



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

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de Technologie



DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE

**Présenté pour l'obtention du diplôme de
MASTER**

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : structure

THEME

**Influence de la teneur en déchets de verre
sur le degré de collapse d'un sol
affaissable**

Dirigé par :

Mme BAKIR Nassima

Présenté par :

BENYAHIA Nour el Houda

Promotion : 2015/2016.

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



REMERCIEMENT

Je remercie :

En premier lieu Allah pour tout ce qu'il m'a donné et m'a procuré. Mes parents, pour leurs sacrifices. En ma encadreuse : Mme : BAKJR Nassima. Mes remerciements à tous mes enseignants Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir accepter d'examiner mon travail.





Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

*Mon père et ma mère, NOUREDINE et ZOHRÀ
HAMMACHE,*

*Ma grand-mère MARZAKA qui m'ont toujours soutenus
durant toutes les périodes de vie, que dieu le tout puissant
les protègent et les gardent. A Mes frères : ABOUBAKER et
SAIF. a ma soeur KHAWLA Toute ma famille sans
aucune exception surtout HIND . A mes amies MAROI,
RATIBA et KAIS, KARIMA, A ma copines intimes
KHADIDJA, BASSEMA et MAROI cousine et WARDA
A mon fiancé ABDELHAK BOURNANE, a yemma
BOURENNANE KAMIR*

*A toute la promotion 2016.
Tous ceux qui m'aiment et que j'aime.*



SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I	
I-1 : Introduction.....	2
I-2 : Définitions des sols affaissables.....	2
I-3 : Les dénominations des sols Affaissable.....	3
I-4 : Formation des sols.....	3
I-5 : Les différents types de sol affaissable.....	4
I-5-a : Les sols éoliens.....	4
I-5-b : Les sols alluvionnaires	4
I-5-c : les sols résiduels.....	4
I-5-d : Les lœss.....	4
I-6 : Autres types de sols affaissables.....	5
I-7 : Répartition des sols affaissables (Des zones arides).....	5
I-7-a : à travers le monde.....	5
I-7-b : En l'Algérie.....	6
I-8 : Mécanismes de l'effondrement des sols.....	7
I-9 : Les paramètres qui influent sur l'affaissement.....	10
I-10 : Propriétés des sols affaissables.....	12
I-11 : Les causes d'inondation des sols Affaissables.....	12
I-12 : Les méthodes prédictives d'affaissement.....	13
I-12-a : Les méthodes empiriques.....	13
I-12-b : Les méthodes expérimentales.....	15
I-12-c : Les méthodes théoriques	18
I-13 : Les procédés de traitement des sols Affaissables.....	18
I-13-a : Traitement par pré mouillage.....	19
I-13-b Traitement par pieu de sable.....	19
I-13-c : Renforcement par colonnes ballastées.....	19

SOMMAIRE

I-13-d : Traitement thermique.....	19
I-13-e : Traitement chimique.....	20
I-13-f : Traitement par compactage.....	21
I-13-g : Traitements par congélation.....	23
I-13-h : Traitement par drains verticaux (DV).....	24
I-13-i : Compactage par étincelle électrique.....	25
I-13-j : Traitement par pré chargement.....	25
I-13-k : Traitement par injection.....	25

CHAPITRE II

II-1 : Introduction	28
II-2 : Matériaux	28
II-2-a : Description des sols.....	28
II-2-b : L'argile (kaolin).....	28
II-2-c : le sable.....	28
II-2-d : Le sol reconstitué.....	29
II-2-e : L'eau d'inondation.....	29
II-2-f : Le fibre de verre.....	29
II-3 : Matériels.....	29
II-4 : Programme d'essais préliminaire.....	30
II-4-1 : Analyse granulométrique.....	30
a-Analyse granulométrique par tamisage.....	30
b-Analyse granulométrique par Sédimentométrie.....	31
II-4-2 :Masse volumique apparente et spécifique.....	33
II- 4-2-1 : Masse volumique apparente.....	33
II-4-2-2 : Masse volumique absolue	34
II-4-3 : Equivalent de sable.....	36

SOMMAIRE

II-4-4 : Limites d'Atterberg (NF P 94-051 \ 1993)	38
II-4-4-1 : La limite de liquidité WL	38
II-4-4-2 : La limite de Plasticité WP	39
II-4-4-3 : L'indice de plasticité IP.....	39
II-4-5 : Essai Proctor (NF P 94-093 \ 1999).....	40
II-4-6: Essai de bleu de méthylène : NF P 94-068.....	43
II-5 : Essai mécanique.....	45
II-5-a : Essai de cisaillement à la boîte	45
II-5-a-1 : Programme des essais	47
II-5-b : Essai œdométrique.....	48
II-5-b-1 : Programme des essais œdométrique.....	51

CHAPITRE III

III -1 : les résultats des essais préliminaires.....	56
1-Analyse granulométrique	56
2- la masse volumique.....	60
2-a : la masse volumique absolue.....	60
2-b : Masse volumique apparente.....	61
3- Equivalent de sable.....	62
4- Bleu de méthylène.....	63
5 -limites d'Atterberg.....	64
6- Essai de Proctor normal.....	68
III-2 :Essais mécaniques.....	70
1- Essai de cisaillement à la boîte.....	70
1-a : Sol reconstitué non traité.....	70
1-b : Sol reconstitué traité.....	75

SOMMAIRE

1-c : Résumé des résultats des essais de cisaillement.....	81
2- ESSAIS OEDOMÉTRIQUES	82
2-a : Sol reconstitué non traité.....	83
2-b :Sol reconstitué traité avec le déchet de verre.....	87

CHAPITRE IV

IV-1 : Résultats des caractéristiques d'identification.....	94
IV-2 : Discussion des résultats des essais mécaniques	95
1-Essais œdométriques.....	95
1-a -Variation de degré de collapse en fonction de temps	95
1-b -Les potentiels de collapse (Cp).....	96
1-b-1 : Sol reconstitué non traité	96
1-b-2 : Sol reconstitué traité.....	97
2-Essai de cisaillement	100
2-a : Sol reconstitué non traité.....	101
2-b : Sol reconstitué traité.....	102

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I

Tableau I-1 : Superficies des zones arides d'Algérie en 10^3 Km^2	7
Tableau I-2 : Propriété de sol.....	12
Tableau I-3 : Classification de JENNINGS et KNIGHT (1975).....	17
Tableau I-4 : Méthodes des traitements des sols Affaissables (Bara 1976).....	27

Chapitre II

Tableau II-1 : Caractéristique de sable (ES)	37
Tableau II-2 : Programme des essais de cisaillement Pour un sol reconstitué sans traitement....	47
Tableau II-3 : Programme des essais de cisaillement Pour un sol reconstitué traitement.....	47
Tableau II-4 : Programme des essais œdométrique Pour un sol reconstitué sans traitement	54
Tableau II-5 : Programme des essais œdométriques Pour un sol reconstitué avec traitement....	55

Chapitre III

Tableau III-1 : Analyse granulométrique de sable.....	56
Tableau III-2 : Analyse granulométrique par tamisage de sol reconstitué.....	58
Tableau III-3 : Analyse granulométrique par tamisage de kaolin.....	59
Tableau III-4 : Poids spécifique du sable.....	60
Tableau III-5: Poids spécifique absolu du kaolin.....	60
Tableau III -6 : Poids spécifique absolu du sol reconstitué.....	61
Tableau III -7 : Poids spécifique absolu de la fibre de verre.....	61
Tableau III -8 : La masse volumique absolue par la méthode des éprouvettes gradué.....	61
Tableau III -9 : La masse volumique apparente de sable sans choc.....	62
Tableau III -10 : La masse volumique apparente de sable avec choc.....	62
Tableau III -11 : La masse volumique apparente de kaolin sans choc.....	62
Tableau III -12: La masse volumique apparente de kaolin avec choc.....	62
Tableau III-13 : Equivalent de sable.....	63

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III-14 : Les résultats d'essai du bleu de méthylène du sable.....	63
Tableau III-15 : Les résultats d'essai bleu de méthylène du kaolin.....	63
Tableau III-16 : Les résultats d'essai bleu de méthylène du sol reconstitué.....	64
Tableau III-17 : Les Teneurs en eau moyenne du kaolin.....	65
Tableau III-18 : Les limites plasticité du kaolin.....	65
Tableau III-19 : Les Teneurs en eau moyenne du sol reconstitué.....	67
Tableau III-20 : Les limites plasticité du sol reconstitué.....	67
Tableau III-21 : Les Résultats d'essai de Proctor.....	69
Tableau III-22 : Les Résultats d'essai de cisaillement de sol reconstitué.....	70
Tableau III-23 : Les Résultats d'essai de cisaillement de W=2% Ec=20.....	72
Tableau III-24 : Les Résultats d'essai de cisaillement de W=2% Ec=40.....	73
Tableau III-25 : Les Résultats d'essai de cisaillement de W=4% Ec=20 Fv=3%.....	75
Tableau III-26 : Les Résultats d'essai de cisaillement de W=4% Ec=40 Fv=3%.....	76
Tableau III-27 : Les Résultats d'essai de cisaillement de W=4% Ec=20 Fv=6%.....	78
Tableau III-28 : Les Résultats d'essai de cisaillement de W=4% Ec=40 Fv=6%.....	79
Tableau III-29 : la Résumé des résultats d'essai de cisaillement pour sol reconstitué no trait...81	
Tableau III-30 : la Résumé des résultats d'essai de cisaillement pour sol reconstitué traité.....81	
Tableau III-31: Résultats de Cp (%) pour un sol no traité.....	83
Tableau III-32 : Les Résultats d'essai œdométrique de W=2% ,Ec=20.....	83
Tableau III-33 : Les Résultats d'essai œdométrique de W=2%, Ec=40.....	84
Tableau III-34 : Les Résultats d'essai œdométrique de W=4%, Ec=20.....	84
Tableau III-35 : Les Résultats d'essai œdométrique de W=4%, Ec=40.....	85
Tableau III-36: Les Résultats d'essai œdométrique de W=6%, Ec=20.....	85
Tableau III-37 : Les Résultats d'essai œdométrique de W=6%, Ec=40.....	86
Tableau III-38 : Les Résultats de Cp (%) pour un sol traité.....	87
Tableau III-39: Les Résultats d'essai œdométrique de W=4%, Ec=20et Fv=3%.....	87
Tableau III-40: Les Résultats d'essai œdométrique de W=4%, Ec=20et Fv=6%.....	88

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III-41: Les Résultats d'essai œdométrique de $W=4\%$, $E_c=40$ et $F_v=3\%$	88
Tableau III-42: Les Résultats d'essai œdométrique de $W=4\%$, $E_c=60$ et $F_v=3\%$	89
Tableau III-43 : Les Résultats d'essai œdométrique de $W=4\%$, $E_c=60$ et $F_v=6\%$	89
Tableau III-44 : Les Résultats d'essai œdométrique de $W=6\%$, $E_c=20$ et $F_v=3\%$	90
Tableau III-45 : Les Résultats d'essai œdométrique de $W=6\%$, $E_c=40$ et $F_v=3\%$	90
Tableau III-46: Résultat d'essai œdométrique de $W=6\%$, $E_c=40$ et $F_v=6\%$	91
Tableau III-47 : Les Résultats d'essai œdométrique de $W=6\%$, $E_c=60$ et $F_v=3\%$	91
Tableau III-48 : Les Résultats d'essai œdométrique de $W=6\%$, $E_c=60$ et $F_v=6\%$	92

Chapitre IV

LISTE DES FIGURES

Chapitre I

Figure I-1 : Carte mondiale des zones arides	6
Figure I-2 : Répartition des précipitations dans le nord de L'Algérie FAO 2005.....	6
Figure I-3 : Liaison par silt capillaire.....	9
Figure I-4 : Liaison par tension.....	9
Figure I-5 : Liaison par de l'argile floclé.....	9
Figure I-6 : Liaison par des agrégats d'argile.....	9
Figure I-7 : Liaison par des ponts argileux.....	11
Figure I-8 : Liaison par agrégats d'argiles.....	11
Figure I-9 : Liaison par l'argile floclée.....	11
Figure I-10 : Courbe oedométrique (test de KNIGHT 1963).....	16
Figure I-11 : Double consolidation (Jennings et Knight1975).....	18
Figure I-12 : Traitement chimique à la chaux et au ciment.....	20
Figure I-13 : Une masse qui chute.....	22
Figure I-14 : Compactage par vibro-sonde.....	23
Figure I-15 : Liaison par agrégats d'argiles.....	23
Figure I-16 : Traitement par DV.....	24
Figure I-17 : Principe de traitement par pré chargement.....	25
Figure I-18 : Traitement par injection.....	26

Chapitre II

Figure II-1 : le kaolin.....	28
Figure II-2 : Le déchet de verre.....	29
Figure II-3 : Une tamiseuse mécanique.....	31
Figure II-4 : Appareillage de sédimentométrie.....	33
Figure II-5 : entonnoir trépied.....	34

LISTE DES FIGURES

Figure II-6 : manipulation pycnomètre.....	35
Figure II-7 : ensemble complet pour équivalent de sable.....	38
Figure II-8 : Représentation des limites d'Atterberg.....	38
Figure II-9 : Appareil de Casagrande.....	39
Figure II-10 : préparation des limites de plasticité.....	40
Figure II-11 : la courbe de Proctor.....	41
Figure II-12 : Appareillage spécifique pour essais de compactage (Proctor Normal).....	42
Figure II-13 : Appareillage de l'essai de bleu.....	44
Figure II-14 : les taches sur un papier filtrent.....	45
Figure II-15 : appareil de cisaillement.....	46
Figure II-16 : la boîte de cisaillement.....	46
Figure II-17 : les données de la boîte de cisaillement.....	47
Figure II-18 : vue d'ensemble de l'odomètres.....	49
Figure II-19 : Dame de compactage.....	50
Figure II-20 : Cellule œdométrique.....	51
Figure II-21: Courbe œdométrique d'un sol affaissable Knight (1963).....	53

Chapitre III

Figure III-1 : courbe granulométrique par tamisage de sable.....	57
Figure III-2 : courbe granulométrique de kaolin.....	58
Figure III-3 : courbe granulométrique de sol reconstitué.....	59
Figure III-4 : Position du kaolin testé dans l'abaque de casagrande.....	66
Figure III-5 : Position du sol reconstitué testé dans l'abaque de casagrande.....	68
Figure III-6 : courbe d'essai de Proctor.....	70
Figure III-7 : Courbe cisaillement de sol reconstitué no traité de sol reconstitué.....	71
Figure III-8 : Diagramme cisaillement de sol reconstitué no traité de sol reconstitué.....	71
Figure III-9 : Courbe cisaillement de sol reconstitué no traité de $W=2\%$ $E_c=20$	72
Figure III-10: Diagramme cisaillement de sol reconstitué no traité de $W=2\%$ $E_c=20$	73

LISTE DES FIGURES

Figure III-11 : Courbe cisaillement de sol reconstitué no traité de $W=2\%$ $E_c=40$	74
Figure III-12 : Diagramme cisaillement de sol reconstitué no traité de $W=2\%$ $E_c=40$	74
Figure III- 13 : Courbe cisaillement de sol reconstitué traité de $W=4\%$ $E_c=20$ $F_v=3\%$	75
Figure III-14: Diagramme cisaillement de sol reconstitué traité de $W=4\%$ $E_c=20$ $F_v=3\%$	76
Figure III- 15 : Courbe cisaillement de sol reconstitué traité de $W=4\%$ $E_c=40$ $F_v=3\%$	77
Figure III-16: Diagramme cisaillement de sol reconstitué traité de $W=4\%$ $E_c=40$ $F_v=3\%$	77
Figure III- 17 : Courbe cisaillement de sol reconstitué traité de $W=4\%$ $E_c=20$ $F_v=6\%$	78
Figure III-18: Diagramme cisaillement de sol reconstitué traité de $W=4\%$ $E_c=20$ $F_v=6\%$	79
Figure III- 19 : Courbe cisaillement de sol reconstitué traité de $W=4\%$ $E_c=40$ $F_v=6\%$	80
Figure III-20: Diagramme cisaillement de sol reconstitué traité de $W=4\%$ $E_c=20$ $F_v=6\%$	80
Figure III-21 : Courbe de variation de DC en fonction de temps de sol reconstitue no traité...	86
Figure III-22: Courbe de variation de DC en fonction de temps de sol reconstitue traité pour $F_v=3\%$	92
Figure III-23: Courbe de variation de DC en fonction de temps de sol reconstitue traité pour $F_v=6\%$	93

Chapitre IV

Figure IV-1 : Influence de la teneur en eau sur le C_p	97
Figure IV-2 : Influence de l'énergie de compactage sur le C_p	97
Figure IV-3 : Influence de l'énergie de compactage sur C_p ($W = 4\%$).....	98
Figure IV-4 : Influence de l'énergie de compactage sur C_p ($W = 6\%$).....	98
Figure IV-5 : Influence de la teneur en eau sur C_p ($F_v=3\%$).....	99
Figure IV-6 : Influence de la teneur en eau sur C_p ($F_v=6\%$).....	99
Figure IV-7 : Influence de la teneur du déchet de verre sur le C_p ($W=4\%$).....	100
Figure IV-8 : Influence de la teneur du déchet de verre sur le C_p ($W=6\%$).....	100
Figure IV-9 : Influence de teneur en eau sur la cohésion.....	101
Figure IV-10 : Influence d'énergie de compactage en eau sur la cohésion.....	102
Figure IV-11 : Influence de l'énergie de compactage sur cohésion ($w=4\%$).....	102
Figure IV-12 : Influence de la teneur en eau sur la Cohésion ($F_v=3\%$).....	103

LISTE DES FIGURES

Figure IV-13 : Influence de la teneur en eau sur la Cohésion ($F_v=6\%$).....	103
Figure IV-14 : Influence de la teneur du déchet de verre sur la Cohésion ($W=4\%$).....	104

LISTE DES NOTATIONS

C_p : Le potentiel du collapse.

Δh : Variation de la hauteur après mouillage.

h_0 : Hauteur initiale de l'échantillon.

e_0 : L'indice des vides initial.

e : L'indice des vides.

e_l : L'indice des vides à la limite de liquidité.

C_u : Coefficient d'uniformité du sol.

C_c : Coefficient de courbure du sol.

Δe : La variation de l'indice des vides après mouillage.

M : La masse de l'éprouvette du sol.

V : Le volume de l'éprouvette du sol.

d : Le diamètre de l'éprouvette du sol.

H_0 : La hauteur de l'éprouvette du sol.

γ_s : La masse volumique des grains solides.

Δh : Variation de la hauteur par inondation (affaissement).

H_0 : Hauteur initiale de l'éprouvette.

E_c : L'énergie de compactage.

M : Masse de l'échantillon.

N : Le nombre des chocs de la masse M sur le disque pour une seule couche sol.

e_i : Indice des vides.

DC : degré de collapse

Résumé :

Les sols affaissables sont définis comme étant des sols à structure ouverte non saturée qui subissent un réarrangement radical de leurs particules et une grande diminution dans leur volume après mouillage avec ou sans chargement.

Le problème de l'identification puis de traitement des sols affaissables a fait l'objet de nombreux travaux de recherche aboutissant à de multitude résultats différent et parfois contradictoires. A cet effet et dans le but de contribuer à trouver une solution au problème d'affaissement, nous avons proposé cette étude qui s'inscrit dans le cadre du traitement des sols affaissables

Ce travail présente l'étude expérimentale du traitement d'un sol à effondrement, reconstitué au laboratoire, par différents teneurs en déchet de verre en utilisant la méthode de la simple consolidation. Les échantillons sont soumis à différents teneurs en eau et à différents énergie de compactage. Le but attendu de cette étude étant d'éliminer le problème de collapse ou de le réduire à un taux acceptable.

- **Mots clés :** sol affaissable, effondrement, traitement, déchet de verre, collapse.

Abstract :

Collapsible soils are defined as open structur unsaturated soils undergoing radical rearrangement of there particules and a larg decrease in volume after wetting with or without load.

The problem of identification and treatment of collapsible soils has been the subject of numerous research studies leading to different and sometimes contradictory results multitudes. For this purpose and in order to contribute to finding a solution to the problem of subsidence, we proposed this study, whitch is part of the treatment of collapsible soils.

This work present the experimental study of the treatment of a collapsible ground, reconstituted in the laboratory by different contents of glass fiber using the method of mere consolidation. The samples are subjected to different water contents and different compaction energies. The purpose of this study is expected to eliminate the problem of sagging or reduce it to acceptable levels.

-**Keywords :** collapsible soil, collapse, treatment, glass fibre, collapse.

المخلص

يتم تعريف تربة دمتة ببنية مفتوحة وهي التربة الغير مشبعة والتي تمر بإعادة ترتيب جذرية للجزيئات وانخفاض كبير في الحجم بعد اماتها مع او بدون حمولة.

و كانت مشكلة تحديد و معالجة التربة القابلة للطي موضوع العديد من الدراسات البحثية الرائدة المختلفة و المتناقضة في بعض الاحيان. لهذا الغرض ومن اجل المساهمة في ايجاد حل لمشكلة الهبوط، اقترحنا هذه الدراسة التي هي جزء من علاج التربة القابلة للطي.

يعرض هذا العمل على دراسة تجريبية لعلاج ارضية قابلة للطي. مشكلة في مختبر باستعمال نسب مختلفة من الياف الزجاج باستخدام اسلوب مجرد الدمج، تخضع العينات لنسب مختلفة المياه و طاقات الضغط المختلفة، و من المتوقع ان القضاء على مشكلة الترهل او تخفيضها الى مستويات مقبولة الغرض من هذه الدراسة.

الكلمات المفتاحية: للطي ,العلاج , انهيار التربة , الياف الزجاج , الانهيار.

INTRODUCTION GENERALE

Pour déterminer le comportement réel des sols le problème s'avère souvent complexe et ne peut pas toujours être ramenés à des causes purement mécaniques, car souvent d'autres facteurs (chimique, environnement...etc.) interviennent et produisent un comportement inhabituel du sol. Ce groupe de sols est connu génériquement comme "Sols structurellement instables".

Les sols affaissables sont des sols métastables, à structure ouverte lâche de nature non saturés, se trouvant sous forme de dépôts. A l'état sec, une cimentation naturelle entre les grains leur confère une importante liaison inter granulaire et peuvent supporter des charges très élevées, cependant la saturation, même sans chargement supplémentaire, provoque la désintégration des liaisons donnant une structure plus dense suivie d'un effondrement soudain des particules du sol. Ces sols sont localisés essentiellement dans les régions arides et semi-arides.

Les problèmes des tassements excessifs qui en résultent, ont donné une impulsion à l'étude de ces sols. Certains chercheurs se sont penchés sur les méthodes d'identification, car cette dernière demeure une opération préalable essentielle à la réalisation des ouvrages de génie civil, et dont dépend le bon déroulement du projet, et sa sécurité lors de son exploitation. D'autre chercheur se sont penchés sur les méthodes de traitement.

Notre travail porte sur le traitement d'un sol reconnu affaissable par la fibre de verre à différentes teneurs en eau et différentes énergie de compactage en vue d'étudier l'influence du traitement sur l'amélioration des caractéristiques mécaniques de ce type de sols. Le mémoire présenté va être constitué de quatre chapitres présenté par une introduction générale et finalisé par une conclusion.

Les quatre chapitres portent essentiellement sur :

- Une synthèse bibliographique définissant les sols à effondrement brusque et les problèmes liés à ce type de sol, ainsi que leur formation, les mécanismes d'effondrement et les méthodes de traitements.
- présentation des matériaux et matériels utilisé, ainsi que les différents modes opératoires du programme d'essais effectué.
- Présentation du programme d'essais pour la caractérisation physico-chimiques des matériaux de bases utilisés pour la confection du sol affaissable reconstitué, puis les essais mécaniques mettant en évidence le taux d'affaissement des sols affaissables, puis de l'effet du traitement proposé sur ces sols.
- Présentation des résultats obtenus après traitement et discussion.

CHAPITRE I
SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE
SUR LES SOLS AFFAISSABLES

CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES SOLS AFFAISSABLES

CHAPITRE I

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES SOLS AFFAISSABLES

I-1 : Introduction :

Les sols affaissables sont ceux qui ont des structures lâches et ouvertes, ils deviennent instables sous certains chargements dès qu'ils sont saturés. L'affaissement est la transition d'un arrangement ouvert et métastable à un autre arrangement plus serré et plus stable. Selon cette définition, les dépôts des sols partiellement saturés tels que le lœss peuvent être considérés comme sols affaissables. Un sol compacté du côté sec de la teneur en eau optimum paraît aussi être susceptible de s'affaisser. Un dépôt naturel du sol ayant une structure affaissable peut être un sol résiduel, un sol sédimenté par l'eau ou un sol éolien. Ces sols sont localisés essentiellement dans les régions arides et semi arides. Ils concernent un nombre important de pays notamment ceux de l'hémisphère nord situés entre les 30ème et 55ème parallèles ainsi que des pays d'Amérique du sud.

Plusieurs recherches se développent dans le domaine de l'identification et de la prévention des sols affaissables ainsi que des dispositions à prendre pour garantir une stabilité suffisante des ouvrages à ériger sur ces sols. Les mesures proposées par les auteurs dépendent, d'une part, de la profondeur du sol et d'autre part, de la capacité portante du sol que requiert la structure de fondations, substitution ou traitement en place préalable chimique, thermique ou mécanique.

