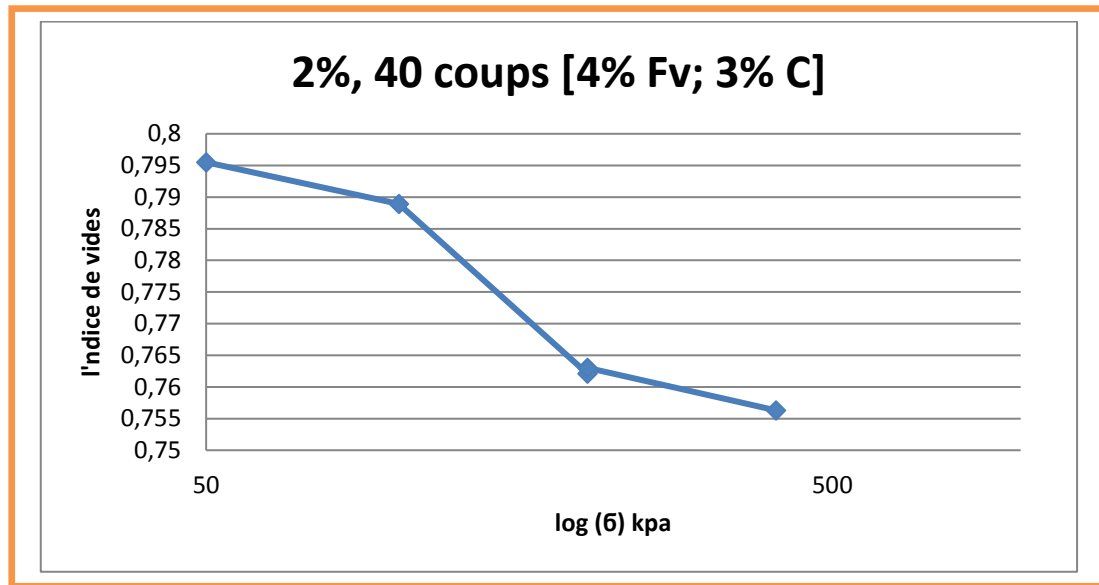


Figure III-10 : courbe œdométrique (4% verre+3ciment) (W0 = 2%, EC = 40coups)

Tableau III-11: résultats de l'essai œdométrique (W0 = 2%, EC = 60coups) 4%verre+3ciment

Presion(kpa)	Cp(%)
50	0.09
100	
200	
200	
400	

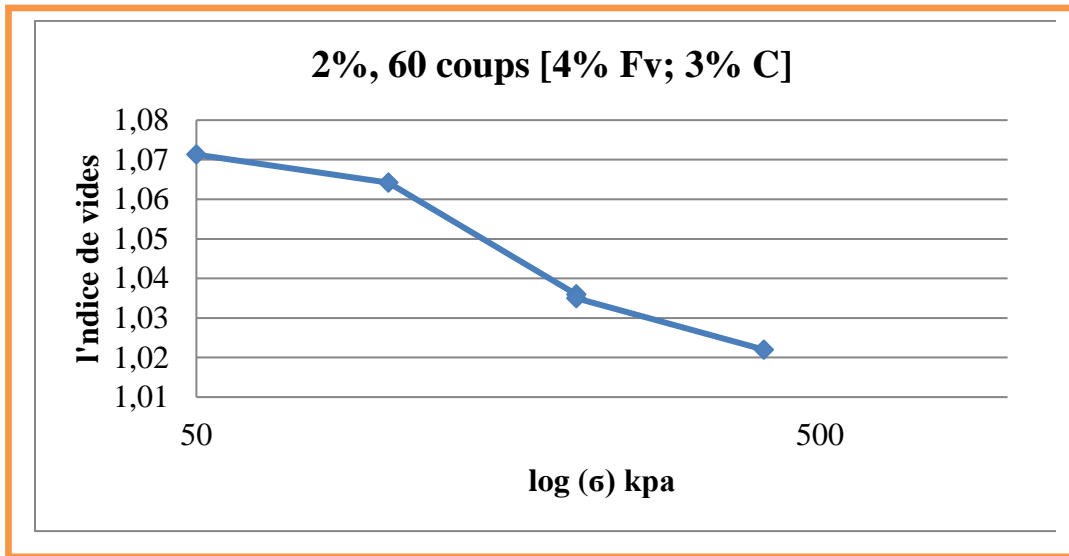


Figure III-11 :courbeœdométrique(4%verre+3ciment) ($W_0 = 2\%$, $EC = 60$ coups)

Tableau III-12: résultats de l'essai œdométrique ($W_0 = 4\%$, $EC = 20$ coups) 4%verre+3ciment

Presion(kpa)	Cp(%)
50	0.05
100	
200	
200	
400	

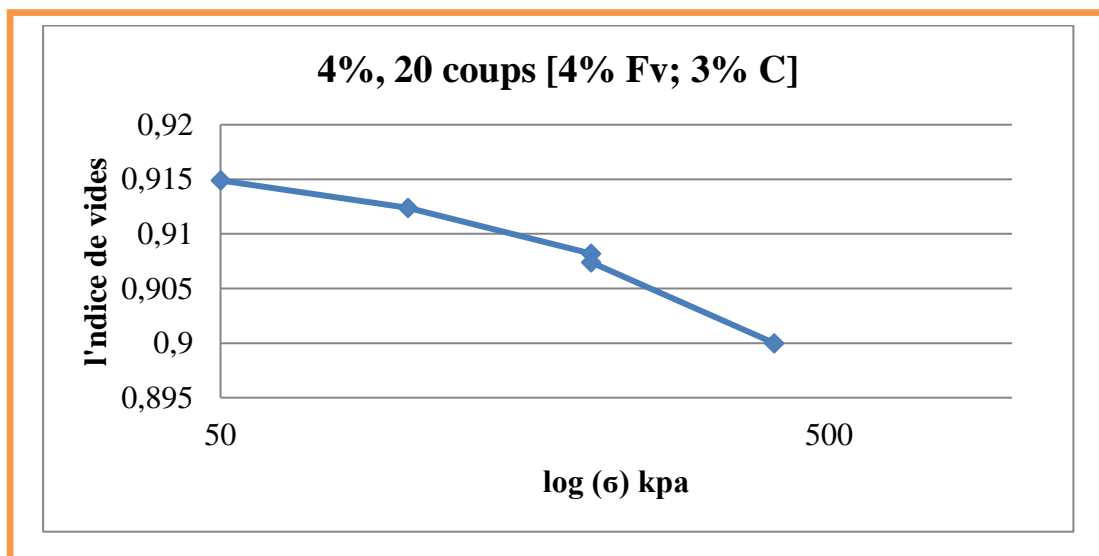
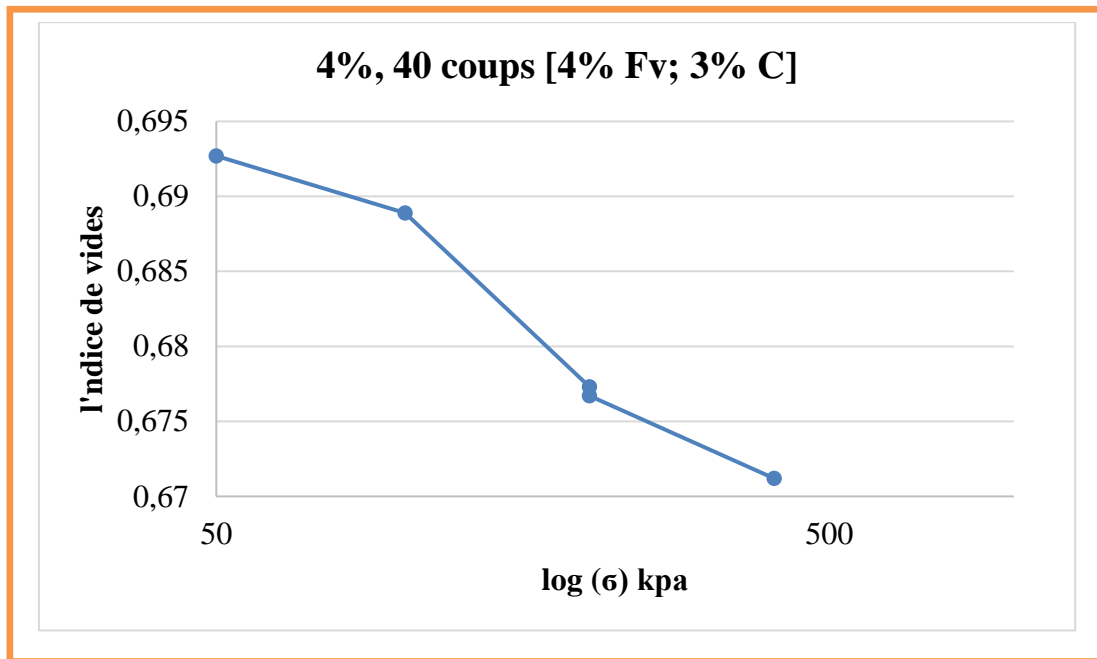


Figure III-12 :courbeœdométrique(4%verre+3ciment) ($W_0 = 4\%$, $EC = 20$ coups)

Tableau III-13: résultats de l'essai œdométrique ($W_0 = 4\%$, $EC = 40$ coups) 4% verre+3ciment

Presion(kpa)	Cp(%)
50	0.66
100	
200	
200	
400	

Figure III-13 :courbe œdométrique(4% verre+3ciment) ($W_0 = 4\%$, $EC = 40$ coups)Tableau III-14: résultats de l'essai œdométrique ($W_0 = 4\%$, $EC = 60$ coups) 4% verre+3ciment

Presion(kpa)	Cp(%)
50	0.03
100	
200	
200	
400	

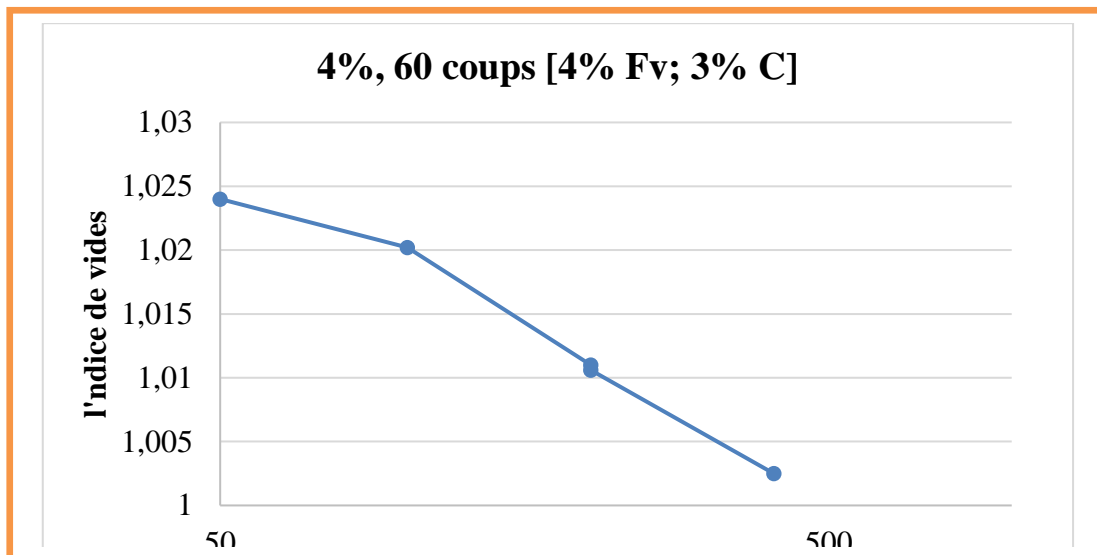


Figure III-14: courbe œdométrique (4% verre + 3% ciment) ($W_0 = 4\%$, $EC = 60$ coups)

Tableau III-15: résultats de l'essai œdométrique ($W_0 = 6\%$, $EC = 20$ coups) 4% verre + 3% ciment