I-2 : Définitions des sols affaissables :

Les sols affaissables sont définis comme étant des structures partiellement saturés qui subissent un réarrangement radical de leurs particules suivis d'une grande diminution de volume après inondation à l'eau avec ou sans chargement.

Zur et Wiseman (1973) définissent l'effondrement, toute diminution rapide du volume de sol, causé par l'augmentation de l'un des facteurs :

- Taux d'humidité (teneur en eau) (w).
- Degré de saturation (S_r).
- Contrainte tangentielle moyenne (τ).
- Contrainte de compression (σ).
- La pression interstitielle (U).

CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES SOLS AFFAISSABLES

Reconnaissant donc que l'effondrement du sol peut être le résultat de différents processus de saturation, **Reginatto (1977)** suggère qu'à ces facteurs peuvent s'ajouter les interactions chimiques entre la saturation liquide et la fraction argileuse. [1]

I-3 : Les dénominations des sols Affaissables

Parmi les nominations des sols Affaissables on note :

- Sols Affaissables.
- Sols effondrables.
- Sols collapsibles.
- Sols a macroporeux.
- Sols lœssiques.
- Sols sensibles au mouillage.
- Sols à rupture brusque.
- Sols métastables.
- Sols autotassants.
- Sols partiellement saturés.
- Sols évolutifs.
- Arènes argileuses.
- Argiles limoneuses. [1]

I-4 : Formation des sols :

Le sol est un matériau hétérogène et anisotrope comportant des minéraux et des matériaux organiques. La présence de l'air et de l'eau font du sol un matériau complexe à effet du temps. Son comportement est non linéaire et irréversible d'où la nécessité de combiner essais en laboratoire et en place, analyse théorique et modélisation, expérience cumulée et bon jugement pour la réussite d'une étude géotechnique.

La liste des modes de déposition géologique pour lesquels le phénomène d'effondrement a été observé (Dudley 1970, Clemence et Finbarr 1981, Alfi 1984) est assez vaste. On peut citer les dépositions d'origine :

- Éolienne : sables, loess (limons altérés et transportés par le vent),
- Aérienne : cendres volcaniques,
- Colluviale : débris de roche tombés par gravité d'une pente ou d'une falaise,
- Alluviale : apporté par des coulées boueuses et des cours d'eau,
- Résiduelle : altération physico-chimique des roches mères,
- Anthropique : sols compactés par l'homme (remblais, barrages en terre, ...).

Cependant, la connaissance du type de dépôt ne permet pas d'en déduire le niveau d'effondrement du sol du fait de l'importance d'autres paramètres. En revanche, elle informe sur son histoire et son état physico-chimique. [1]

CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES SOLS AFFAISSABLES

I-5 : Les différents types des sols affaissables

I-5-a : Les sols éoliens :

Ils sont constitués par des matériaux assez fins, légers, ayant de basses densités relatives et une faible cohésion. Ils sont transportés par le vent. Allant du loess pour les plus fins au sable de dunes, de plages et des dépôts de poussières volcaniques pour les plus gros. La structure naturelle de ces sols peut être constituée par des liaisons cimentées d'argile telle que les sols loessiques, ces dépôts sont caractéristiques des zones arides où le niveau de la nappe est à une grande profondeur de la surface du sol. Au-delà de la saturation, les liaisons cimentées d'argile s'affaiblissent énormément et perdent leur résistance, menant à la destruction rapide et totale de la structure du sol. Parfois ces dépôts éoliens se trouvent protégés contre les précipitations par la présence d'une croûte d'argile imperméable, cette croûte empêche l'entrée des eaux et préserve la structure naturelle du sol, pour cette raison même pendant les périodes à moyennes précipitations, les dépôts fins éoliens ne sont pas modifiés ou le sont partiellement.[3]

I-5- b : Les sols alluvionnaires :

Sont des sédiments déposés par l'eau des inondations brusques ou les écoulements de boues dues à des courtes chutes de pluies espacés dans le temps. Ces dépôts se sèchent et se saturent de nouveau qu'avec l'arrivée d'autres pluies qui contiennent des matériaux faiblement consolidés renfermant l'argile dont la qualité a une importance primordiale dans le comportement de ces sols.

I-5- c : les sols résiduels :

L'origine de ces sols est l'érosion due à la désintégration et l'altération de la roche mère. Les dimensions des particules de ces sols vont du large fragment, gravier, sable, silt aux colloïdes et parfois composé de matière organique. La structure affaissable des grains est le résultat d'une solution d'un soluble et d'une matière colloïdale, cette formation donne un indice des vides plus ou moins élevé et une structure instable. Généralement les sols résiduels se présentent sous forme de couches stratifiées d'épaisseur allant de quelques pousses à plusieurs pieds en fonction du climat et de la physionomie de la région.

I-5- d : Les loess :

Le loess habituellement de couleur jaunâtre ou brun, est un sol sédimentaire Détritique meuble formé par l'accumulation de limon 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

CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES SOLS AFFAISSABLES

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 de l'accumulation, sous climat froid et sec, de limons transportés par le vent depuis des zones sources (alluvions, dépôts fluvio-glaciaires, sédiments côtiers et estuariens, zones arides) soumises à une déflation éolienne. Une dérive granulométrique vers les sables (löss) peut être due à la proximité de la zone source loess et donc à un tri éolien moins poussé Antoine et al, (2009). [3]

I-6 : Autres types de sols affaissables :

D'autres types de sols qui sujet au collapse tels que les sols dérivés des tufs volcaniques, les gypses, les sables lâches cimentés par des sels solubles et les argiles dispersées, ainsi que les sols transformés ou artificiellement déposés comme les remblais compactés à une teneur en eau inférieure à l'optimum Proctor ; les résidus miniers, les remblais des dépôts sanitaires et les remblais lâches sont aussi susceptibles au collapse. [4]

I-7 : Répartition des sols affaissables (Des zones arides)

I-7-a : à travers le monde

Wri (2002) vient de proposer pour classer la zone aride de considérer les valeurs du rapport ratio précipitation annuelle / évapotranspiration potentielle moyenne annuelle (Figure I-1), le monde a été divisé en :

- La zone hyper aride couvrant environ 11 millions de Kilomètres carrés, soit 8% des terres totales et elle correspond principalement au désert du Sahara.
- Les zones arides, semi-arides et subhumides sèches et couvrent près de 54 millions de kilomètres carrés, se rencontrent surtout dans les continents, mais elles sont principalement concentrées en Asie et Afrique.

CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES SOLS AFFAISSABLES

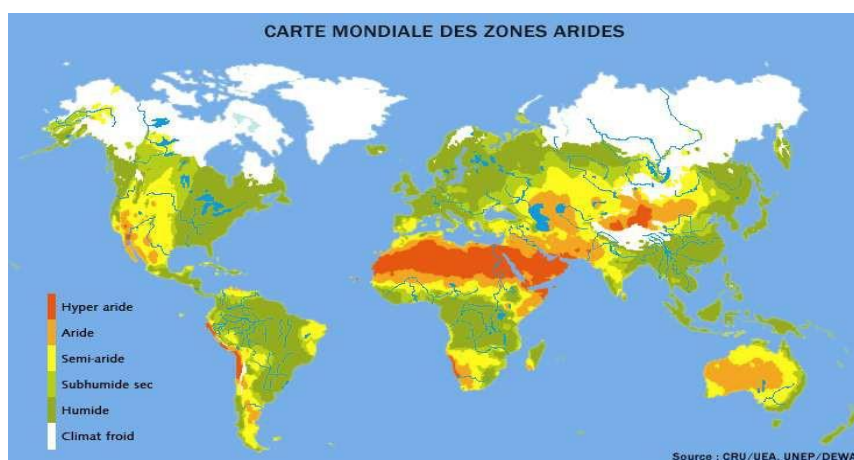


Figure I-1 : Carte mondiale des zones arides

I-7- b : En l'Algérie :

La classification bioclimatique d'Emberger a été largement adoptée en régions méditerranéennes. Cinq étages du bioclimat méditerranéen ont été définis pour l'Algérie Saharien, aride, semi-aride, sub-humide et humide (Figure I- 2). [5]



Figure I-2 : Répartition des précipitations dans le nord de
L'Algérie FAO 2005

On distingue selon Nedjraoui (2003) :

- La région semi- aride : 300- 600 mm

CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES SOLS AFFAISSABLES

- La région aride : 300- 100 mm

- Le Saharien < 100 mm qui occupe 89,5% la superficie totale de l'Algérie. La superficie des Zones arides en Algérie selon le Houerou (1995) est de 216000 Km², et 386000 Km² de zones Hyper arides supérieur (Tableau 1).

Pluviosité moyenne	La superficie (mm)
Semi- aride à humide $P > 400$	181
Aride supérieur $400 > P > 300$	59
Aride moyenne $300 > P > 200$	70
Aride inférieur $200 > P > 100$	87
Zone aride total	216
Hyper aride supérieur	386

Tableau I-1 : Superficies des zones arides d'Algérie en 10³Km².

I-8 : Mécanismes de l'effondrement des sols :

La plus part des études effectuée sur les sols affaissables ont avancé que ces derniers sont des structures qui ressemblent à la composition des nids d'abeilles, et que les grains sont liés entre eux par une matière liante ou par une force. Lorsque ces liaisons de contacts sont déplacées, par perte de résistance au cisaillement, les grains peuvent glisser les uns sur les autres en occupant les espaces vides, donnant ainsi une nouvelle configuration de l'ossature granulaire du sol. [4]

Selon Barden et al (1973), l'affaissement d'un sol exige au préalable l'existence des trois conditions suivantes

- La structure du sol doit être partiellement saturée et potentiellement instable.
- L'existence au niveau du sol d'une contrainte assez élevée, appliquée ou existante, offrent les conditions d'un affaissement.

CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES SOLS AFFAISSABLES

- L'existence de forces de liaisons ou de cimentations, stabilisant les contacts inter granulaires du sol, qui disparaissent par inondation, produisent ainsi un affaissement.

La première condition exige la présence d'un sol non saturé, qui perd un réarrangement de ses particules, suivi d'une importante diminution de volume lorsqu'il est inondé avec ou sans chargement.

Ce chargement, se rapportant à la deuxième condition, traduisant la présence de la contrainte due au poids des terres ou appliqué sur le sol.

Les forces de liaisons stabilisatrices énoncées dans la troisième condition assurent une bonne résistance au cisaillement du sol à sa teneur en eau naturelle. Cette résistance dépend de l'angle de frottement interne, de la cohésion à un degré moindre généralement négligée, de la contrainte effective et des forces moléculaires de répulsions d'attraction et de cimentation. L'un des facteurs entrant dans la résistance au cisaillement est la résistance temporaire intervenant dans la plus part des sols due à la tension capillaire. En effet, lorsque le sol sèche en dessous de sa limite de retrait, l'eau restante partiellement en contact avec les grains dans les espaces étroites en reliant les particules entre elles par une force due à l'interface air-eau qui place l'eau sous tension. L'excès de la pression interstitielle de l'eau (u) dont l'expression habituelle ($\sigma' = \sigma - u$) devient négatif et la contrainte effective devient plus grande que la contrainte totale appliquée.

Les autres paramètres intervenants dans la résistance du sol sont : l'angle de frottement interne, les agents de cimentation qui dépendent principalement des matériaux qui le constituent, leur liaison dans la composition de la structure et de son mode de formation.

En se basant sur la recherche bibliographique on peut définir les structures suivantes :

- Dans le cas où le sol est constitué par du sable et silt fin la résistance temporaire de ce sol est due à la tension capillaire. En effet, lorsque le sol est desséché en dessous de la limite de retrait l'eau restante se retire à l'intérieur des espaces étroites à proximité des jonctions des grains. L'interface air-eau, met l'eau sous tension capillaire.

- 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- 8**), 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 s'attirer ou se repousser selon la distance entre les particules et la résultante de ces deux forces (**Figure I-7**).

CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES SOLS AFFAISSABLES

Une addition d'eau importante provoque la séparation des particules d'où un affaissement. Lorsque la quantité d'eau de pluie n'est pas assez importante, il est possible que l'effet de séparation des particules soit faible et qu'un arrangement flocculent arc-bouté se crée autour des grains et développe, après évaporation de l'eau, une résistance appréciable.

-Les agents de cimentation telle que l'oxyde de fer et le carbonate de calcium ont un effet de soudage des contacts entre les grains et fournissent une certaine résistance pour ces sols. Cette action de cimentation a été souvent observée dans les loëss.

Quel que soit la nature de liaison entre les grains des sols affaissables, ces dernières perdent leur résistance par addition d'eau.

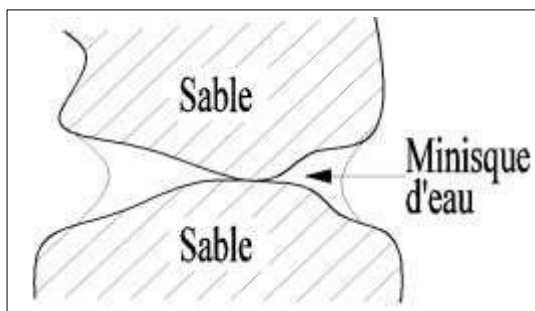


Figure I-4 : Liaison par tension

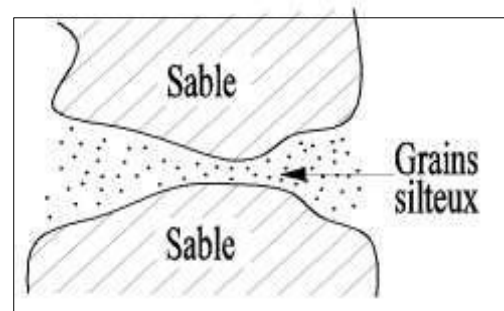


Figure I-3 : Liaison par silt capillaire

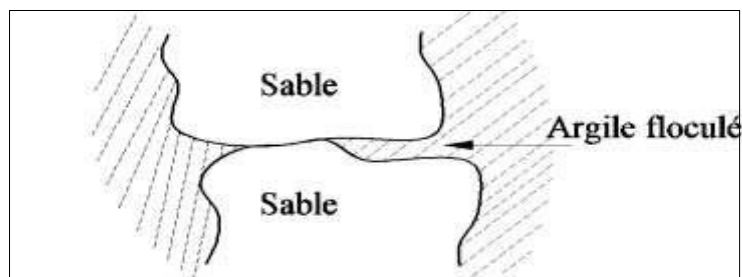


Figure I-5 : Liaison par de l'argile flocculée.

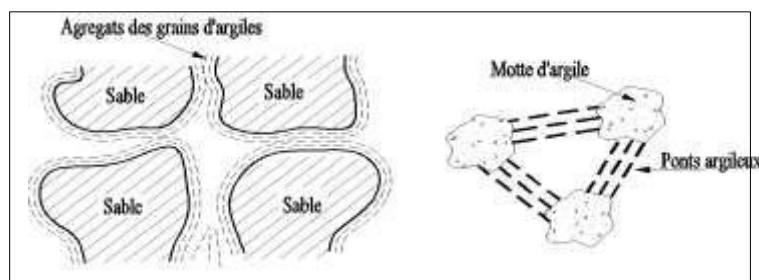


Figure I-6 : Liaison par des agrégats d'argile.

CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES SOLS AFFAISSABLES

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, et qui a donné ce qui suit :

- **Knight (1961)** : dans ses hypothèses 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. [6]
- **Dudley (1970)** : deux types 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.[7]
- **Ganésan(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.
- **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.
- **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.
- **Ayadat et al(1998)**, ont conclu 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.

CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES SOLS AFFAISSABLES

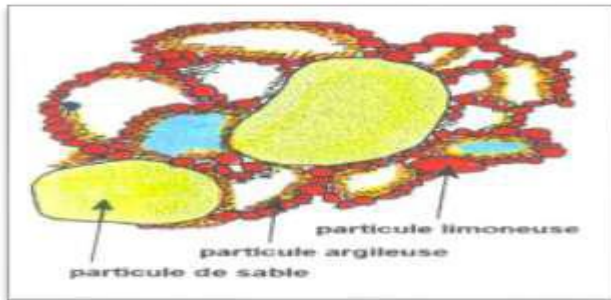


Figure I-7 : Liaison par des ponts argileux.

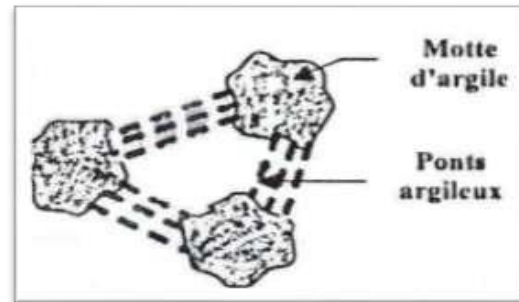


Figure I-8 : Liaison par agrégats d'argiles.

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

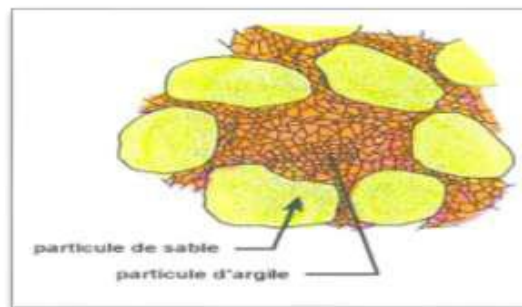


Figure I-9 : Liaison par l'argile floculée.

En fin quel que soit le type de 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.

I-9 : 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.

CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES SOLS AFFAISSABLES

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 Booth (1975), en particulier a présenté des données convaincantes en suggérant que l'affaissement à bas degré de saturation ($10 \div 50\%$) est proportionnel au-dessus de certaines valeurs de la contrainte appliquée [pour certains sols cette valeur et plus grande que (10kg/cm^2)] sur la conduite de l'affaissement des sols.

I-10 : Propriétés des sols affaissables :

Ces sols sont caractérisés par une structure macroporeuse à fort indice des vides, ils sont principalement du type transporté par voie éolienne (löss), mais peuvent être du type résiduel, ils présentent une teneur en eau assez faible et ne sont jamais saturés. Dans certains cas une cimentation naturelle des grains leurs donnent de bonnes caractéristiques mécaniques apparentes lorsqu'ils sont chargés à leur teneur en eau naturelle. Cependant toute humidification, même sans chargement supplémentaire, la structure s'effondre et des déformations spectaculaires se produisent. [2]

PROPRIETE DE SOL	CARACTERISTIQUE
Le poids volumique des grains solides (γ_s)	varie de 25 à 28 KN/m ³ .
Le poids volumique (γ)	varie de 12,8 à 21,1 KN/m.
la teneur en eau (w)	Caractérisent par une faible teneur en eau.
La porosité (n)	La porosité totale des sols loessiques est comprise entre 30 et 60%
La perméabilité	Le coefficient de perméabilité est très élevé.

Tableau I-2 : Propriété de sol.

I-11 : Les causes d'inondation des sols Affaissables :

Quatre principaux types de mouillages, peuvent déclencher l'affaissement des sols :

CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES SOLS AFFAISSABLES

- Un mouillage superficielle et local, causé par les fuites d'eau provenant des conduites, ou lorsque les eaux de surface de la construction ne sont pas drainées. D'habitude ces eaux superficielles ne pénètrent pas à une grande profondeur du sol et il n'y a pas de remonté de la nappe phréatique. Dans cette situation, les tassements se produisent principalement dans les couches supérieures du sol, au-dessus de la zone mouillée.
- Un intense mouillage local et profond, causé par le système d'irrigation ou les effluents industriels. Si le débit d'eau est assez important, le niveau de la nappe phréatique peut alors remonter et toute la zone du sol se trouve saturée dans un temps relativement court. Dans ce cas, le tassement peut être extrêmement accidentel et dangereux, englobant toute l'épaisseur de la couche du sol, soit sous l'effet de son poids propre ou sous l'effet des surcharges des constructions existantes.
- Une remonté lente et relativement uniforme du niveau de la nappe phréatique, sous l'influence des sources d'eau extérieure à la zone des sols affaissables. Le tassement dans ce cas, il est uniforme et gradue.
- Une augmentation graduelle et lente de la teneur en eau d'une couche épaisse du sol résultant de la condensation de la vapeur d'eau et l'accumulation de l'humidité (par exemple quand la surface du sol est couverte de béton ou d'asphalte). Dans ce cas la cohésion interne du sol s'affaiblit partiellement, donnant des tassements lents et incomplets et augmentent avec l'humidité.

L'affaissement ne peut être déclenché que par saturation à l'eau plus le chargement, ces deux facteurs agissent ensemble et en même temps. [4]

I-12 : Les méthodes prédictives d'affaissement :

Pour une meilleure évaluation des propriétés de sol susceptibles d'affaissement, différentes méthodes ont été adoptées par plusieurs chercheurs. Ces méthodes sont comme suit : [1]

I-12-a : Les méthodes empiriques :

1-DENISOV (1951) :[9]

$$K = e_1/e_0$$

Où

e_0 : l'indice des vides.

e_1 : l'indice des vides à la limite de liquidité.

CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES SOLS AFFAISSABLES

K : coefficient de tassement.

Si

K= 0.50 à 0.75 : sol à affaissement important.

K= 1.00 : sol à affaissement faible.

K= 1.50 à 2.00 : sol non affaissable.

2-FEDA (1966) :[10]

Si :

$No \geq 40\%$ -sol Affaissable

Où No: porosité du sol.

3-HANDY (1973) :

Teneur en argile (<0,02mm)

Si : TA< 16% - Affaissabilité très probable.

De 16 à 24 % - Affaissabilité probable.

De 24 à 32 % - Affaissabilité probable à moins de 50 %.

> 32 % - pas d'affaissement.

4 - AYADAT et BELOUAHRI (1996) :

$U \leq 4$ - pas d'affaissement.

$4 < U < 12$ - l'affaissement est probable.

$U \geq 12$ - l'affaissement est très susceptible.

U: coefficient d'uniformité.

CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES SOLS AFFAISSABLES

5 - SOIVET BUILDING COD (1962):

$$L = (I_0 - I_1) / (1 + I_0)$$

Pour $I_0 < 60\%$

$L > 0,1$ -sol effondrable

6 – AYADAT et ABBECHE (1997) :

$\gamma \leq 0,78 \gamma_s$ -sol susceptible à l'affaissement.

I-12-b : Les méthodes expérimentales :

Afin de pouvoir indiquer la susceptibilité d'un sol de s'effondrer et de déterminer la quantité et taux de déformation qui peuvent résulter, plusieurs méthodes expérimentales ont été développées dans les laboratoires.

KNIGHT (1963) a proposé un essai à l'oedomètre, effectué sur le matériau à teneur en eau naturelle. L'échantillon découpé puis introduit dans l'anneau de l'oedomètre, on lui applique des charges progressives jusqu'à 200 kPa, et lorsque les déformations se sont stabilisées. L'échantillon est inondé puis laissé 24 heures dans cet état. Le test est alors suivi jusqu'à son chargement maximal. Le potentiel d'affaissement (C_p) est défini comme suit :

$$C_p (\%) = [\Delta e / (1 + e_0)] * 100$$

Où : Δe : la variation de l'indice des vides après mouillage.

e_0 : l'indice des vides initial.

CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES SOLS AFFAISSABLES

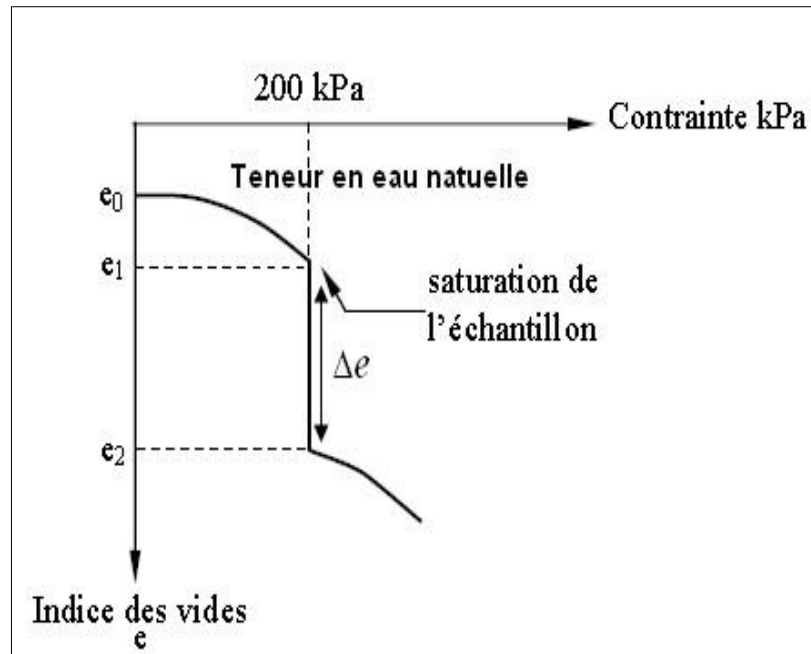


Figure I-10 : Courbe oedométrique (test de KNIGHT 1963).

JENNINGS et KNIGHT (1975) donnent une classification des sols Affaissables en fonction de la gravité du problème et des valeurs de potentiel d'affaissement. Cette classification est représentée dans le tableau suivant :

CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES SOLS AFFAISSABLES

Cp (%)	Degré du problème
0 % à 1	Pas de problème (sol non collapsible)
1% à 5	Troubles les modérés (sol moyennement collapsible)
5 % à 10	Troubles
10 % à 20	Troubles sévère (sol très collapsible)
> 20 %	Troubles très sévères

Tableau I-3 : Classification de JENNINGS et KNIGHT (1975).