Presion (kpa)	C_p (%)
50	0.08
100	
200	
200	
400	

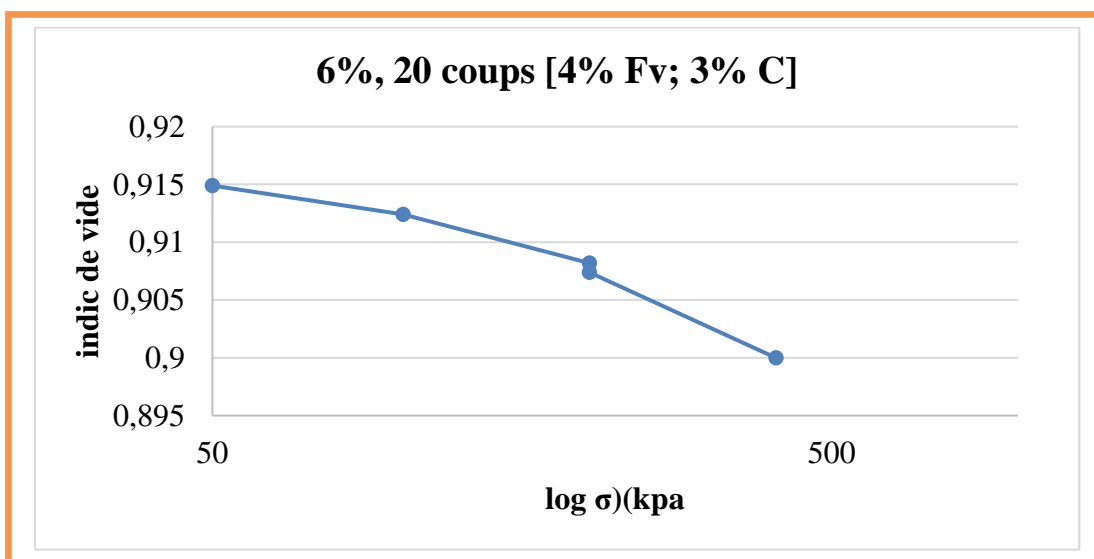
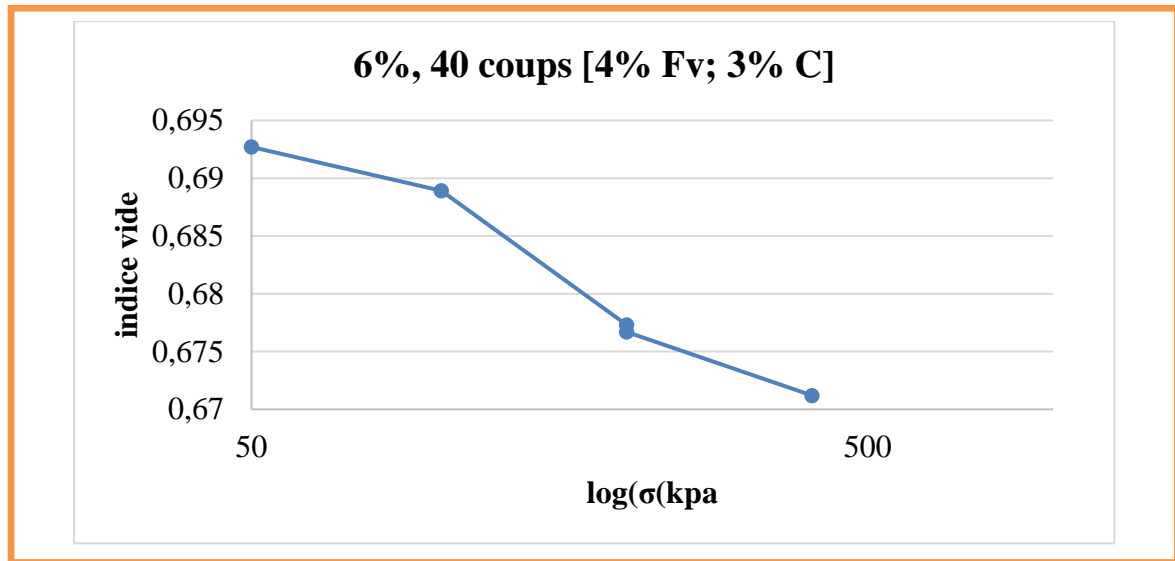


Figure III-15 : courbe œdométrique (4% verre + 3% ciment) ($W_0 = 6\%$, $EC = 20$ coups)

Tableau III-16: résultats de l'essai œdométrique ($W_0 = 6\%$, $EC = 40$ coups)

4% verre+3ciment

Presion(kpa)	Cp(%)
50	0.08
100	
200	
200	
400	

Figure III-16 : courbe œdométrique (4% Fv+3% ciment) ($W_0 = 6\%$, $EC = 40$ coups)

2) Essai de Cisaillement:

✓ Sol non traité:

Sol sans traitement avec une teneur en eau $W_{opt}=10\%$

Tableau .III.1 Résultats d'essai de cisaillement des sols reconstitutions

Contrainte verticale (KN/m ²)	100	200	400
Contrainte tangentielle (KN/m ²)	87.22	175.56	265.28
Angle de frottement (degré)	29.80 deg		
Cohésion (KN/m ²)	42.36 kN/m²		

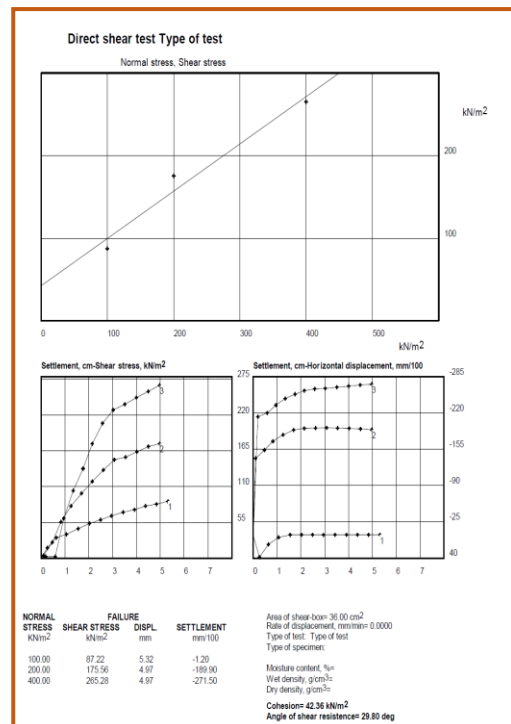
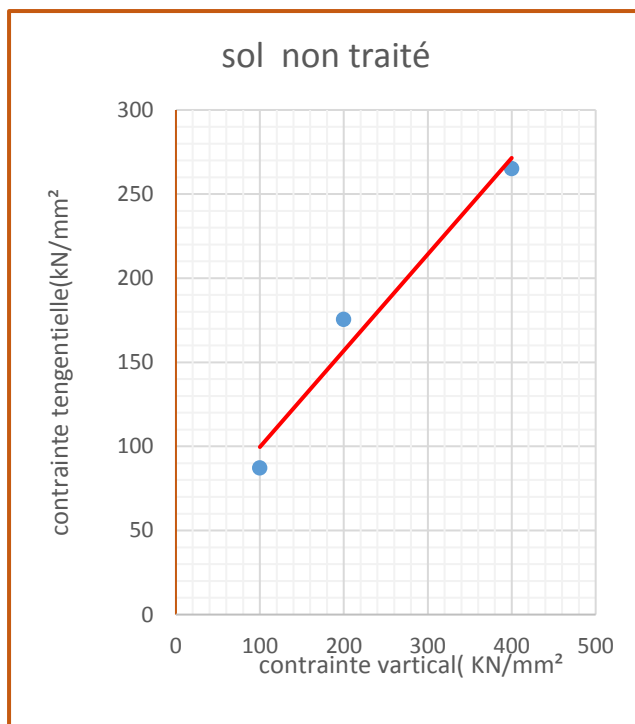


Figure III.1.courbe de contrainte déformation d'essai de cisaillementdes sols reconstitutions

Sol traitement avec une teneur en eau $w_{opt}=10\%$ et 0% ciment; 7% fibre de varee

Tableau. III.2: Résultats d'essai de cisaillement ($w_{opt}=10\%$) et (0% ciment; 7% fibre de varee)

Contrainte vertical (KN/m ²)	100	200	400
Contrainte tangentielle (KN/m ²)	100.28	226.39	311.39
Angle de frottement (degré)	33.58 deg		
Cohésion (KN/m ²)	57.78 kN/m²		

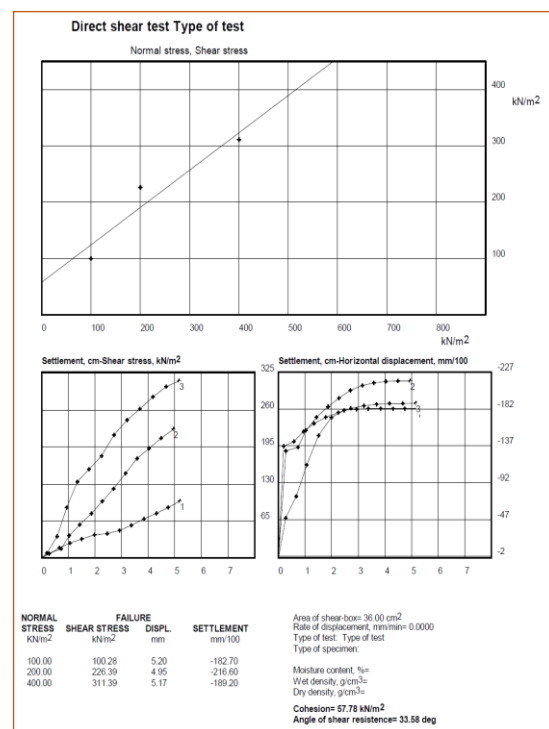
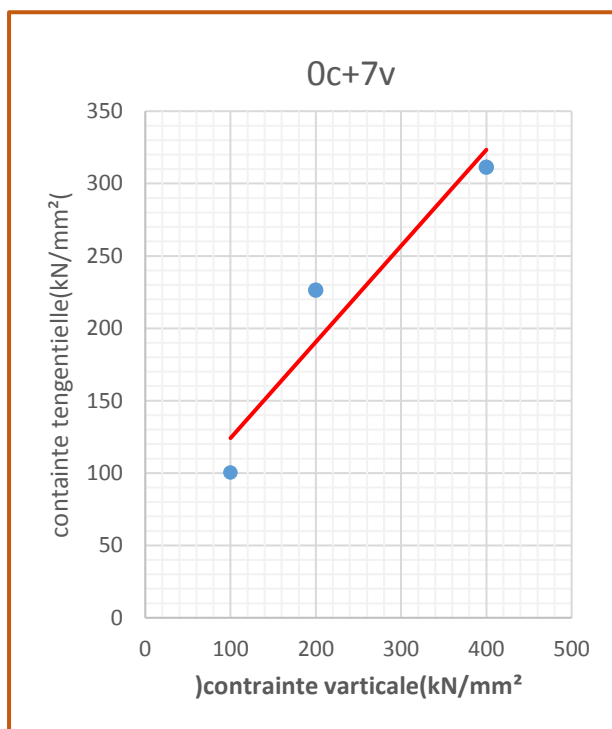


Figure III.2.courbe de contrainte déformation d'essai de cisaillement ($w_{opt}=10\%$) et (0% ciment; 7% fibre de varee)

Sol traitement avec une teneur en eau $w_{opt}=12\%$ et 1% ciment; 6% fibre de varee

Tableau .III.3: Résultats d'essai de cisaillement ($w_{opt}=12\%$)et(1%ciment; 6%fibre de varee)

Contrainte verticale (KN/m ²)	100	200	400
Contrainte tangentielle (KN/m ²)	177.22	216.11	303.61
Angle de frottement (degré)	73.47 kN/m²		
Cohésion (KN/m ²)	30.75 deg		

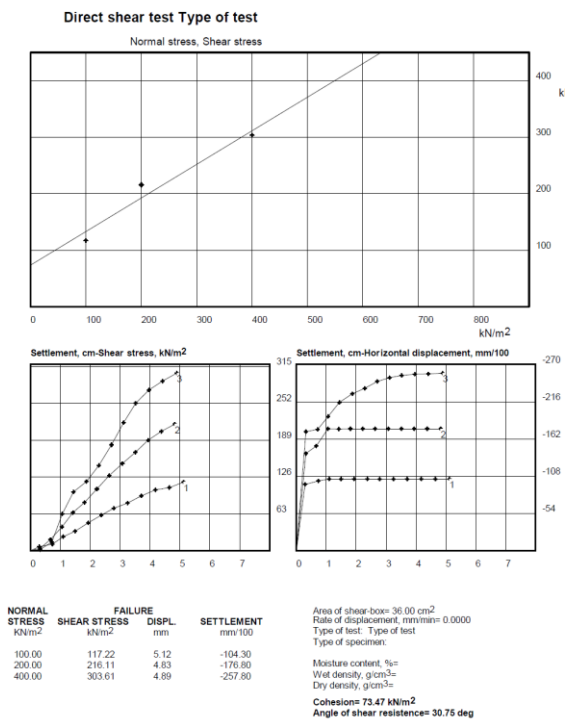
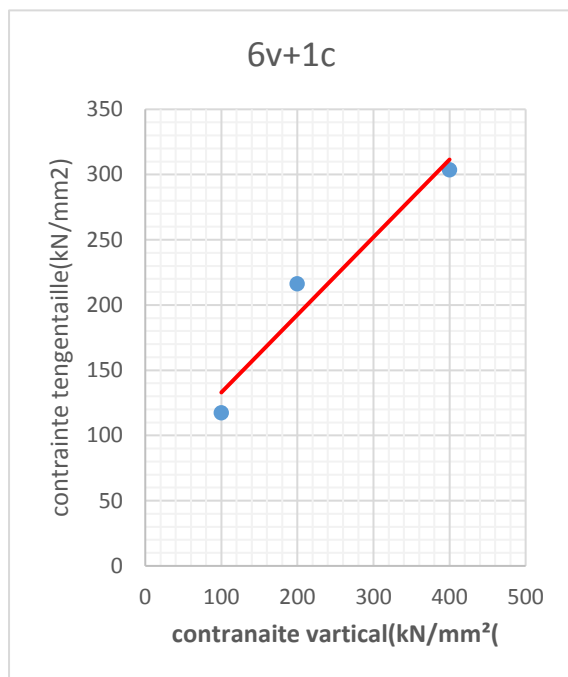


Figure III.3.courbe de contrainte déformation d'essai de cisaillement ($w_{opt}=12\%$)et(1%ciment; 6%fibre de varee)

Sol traitement avec une teneur en eau $w_{opt}=10\%$ et 2% ciment; 5% fibre de varee

Tableau .III.4: Résultats d'essai de cisaillement ($w_{opt}=10\%$)et(2%ciment; 5%fibre de varee)

Contrainte verticale (KN/m ²)	100	200	400
Contrainte tangentielle (KN/m ²)	123.61	130.28	284.72
Angle de frottement (degré)	29.71 deg		
Cohésion (KN/m ²)	46.39 kN/m²		