HOUSTON et AL (1988) ont fait des séries d'essais œdométriques pour prédire l'effondrement dans un cas réel. Ils ont utilisé la technique de double odomètre qui a été développée par JENNINGS et KNIGHT (1956-1957) [8, 9]. Cette technique consiste à réaliser deux essais œdométriques d'échantillons identiques, l'un chargé à la teneur en eau naturelle et l'autre chargé après humidification, jusqu'à la charge réel du chantier.

Les deux courbes œdométriques (Figure I-10, I-11) tracées sur le même diagramme semi logarithmique, permettent de déterminer le tassement dû à l'affaissement qui pourra se produire à n'importe quelle valeur de charge appliquée sur le sol si ce dernier est inondé.

CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES SOLS AFFAISSABLES

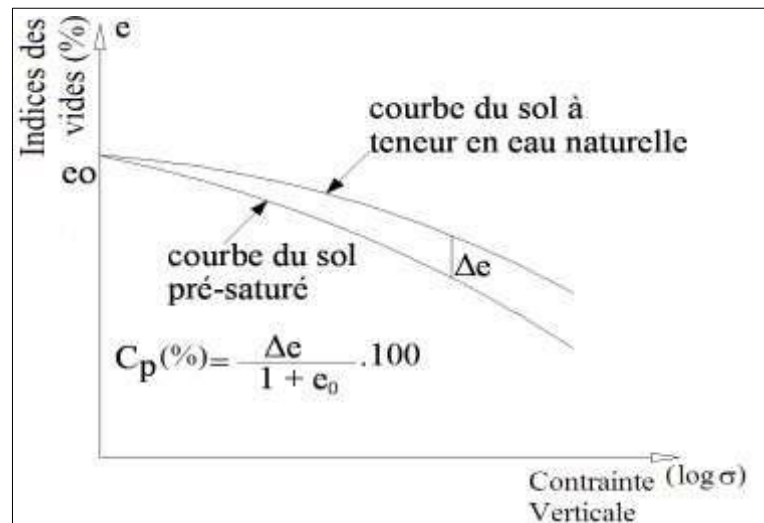


Figure I-11 : Double consolidation (Jennings et Knight 1975).

I-12-c : Les méthodes théoriques :

Les travaux publiés dans ce domaine sont très limités. Il semble qu'actuellement le développement d'une méthode analytique est très difficile.

La méthode de prédiction qui conduit à un résultat plus précis, nécessite des essais in-situ avec la charge réelle sur place. Ceci est malheureusement coûteux et demande beaucoup de temps et ne peut être généralisé puisqu'il ne montre que le comportement de surface ou de régions testées.

Enfin on peut conclure que la prédiction basée sur des essais oedométriques est plus efficace que les prédictions empiriques ou analytiques. Car elle tient compte de la structure actuelle de sols.

I-13 : Les procédés de traitement des sols Affaissables :

Le géotechnicien s'intéresse aux sols dans la mesure où ceux-ci constituent l'élément principal du contexte dans lequel la stabilité d'un ouvrage sera conçue. Il doit envisager d'améliorer les caractéristiques mécaniques des sols d'assise pour augmenter leur capacité portante.

Un grand nombre de procédés existent et diffèrent selon la nature du sol et le type de projet à exécuter. Certaines de ces méthodes sont très anciennes, comme le battage des pieux de bois dans les sols de faible portance, d'autres sont plus récentes, comme les méthodes

CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES SOLS AFFAISSABLES

d'injection de liants (bitume, ciment, chaux, laitier), de pilonnage ou de congélation, relativement chers. D'autre part, les procédés de compactage mécaniques, c'est ce dernier groupe de procédé, principalement mis en œuvre sur les chantiers routiers. [7]

I-13-a : Traitement par pré mouillage :

Ces méthodes sont efficaces pour des sols ayant des épaisseurs d'environ 5m et exigent une disponibilité d'eau en grande quantité par contre elle est appliquée dans les sites urbains. Cette technique de traitement consiste à réaliser un étang artificiel permettant d'accumuler une grande quantité d'eau au-dessus d'un sol collapsible le poids propre du terrain et l'infiltration de l'eau seront les causes principales de l'affaissement. [7]

I-13-b : Traitement par pieu de sable :

Le traitement des sols affaissable par pieu de sable est une technique qui s'est développée très rapidement et qui est encore amenée à connaître une importante croissance.

Aisée à mettre en œuvre, elle permet d'éviter de lourds travaux de terrassement destinés à rejeter les sols inadéquats et à faire appel à des matériaux d'emprunt de qualité, issus de carrières qui sont utilisés parfois dans le même but. Technique maintenant très répandue, elle utilise le principe de la diminution progressive de la surpression interstitielle sous l'influence d'une contrainte mécanique ou dynamique d'où une consolidation. [4]

I-13-c : Renforcement par colonnes ballastées :

Au début l'utilisation des colonnes ballastées comme éléments de renforcement dans certains cas ont abouti à l'échec, cela est dû principalement aux déformations horizontales constatées dans le corps de la colonne. D'après Ayadat et al(1995), ces déformations déstabilisent la colonne en diminuant sa capacité portante. Une étude théorique faite par le même auteur montre que les colonnes ballastées peuvent être utilisées avec succès, si elles sont enveloppées par des Terrâmes en géotextiles.[4]

I-13-d : Traitement thermique :

Destinée aux ouvrages importants, d'après le guide technique LCPC/SETR (2000), cette méthode de traitement a été procurée pour la première fois par Ostasheven 1934. Consiste à soumettre le sol à un réchauffement contrôlé, on injecte dans le sol pendant plusieurs jours de l'air ou du gaz chauffé entre 200 et 800C°, ce qui fait fondre le squelette du sol et les contacts entre les particules sont soudés. Sol devient presque insensible aux phénomènes de gonflement et de retrait.

CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES SOLS AFFAISSABLES

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.

I-13-e : Traitement chimique :

Consolidation des sols à la chaux et au ciment

Il existe trois (03) types de traitement Chimiques courant :

1-Traitement à la chaux.

2-Traitement au ciment.

3-Les colonnes de sol traité.

Elles permettent de mettre en œuvre et de compacter les sols mouillés qui, normalement, ne pourraient pas être compactés correctement. L'incorporation de la chaux génère immédiatement la formation d'une masse granuleuse, et a pour effet de réduire le taux d'humidité. Ce procédé convient par exemple pour la réalisation de remblais, de talus ou de voies de circulation sur le chantier. Cette technique de stabilisation au ciment a pour effet de rendre les sols plus



Figure I-12 : Traitement chimique à la chaux et au ciment.

CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES SOLS AFFAISSABLES

13. f Traitement par compactage :

Le compactage est l'ensemble des opérations mécaniques qui conduisent à accroître la densité en place d'un sol. Cette action augmente la capacité du sol, resserre la texture du matériau réduit les possibilités de déformation du terrain et améliore sa capacité portante. On distingue les procédés suivants : [7]

- Compactage dynamique :

Cette technique a été pratiquée en premier lieu par L.Ménard au début des années 70 Gambin et Col (1981), elle est recommandée pour stabiliser et densifier les sols pulvérulents situés aussi bien hors nappe que sous nappe phréatique ainsi que pour la densification des sols affaissables à structure macroporeuse (loess en ex URSS).

Le tassement profond dynamique (DDC) est une technique au sol importante d'amélioration, capable de rendre une large variété de sols faibles compactés par l'augmentation de la capacité portante, la réduction des tassements et du potentiel de liquéfaction. L'amélioration a pour conséquence la portance accrue. De cette façon des conditions de sol sur beaucoup d'emplacements marginaux peuvent être améliorées au point où des bases peu profondes peuvent être employées sans recours à l'excavation ou à l'empilage profond. Tandis que le Principe du tassement profond dynamique est depuis l'antiquité considérable, c'est seulement ces 15 dernières années que la technique a été sérieusement appliquée à grande échelle à la solution des problèmes pour l'amélioration au sol.

Avec le compactage dynamique (DDC), la terre est soumise au damage extérieur répété employant un acier lourd et un poids concret. Typiquement le bourreur pèse entre 5 et 20 tonnes, chutant dans l'automne libre des tailles jusqu'à 25 mètres, pour Bergado et Col(1996) jusqu'à 40 mètres. Le bourreur est lâché un nombre d'ensemble de fois sur un modèle de grille au-dessus de l'emplacement de former un passage. Deux à cinq passes au-dessus d'un emplacement, dépendant du type de sol et la condition, peut être exigée.

CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES SOLS AFFAISSABLES



Figure I-13 : Une masse qui chute.

- Compactage par explosifs :

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, indispensable, influence l'efficacité du phénomène. Il s'agit d'une solution brutale et simple, ne nécessitant pas de 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 lœss.[7]

- Vibrocompactage :

Inventé en 1934 en Allemagne par Steurmann et Degen, c'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 se réarrangent à un état compact duquel résulte une augmentation de la contrainte latérale. Le vibrocompactage est très recommandé pour les sables moyens à gros dont la granulométrie montre un pourcentage en poids de tamisât (à travers le tamis d'ouverture 0,0074mm) en limon inférieur à 12% et un pourcentage en poids d'argile inférieur à 2%). Le vibrocompactage est exécuté sur une profondeur variant de 3 m à 56 m, selon des mailles où la distance entre les points de traitement varie de 1m à 5m. La performance du vibrocompactage est d'atteindre généralement une densité relative du sol amélioré qui varie de 75% à 100% selon le projet. (Figure 14)

CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES SOLS AFFAISSABLES



Figure I-14 : Compactage par vibro-sonde.

I-13-g : Traitements par congélation :

La congélation des terrains aquifères instables est un procédé ancien, à caractère provisoire, employé pour le creusement des fouilles, des puits ou des galeries, qui permettent également le sauvetage d'ouvrages à la suite d'incidents (renard, débouillage). Elle rend le sol étanche et résistant. [7]

Ils existent plusieurs méthodes :

- Les méthodes ouvertes à l'azote liquide.
- La méthode fermée à la saumure.
- La méthode dite combinée.



Figure I-15 : Liaison par agrégats d'argiles.

CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES SOLS AFFAISSABLES

I-13-h : Traitement par drains verticaux (DV) :

Le drainage vertical est une technique complémentaire des techniques de préchargements. Il permet une consolidation plus rapide du sol. Les drains verticaux sont utilisés pour l'amélioration des sols fins saturés en eau (terrains silteux ou argileux). La technique consiste à foncer verticalement dans le terrain, suivant un maillage régulier, un drain préfabriqué. Lors de la mise en charge du terrain, les drains facilitent l'évacuation de l'eau interstitielle jusqu'à la surface, permettant ainsi une consolidation accélérée des sols traités. La surcharge est apportée soit par un remblai de pré chargement, soit par d'autres méthodes.

Les drains verticaux en plastique souple plats ou cylindriques, peuvent atteindre des profondeurs de 40 m ou plus. Selon la nature et la composition des terrains, les drains peuvent être également réalisés sous forme de colonnes de sable ou de granulats. Il y a deux familles de drains a savoir Magnan (1983).

- Les drains préfabriqués (DVP) sont d'exécution rapide et permettent d'accélérer fortement la consolidation.
- Les drains de sable contribuent à une réduction du tassement et offrent souvent une marge de profondeur variable, qu'il n'est pas possible de réaliser avec des drains préfabriqués.

Un drain de sable a une durée de vie limitée. C'est essentiellement le colmatage par le sol environnant qui risque de réduire notablement cette durée de vie, voire la condamner. Par conséquent, un drain sera qualifié de « bien mis en place » lorsqu'il fonctionne durant toute la phase de consolidation primaire du sol à améliorer. [7]



Figure I-16 : Traitement par DV.

CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES SOLS AFFAISSABLES

I-13-i : Compactage par étincelle électrique :

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 qui fait apparaître, instantanément, dans l'eau entourant les électrodes, une pression très élevée (effet hydrodynamique) ; qui agit sur le massif de sol environnant. La charge est répétée de nombreuses fois. Par suite de ces chocs répétés, la 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.[4]

I-13-j : Traitement par pré chargement :

Le pré-chargement est une méthode d'amélioration des sols compressibles d'usage très courant en pratique. Lorsqu'il s'agit de construire sur un sol saturé de faible portance et(ou) relativement compressible le pré- chargement (généralement fait par un remblai) est la technique la plus simple qui permet d'assurer une amélioration de la résistance au cisaillement à court terme. [4]

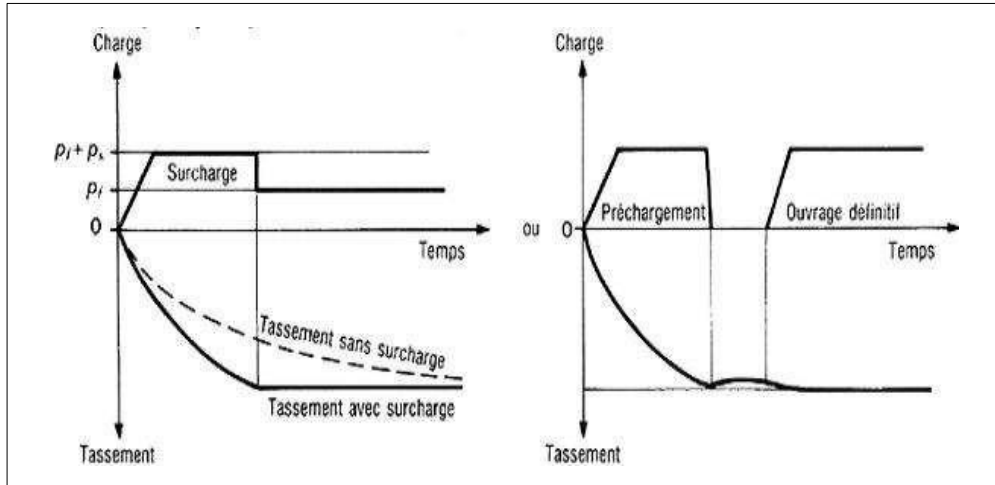


Figure I-17 : Principe de traitement par pré chargement.

I-13-k : Traitement par injection :

Les injections constituent une technique d'amélioration des propriétés des sols. Cette technique s'effectue par injection de matériaux dans les pores et les fissures naturelles, ou dans des vides qui ont été créés pendant l'injection. Ce matériau est appelé coulis.

CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES SOLS AFFAISSABLES

Le coulis est amené en profondeur du sol par forage d'un diamètre variant entre 5 et 15 cm. L'injection est toujours faite à l'aide d'un tube de revêtement (exemple : le tube à manchette) qui est généralement en matière plastique d'un diamètre compris entre 25 et 50 mm

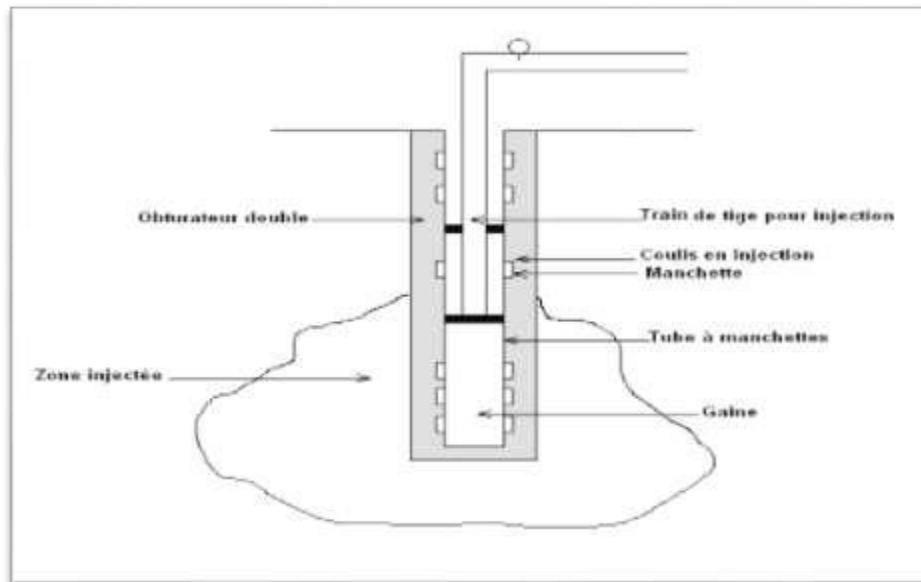


Figure I-18 : Traitement par injection

En général les méthodes de traitement dépendent de la profondeur du sol affaissable et de la capacité portante que requiert l'ouvrage à édifier. Les méthodes utilisées dans le passé et vont être probablement utilisées dans le futur ont été résumées par Bara(1986) et sont reprises dans le tableau suivant :

CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES SOLS AFFAISSABLES

Profondeurs du sol à traiter	Méthodes de traitement des sols affaissables
De 0 à 1,5 m	<p>Méthodes courantes et passées :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Humidification du sol avec compactage (par pilonnage ou rouleaux vibrants).
De 1,5 à 10 m	<ul style="list-style-type: none"> • Excavation puis recompaction du sol. • Contrôle du potentiel de l'eau des drainages à travers les drains. • Vibroflotation. • Pieux colonnes ballastés. • Enfoncement des pieux. • Injection de silt de limon. • Inondation par un étang ou inondation normale.
Supérieure à 10 m	<ul style="list-style-type: none"> • Inondation par un étang et puis d'infiltration • Inondation par un étang et puis d'infiltration avec l'utilisation d'explosifs. • Combinaison des méthodes ci-dessus. <p>Les futures méthodes possibles :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Traitement thermique pour solidifier le sol sur place. <p>Addition chimique pour renforcer la structure du sol</p> <p>Injection d'additifs pour remplir les pores avant la consolidation.</p>

Tableau I- 4 : Méthodes des traitements des sols affaissables (Bara 1976).

CHAPITRE II

MATERIAUX, MATERIELS ET

ESSAIS

CHAPITRE II

MATERIAUX, MATERIELS ET ESSAIS

II-1 : Introduction :

Toute étude nécessite l'exécution d'essais selon des normes bien déterminés et avec un matériel approprié en vue d'obtenir des résultats exploitables et représentatifs de l'état du sol. Dans ce chapitre nous allons présenter les différents essais que nous avons pu faire au court de cette brève période.

II-2 : Matériaux :

II-2-a : Description des sols :

Deux composantes principales entrent dans la composition des sols d'essais : le sable et l'argile.

II-2-b : L'argile (kaolin) :

Le kaolin est une argile blanche, friable et réfractaire, composée principalement de kaolinite $[(Si_2 O_5) AL_2(OH)_4]$, soit des silicates d'aluminium. Découverts à l'origine en Chine, ils sont à la base de la fabrication de la porcelaine, mais sont surtout utilisés pour l'industrie du papier. Le kaolin utilisé dans ce travail ($<80\mu m$), est extrait de la mine de la région de Mila.



Figure II-1 : le kaolin.

II-2-c : Le sable

Le sable utilisé pour la reconstitution de notre sol est extrait d'oued Maytar, région de Boussaâda dans la wilaya de M'sila, très utilisé pour la confection du béton.

Après son passage à l'étuvage ($105^{\circ}C$) pendant 24 heures on a procédé au tamisage (2mm) les refus sont rejetés, les particules inférieures à 2mm sont récupérées.

II-2-d : Le sol reconstitué :

Pour la reconstitution des sols affaissables on utilise deux matériaux principaux :

-Le sable ($D < 2 \text{ mm}$).

-Argile ($D < 0.080 \text{ mm}$)

Le sol reconstitué est obtenu en mélangeant les deux matériaux : sable (80%) et argile (20%).

II-2-e : L'eau d'inondation :

On a utilisé l'eau distiller commercial : C'est une eau non minéralisée, de conductivité $6 \mu\text{s/cm}$ et de PH 6,38.

II-2-f : La fibre de verre :

Déchet de verre sou forme de poudre : La poudre de verre silico-soda-calciques un ensemble de particules de verre broyés finement calibrées, filtrées, recyclé et exemptes de corps étrangers.



Figure II-2 : Le déchet de verre.

II-3 : Matériels :

Le matériel fourni pour cette étude expérimentale comprend :

Des équipements pour effectuer les essais standards suivants :

1. Tamisage et sédimentation.
2. Poids volumique apparent et spécifique, et équivalent de sable.
3. Les limites d'Atterberg et essais de compactage (Proctor).
4. Cellules de compression (œdomètres).
5. Appareil de cisaillement.

6. Dames de compactage pour la confection des échantillons dans l'œdomètre.

7.Équipement d'usage courant.

II-4 : Programme d'essais préliminaires :

Du point de vue géotechnique, il est nécessaire de réaliser les essais préliminaires, qui sont d'une importance vitale .En plus de la détermination des caractéristiques physiques des sols testés, ils permettent d'identifier les états des sols.

II-4-1 : Analyse granulométrique :

a-Analyse granulométrique par tamisage :

Elle se fait par tamisage par voie sèche après lavage pour les sols dont les éléments supérieurs à 80µm (NF P94-056).

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 supérieur 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 recueillir 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-3 : Une tamiseuse mécanique.

Mode opératoire :

On procède comme suit :

1. Prélever 1,5 kg de matériau sec.
2. Verser le matériau sur la colonne et la fixer soigneusement sur la tamiseuse.
3. Agiter pendant cinq minutes.
4. 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.

b-Analyse granulométrique par Sédimentométrie :

La sédimentométrie est un essai qui complète l'analyse granulométrique. Elle s'applique aux éléments fins inférieurs à 0.08mm. Les grains de diamètre différent sédimentent dans un milieu liquide au repos, à vitesse différente, 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 10000 tr /min.
- un dé flocculant : 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 0,08 mm.
- 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'héxametaphosphate de sodium concentré à 5% dont 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.

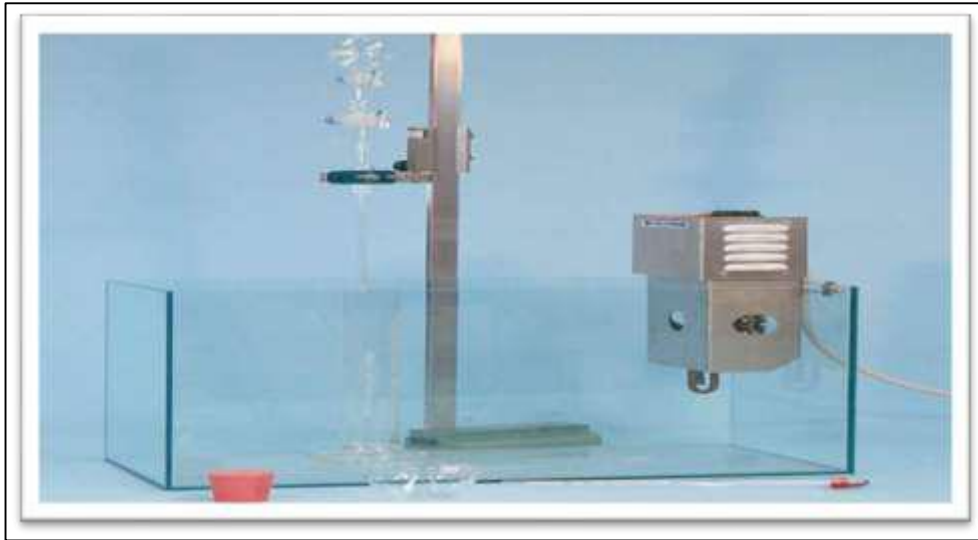
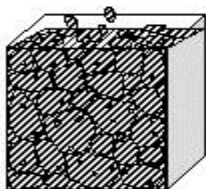


Figure II-4 : Appareillage de sédimentométrie

II-4-2 : Masse volumique apparente et spécifique

II-4-2-1 : Masse volumique apparente

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.



$$\gamma_{ap} = \frac{M_s}{V_{ap}}$$

γ_{ap} – Masse volumique apparente (kg/m^3).

M_s – Masse d'un corps sèche.

V_{ap} – Volume apparent.

Principe : Remplir une mesure de 1 dm^3 , et en déterminer la masse.

-La masse volumique apparente est donnée par :

Masse volumique apparent = masse/volume.



Figure II-5 : entonnoir trépied.

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.

II-4-2-2 : Masse volumique absolue :

La masse volumique absolue ρ_s 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 pycnomètres 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-6 : manipulation pycnomètre.

Mode opératoire :

- ❖ Préparer un échantillon de sable, sèche a 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 donnée directement par laFormule :

$$\rho_s = (M_2 - M_1) / (M_3 - M_0) + (M_2 - M_1) \quad \text{g/cm}^3$$

II-4-3 : Equivalent de sable :

Si le sol grenu est pollué par des particules d'argile ou de Limon on pourra déterminer la proportion relative de sol fin et de sol grenu par l'essai d'équivalent de sable. L'équivalent de sable est un indicateur, utilisé en géotechnique, caractérisant la propreté 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.

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 de façon à détacher les revêtements argileux des particules de sable de l'échantillon. On complète alors le sable en utilisant le reste de solution flocculant afin de faire remonter les particules de fines en suspension au-dessus du sable. Après 20min, 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 : $m=120g$.

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 120gr 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 30 secondes avec une course d'environ 20cm. 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 38cm ; 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 (piston) : $(h'_2/h_1) \times 100$.**

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

Es à vue	Es au piston	Nature et qualité du sable
ES<65%	ES<60%	Sable argileux : risque de retrait ou de gonflement. Sable à rejeter pour des bétons de qualité
65%<ES<75 %	60%<ES<70%	Sable légèrement argileux de propreté admissible pour les bétons de qualité courante quand le retrait n'a pas de conséquence notable sur la qualité du Béton
75%<ES<85 %	70%<ES<80%	Sable propre à faible proportion de fines argileuses convenant parfaitement pour les bétons de haute Qualité
ES>85%	ES>80	Sable très propre. L'absence presque totale de fines argileuses risque d'entraîner un défaut de plasticité du béton qu'il faudra compenser par une augmentation du dosage en eau.