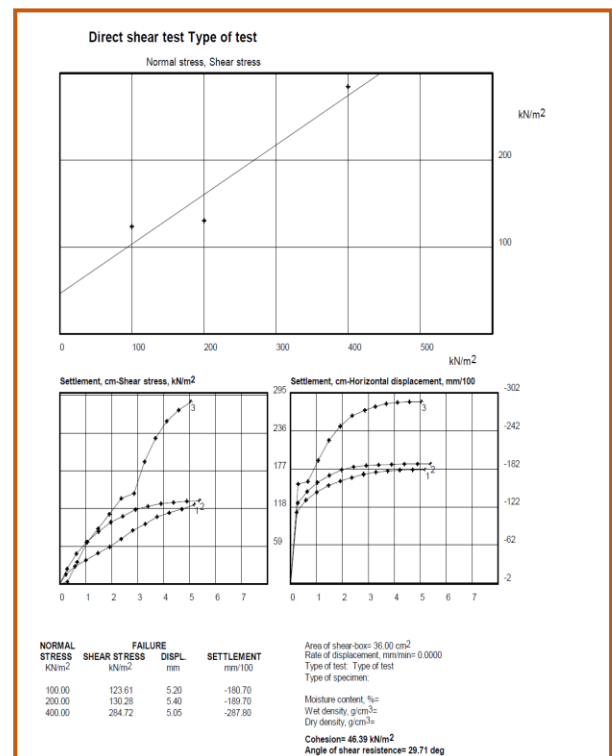
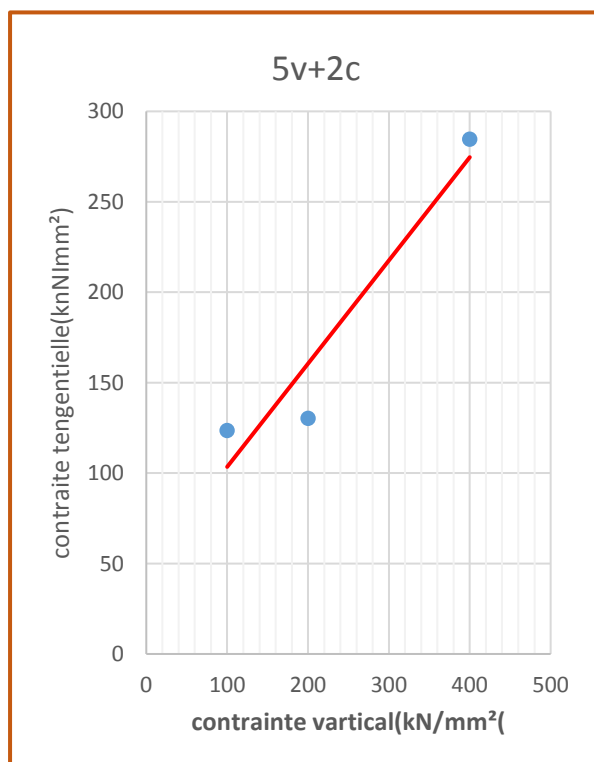


Figure III.4.courbe de contrainte déformation d'essai de cisaillement ($w_{opt}=10\%$)et(2%ciment; 5%fibre de varee)

Sol traitement avec une teneur en eau $w_{opt}=12\%$ et 3% ciment; 4% fibre de varee

Tableau .III.5: Résultats d'essai de cisaillement ($w_{opt}=12\%$)et(3%ciment; 4%fibre de varee)

Contrainte verticale (KN/m ²)	100	200	400
Contrainte tangentielle (KN/m ²)	115	176.11	311.94
Angle de frottement (degré)	33.35 deg		
Cohésion (KN/m ²)	47.64 kN/m²		

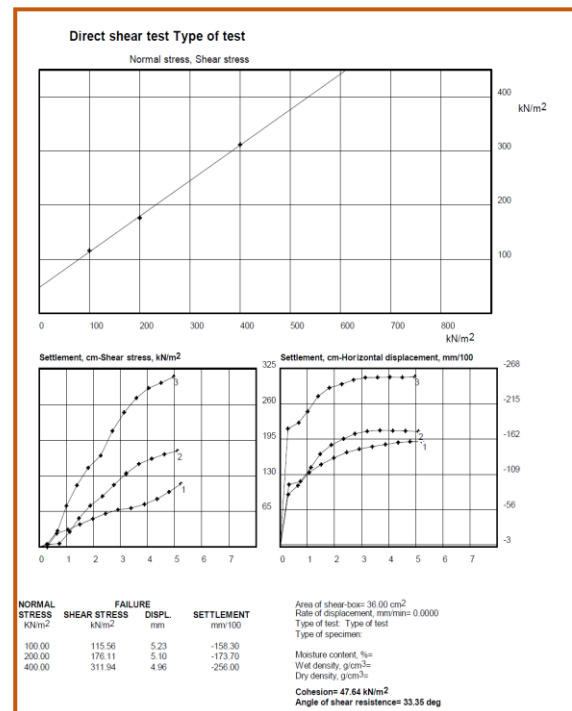
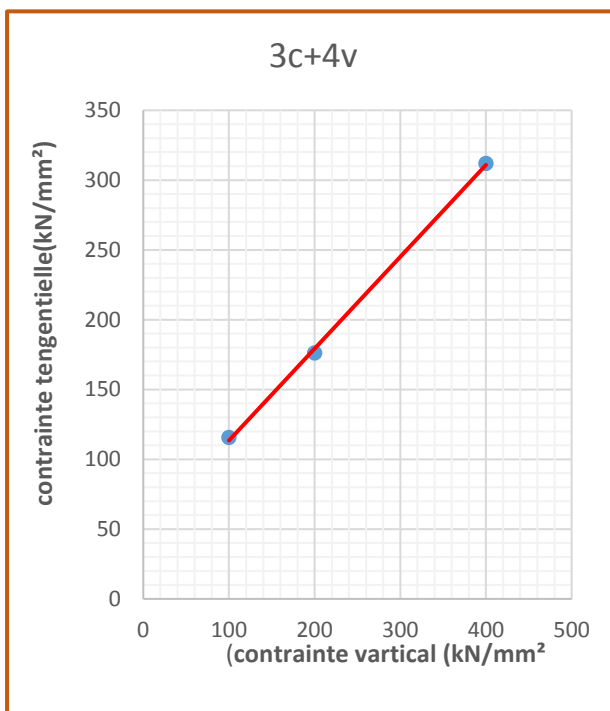


Figure III.5courbe de contrainte déformation d'essai de cisaillement ($w_{opt}=12\%$)et(3%ciment;4%fibre de varee)

Sol traitement avec une teneur en eau $w_{opt}=11.8\%$ et 4% ciment; 3% fibre de varee

Tableau .III.6: Résultats d'essai de cisaillement ($w_{opt}=11.8\%$)et(4%ciment; 3%fibre de varee)

Contrainte vertical (KN/m ²)	100	200	400
Contrainte tangentielle (KN/m ²)	163.61	189.72	376.11
Angle de frottement (degré)	36.51 deg		
Cohésion (KN/m ²)	70.42 kN/m²		

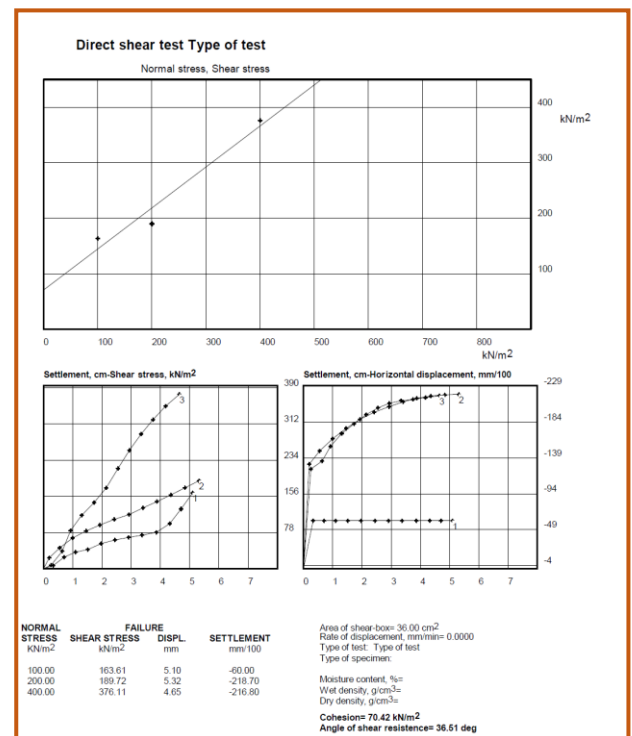
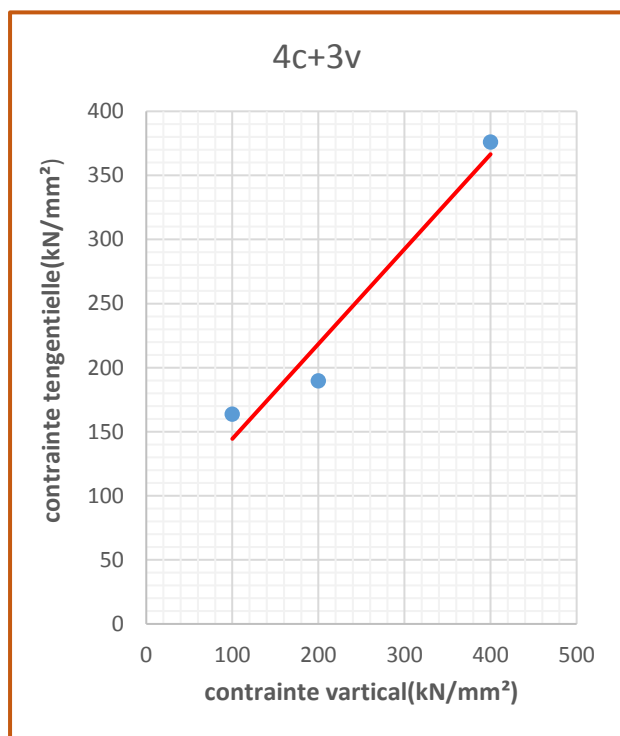


Figure III.6 courbe de contrainte déformation d'essai de cisaillement ($w_{opt}=11.8\%$)et(4%ciment; 3%fibre de varee)

Sol traitement avec une teneur en eau $w_{opt}=12\%$ et 5% ciment; 2% fibre de varee

Tableau .III.7: Résultats d'essai de cisaillement ($w_{opt}=12\%$)et(5%ciment; 2%fibre de varee)

Contrainte verticale (KN/m ²)	100	200	400
Contrainte tangentielle (KN/m ²)	95	243.33	217.78
Angle de frottement (degré)	18.39 deg		
Cohésion (KN/m ²)	107.78 kN/m²		

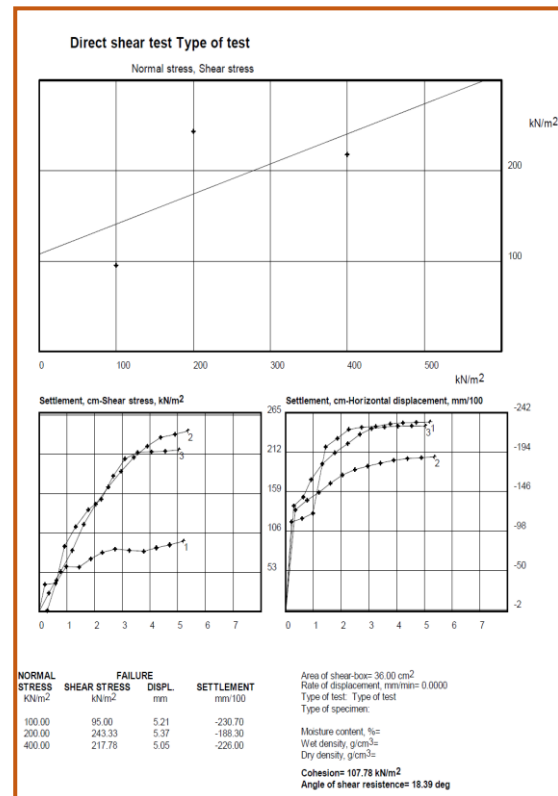
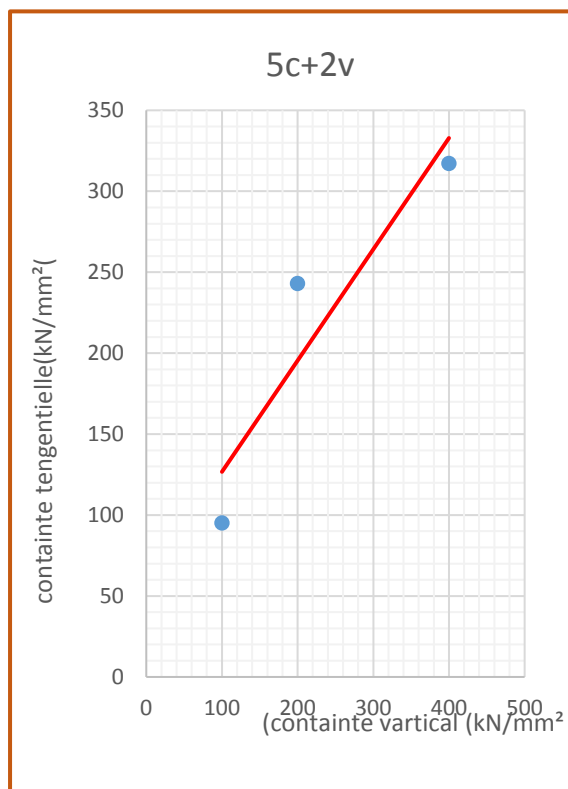


Figure III.7 courbe de contrainte déformation d'essai de cisaillement ($w_{opt}=12$)et(5%ciment;2%fibre de varee)

Sol traitement avec une teneur en eau $w_{opt}=11\%$ et 6% ciment; 1% fibre de varee

Tableau .III.8: Résultats d'essai de cisaillement ($w_{opt}=11\%$) et (6% ciment; 1% fibre de varee)

Contrainte vertical (KN/m ²)	100	200	400
Contrainte tangentielle (KN/m ²)	190.00	235.28	386.11
Angle de frottement (degré)	33.75 deg		
Cohésion (KN/m ²)	114.58 kN/m²		