Tableau II-1 : Caractéristique de sable (ES)



Figure II-7 : ensemble complet pour équivalent de sable.

II-4-4 : Limites d'Atterberg (NF P 94-051\ 1993) :

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 entre le poids d'eau W_w et le poids de 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.

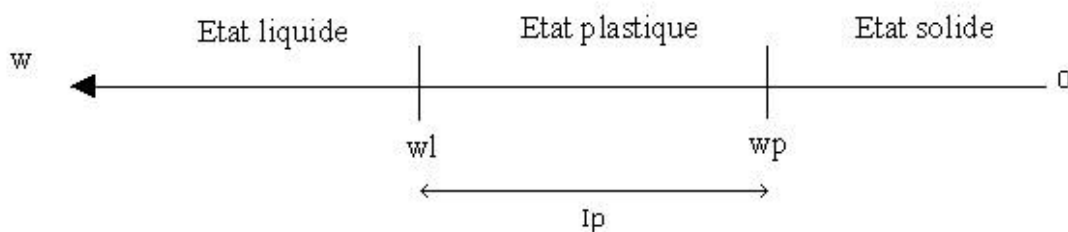


Figure II-8 : Représentation des limites d'Atterberg.

II-4-4-1 : La limite de liquidité WL :

Le mortier est placé dans une coupelle et est séparé en 2 parties par une rainure. Des coups secs sont imprimés à la coupelle avec un appareillage spécial. 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.

II-4-4-2 : La limite de Plasticité WP :

C'est la teneur en eau au-dessous de laquelle il n'est plus possible de confectionner des boudins de sol de 3 mm de \varnothing sans qu'ils se rompent ou s'émiettent.

II-4-4-3 : L'indice de plasticité IP :

Il donne l'étendue du domaine plastique $IP = WL - WP$. 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 (WL, IP) qui dépend 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.

$$IP = WL - WP.$$

Appareillage :

1) Équipements 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 (**Figure II- 8**).
- ❖ 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.

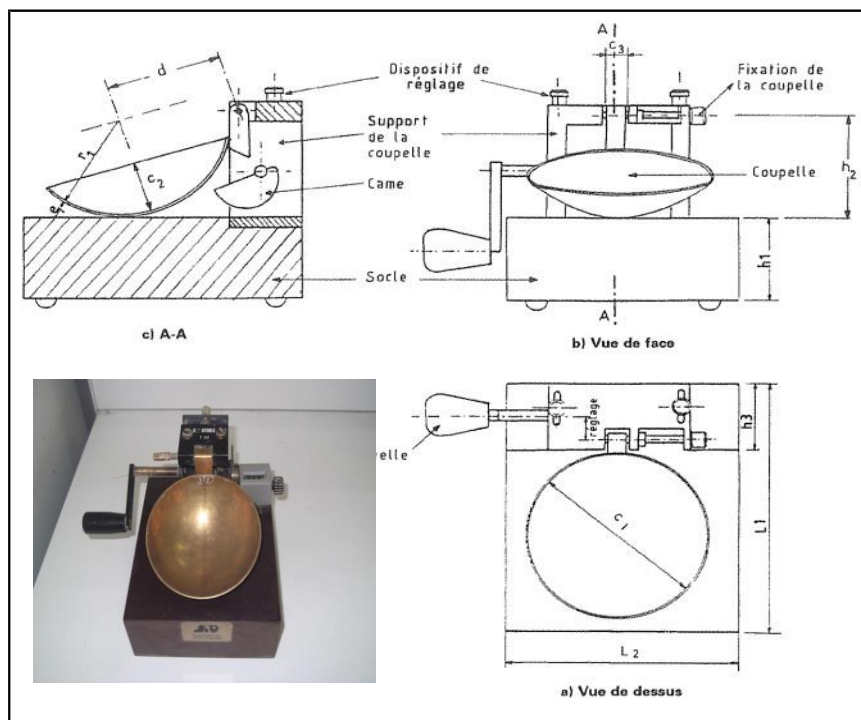


Figure II-9 : Appareil de Casagrande

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

- ❖ Une plaque lisse en marbre ou un matériau équivalent pour le malaxage et la confection des rouleaux de sol.
- ❖ Des capsules ou boîtes 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-10 : préparation des limites de plasticité

II-4-5 : Essai Proctor (NF P 94-093 \ 1999) :**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 figure suivante illustre la courbe de Proctor :

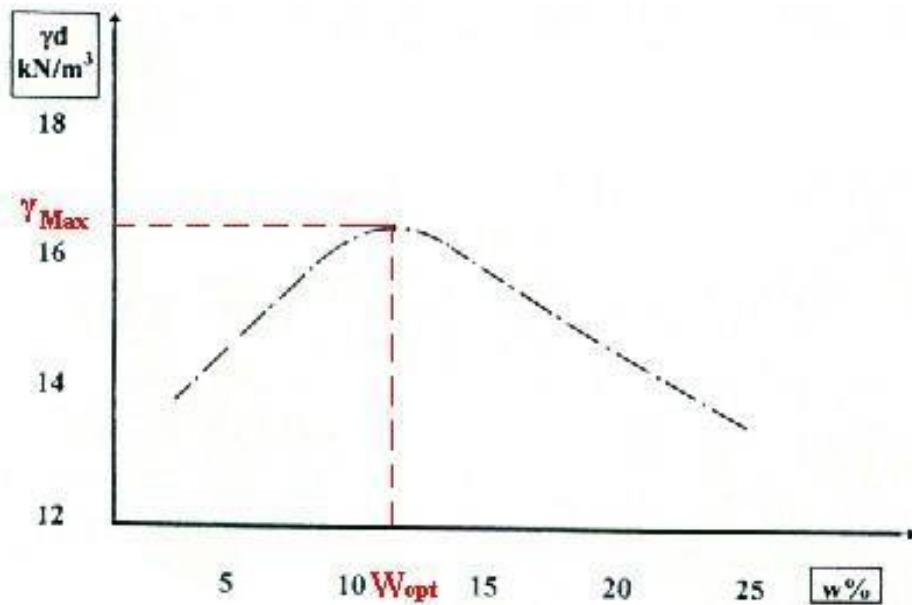


Figure II-11 : la courbe de Proctor

L'énergie de compactage est égale à :

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

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 × 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 ± 1 mm de diamètre. Ce mouton coulisse dans un fourreau qui lui autorise une hauteur de chute de 305 mm ± 2 mm.
- La masse de l'équipage mobile est de 2 490 g ± 2,5g.
- Une règle à araser constituée par une lame en acier.

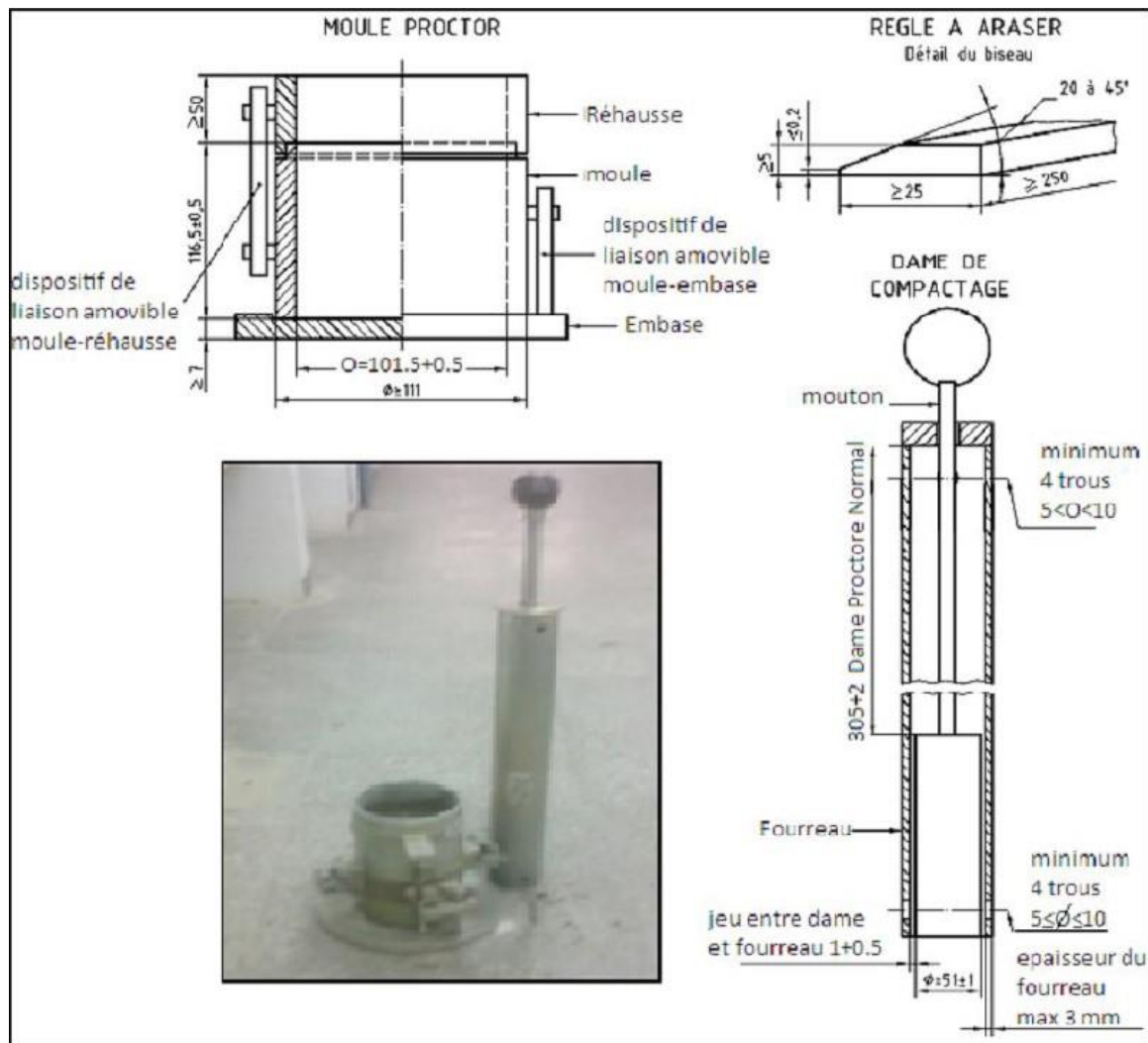


Figure II-12 : Appareillage spécifique pour essais de compactage (Proctor Normal).

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 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 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 a la partie supérieure et a la partie inférieure du moule, et effectuer les mesure de la teneur en eau (passage à l'étuve à 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 assai.

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

II-4-6 : Essai de bleu de méthylène : NF P 94-068

Principe de l'essai :

Il consiste à déterminer la capacité d'adsorption ionique d'un solen 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 :

$$VB = VBM / M_{sol}$$

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 séchage.
- Bleu de méthylène à 10g /l avec doseur permettant des injections de 2.5 ml et 10ml.
- Un chronomètre

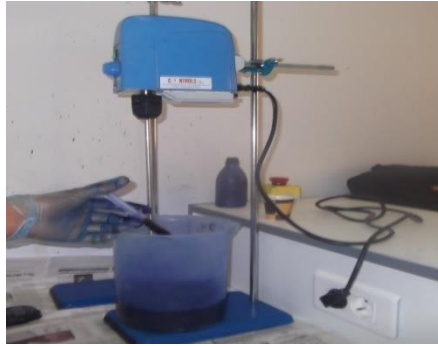


Figure II-13 : Appareillage de l'essai de bleu.

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.

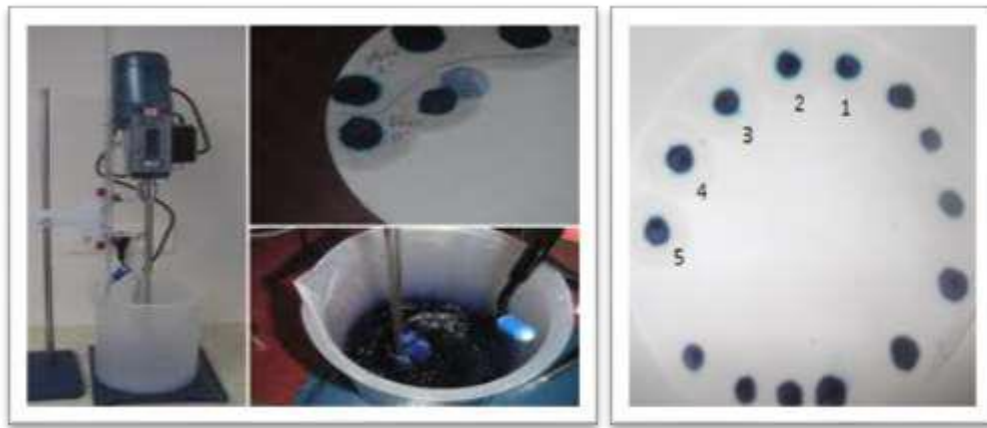


Figure II-14 : les taches sur un papier filtrent.

Classification des sols après essai :

- $VBS < 0.1$: sol insensible à l'eau.
- $0.2 \leq VBS < 1.5$: sol sablo limoneux, sensible à l'eau.
- $1.5 \leq VBS < 2.5$: sol sablo argileux, peu plastiques.
- $2.5 \leq VBS < 6$: sol limoneux de plasticité moyenne.
- $6 \leq VBS < 8$: sol argileux.
- $VBS > 8$: sols très argileux.

II-5 : Essais mécaniques :

II-5-a : Essai de cisaillement à la boîte :

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 ϕ et sa cohésion C .

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

Appareillage : L'appareillage spécifique à l'essai comprend :

- 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 mesurage des efforts, des déplacements et du temps.

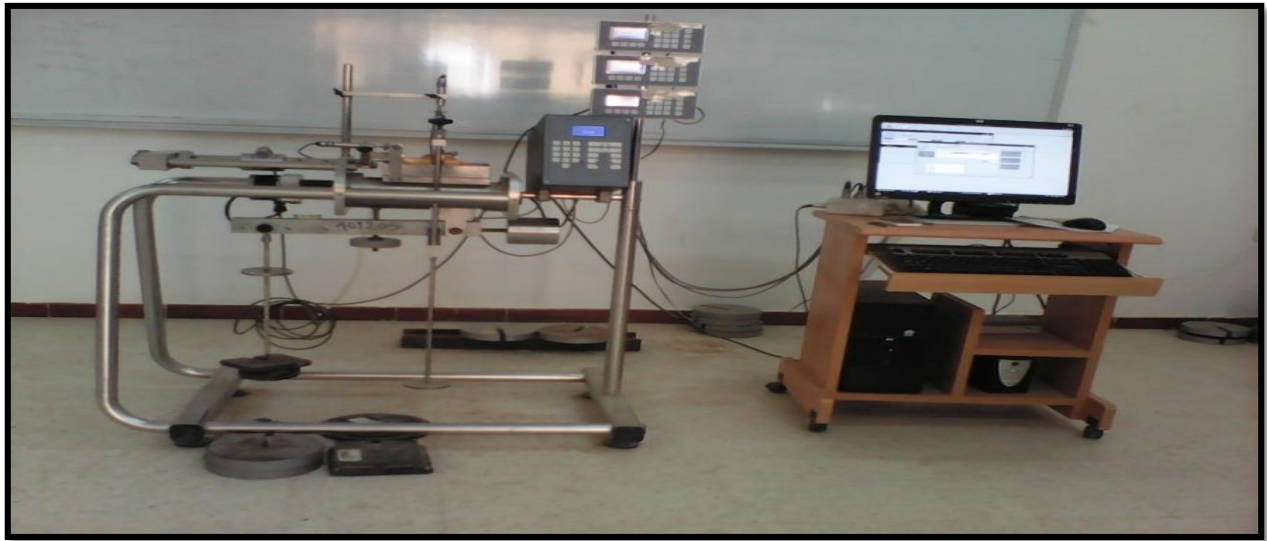


Figure II-15 : appareil de cisaillement

Principe de l'essai :

L'échantillon de sol à étudier est placé entre deux demi-bottes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre (c'est-à-dire que le plan de rupture est imposé horizontalement).

Un piston permet d'exercer sur le sol une contrainte normale σ déterminée.

La demi-botte inférieure est entraînée horizontalement à vitesse constante. L'échantillon subit donc un cisaillement direct et rectiligne suivant un plan imposé sur lequel on exerce une contrainte normale déterminée.

Le cisaillement est un essai très important dans l'étude de comportement des sols, soit à court au long terme.

La connaissance de C et ϕ nous renseigner beaucoup sur la capacité portante du sol d'où leur importance dans le dimensionnement des fondations.



Figure II-16 : la boîte de cisaillement

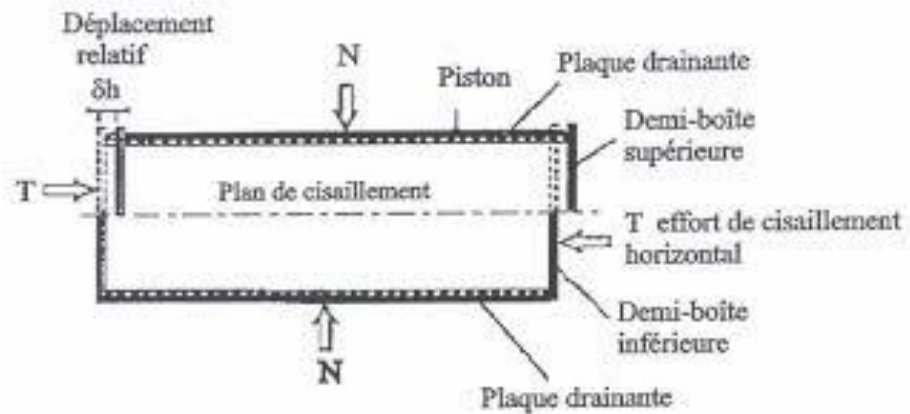


Figure II-17 : les données de la boîte de cisaillement

II-5-a-1 : Programme des essais :

- Pour un sol reconstitué sans traitement :

Teneur en eau initial w_0 (%)	Hauteur de chute (cm)	L'eau d'inondation	L'énergie de compactage	Nombre total d'essai
2	15	Eau distillé	20	2
			40	

Tableau II-2 : Programme des essais de cisaillement Pour un sol reconstitué sans traitement

- Pour un sol reconstitué avec traitement :

Teneur en eau initial w_0 (%)	Teneur en fibre de verre (%)	Hauteur de chute (cm)	L'eau d'inondation	L'énergie de compactage	Nombre total des essais
4	3	15	Eau distillé	20	4
				40	
	6	15	Eau distillé	20	
				40	

Tableau II- 3 : Programme des essais de cisaillement Pour un sol reconstitué traitement

II-5-b : Essai œdométrique :

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 au cours du temps et de déterminer les relations entre les charges et les déformations obtenues sous ces charges.

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 Jennings et Knight(1975).

Appareillage :

Appareil de l'œdomètre (Figure II-18).

- des masses (1kg, 2kg, 4kg, 8kg.....).
- plaque en verre.
- balance électronique de précision 0,01g.
- chronomètre.
- un mortier en porcelaine.
- une dame de compactage du sol (Figure II-19).

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

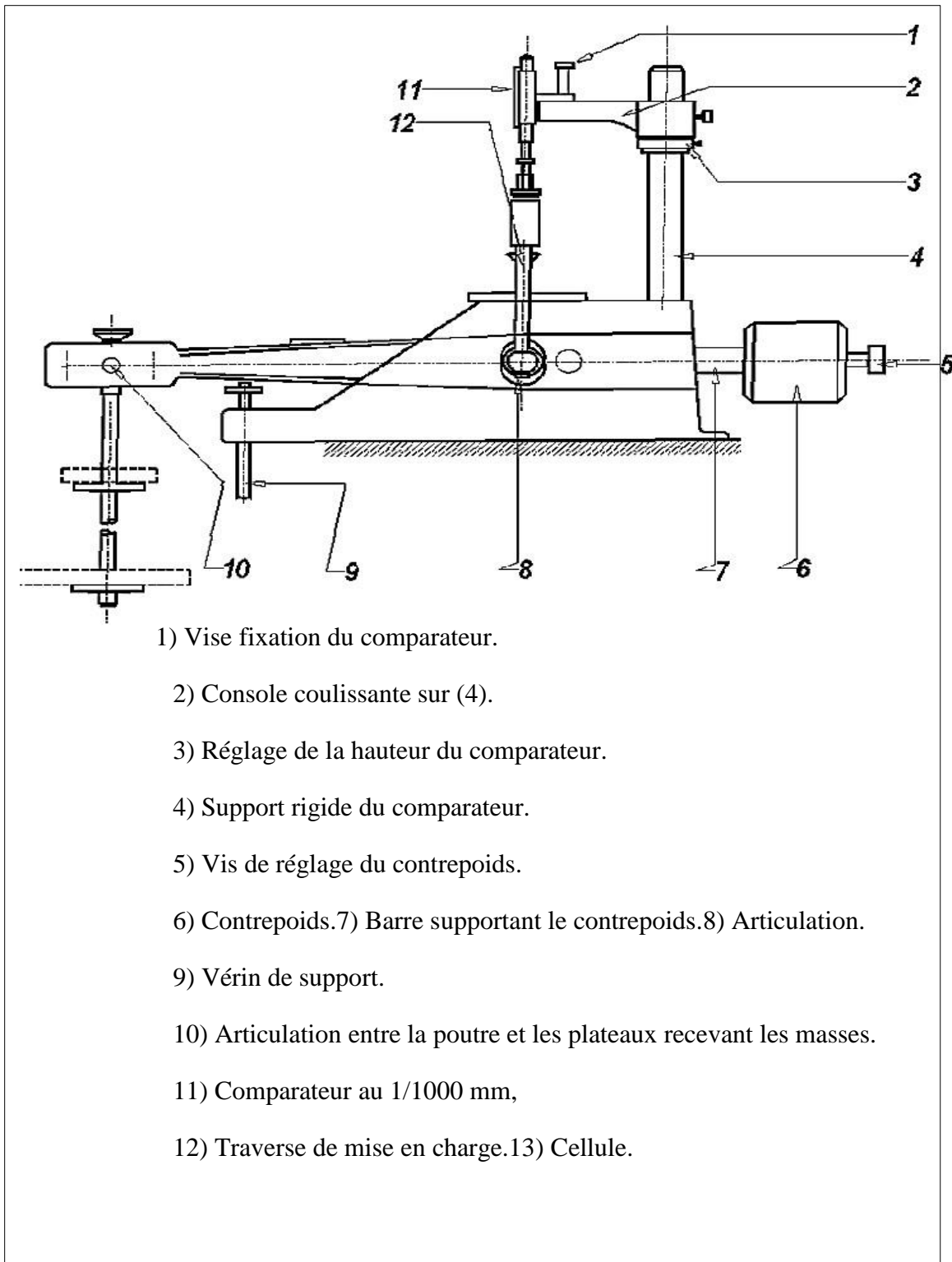


Figure II- 18 : vue d'ensemble de l'oedomètre.

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.

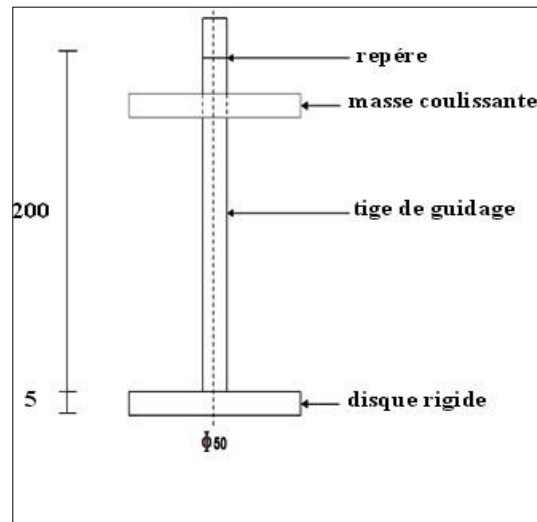


Figure II-19 : Dame de compactage.

L'œdomètre :

Dispositif permettant de réaliser sur un échantillon de sol saturé ou non un essai de compression uni axiale, figure. Les éléments essentiels d'un œdomètres sont :

- Un bâti permettant d'appliquer les pressions de chargement sur les éprouvettes.
- Une cellule dans laquelle l'éprouvette est placée.
- Un système de mesure permettant de connaître les variations de hauteur de l'éprouvette en fonction du temps.

Le bâti :

La bâti, indéformable sous l'effet des efforts appliqués, supporte la cellule maintient sa base horizontale avec une incertitude de 1%.

Cellule œdométrique :

La cellule œdométrique, en matériaux inertes chimiquement vis-à-vis de l'éprouvette et des fluides qu'elle contient, comporte les éléments suivants :

- 1-une bague annulaire rigide contenant l'éprouvette du sol, sa hauteur est 20mm, diamètre intérieur (50mm).
- 2- deux pierres poreuses assurent le drainage de l'éprouvette ;
- 3- un piston couissant à l'intérieur de l'anneau et venant charger l'éprouvette ;
- 4-un réservoir d'eau dans lequel l'ensemble précédent est immergé pour permettre d'effectuer des essais sur des éprouvettes saturées et non saturée

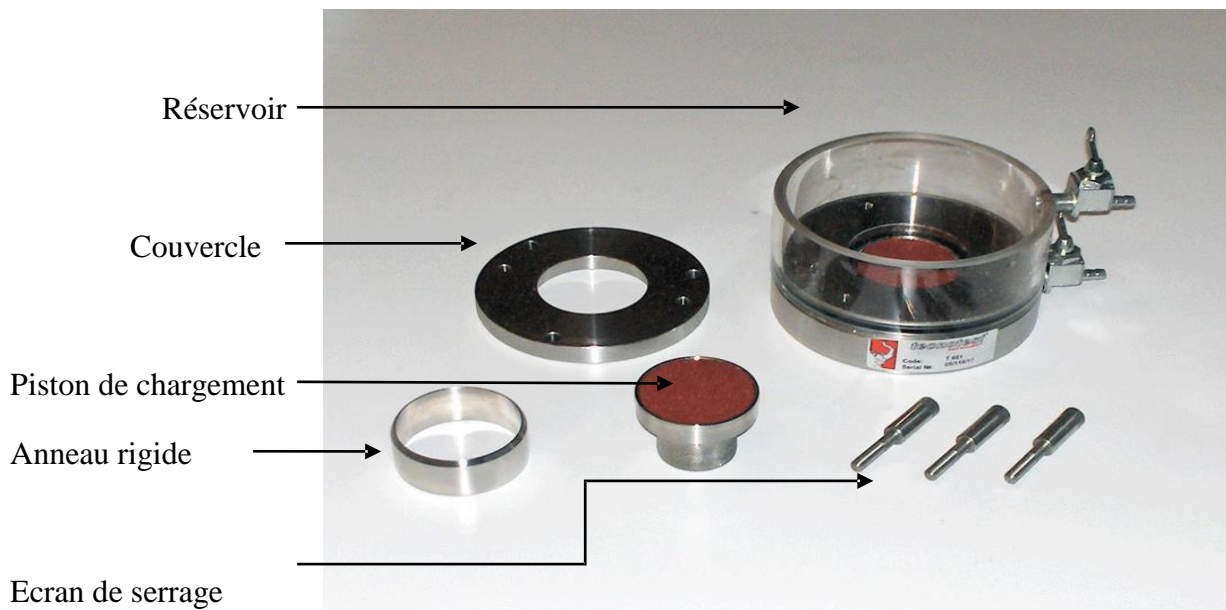


Figure II-20 : Cellule œdométrique

II-5-b-1 : Programme des essais œdométrique

1- Préparation de l'échantillon du sol :

Pour chaque sol, on pèse les quantités du sable et d'argile selon les proportions citées auparavant puis mélangées à sec par un malaxeur tournant à vitesse constante.

L'échantillon du sol plus la teneur en eau (distillé) de 4% et 6% est malaxé manuellement dans un mortier en porcelaine jusqu'à obtention d'un mélange homogène.

2 – Mise en place de l'échantillon du sol dans le moule :

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.

CHAPITRE II : MATERIAUX, MATERIELS ET ESSAIS

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.

Quelques caractéristiques initiales de l'éprouvette peuvent être déterminées de la façon suivante :

La masse volumique du sol humide :

$$\gamma_h = M / V.$$

Où :

M : est la masse de l'éprouvette du sol.

V : est son volume.

d : est son diamètre.

h₀ : est sa hauteur

$$V = (d^2 / 4) \times h_0.$$

3 - Mise en charge de l'oedomètre selon Knight (1963) :

Lorsqu'on arrive à une pression de 200 kPa 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 (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 : 15min- 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.

L'instant (t=30s) marque le début du tassement du sol ; l'essai est poursuivi jusqu'au chargement de 400 kPa.

La Courbe œdométriques :

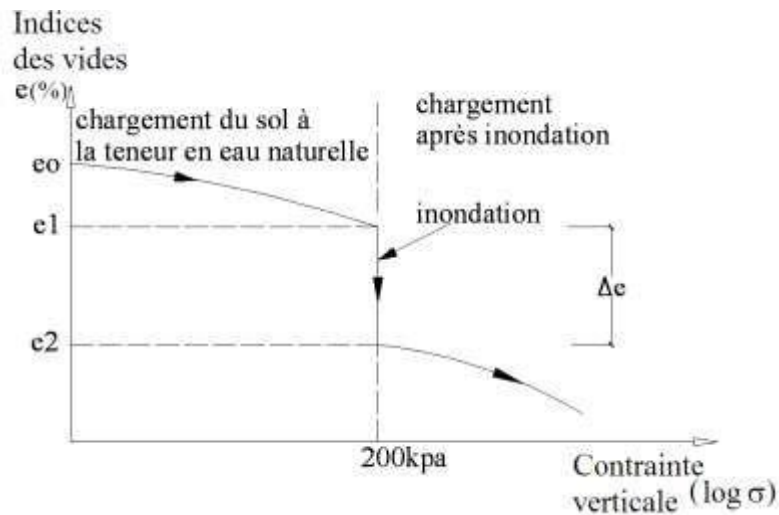


Figure II-21 : Courbe œdométrique d'un sol affaissable Knight (1963).

4- Détermination de l'indice de vide et potentiel de collapse :

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

$$\gamma_h = M / V.$$

$$V = \pi d^2 / 4 \cdot h_0.$$

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 :

$$H = h_0 - \Delta h.$$

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

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

P_{sec}: poids de sol sec.

S : section droite de l'éprouvette.

h₀ : hauteur initiale de la cellule œdométrique.

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

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

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

$$e = e_0 - \Delta e.$$

Donc l'indice de vide est égal :

$$e = e_0 - \Delta e.$$

Et le potentiel de collapse est égal :

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

5- Détermination de degré de collapse (vitesse de collapse).

6- Programme des essais :

- Pour un sol reconstitué sans traitement :

Teneur en eau initial w_0 (%)	Hauteur de chute (cm)	L'eau d'inondation	L'énergie de compactage	Nombre total des essais
2	15	Distillé	20	6
			40	
4	15	Distillé	20	
			40	
6	15	Distillé	20	
			40	

Tableau II-4 : Programme des essais œdométriques Pour un sol reconstitué sans traitement

CHAPITRE II : MATERIAUX, MATERIELS ET ESSAIS

- Pour un sol reconstitué avec traitement :

Teneur en eau initial w_0 (%)	Teneur en fibre de verre (%)	Hauteur de chute (cm)	L'eau d'inondation	L'énergie de compactage	Nombre total des essais
4	3	15	distillé	20	10
				40	
				60	
	6	15	distillé	20	
				60	
6	3	15	distillé	20	10
				40	
				60	
	6	15	distillé	40	
				60	

Tableau II-5 : Programme des essais œdométriques Pour un sol reconstitué avec traitement

CHAPITRE III

PRESENTATION DES

RESULTATS

CHAPITRE III**PRESENTATION DES RESULTATS**

Le programme expérimental de notre sujet a été réalisé dans sa majorité au laboratoire de génie civil de l'université de m'sila,

Les résultats 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-RÉSULTATS DES ESSAIS PRÉLIMINAIRES**1- Analyse granulométrique :**

Elle se fait par tamisage par voie humide pour les sols dont les éléments sont supérieurs à 80 μ m (NF P94-056) et par sédimentation pour les éléments inférieurs ou égaux à 80 μ m (NF P94- 057).

❖ Le sable :

Les résultats de notre sable obtenus par cet essai sont donnés dans les tableaux suivants :

tamis (mm)	refus part	refus cumule	refus cum %	tamisat cu %
5	141	141	9,43	90,57
2,5	58	199	13,31	86,69
1,25	34	233	15,59	84,41
0,63	33	266	17,8	82,2
0,315	174	440	29,45	70,55
0,16	727	1167	78,11	21,89
0,08	302	1469	98,32	1,68
FINES	25	1494	100	0

Tableau III-1 : Analyse granulométrique de sable.

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

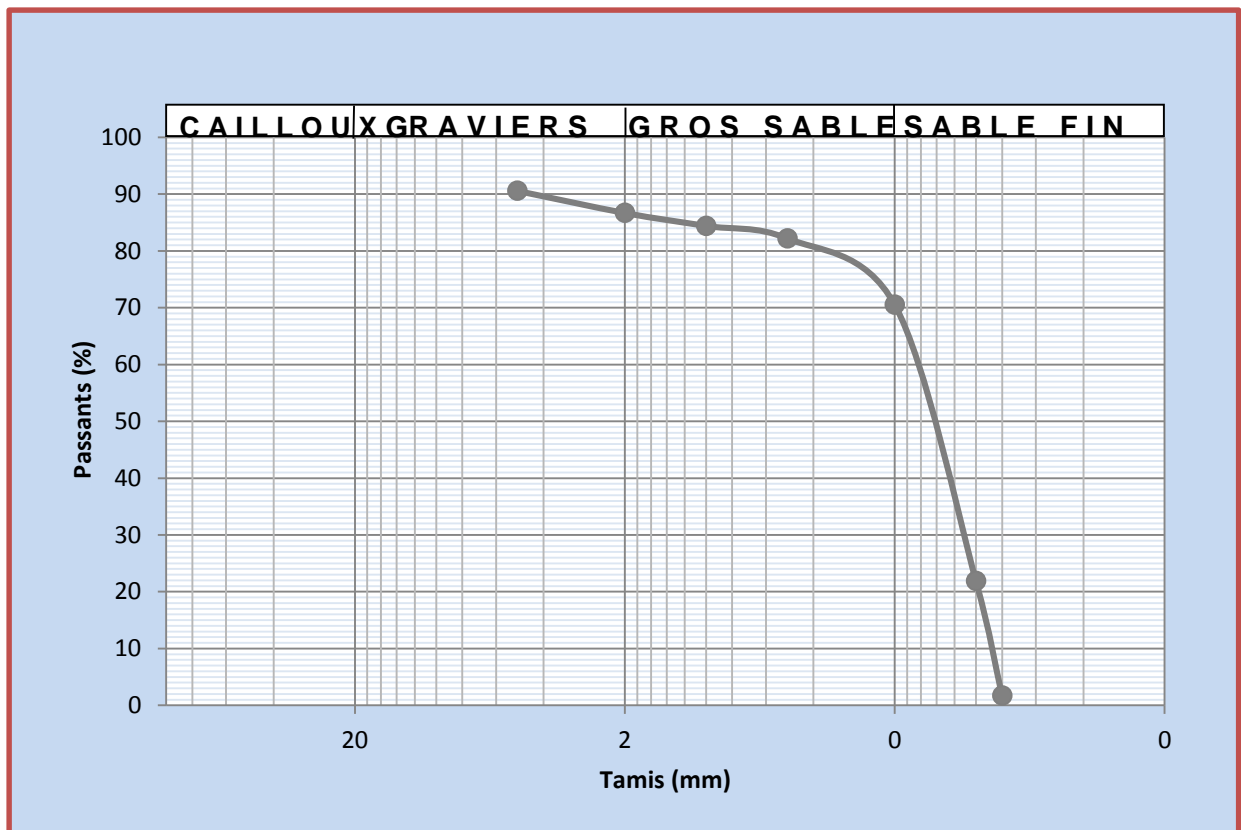


Figure III-1 : courbe granulométrique par tamisage de sable.

Donc les caractéristiques du sable utilisé sont :

Coefficient d'uniformité : $C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \rightarrow C_u = 2.12$

Coefficient de courbure : $C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{60}d_{10}} \rightarrow C_c = 1.15$

❖ **Le kaolin :**

Les résultats de kaolin obtenus par cet essai sont donnés dans les tableaux suivant :

Tamis (mm)	Tamisât en %
0.075	79.95
0.055	79.84
0.038	79.66
0.025	79.49
0.017	79.34
0.012	79.11
0.008	79.05
0.005	78.99
0.002	78.51

Tableau III-2 : Analyse granulométrique par tamisage de kaolin.

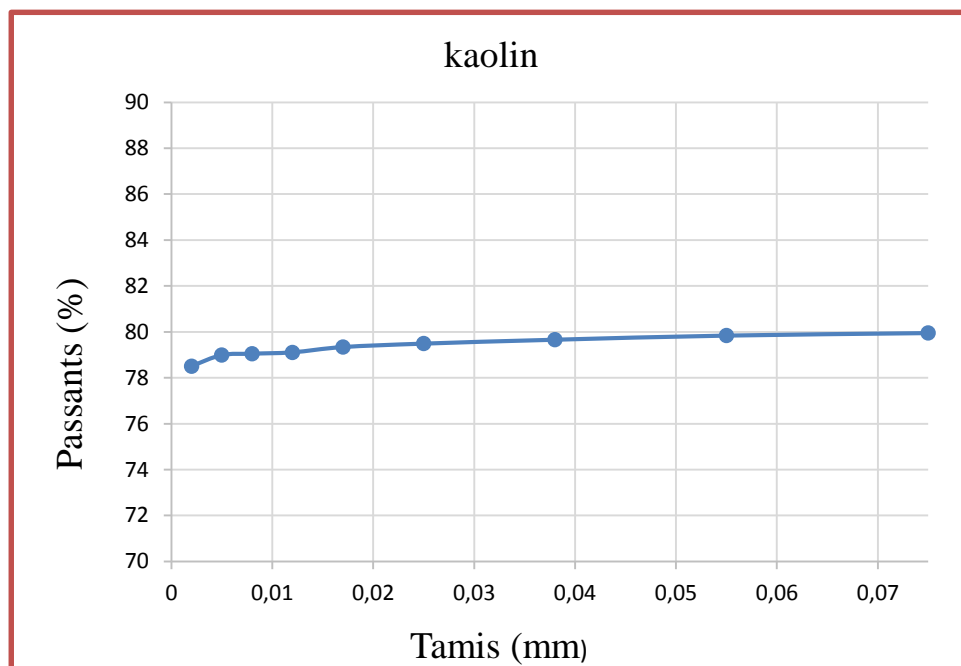


Figure III-2 : courbe granulométrique de sol kaolin.

❖ Le sol reconstitué :

Les résultats de sol reconstitué obtenus par cet essai sont donnés dans les tableaux suivant :

Tamis en mm	Tamisât en %
2	100
1	96.45
0.4	89.69
0.2	45.7
0.1	34.24
0.08	22.1
0.04	18
0.02	12.34
0.01	7.4
0.004	2.76
0.002	0.3

Tableau III-3 : Analyse granulométrique par tamisage de sol reconstitué

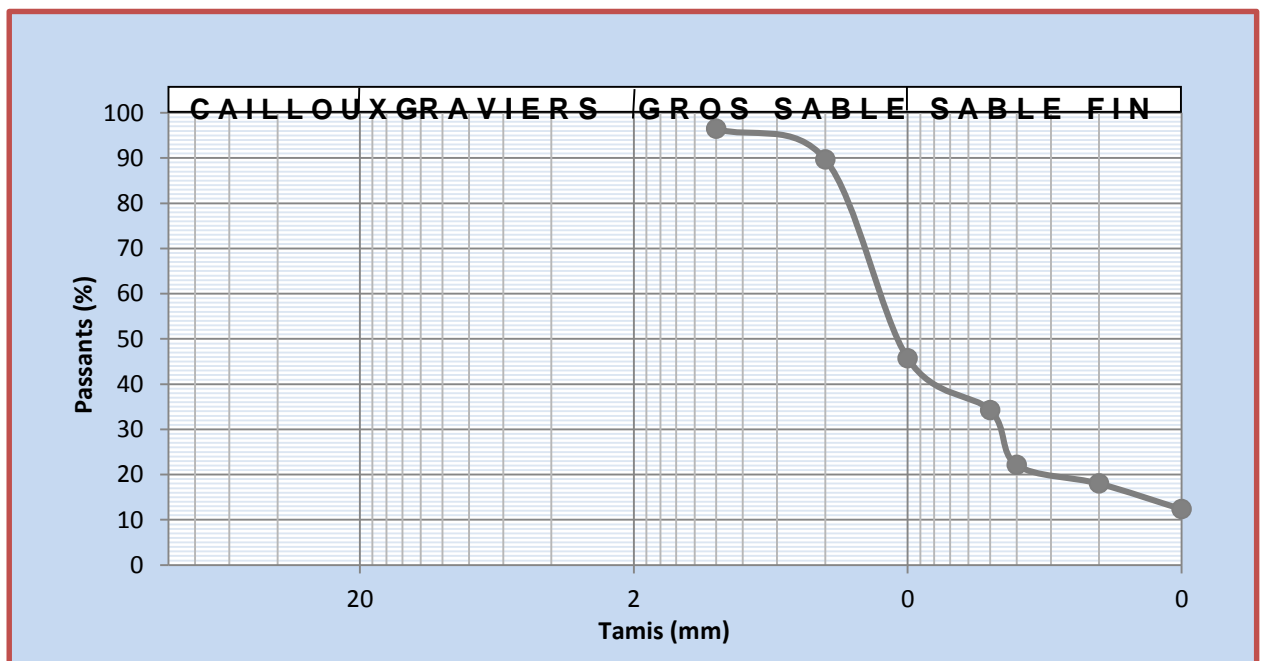


Figure III-3 : courbe granulométrique de sol reconstitué

Donc les caractéristiques du sable utilisé sont :

$$\text{Coefficient d'uniformité : } C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \rightarrow C_u = \frac{0.17}{0.018} \rightarrow C_u = 9.44$$

$$\text{Coefficient de courbure : } C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{60}d_{10}} \rightarrow C_c = \frac{(0.09)^2}{0.17 \cdot 0.018} \rightarrow C_c = 2.03$$

2- la masse volumique :

2-a : la masse volumique absolue : On rappelle que :

- 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 le tableau suivant :

❖ La masse volumique absolue du sable :

N d'essai	M ₀ (g)	M ₁ (g)	M ₂ (g)	M ₃ (g)	γ _s (g/cm ³)	γ _s moy (g/cm ³)
Essai 1	67,512	97,21	185,67	165,91	2,98	
Essai 2	66,56	97,52	186,19	166,53	2,73	2,63
Essai 3	67,76	97,15	188,43	172,46	2,19	

Tableau III-4 :Poids spécifique du sable.

❖ La masse volumique absolue du kaolin :

N d'essai	M ₀ (g)	M ₁ (g)	M ₂ (g)	M ₃ (g)	γ _s (g/cm ³)	γ _s moy (g/cm ³)
Essai 1	69	98,9	183,7	168,8	1,99	
Essai 2	67,8	97,9	183,7	167,7	2,13	2,06
Essai 3	68,4	98,2	185,5	170,2	2,05	

Tableau III-5: Poids spécifique absolu du kaolin

❖ La masse volumique absolue du sol reconstitué :

N d'essai	M ₀ (g)	M ₁ (g)	M ₂ (g)	M ₃ (g)	γ _s (g/cm ³)	γ _s moy (g/cm ³)
Essai 1	67,75	95,49	182,43	165,88	2,47	
Essai 2	67,53	94,77	182,77	167,75	2,22	2,20
Essai 3	69,2	97,12	183,79	170,5	1,90	

Tableau III -6 :Poids spécifique absolu du sol reconstitué.

❖ La masse volumique absolue de la fibre de verre :

N d'essai	M ₀ (g)	M ₁ (g)	M ₂ (g)	M ₃ (g)	γ _s (g/cm ³)	γ _s moy (g/cm ³)
Essai 1	68,223	97,954	185,319	165,9	2,88	
Essai 2	68,017	97,938	185,294	166,75	2,62	2,55
Essai 3	69,172	97,93	185,315	169,92	2,15	

Tableau III -7 : Poids spécifique absolu de la fibre de verre.

❖ La masse volumique absolue (méthode des éprouvettes graduée) de sable :

masse (g)	V1 (ml)	V2 (ml)	masse volumique	Moyenne (g/cm ³)
200	300	375	2,66	2,58
200	300	380	2,5	
200	300	377	2,59	

Tableau III -8 : La masse volumique absolue par la méthode des éprouvettes gradué.

2-b : Masse volumique apparente :

❖ La masse volumique apparente de sable :

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).

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

La masse volumique apparente de sable sans choc :

N d'essai	1	2	3
Masse vide de décimètre (g)	115	115	115
Masse de sol (g)	1435	1433	1429
Masse volumique γ _d (g/cm ³)	1.59	1.59	1.58
Moyenne (g/cm ³)	1.59		

Tableau III -9 : La masse volumique apparente de sable sans choc.

La masse volumique apparente de sable avec choc :

N d'essai	1	2	3
Masse vide de décimètre (g)	115	115	115
Masse de sol (g)	1592	1600	1608
Masse volumique γ_d (g/cm ³)	1.76	1.77	1.78
Moyenne (g/cm ³)	1.77		

Tableau III -10 : La masse volumique apparente de sable avec choc.

❖ **La masse volumique apparente de kaolin :**

La masse volumique apparente de kaolin sans choc :

N d'essai	1	2	3
Masse vide de décimètre (g)	115	115	115
Masse de sol (g)	655	641	638
Masse volumique γ_d (g/cm ³)	0.72	0.71	0.70
Moyenne (g/cm ³)	0.71		

Tableau III -11 : La masse volumique apparente de kaolin sans choc.

La masse volumique apparente de kaolin avec choc :

N d'essai	1	2	3
Masse vide de décimètre (g)	115	115	115
Masse de sol (g)	727	739	731
Masse volumique γ_d (g/cm ³)	0.80	0.82	0.81
Moyenne (g/cm ³)	0.81		

Tableau II -12 : La masse volumique apparente de kaolin avec choc.

3- Equivalent de sable :

L'objectif de l'essai est de déterminer la propreté d'un sable.

Les résultats d'équivalent de sable sont donnés dans le tableau ci-dessous :

	h₁	h₂	h'₂	ESV	ESP
Essai 1	11.3	8.6	8.5	76.10	75.22
Essai 2	11.3	8.7	8.6	76.99	76.10
Essai 3	11.5	8.6	8.6	74.78	74.78
Moyenne				75.95	75.36

Tableau III-13 : Equivalent de sable.
4- Bleu de méthylène :

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

N° d'essai	1	2	3
Masse de sable	30	30	30
Volume de bleu méthylène (ml)	20	20	10
VBS	0.66	0.66	0.33
Moyenne VBS	0.55		

Tableau III-14 : Les résultats d'essai bleu de méthylène du sable.

❖ **Le kaolin :**

N° d'essai	1	2	3
Masse de sable	30	30	30
Volume de bleu méthylène (ml)	44	50	50
VBS	1.46	1.66	1.66
Moyenne VBS	1.59		

Tableau III-15 : Les résultats d'essai bleu de méthylène du kaolin

❖ **Sol reconstitué :**

N° d'essai	1	2	3
Masse de sable	30	30	30
Volume de bleu méthylène (ml)	66	68	69
VBS	2.2	2.26	2.3
Moyenne VBS	2.25		

Tableau III-16: Les résultats d'essai bleu de méthylène du sol reconstitué.

5 -limites d'Atterberg :

❖ Le kaolin :

Limite de liquidité :

Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux suivant :

N° de coups	20		23		26		33	
Masse de la tare	19.4	20.9	29.3	8.4	20.5	20.7	16.6	20.5
Masse de sol humide +tare	30.6	41.4	40.7	29.2	35.75	39.9	26.4	35.3
Masse de sol sec +tare	27.12	34.9	37.32	22.47	31.39	34.14	23.95	31.04
Masse de l'eau	3.47	6.5	3.37	6.72	4.35	5.76	2.45	4.26
Masse de sol sec	7.72	14	8.02	14.07	10.89	13.44	7.35	10.54
Teneur en eau	44.98	46.42	42.03	47.77	42.85	42.03	33.33	40.41
Moyenne	45.70		44.90		41.40		36.87	

Tableau III-17 : Les Teneurs en eau moyenne du kaolin.
❖ Limite de plasticité :

N° d'essai	1		2		3		4	
Masse de la tare	08.60	08.70	08.80	08.50	08.80	23.71	08.50	17.10
Masse de sol humide +tare	09.20	09.18	09.30	09.00	09.43	24.30	09.10	17.65
Masse de sol sec +tare	09.04	09.06	09.20	08.87	09.31	24.15	08.96	17.51
Masse de l'eau	0.16	0.12	0.10	0.13	0.12	0.15	0.14	0.14
Masse de sol sec	0.44	0.36	0.40	0.37	0.51	0.44	0.46	0.41
Teneur en eau	36.36	33.33	25.00	35.13	24.31	34.09	30.43	34.14
Moyenne	34.84		30.06		29.20		32.29	
W p	31.60							

Tableau III-18 : Les limites plasticité du kaolin

$$I_p = W_l - W_p \rightarrow I_p = 42.22 - 31.60 = 10.62$$

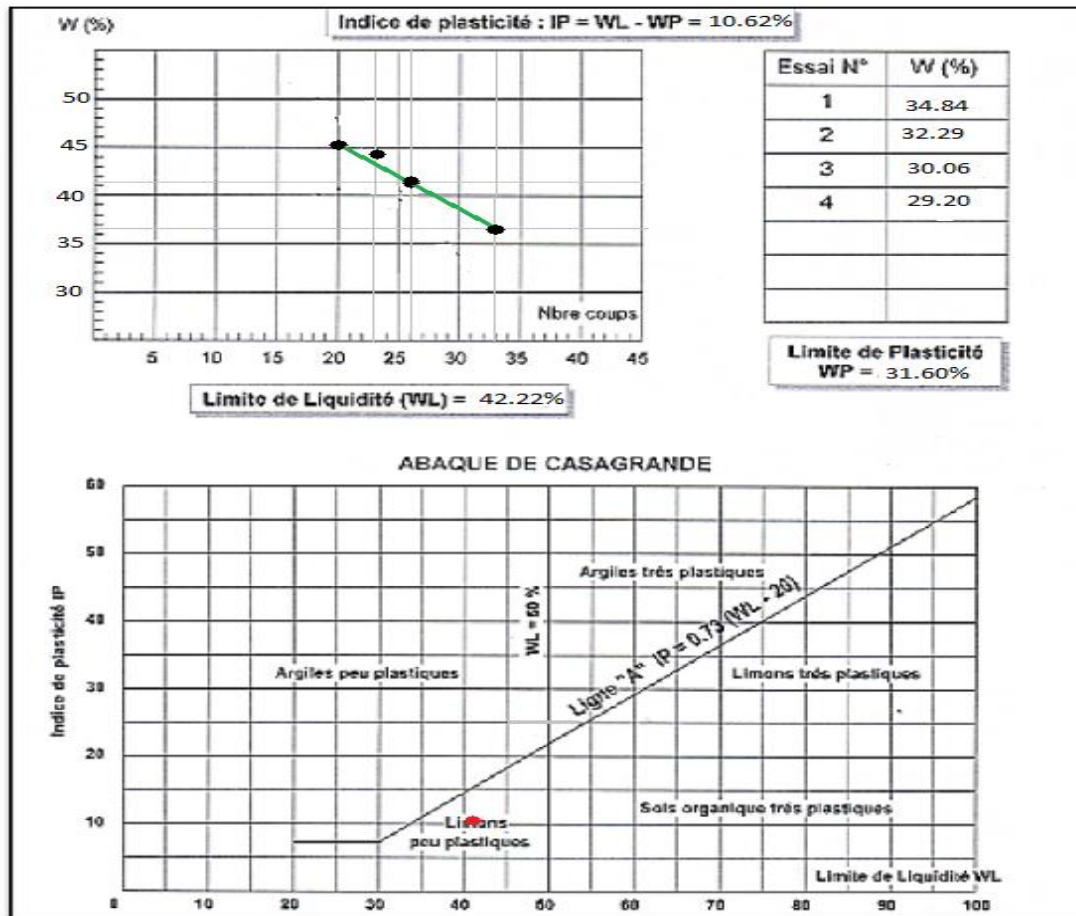


Figure III-4 : Position du kaolin testé dans l'abaque de casagrande.