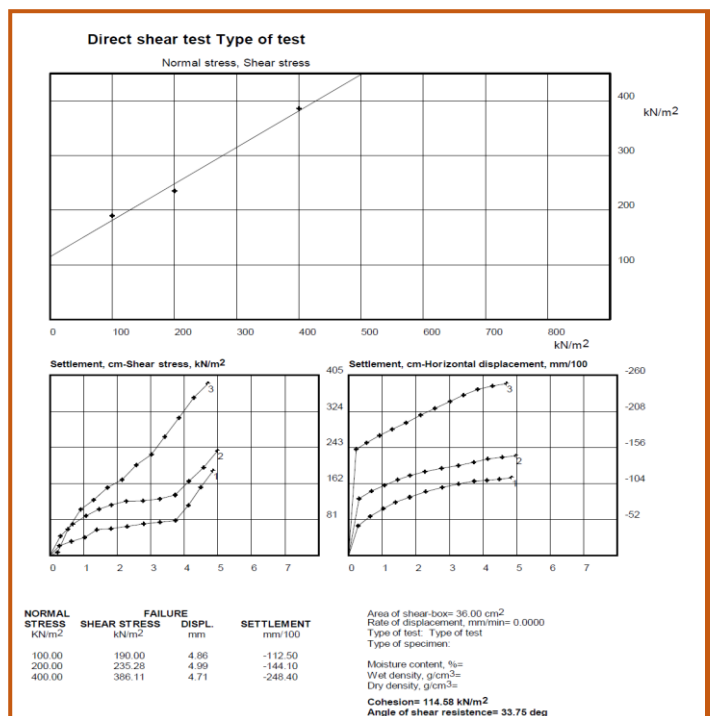
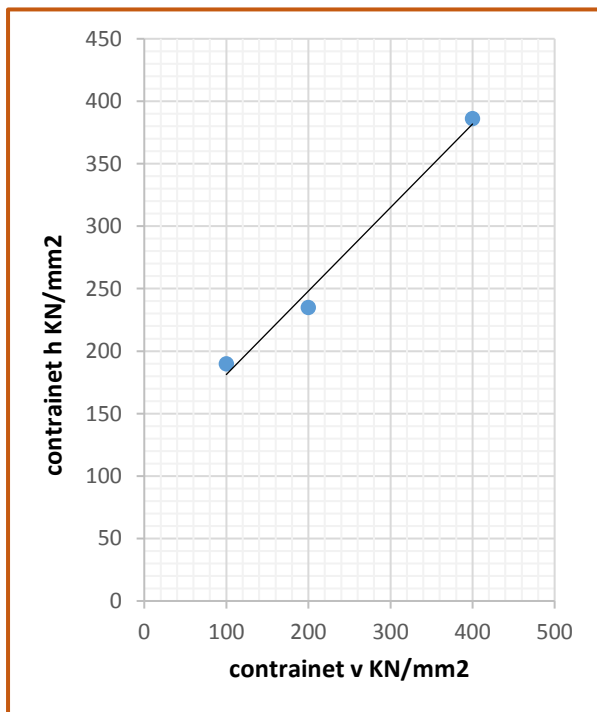


Figure III.8 courbe de contrainte déformation d'essai de cisaillement ($w_{opt}=11\%$) et (6% ciment; 1% fibre de varee)

Sol traitement avec une teneur en eau $w_{opt}=11.4\%$ et 7% ciment; 0% fibre de varee

Tableau .III.9: Résultats d'essai de cisaillement ($w_{opt}=11.4\%$)et(7%ciment; 0%fibre de varee)

Contrainte vertical (KN/m ²)	100	200	400
Contrainte tangentielle (KN/m ²)	138.06	171.67	338.61
Angle de frottement (degré)	34.69deg		
Cohésion (KN/m ²)	54.58kN/m²		

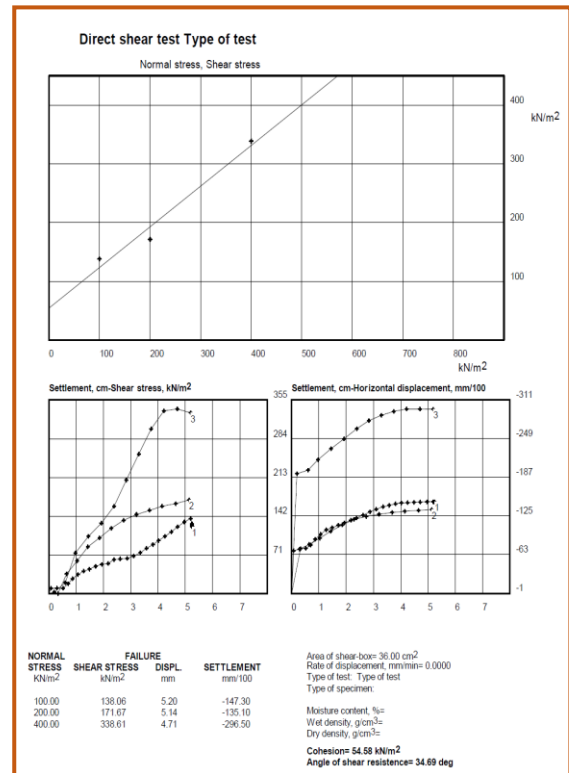
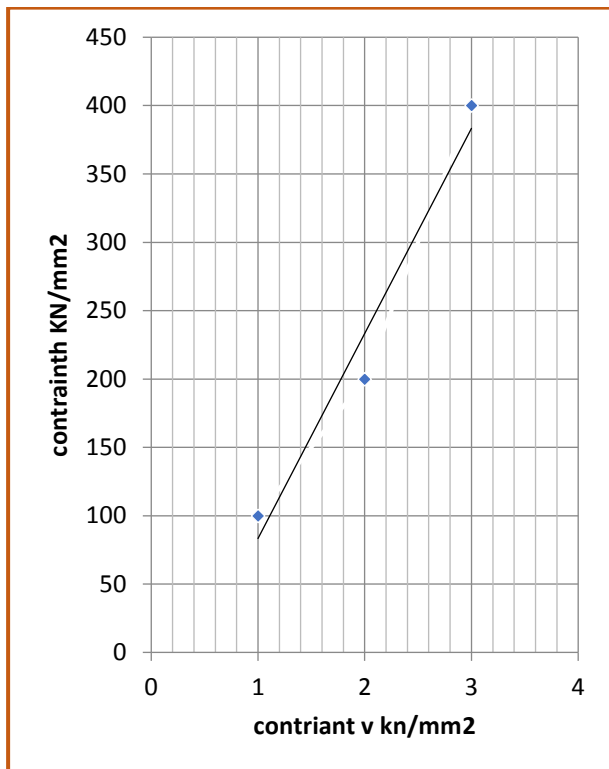


Figure III.9courbe de contrainte déformation d'essai de cisaillement ($w_{opt}=11.4$)et(7%ciment;0%fibre de varee)