❖ Le sol reconstitué :

Limite de liquidité :

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

N° de coups	18		21		24		32	
Masse de la tare	49.84	50.15	51.52	47.64	48.09	50.58	51.82	44.30
Masse de sol humide +tare	65.89	67.57	66.85	63.24	64.62	75.55	68.32	66.6
Masse de sol sec +tare	63.13	64.60	64.31	60.74	62.05	71.5	65.66	63.63
Masse de l'eau	2.75	2.96	2.54	2.49	2.57	4.05	2.66	3.04
Masse de sol sec	13.28	14.44	12.79	13.09	13.95	20.91	13.83	19.32
Teneur en eau	20.76	20,50	19.91	19.06	18.42	19.36	19.24	15.76
Moyenne	20.63		19.48		18.89		17.50	

Tableau III-19 : Les Teneurs en eau moyenne du sol reconstitué.

N° d'essai	1		2		3		4	
Masse de la tare	45.64	44.31	48.06	42.87	50.58	48.82	49.84	51.54
Masse de sol humide +tare	54.82	57.61	56.34	50.94	61.73	57.73	55.47	60.94
Masse de sol sec +tare	53.13	55.81	55.1	49.69	60.34	56.17	54.71	59.61
Masse de l'eau	1.69	1.8	1.24	1.25	1.39	1.56	0.76	1.33
Masse de sol sec	7.48	11.5	7.03	6.82	9.75	7.34	4.86	8.07
Teneur en eau	22.57	15.65	17.62	18.32	14.24	21.23	15.63	16.48
Moyenne	19.11		17.97		17.73		16.48	
W p	17.72							

Tableau III-20 : Les limites plasticité du sol reconstitué.

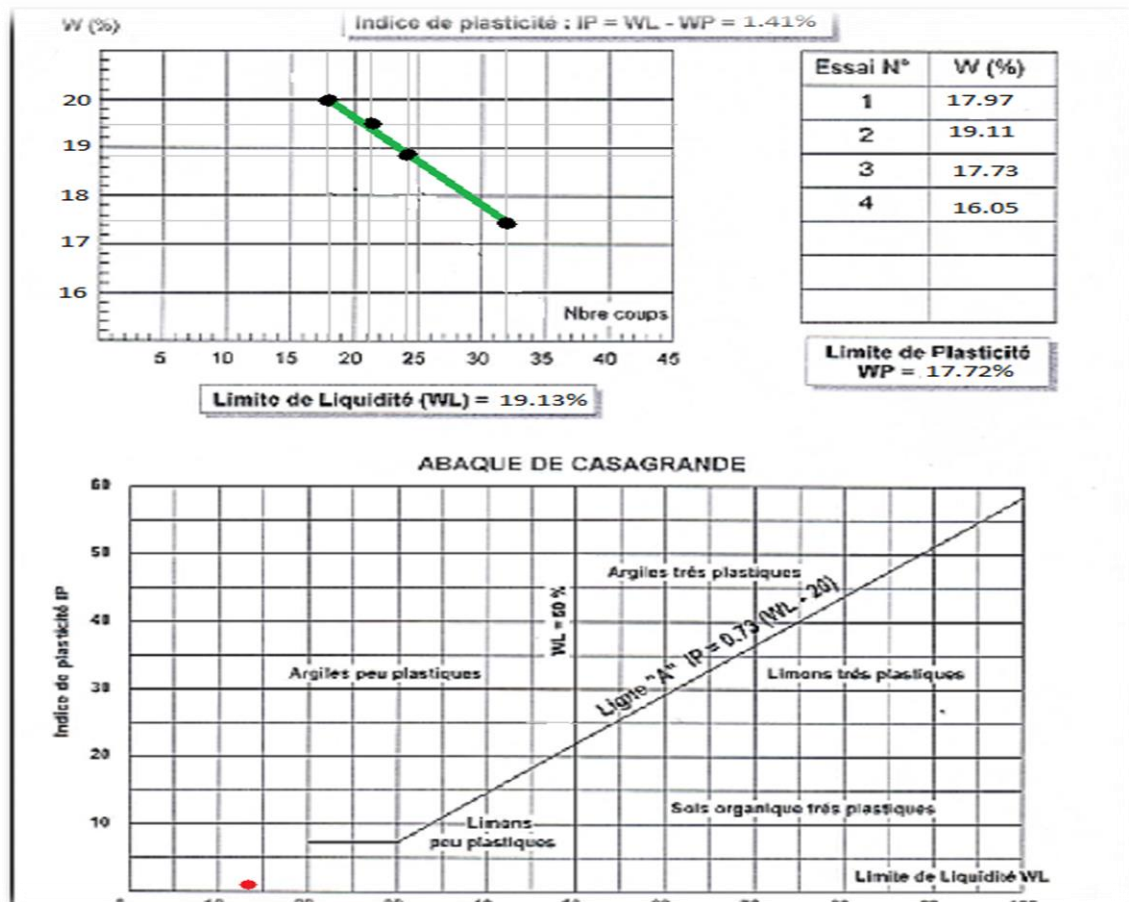


Figure III-5 : Position du sol reconstitué testé dans l'abaque de casagrande.

6- Essai de Proctor :

Le but du compactage est d'obtenir un sol suffisamment compact et dense dans l'objectif de :

- Réduire ses tassements et augmenter sa portance.
- Accroître sa résistance aux cisaillements.
- Améliorer son comportement sous l'action de l'eau.

Au cours de se essai, nous essayerons de déterminer la teneur en eau optimal (W_{opt}) pour laquelle la densité est maximale.

Résultats d'essai Proctor :

$$\gamma_d = 0.88 \text{ (t/m}^3\text{)}$$

$$W_{opt} = 8 \%$$

Masse d'eau ajoutée à chaque compactage	6	8	10
Masse totale humide (g)	3987.65	4356.23	3987.25
Masse de moule (g)	2145.4	2145.4	2145.4
Masse de sol humide (g)	1842.25	2210.83	1841.85
Masse de sol sec (g)	1731.715	2033.9636	1657.665
Volume de moule (cm³)	22.95	22.95	22.95
Masse volumique humide (t/m³)	0.803	0.963	0.803
Masse volumique sèche (t/m³)	0.742	0.879	0.723
Tare N°	1	2	3
Masse de la tare(g)	50.30	50.10	50.40
Masse (sol humide + tare) (g)	636.27	568.45	632.54
Masse (sol sec + tare) (g)	592.00	523.24	575.00
Masse d'eau	44.27	45.21	57.54
Masse de sol sec (g)	541.7	473.14	524.6
Teneur en eau W (%)	8.17	9.56	10.97

Tableau III-21 : Résultats d'essai de Proctor Normal

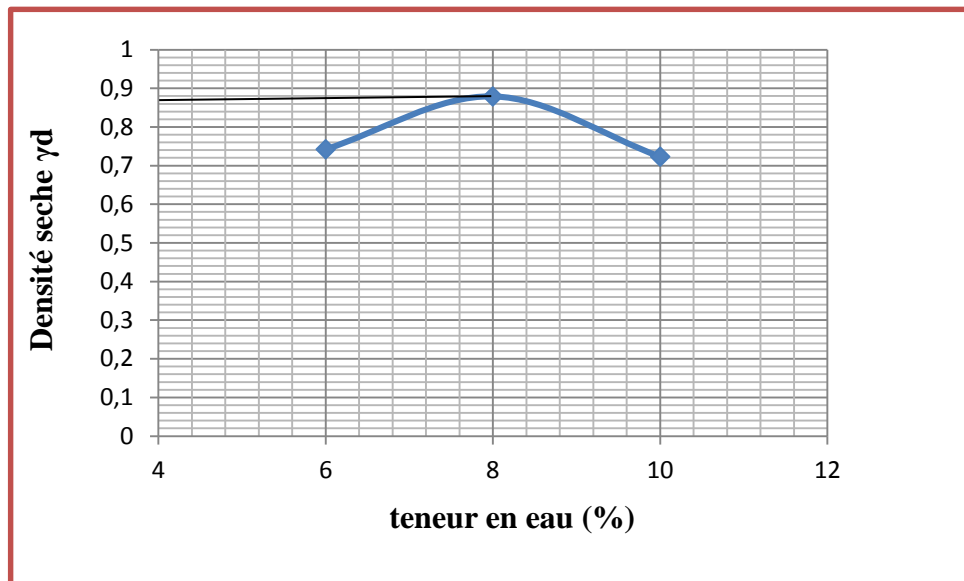


Figure III-6 : courbe d'essai Proctor Normal

III-2 : ESSAIS MECANIKES :**1-Essai de cisaillement à la boîte :****1-a : Sol reconstitué non traité :**

- Sol reconstitué non traité :

Contrainte vertical (KN/m²)	100	200	400
Contrainte tangentielle (KN/m²)	75.28	124.44	206.67
Cohésion (KN/m²)	34.17		
Angle de frottement (degré)	23.47		

Tableau III-22 : Les Résultats d'essai de cisaillement de sol reconstitué.

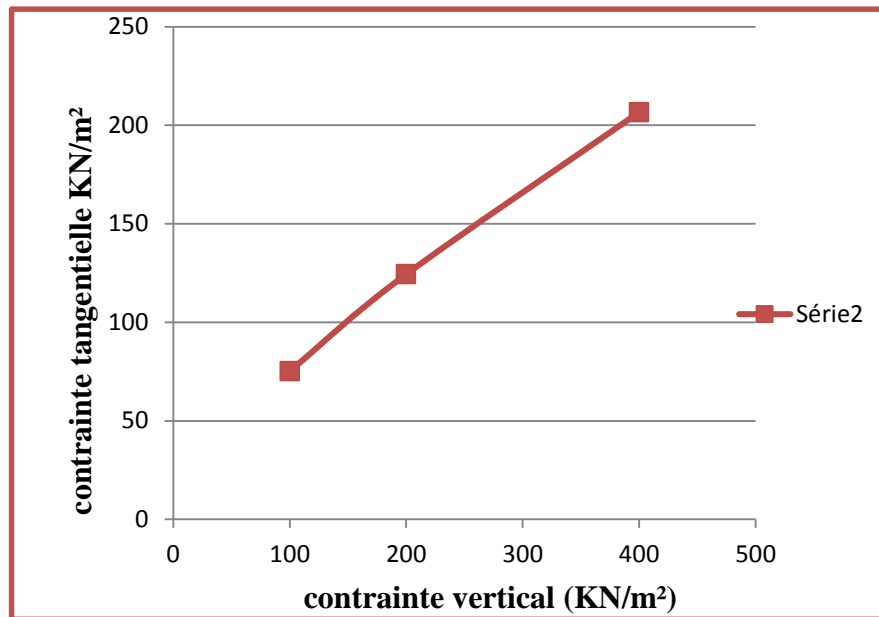


Figure III- 7 : Courbe cisaillement de sol reconstitué non traité de sol reconstitué

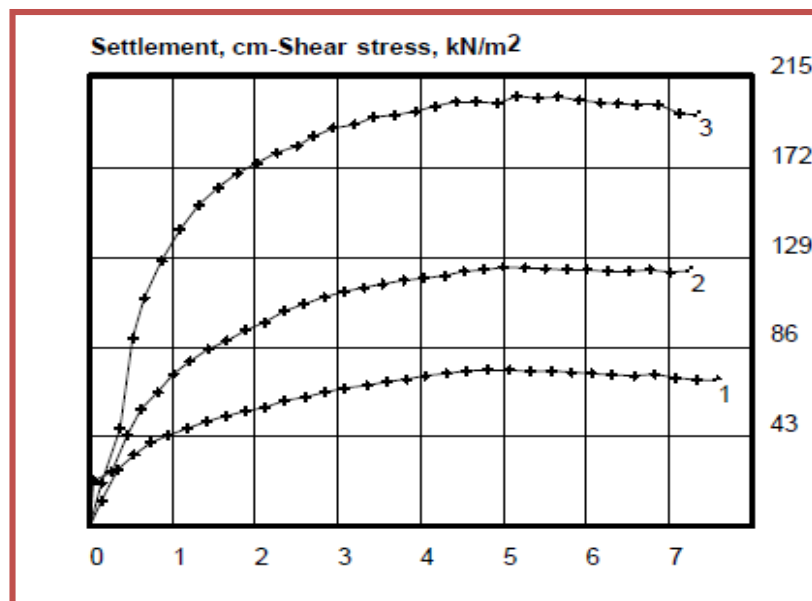


Figure III-8 : Diagramme cisaillement de sol reconstitué

- Sol non traité avec la teneur en eau $W=2\%$ et énergie de compactage 20 :

Contrainte vertical (KN/m²)	100	200	400
Contrainte tangentielle (KN/m²)	74.17	115.83	150.28
Cohésion (KN/m²)	18.33		
Angle de frottement (degré)	59.94		

Tableau III-23 : Les Résultats d'essai de cisaillement de $W=2\%$ $E_c=20$.

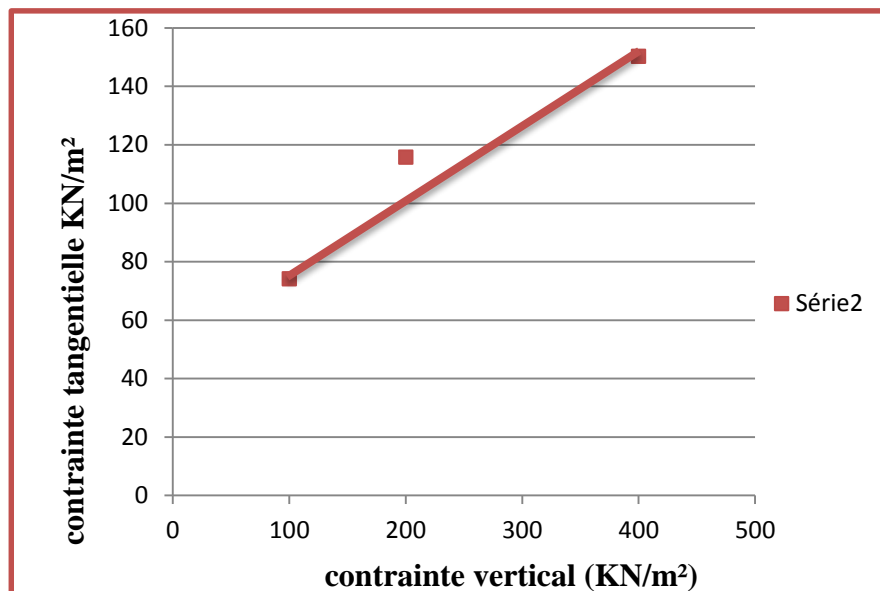


Figure III- 9 : Courbe cisaillement de sol reconstitué

non traité de $W=2\%$ $E_c=20$

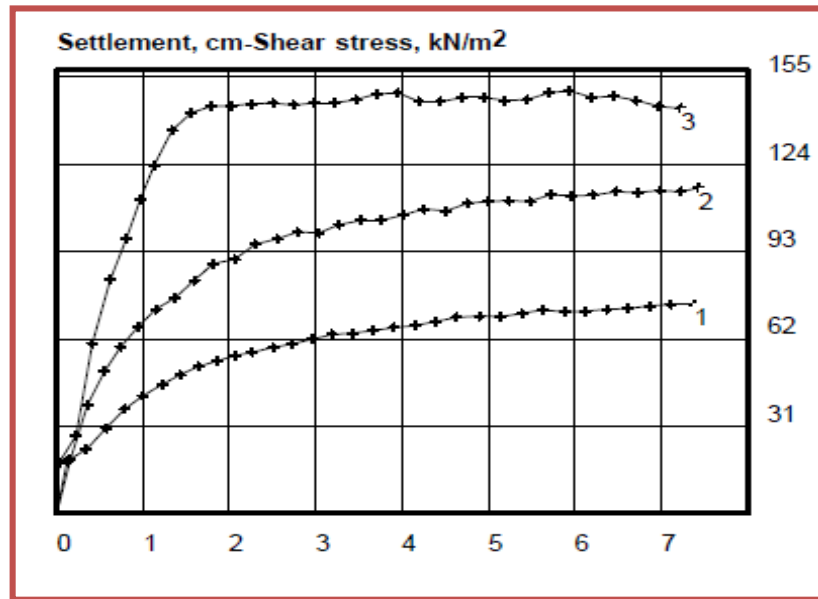


Figure III-10 : Diagramme cisaillement de sol reconstitué

non traité de $W=2\%$ $E_c=20$.

- Sol non traité avec la teneur en eau $W=2\%$ et énergie de compactage 40 :

Contrainte vertical (KN/m ²)	100	200	400
Contrainte tangentielle (KN/m ²)	59.17	111.11	192.78
Cohésion (KN/m ²)	34.27		
Angle de frottement (degré)	23.27		

Tableau III-24 : Les Résultats d'essai de cisaillement de $W=2\%$ $E_c=40$.

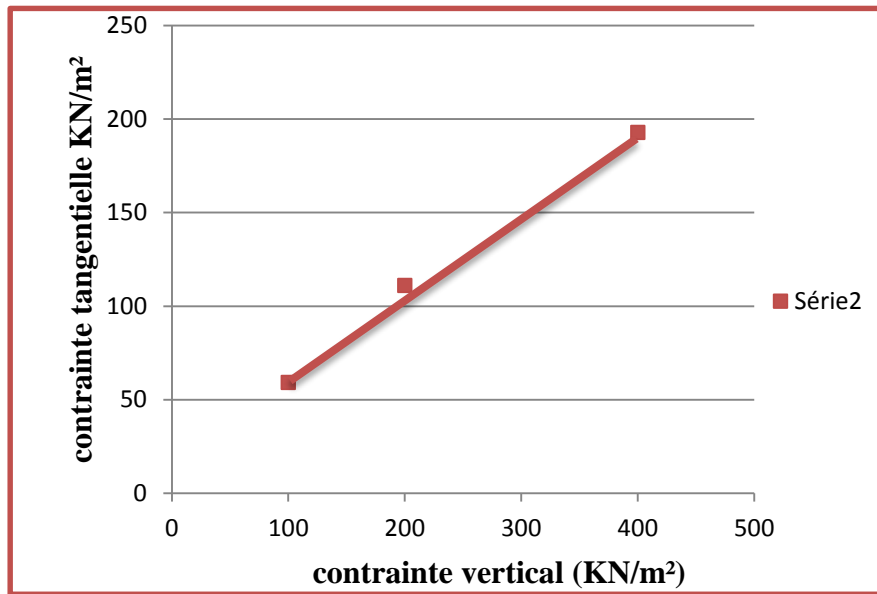


Figure III-11 : Courbe cisaillement de sol reconstitué non traité de W=2% $E_c=40$

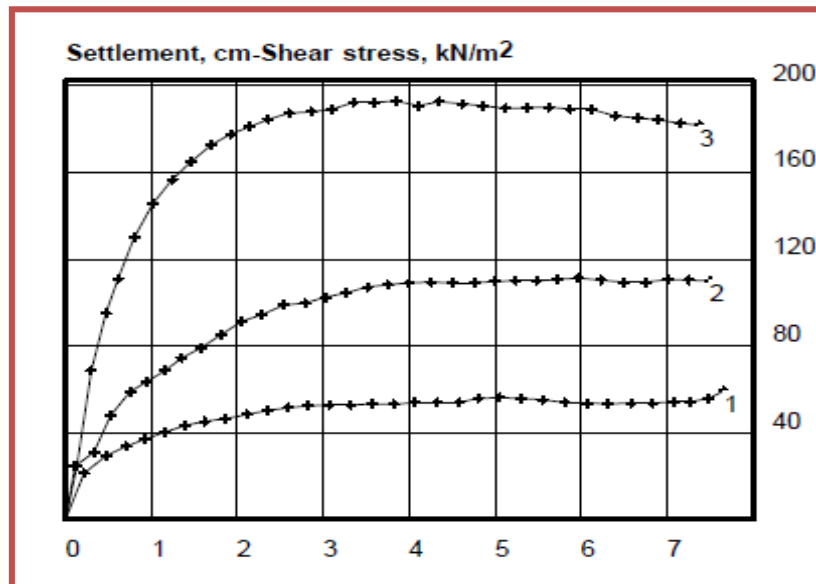


Figure III-12 : Diagramme cisaillement de sol reconstitué
non traité de W=2% $E_c=40$.

1-b : Sol reconstitue traité :

- Sol traité avec la teneur en eau $W=4\%$ et énergie de compactage 20 et 3% de déchet de verre :

Contrainte vertical (KN/m ²)	100	200	400
Contrainte tangentielle (KN/m ²)	60.56	105.00	218.89
Cohésion (KN/m ²)	3.61		
Angle de frottement (degré)	28.09		

Tableau III-25 : Les Résultats d'essai de cisaillement de $W=4\%$ $E_c=20$ $F_v=3\%$.

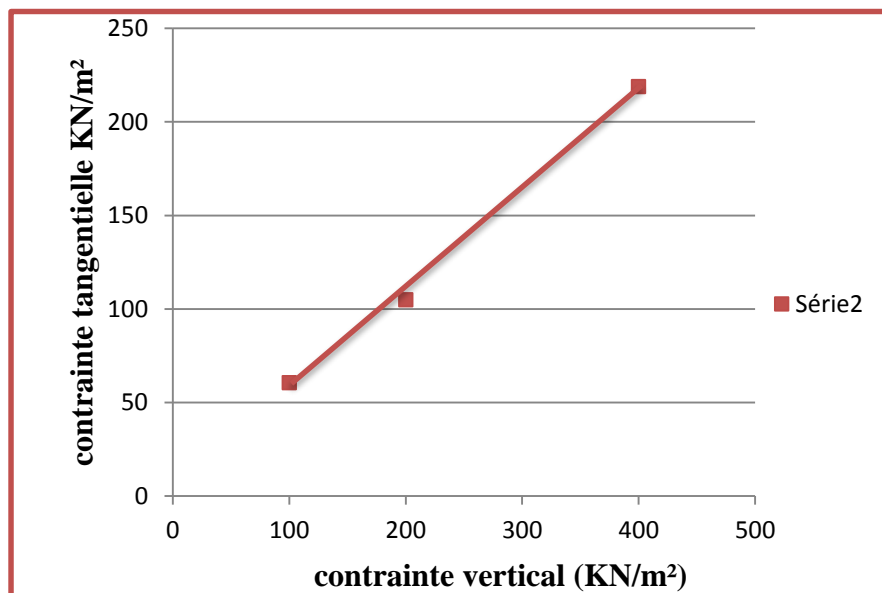


Figure III- 13 : Courbe cisaillement de sol reconstitué

traité de $W=4\%$ $E_c=20$ $F_v=3\%$

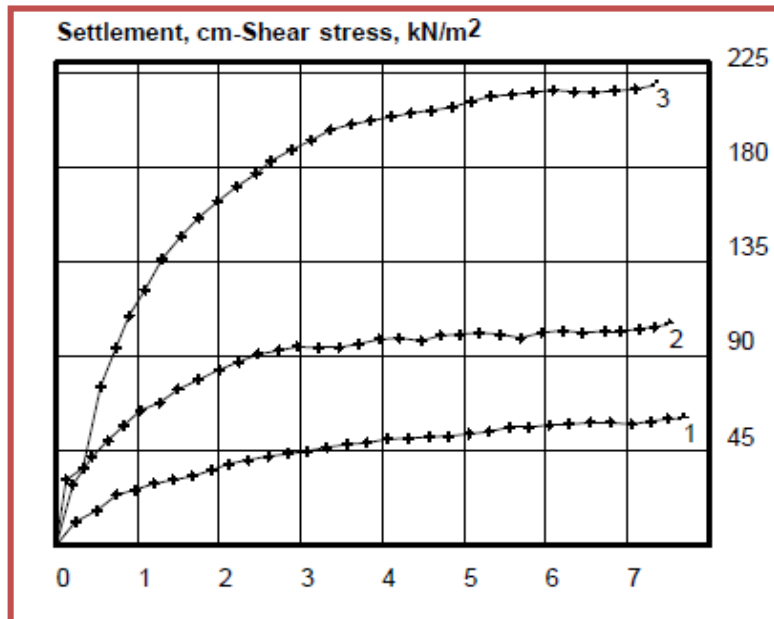


Figure III-14: Diagramme cisaillement de sol reconstitué

traité de $W=4\%$ $E_c=20$ $F_v=3\%$.

- Sol traité avec la teneur en eau $W=4\%$ et énergie de compactage 40 et 3% de déchet de verre :

Contrainte vertical T (KN/m ²)	100	200	400
Contrainte tangentielle b (KN/m ²)	60	120.28	177.50
Cohésion (KN/m ²) c	31.39		
Angle de frottement u (degré)	20.64		

III-26 : Les Résultats d'essai de cisaillement de $W=4\%$ $E_c=40$ $F_v=3\%$.

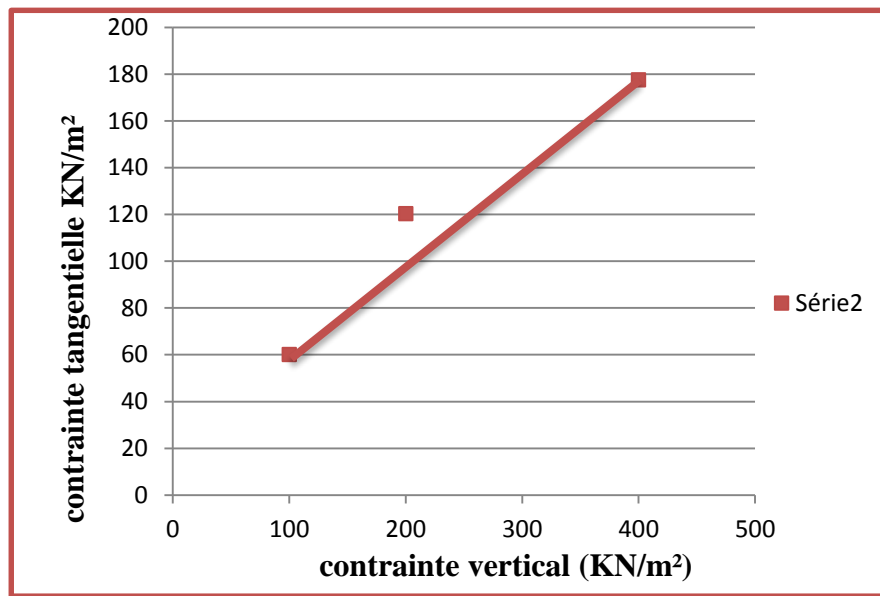


Figure III- 15 : Courbe cisaillement de sol reconstitué

traité de W=4% $E_c=40$ $F_v=3\%$

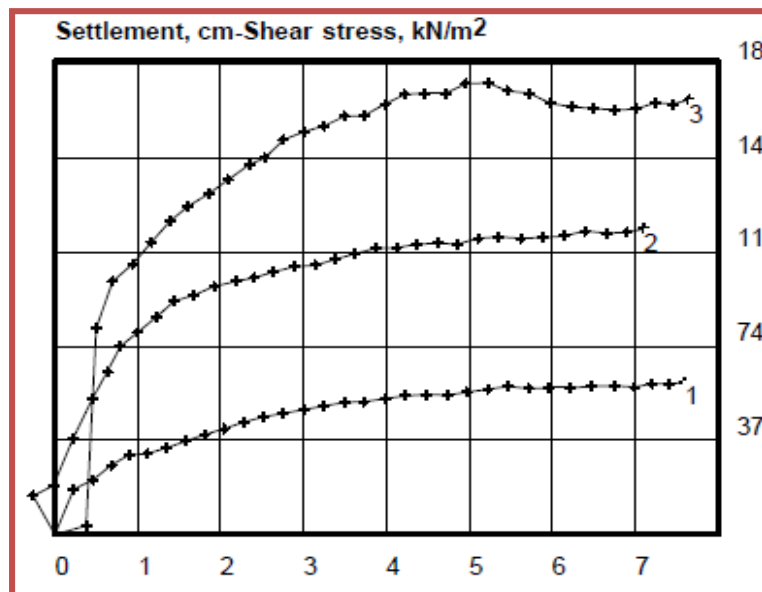


Figure III-16: Diagramme cisaillement de sol reconstitué

traité de W=4% $E_c=40$ $F_v=3\%$.

- Sol traité avec la teneur en eau $W=4\%$ et énergie de compactage 20 et 6% de déchet de verre :

Contrainte vertical T (KN/m ²)	100	200	400
Contrainte tangentielle b (KN/m ²)	59.72	126.39	171.94
Cohésion (KN/m ²) e	17.44		
Angle de frottement u (degré)	21.95		

III-27 : Les Résultats d'essai de cisaillement de $W=4\%$ $E_c=20$ $F_v=6\%$.

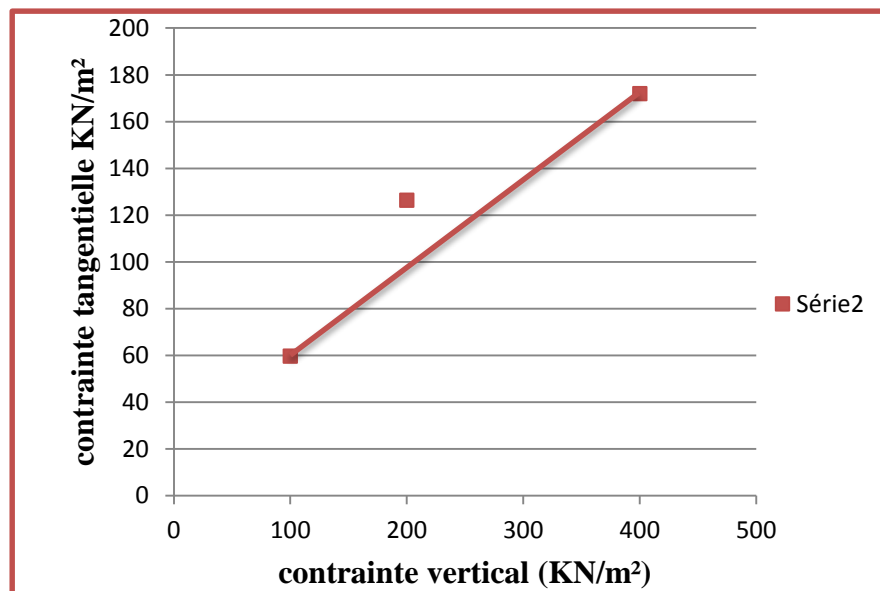


Figure III- 17 : Courbe cisaillement de sol reconstitué

traité de $W=4\%$ $E_c=20$ $F_v=6\%$

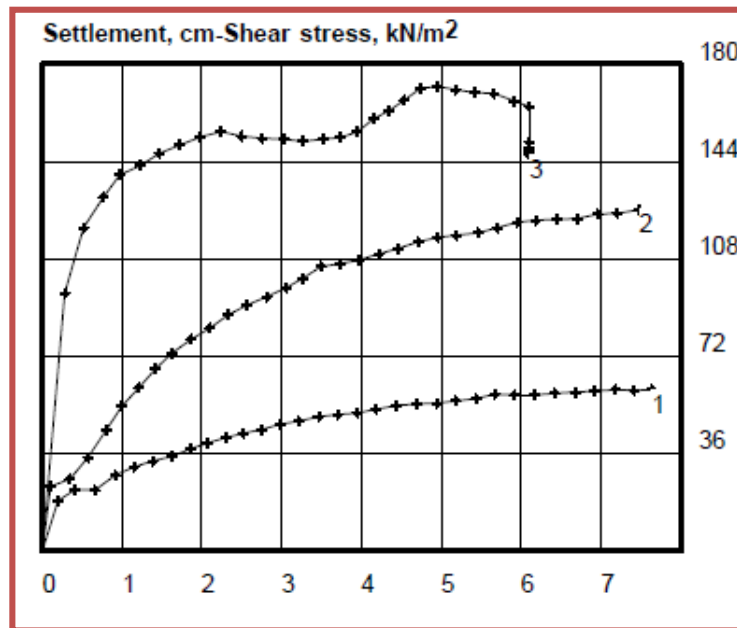


Figure III-18: Diagramme cisaillement de sol reconstitué

traité de $W=4\%$ $E_c=20$ $F_v=6\%$.

- Sol traité avec la teneur en eau $W=4\%$ et énergie de compactage 40 et 6% de déchet de verre :

Contrainte verticale T (KN/m ²)	100	200	400
Contrainte tangentielle b (KN/m ²)	70.28	132.78	241.11
Cohésion (KN/m ²) c	32.11		
Angle de frottement u (degré)	19.49		

III-28 : Les Résultats d'essai de cisaillement de $W=4\%$ $E_c=40$ $F_v=6\%$.

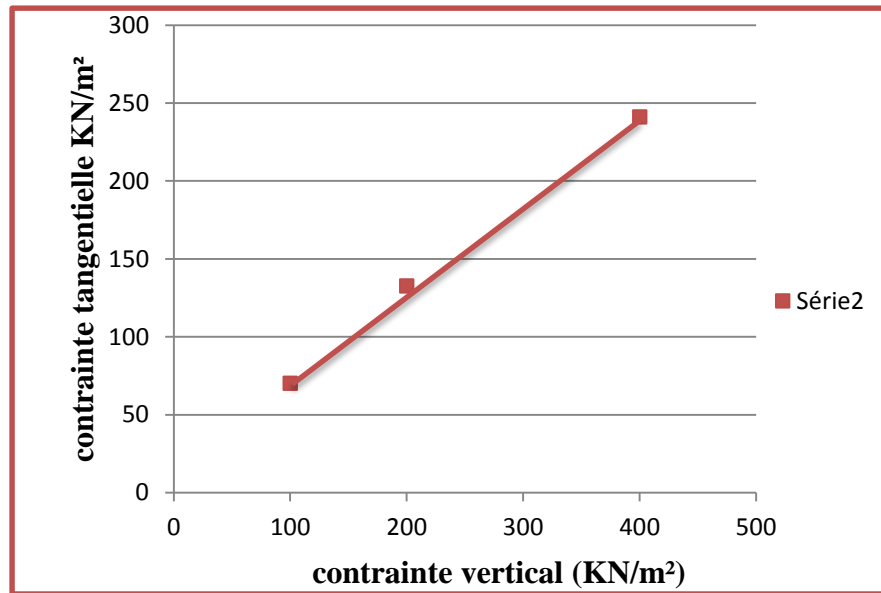


Figure III- 19 : Courbe cisaillement de sol reconstitué

traité de $W=4\%$ $E_c=40$ $F_v=6\%$

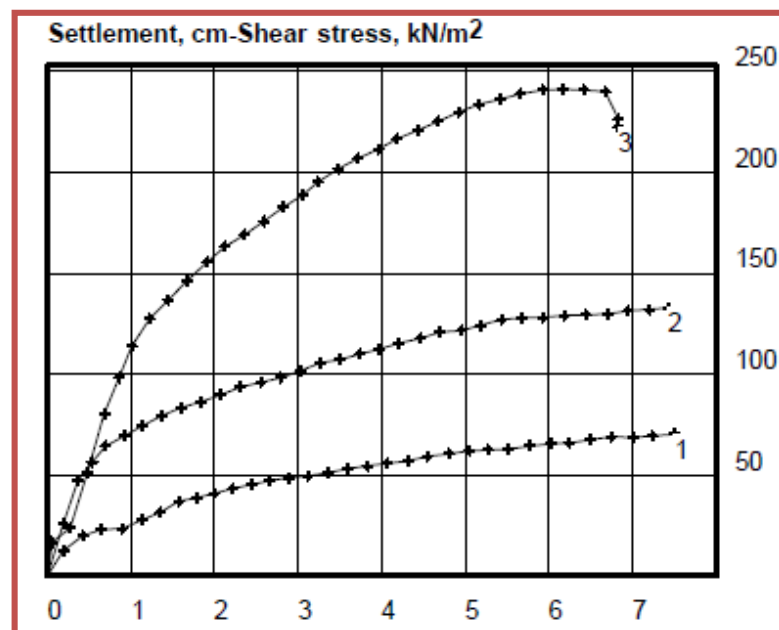


Figure III-20: Diagramme cisaillement de sol reconstitué

traité de $W=4\%$ $E_c=40$ $F_v=6\%$.

1-c : Résumé des résultats des essais de cisaillement :

❖ Sol reconstitué non traité :

Cohésion égal à 34.17 KN/m²

Angle de frottement égal à 23.47 KN/m²

Teneur en eau W(%)	Energie de compactage(Ec)	Cohésion (KN/m ²)	Angle de frottement (degré)
2	20	18.33	56.94
	40	34.27	23.47

Tableau III-29 :La Résumé de résultats d'essai de cisaillement pour sol reconstitué non traité

❖ Sol reconstitué traité

Teneur en eau W(%)	Fv (%)	Ec	Cohésion (KN/m ²)	Angle de frottement (degré)
4	3	20	3.61	28.09
		40	31.39	20.64
	6	20	17.44	21.95
		40	32.11	19.49

Tableau III-30 :La Résumé de résultats d'essai de cisaillement pour sol reconstitué traité

2 -ESSAIS OEDOMÉTRIQUES :

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 par la méthode du simple odomètre.

Le programme des essais a été effectué sur des sols reconstitués décrits précédemment, à différentes teneurs en eau (4% et 6%), différentes énergies de compactage : 20, 40, 60 coups et différentes teneurs en déchets de verre (3% et 6%).

Définition du degré de collapse :

On définit le degré de collapse DC, comme étant le rapport entre le potentiel de collapse à l'instant (t) pendant l'inondation à l'eau et le potentiel de collapse final C_p , soit :

$$DC = C_p(t) / C_p \cdot 100$$

Les résultats des essais œdométrique sont dans les tableaux suivants :

2-a : Sol reconstitué non traité

La teneur en eau w(%)	L'Energie de compactage (Ec)	Cp (%)
2	20	11.32
	40	8.042
4	20	6.55
	40	5.00
6	20	4.31
	40	3.46

Tableau III-31 : Résultats de Cp (%) pour un sol no traité.

❖ Sol non traité avec une teneur en eau 2% et énergie de compactage 20 :

Temps (min)	$\Delta h(mm)$	$\Delta H(mm)$	$h1=h0-\Delta H$ (mm)	$e= (h1-hs)/hs$	Cp(t)	DC(%)
0,25	1,84	1,488	18,512	0,187	7,44	63,31
0,5	1,87	1,518	18,482	0,185	7,59	64,59
1	1,899	1,547	18,453	0,183	7,735	65,82
2	2,4	2,048	17,952	0,151	10,24	87,14
4	2,44	2,088	17,912	0,149	10,44	88,85
8	2,52	2,168	17,832	0,143	10,84	92,25
15	2,58	2,228	17,772	0,140	11,14	94,80
30	2,6	2,248	17,752	0,138	11,24	95,65
60	2,63	2,278	17,722	0,136	11,39	96,93
120	2,65	2,298	17,702	0,135	11,49	97,78
240	2,67	2,318	17,682	0,134	11,59	98,63
480	2,69	2,338	17,662	0,132	11,69	99,48
1440	2,702	2,35	17,65	0,132	11,75	100

Tableau III-32 : Les Résultats d'essai œdométrique de W=2%, Ec=20.

❖ Sol non traité avec une teneur en eau 2% et énergie de compactage 40 :

Temps (min)	Δh (mm)	ΔH (mm)	$h_1 = h_0 - \Delta H$	$e = (h_1 - h_s) / h_s$	C_p (t)	DC(%)
0,25	1,413	0,992	19,008	0,248	4,96	61,67
0,5	1,43	1,009	18,991	0,247	5,045	62,73
1	1,46	1,039	18,961	0,245	5,195	64,59
2	1,49	1,069	18,931	0,243	5,345	66,46
4	1,52	1,099	18,901	0,241	5,495	68,32
8	1,63	1,209	18,791	0,234	6,045	75,16
15	1,78	1,359	18,641	0,224	6,795	84,49
30	1,83	1,409	18,591	0,221	7,045	87,60
60	1,91	1,489	18,511	0,216	7,445	92,57
120	1,94	1,519	18,481	0,214	7,595	94,44
240	1,968	1,547	18,453	0,212	7,735	96,18
480	1,983	1,562	18,438	0,211	7,81	97,11
1440	2,029	1,608	18,392	0,208	8,04	99,97

Tableau III-33 : Les Résultats d'essai œdométrique de W=2%, Ec=40.

❖ Sol non traité avec une teneur en eau 4% et énergie de compactage 20 :

Temps (min)	Δh (mm)	ΔH (mm)	$h_1 = h_0 - \Delta H$	$e = (h_1 - h_s) / h_s$	C_p (t)	DC(%)
0,25	0,465	0,062	19,938	0,306	0,31	4,73
0,5	0,47	0,067	19,933	0,3062	0,33	5,11
1	0,482	0,079	19,921	0,305	0,39	6,03
2	0,491	0,088	19,912	0,304	0,44	6,71
4	0,52	0,117	19,883	0,302	0,58	8,93
8	0,56	0,157	19,843	0,300	0,78	11,98
15	0,59	0,187	19,813	0,298	0,93	14,27
30	1,53	1,127	18,873	0,236	5,63	86,03
60	1,576	1,173	18,827	0,233	5,86	89,54
120	1,589	1,186	18,814	0,232	5,93	90,53
240	1,596	1,193	18,807	0,232	5,96	91,06
480	1,62	1,217	18,783	0,230	6,08	92,90
1440	1,712	1,309	18,691	0,224	6,54	99,92

Tableau III-34 : Les Résultats d'essai œdométrique de W=4%, Ec=20.

❖ Sol non traité avec une teneur en eau 4% et énergie de compactage 40 :

Temps (min)	Δh (mm)	ΔH (mm)	$h_1=h_0-\Delta H$	$e= (h_1-h_s)/h_s$	C_p (t)	DC(%)
0,25	0,73	0,01	19,27	0,226	0,05	1
0,5	0,929	0,209	19,071	0,213	1,04	20,9
1	0,941	0,221	19,059	0,2131	1,10	22,1
2	0,954	0,234	19,046	0,212	1,17	23,4
4	0,967	0,247	19,033	0,211	1,23	24,7
8	0,984	0,264	19,016	0,210	1,32	26,4
15	0,995	0,275	19,005	0,209	1,37	27,5
30	1,123	0,403	18,877	0,201	2,01	40,3
60	1,222	0,502	18,778	0,195	2,51	50,2
120	1,354	0,634	18,646	0,186	3,17	63,4
240	1,526	0,806	18,474	0,175	4,03	80,6
480	1,681	0,961	18,319	0,166	4,80	96,1
1440	1,72	1	18,28	0,163	5	100

Tableau III-35 : Les Résultats d'essai œdométrique de W=4%, Ec=40.

❖ Sol non traité avec une teneur en eau 6% et énergie de compactage 20 :

Temps (min)	Δh (mm)	ΔH (mm)	$h_1=h_0-\Delta H$	$e= (h_1-h_s)/h_s$	C_p (t)	DC(%)
0,25	0,55	0,003	19,45	0,56	0,015	0,34
0,5	0,72	0,173	19,28	0,54	0,865	20,06
1	0,84	0,293	19,16	0,53	1,465	33,99
2	0,89	0,343	19,11	0,53	1,715	39,83
4	0,96	0,413	19,04	0,52	2,065	47,91
8	1,1	0,553	18,9	0,51	2,765	64,15
15	1,14	0,593	18,86	0,51	2,965	68,79
30	1,2	0,653	18,8	0,51	3,265	75,75
60	1,25	0,703	18,75	0,50	3,515	81,55
120	1,27	0,723	18,73	0,504	3,615	83,87
240	1,29	0,743	18,71	0,502	3,715	86,19
480	1,3	0,753	18,7	0,50	3,765	87,35
1440	1,31	0,763	18,69	0,501	3,815	88,51

Tableau III-36 : Les Résultats d'essai œdométrique de W=6%, Ec=20.

❖ Sol non traité avec une teneur en eau 6% et énergie de compactage 40 :

Temps (min)	Δh (mm)	ΔH (mm)	$h_1=h_0-\Delta H$	$e= (h_1-h_s)/h_s$	C_p (t)	DC(%)
0,25	1,15	0,095	18,85	0,238	0,47	13,72
0,5	1,17	0,115	18,83	0,237	0,57	16,61
1	1,204	0,149	18,796	0,234	0,74	21,53
2	1,327	0,272	18,673	0,22	1,36	39,30
4	1,522	0,467	18,478	0,21	2,33	67,48
8	1,654	0,599	18,346	0,205	2,99	86,56
15	1,679	0,624	18,321	0,203	3,12	90,17
30	1,692	0,637	18,308	0,202	3,18	92,05
60	1,704	0,649	18,296	0,2021	3,24	93,78
120	1,712	0,657	18,288	0,2015	3,28	94,94
240	1,721	0,666	18,279	0,2009	3,33	96,24
480	1,73	0,675	18,27	0,2003	3,37	97,54
1440	1,743	0,688	18,257	0,19	3,44	99,42

Tableau III-37 : Les Résultats d'essai œdométrique de W=6%, Ec=40.

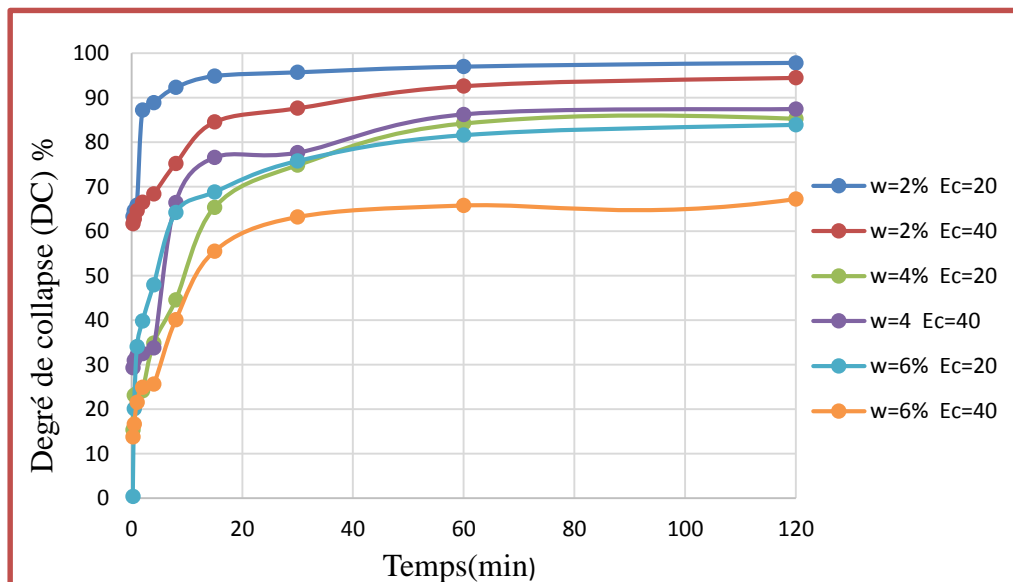


Figure III-21 : Courbe de variation de DC en fonction de temps de sol reconstituées non traité

2-b :Sol reconstitué traité avec le déchet de verre :

La teneur en eau w (%)	Le déchet de verre Fv (%)	Ec	Cp (%)	
4	3	20	6.21	
		40	6.37	
		60	4.7	
	6	20	3.83	
		60	0.23	
6	3	20	5.43	
		40	1.75	
		60	2.32	
	6	40	2.72	
		60	1.67	

Tableau III-38 : Les Résultats de Cp (%) pour un sol traité.

❖ **Sol traité avec une teneur en eau 4% et énergie de compactage 20 et 3% de déchet de verre :**

Temps (min)	Δh (mm)	ΔH (mm)	$h_1 = h_0 - \Delta H$	$e = (h_1 - h_s) / h_s$	Cp (t)	DC(%)
0,25	1,523	0,103	19,897	0,4695	0,52	8,29
0,5	1,572	0,152	19,848	0,4659	0,76	12,23
1	1,777	0,357	19,643	0,4507	1,79	28,74
2	1,987	0,567	19,433	0,4352	2,84	45,65
4	2,275	0,855	19,145	0,4140	4,28	68,84
8	2,487	1,067	18,933	0,3983	5,34	85,90
15	2,511	1,091	18,909	0,3965	5,46	87,84
30	2,521	1,101	18,899	0,3958	5,51	88,64
60	2,532	1,112	18,888	0,3950	5,56	89,53
120	2,537	1,117	18,883	0,3946	5,59	89,93
240	2,539	1,119	18,881	0,3945	5,60	90,09
480	2,547	1,127	18,873	0,3939	5,64	90,74
1440	2,662	1,242	18,758	0,3854	6,21	100

Tableau III-39 : Les Résultats d'essai œdométrique de W=4%, Ec=20 et Fv=3%.