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1]. Cui Y.J., Marcial M., Terpereau J.M., Delage P., Antoine P., Marchadier G. and Ye W.M. (2004). A geological and geotechnical characterisation of the loess of Northern France. A.W. Skempton Memorial Conference, vol. 1. 417-428.
- [2]. Delage P., Cui Y.J. and Antoine P. (2005). Geotechnical Problems related with Loess deposits in Northern France. Proceedings of International Conference on Problematic Soils. 517-540.
- [3]. Jennings J.E. ET Knight K. (1957). The additional settlement of foundation due to collapse of sandy soils on wetting. Proc. 4th ICSMFE 1. 316-319.
- [4]. Li Z.M. (1995). Compressibility and collapsibility of compacted unsaturated loessial soils. Proc. 1st Int. Conf. Unsaturated soils UNSAT'95 1. Balkema, Paris. 139-144.
- [5]. Huang R.Q. (2008) Large-scale landslides in China: Case studies. *10th International Symposium on Landslides and Engineered Slopes*, Xian, China, Jun. 30 - Jul. 04, 2008. Publié dans: *Landslides and Engineered Slopes: From the Past to the Future*, Vols. 1 et 2. 2037-2053.
- [6]. Meier C., Boley C. et Zou Y. (2008). Collapse and deformation behaviour of alluvial loess soils from Afghanistan. 2nd International Workshop on Geotechnics of Soft Soils, Sep. 3-5, 2008, Glasgow, Scotland. *Geotechnics of Soft Soils - Focus on Ground Improvement*. Karstunen M. et Leoni M. (eds.). 269-273.
- [7]. Nouaouria M.S., Guenfoud M. et Lafifi B. (2008). Engineering properties of loess in Algeria. *Engineering Geology* 99 (1)-(2). 85-90.
- [8]. Punrattanasin P. (2008). The capacity of improved Khon Kaen Loess as a road construction material. 1st International Conference on Transportation Geotechnics, Nottingham, England, Aug. 25-27, 2008. Publié dans: *Advances in Transportation Geotechnics*, Ellis E., Yu H.S., McDowell G. Dawson A. et Thom N. (eds.). 535-540.
- [9]. Walthall S. et Duffy W.P. (2008). An example of the impact of loess soils on foundations and earthworks in Kazakhstan. 1st European Conference on Unsaturated Soils, Durham, England, Jul. 2-4, 2008. Publié dans: *Unsaturated Soils: Advances in Geo-Engineering*. 973-978.(1.4.1).
- [10]. Yuan Z.X. et Wang L.M. (2009). Collapsibility and seismic settlement of loess. *Engineering Geology* 105 (1)-(2). 119-123.
- [11]. Cui Y.J., Delage P., Durand F., Schlosser F. et Wojnarowicz M. (1995). Comportement

mécaniquedesloesssurlétracéduTGVNord.XIèmeConférenceEuropéennedeMécaniquedes Sols et des Travaux de Fondations, Copenhague, vol. 7. 45-50.

[12]. Karam J.P. (2006). Etude de la rhéologie des loess du Nord de la France. Application à l'évaluation de leur risque de liquéfaction. Thèse de doctorat à l'École Nationale des Ponts et Chaussées. Paris.

[13]. Houston S.L. (1995). Foundations and pavements on unsaturated soils – Part 1: Collapsible soils. Proc. 1st Int. Conf. Unsaturated Soils UNSAT'95 3. Balkema. Paris. 1421-1439.

[14]. Walsh K., Houston W. et Houston S. (1993). Evaluation of in-place wetting using soil suction measurements. J. Geotech. Eng., ASCE 119. 862-973.

[15]. Shmuelyan A. (1995). Uneven subsidence of the soil due to collapse. Proc. 1st Int. Conf. Unsaturated soils UNSAT'95 2. Balkema, Paris. 1005-1010.

[16]. El Nimr A., Al Faysi S. Et Hamadto M. (1995). Regulations to control rising ground water impacts on eastern Riyadh buildings and infrastructures. Proc. 1st Int. Conf. Unsaturated soils UNSAT'95 2. Balkema, Paris. 967-972.

[17]. Kropp A., McMahon D. et Houston S. (1994). Field wetting of compacted soil fill. Proc. 1st Int. Symp. On Eng. Characteristics and properties of arid soils. London.

[18]. Noorany I. et Stanley J. (1990). Swell and hydrocompression behaviour of compacted soils: test data. Research report, San Diego State Univ., CA.

[19]. Jimenez-Salas J.A. (1995). Foundations and pavements on unsaturated soils – Part 2: Swelling soils. Proc. 1st Int. Conf. Unsaturated soils UNSAT'95 3. Balkema, Paris. 1441- 1464.

[20]. Barden L., Mc Gown A. and Collins K. (1973). The collapse mechanism in partly saturated soil. Eng. Geol. 7. 49-60.

[21]. Shao S., Yu Q.G. ET Long J.Y. (2007). A stress-strain relationship with soil structural parameter of collapse loess. 3rd Sino-Japan Geotechnical Symposium, Chongqing, China, Nov. 4- 7 2007. Publié dans: New Frontiers in Chinese and Japanese Geotechnics. Yao Y.P. Akagi H. et Zhang G. (Eds.). 488-500.

[22]. Pereira J.M., Ta A.N., Cui Y.J., Karam J.R. et Chai H.Y. (2008). A damage model for unsaturated natural loess submitted to cyclic loading. 1st European Conference on Unsaturated

Soils, Durham, England, Jul. 2-4, 2008. Publié dans: Unsaturated Soils: Advances in Geo-Engineering. 647-652.

[23]. Mitchell J.K. et Soga K. (2005). Fundamentals of Soil Behavior. John Wiley & Sons, ltd., 3th edition.

[24]. Hormdee D. (2008). Investigation on Collapse Potential of Loess Soil. Proceedings of the 18th International Offshore and Polar Engineering Conference, Vol. 2. Fontaine E., Uchida K., Chung J.S. et Moshagen H. (Eds.). 579-583.

[25]. Cui Y.J. et Marcial D. (2003a). Etude de comportement des limons non saturés soumis aux vibrations ferroviaires (Lot1). Rapport SNCF.

[26]. Knight K. (1963). The origin and occurrence of collapsing soils. Proc. 3rd Reg. African CSMFE 1. 127-130.

[27]. SALEM ABD EL KADER(REDUCTIONDUPOTENTIELD'AFFAISSEMENT DES SOLS A EFFONDREMENT BRUSQUE PAR L'AJOUT DES DECHETS DE VERRE) mémoirebde masterbniversité de M'sila-2013/2014

[28] .Ouahiba (RHÉOLOGIE DES SOLS AFFAISSABLES - APPLICATION POUR LA CONCEPTION DES FONDATIONS)ThèseDoctorat Université 20 août 1955- Skikda-2017/2018.

[30]. Magnan J. P. (2000), Cours de mécanique des sols et des roches, Ecole National des ponts et Chaussées, Paris (France).

[31] Bakir Nassima. 2017, thèse de doctorat en science« Etude de L'effet du renforcement par les fibres de verre sur le taux et l'amplitude de l'affaissement d'un sol à effondrement brusque » .

[32] Nassima Bakir, Khelifa Abbeche, et Gérard Panczer. 2017 « Experimental study of the effect of the glass fiber on reducing collapse of a collapsible soil » Geomechanics and Engineering journal, Vol, 12, N°1(2017).

[33]. Dudley J.H. (1970). Review of collapsing soils. J. Soil Mech. Fdn Engng, Am. Sot. Civ. Engrs 96, SM3. 925-947.

[34]. TADEPALLI, R., RAHARDJO, H. and FREDLUND, D.G. 1992. Measurement of Matric suction and volume changes during inundation of collapsible soils. Geotechnical Testing Journal

Référence des sites web :

[29]. MOHCEN MOSSAAB ET MOHAMMED TAYEB-AYA., El M'Rara s'affaisse. Posté Le :

12/05/2010 www.vitamineca.com