❖ Sol traité avec une teneur en eau 4% et énergie de compactage 20 et 6% de déchet de verre

Temps (min)	Δh (mm)	ΔH (mm)	$h1=h0-\Delta H$	$e= (h1-hs)/hs$	C_p (t)	DC(%)
0,25	1,249	0,074	18,751	0,267	0,37	9,66
0,5	1,303	0,128	18,697	0,2641	0,64	16,71
1	1,425	0,25	18,575	0,255	1,25	32,63
2	1,624	0,449	18,376	0,242	2,245	58,61
4	1,84	0,665	18,16	0,227	3,325	86,81
8	1,872	0,697	18,128	0,225	3,485	90,99
15	1,881	0,706	18,119	0,225	3,53	92,16
30	1,89	0,715	18,11	0,224	3,575	93,34
60	1,897	0,722	18,103	0,224	3,61	94,25
120	1,903	0,728	18,097	0,223	3,64	95,03
240	1,912	0,737	18,088	0,222	3,685	96,21
480	1,918	0,743	18,082	0,2225	3,715	96,99
1440	1,941	0,766	18,059	0,221	3,83	100

Tableau III-40 : Les Résultats d'essai œdométrique de W=4%, $E_c=20$ et $F_v=6\%$.

❖ Sol traité avec une teneur en eau 4% et énergie de compactage 40 et 3% de déchet de verre :

Temps (min)	Δh (mm)	ΔH (mm)	$h1=h0-\Delta H$	$e= (h1-hs)/hs$	C_p (t)	DC(%)
0,25	0,875	0,18	19,125	0,400	0,9	14,12
0,5	0,969	0,274	19,031	0,393	1,37	21,50
1	1,117	0,422	18,883	0,382	2,11	33,12
2	1,349	0,654	18,651	0,365	3,27	51,33
4	1,622	0,927	18,378	0,345	4,635	72,76
8	1,706	1,011	18,294	0,339	5,055	79,35
15	1,715	1,02	18,285	0,338	5,1	80,06
30	1,723	1,028	18,277	0,3379	5,14	80,69
60	1,728	1,033	18,272	0,3376	5,165	81,08
120	1,732	1,037	18,268	0,3373	5,185	81,39
240	1,738	1,043	18,262	0,3368	5,215	81,86
480	1,744	1,049	18,256	0,3364	5,245	82,33
1440	1,749	1,054	18,251	0,33609	5,27	82,73

Tableau III-41 : Les Résultats d'essai œdométrique de W=4%, $E_c=40$ et $F_v=3\%$.

- ❖ Sol traité avec une teneur en eau 4% et énergie de compactage 60 et 3%de déchet de verre :

Temps (min)	Δh (mm)	ΔH (mm)	$h1=h0-\Delta H$	$e= (h1-hs)/hs$	Cp (t)	DC(%)
0,25	0,559	0,032	19,441	0,302	0,16	3,40
0,5	0,639	0,112	19,361	0,296	0,56	11,91
1	0,755	0,228	19,245	0,289	1,14	24,25
2	0,759	0,232	19,241	0,288	1,161	24.68
4	1,09	0,563	18,91	0,266	2,815	59,89
8	1,187	0,66	18,813	0,260	3,3	70.21
15	1,262	0,735	18,738	0,255	3,675	78.19
30	1,296	0,769	18,704	0,252	3,845	81.80
60	1,314	0,787	18,686	0,251	3,935	83.72
120	1,326	0,799	18,674	0,250	3,995	85
240	1,437	0,91	18,563	0,243	4,55	96,80
480	1,45	0,923	18,55	0,242	4,615	98,19
1440	1,467	0,94	18,533	0,241	4,7	100

Tableau III-42 : Les Résultats d'essai œdométrique de W=4%, Ec=60et Fv=3%.

- ❖ Sol traité avec une teneur en eau 4% et énergie de compactage 60 et 6%de déchet de verre :

Temps (min)	Δh (mm)	ΔH (mm)	$h1=h0-\Delta H$	$e= (h1-hs)/hs$	Cp (t)	DC(%)
0,25	0,59	0,007	19,41	0,324	0,035	15,21
0,5	0,618	0,035	19,382	0,323	0,175	7,60
1	0,71	0,127	19,29	0,316	0,635	27,60
2	0,809	0,226	19,191	0,309	1,13	49,13
4	0,898	0,315	19,102	0,303	1,575	68,47
8	0,971	0,388	19,029	0,298	1,94	84,34
15	0,994	0,411	19,006	0,297	2,055	89,34
30	1,011	0,428	18,989	0,296	2,14	93,04
60	1,022	0,439	18,978	0,2954	2,195	95,43
120	1,031	0,448	18,969	0,2948	2,24	97,39
240	1,037	0,454	18,963	0,2944	2,27	98,69
480	1,041	0,458	18,959	0,2941	2,29	99,56
1440	1,043	0,46	18,957	0,293	2,3	100

Tableau III-43 : Les Résultats d'essai œdométrique de W=4%, Ec=60et Fv=6%.

- ❖ Sol traité avec une teneur en eau 6% et énergie de compactage 20 et 3% de déchet de verre

Temps (min)	Δh (mm)	ΔH (mm)	$h_1 = h_0 - \Delta H$	$e = (h_1 - h_s) / h_s$	C_p (t)	DC(%)
0,25	1,501	0,092	18,499	0,341	0,46	8,47
0,5	1,58	0,171	18,42	0,335	0,855	15,74
1	1,619	0,21	18,381	0,332	1,05	19,33
2	1,991	0,582	18,009	0,305	2,91	53,59
4	2,222	0,813	17,778	0,289	4,065	74,86
8	2,231	0,822	17,769	0,288	4,11	75,69
15	2,285	0,876	17,715	0,284	4,38	80,66
30	2,299	0,89	17,701	0,283	4,45	81,95
60	2,309	0,9	17,691	0,282	4,5	82,87
120	2,32	0,911	17,68	0,2820	4,555	83,88
240	2,329	0,92	17,671	0,2814	4,6	84,71
480	2,357	0,948	17,643	0,279	4,74	87,29
1440	2,495	1,086	17,505	0,269	5,43	100

Tableau III-44 : Les Résultats d'essai œdométrique de W=6%, $E_c=20$ et $F_v=3\%$.

- ❖ Sol traité avec une teneur en eau 6% et énergie de compactage 40 et 3% de déchet de verre

Temps (min)	Δh (mm)	ΔH (mm)	$h_1 = h_0 - \Delta H$	$e = (h_1 - h_s) / h_s$	C_p (t)	DC(%)
0,25	0,722	0,056	19,278	0,413	0,28	16
0,5	0,736	0,07	19,264	0,412	0,35	20
1	0,762	0,096	19,238	0,410	0,48	27,42
2	0,809	0,143	19,191	0,406	0,715	40,85
4	0,867	0,201	19,133	0,402	1,005	57,42
8	0,924	0,258	19,076	0,398	1,29	73,71
15	0,944	0,278	19,056	0,397	1,39	79,42
30	0,954	0,288	19,046	0,396	1,44	82,28
60	0,96	0,294	19,04	0,395	1,47	84
120	0,965	0,299	19,035	0,395	1,495	85,42
240	0,968	0,302	19,032	0,395	1,51	86,28
480	0,972	0,306	19,028	0,395	1,53	87,42
1440	1,016	0,35	18,984	0,391	1,75	100

Tableau III-45 : Les Résultats d'essai œdométrique de W=6%, $E_c=40$ et $F_v=3\%$.

- ❖ Sol traité avec une teneur en eau 6% et énergie de compactage 40 et 6% de déchet de verre :

Temps (min)	Δh (mm)	ΔH (mm)	$h_1 = h_0 - \Delta H$	$e = (h_1 - h_s) / h_s$	C_p (t)	DC(%)
0,25	0,745	0,034	19,255	0,383	0,17	6,25
0,5	0,77	0,059	19,23	0,381	0,295	10,84
1	0,791	0,08	19,209	0,379	0,4	14,70
2	0,861	0,15	19,139	0,374	0,75	27,57
4	1,01	0,299	18,99	0,364	1,495	54,96
8	1,119	0,408	18,881	0,356	2,04	75
15	1,159	0,448	18,841	0,353	2,24	82,35
30	1,181	0,47	18,819	0,351	2,35	86,39
60	1,2	0,489	18,8	0,350	2,445	89,88
120	1,21	0,499	18,79	0,349	2,495	91,72
240	1,222	0,511	18,778	0,348	2,555	93,93
480	1,224	0,513	18,776	0,348	2,565	94,30
1440	1,255	0,544	18,745	0,346	2,72	100

Tableau III-46 : Les Résultats d'essai œdométrique de W=6%, $E_c=40$ et $F_v=6\%$.

- ❖ Sol traité avec une teneur en eau 6% et énergie de compactage 60 et 3% de déchet de verre :

Temps (min)	Δh (mm)	ΔH (mm)	$h_1 = h_0 - \Delta H$	$e = (h_1 - h_s) / h_s$	C_p (t)	DC(%)
0,25	0,276	0,04	19,724	0,283	0,2	8,62
0,5	0,295	0,059	19,705	0,282	0,295	12,71
1	0,327	0,091	19,673	0,279	0,455	19,61
2	0,415	0,179	19,585	0,274	0,895	38,57
4	0,46	0,224	19,54	0,271	1,12	48,27
8	0,556	0,32	19,444	0,265	1,6	68,69
15	0,582	0,346	19,418	0,263	1,73	74,56
30	0,594	0,358	19,406	0,262	1,79	77,15
60	0,604	0,368	19,396	0,261	1,84	79,31
120	0,621	0,385	19,379	0,260	1,925	82,97
240	0,629	0,393	19,371	0,260	1,965	84,69
480	0,643	0,407	19,357	0,259	2,035	87,71
1440	0,7	0,464	19,3	0,255	2,32	100

Tableau III-47 : Les Résultats d'essai œdométrique de W=6%, $E_c=60$ et $F_v=3\%$.

- ❖ Sol traité avec une teneur en eau 6% et énergie de compactage 60 et 6% de déchet de verre :

1Temps (min)	Δh (mm)	ΔH (mm)	$h_1=h_0-\Delta H$	$e=(h_1-h_s)/h_s$	C_p (t)	DC(%)
0,25	0,402	0,016	19,598	0,342	0,08	4,79
0,5	0,418	0,032	19,582	0,341	0,16	9,58
1	0,44	0,054	19,56	0,339	0,27	16,16
2	0,481	0,095	19,519	0,336	0,475	28,44
4	0,491	0,105	19,509	0,3362	0,525	31,43
8	0,514	0,128	19,486	0,334	0,64	38,32
15	0,534	0,148	19,466	0,333	0,74	44,31
30	0,553	0,167	19,447	0,331	0,835	50
60	0,57	0,184	19,43	0,330	0,92	55,08
120	0,578	0,192	19,422	0,3302	0,96	57,48
240	0,579	0,193	19,421	0,33020	0,965	57,78
480	0,709	0,323	19,291	0,321	1,615	96,70
1440	0,72	0,334	19,28	0,320	1,67	100

Tableau III-48 : Les Résultats d'essai œdométrique de $W=6\%$, $E_c=60$ et $F_v=6\%$.

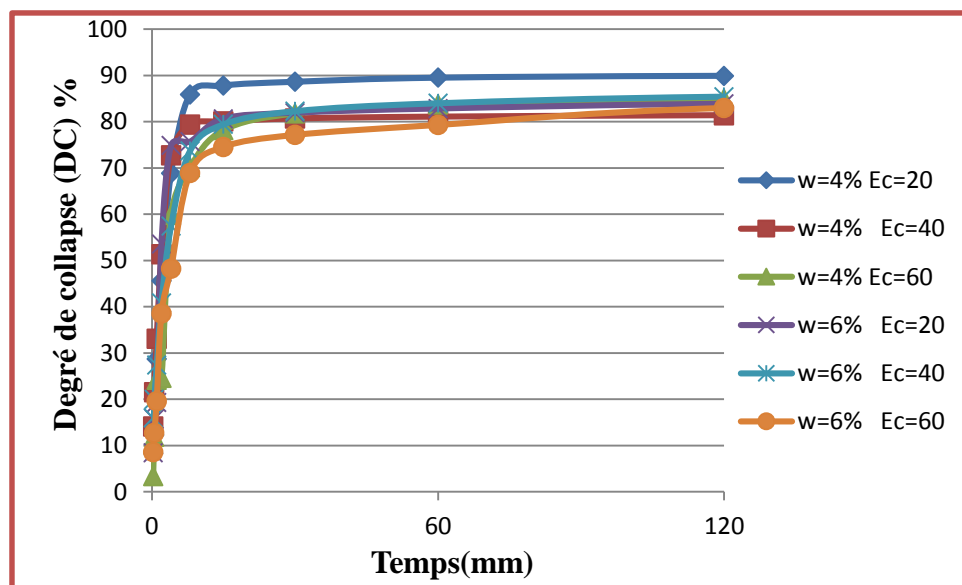
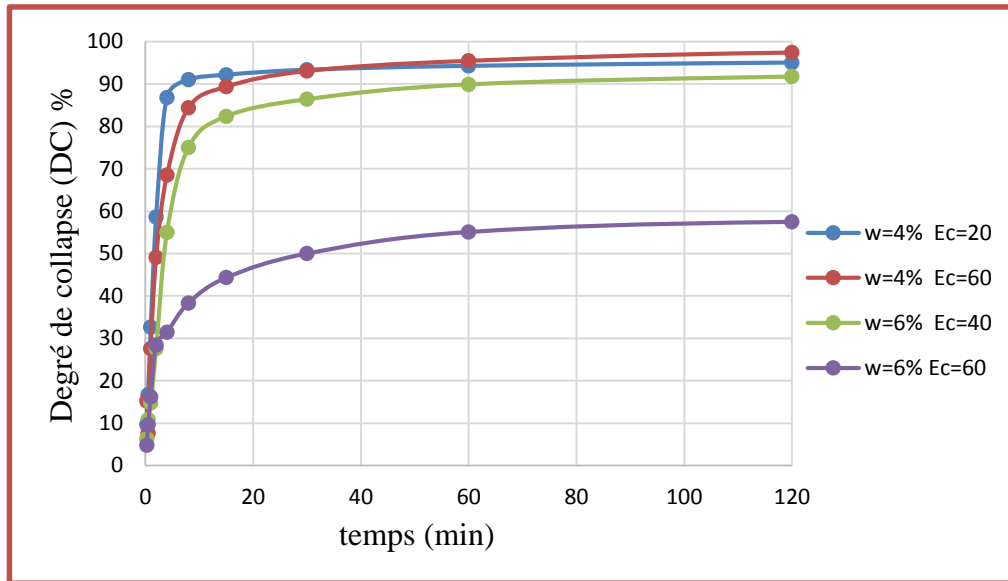


Figure III-22 : Courbe de variation de DC en fonction de temps de sol reconstituée traitée pour $F_v=3\%$



**Figure III-23 : Courbe de variation de DC en fonction
de temps de sol reconstitue traité pour $F_v=6\%$**

CHAPITRE IV

DISCUSSION DES RESULTATS

CHAPITRE IV

DISCUSSION DES RESULTATS

IV-1 : Les Résultats des caractéristiques d'identification :

➤ Analyse granulométrique :

Nous avons effectué en premier lieu des séries d'essais d'identification physiques dans le but d'avoir une plateforme de connaissances nécessaire à l'élaboration de la suite des essais principaux, ces essais donnent une idée sur l'état de chaque sol. Le programme d'essais a comporté en premier lieu l'analyse granulométrique de sables et le sol reconstitué dont les résultats sont représentés sur les **figures III-1 et III-3**. Cet essai a été réalisé sur un échantillon de sol reconstitué au laboratoire avec 80% de sable passant au tamis de 2mm, et d'une fraction argileuse inférieure à 80 μ m avec un pourcentage de 20% de la masse du sol. Le coefficient d'uniformité $C_u = 2.12$ pour le sable et 9.44 pour le sol reconstitué, le coefficient de continuité $= 1.15$ pour le sable et 2.03 pour le sol reconstitué par conséquent, nous classons le sable dans le cas de sable propre mal gradué. Et le sol reconstitué dans la case de sable propre bien gradué.

➤ La masse volumique :

Les masses volumiques absolues sont déterminées et données par les tableaux **III-4 à III-7**, Dans ces résultats nous pouvons constater que la masse volumique absolue du sol reconstitué est de 2.20g/cm³ et la masse volumique absolue du kaolin est de 2.06 g/cm³ et la masse volumique absolue du déchet de verre est de 2.55 g/cm³. La masse volumique absolue par la méthode des éprouvettes graduée de notre sable est de 2.58 g/ml dans le tableau **III-8**.

Puis les masses volumiques apparentes sont présentées dans les **tableaux III-9 à III-12**, dans ces résultats nous pouvons constater que la masse volumique apparente du sable avec choc est de 1.77 g/cm³ et sans choc est de 1.59 g/cm³ et la masse volumique apparente du kaolin avec choc est de 0.81 g/cm³ et sans choc est de 0.71 g/cm³.

➤ Equivalent de sable :

Les résultats de l'essai d'équivalent de sable sont illustrés par les **tableaux III-13**, qui donnent un ESV égale à 75.95, et ESP égale à 75.36 ce résultat d'après le tableau de caractéristique de sable (ES) qui peut classer notre sable dans la catégorie du sable propre à faible proportion de fines argileuses convenant parfaitement pour les bétons de haute qualité.

➤ **Essai de bleu de méthylène :**

Les résultats de l'essai au bleu de méthylène du kaolin puis de sol reconstitué et le sable sont représentés dans les **tableaux III-14**, jusqu'à **III-16** donnent un VBS égal à 1.59 pour le kaolin, 2.25 pour le sol reconstitué et 0.55 pour le sable, ces résultats peuvent classer notre kaolin et le sol reconstitué dans les catégories des [sols sablo argileux peu plastiques] et pour le sable dans [sol sablo limoneux sensible à l'eau].

➤ **limite d'Atterberg :**

Nous avons aussi dans le cadre de l'identification physique des sols déterminé les limites d'Atterberg ou de consistance suivant la norme (NF P94-051), et les résultats sont présentés dans les **tableaux III-17** jusqu'à **III-20**, et illustrées par les **figures III-4** jusqu'à **III-5**. D'après ces résultats nous pouvons constater que la limite de liquidité du kaolin et celle de sol reconstitué est de 42.22 et 19.13 respectivement, et leur indice de plasticité I_p de 10.62 et 1.42. Ces valeurs, d'après la classification proposée par l'abaque de Casagrande, classent le kaolin comme des limons peu plastiques et pour le sol reconstitué classe comme moyennement plastique.

➤ **Essai de Proctor :**

Les résultats de l'essai Proctor sont, pour la teneur en eau et la masse volumique sèche optimales, égales respectivement à 8% et $0,88 \text{ t/m}^3$ (le **tableau III-21**) il est illustrée par le **figure III-6**.

IV-2 : Discussion des résultats des essais mécaniques :

1-Essais œdométriques :

1-a -Variation de degré de collapse en fonction de temps :

D'après les **Figure III-21** jusqu'à **III-23** On constate que d'après les résultats du sol reconstitué non traité, le degré de collapse DC atteint une valeur élevée pendant les premières minutes de l'inondation (figure III-21) aussi on peut constater que :

Pour sol reconstitué non traité

- Lorsque l'énergie de compactage augmente le degré de collapse diminue.
- Lorsque la teneur en eau augmente le degré de collapse diminue

Pour sol reconstitué traité :

- Lorsque le pourcentage de déchet de verre augmente le degré de collapse diminue.
- Lorsque l'énergie de compactage augmente le degré de collapse diminue.
- Lorsque la teneur en eau augmente le degré de collapse diminue

Donc la vitesse de collapse diminue par l'augmentation du pourcentage des déchets de verre élevée et l'énergie de compactage élevée et la teneur en eau.

Le déchet de verre avec l'énergie de compactage et teneur en eau amélioré les caractéristique des sols affaissables.

1-b : Les potentiels de collapse (Cp) :

Les potentiels de collapse (Cp) pour chaque palier de chaque essai qui sont calculés par la relation suivante :

$$Cp = [\Delta e_c / (1 + e_0) \times 100]$$

$$\Delta e_c = e_1 - e_2.$$

Où :

Cp : potentiel de collapse (%).

Δe : représente la variation de l'indice des vides entre l'échantillon sec et l'échantillon saturé.

e_0 : indice des vides initial de l'échantillon.

1-b-1 : Sol reconstitué non traité :

➤ Influence de la teneur en eau et de l'énergie de compactage :

L'influence de la variation de la teneur en eau, pour les différentes énergies de compactage, est clairement visible sur les tableaux précédents. On remarque que la valeur de Cp décroît lorsque la teneur en eau augmente **Figure VI-1**, il atteint le niveau de 3.46 % pour une teneur en eau maximum associée au niveau de compactage le plus haut. Ce constat est identique quant aux énergies de compactage, en effet on constate que la valeur de Cp décroît avec l'augmentation de l'énergie **Figure IV- 3 et 4**. Ce résultat confirme les travaux de Barden et al (1969), Lefebvre et Ben belfadhel (1989), Lawton et al (1989), Ayadat et Belouahri (1996).

Donc, du point de vue mécanisme d'effondrement on peut dire que si le sol reconstitué est constitué de grains liés avec des matériaux fins (argile) qui induisent des liaisons importantes dues à la succion ou à la cimentation, l'humidification conduit à une annulation de la succion qui entraîne une diminution importante de la résistance et favorise ainsi l'effondrement, si la contrainte mécanique est suffisamment grande.

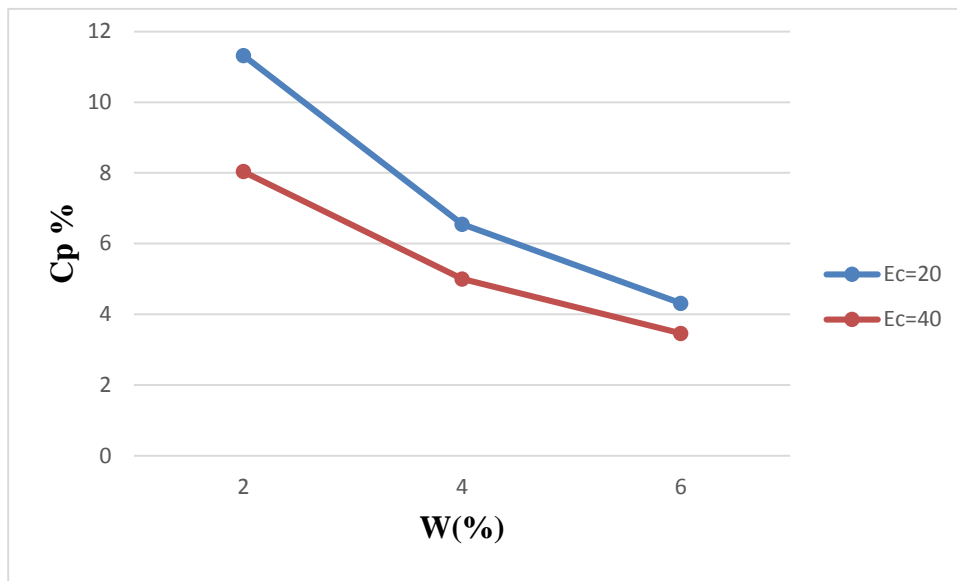


Figure IV-1 : Influence de la teneur en eau sur le Cp

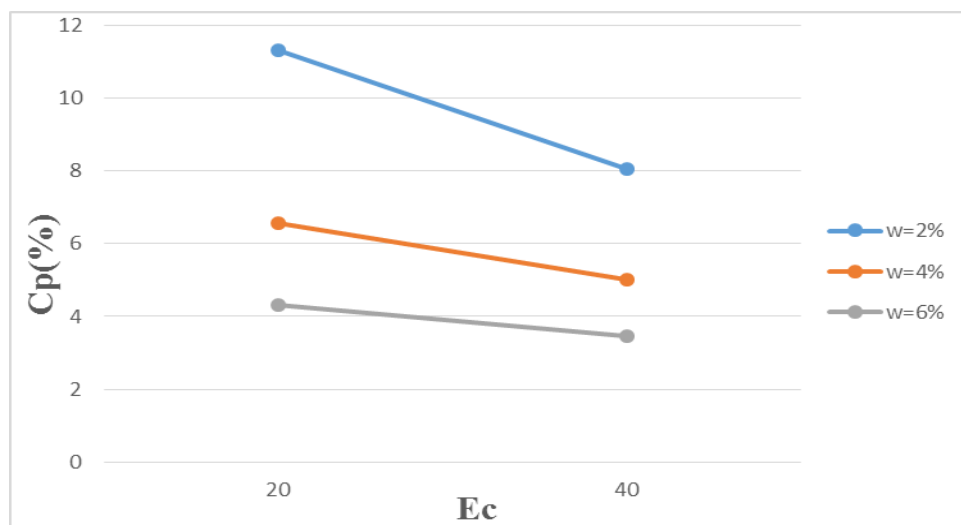


Figure IV-2 : Influence de l'énergie de compactage sur le Cp

1-b-2 : Sol reconstitué traité :

Nous constatons d'après les **tableaux III-38** et que le potentiel d'affaissement Cp diminue lorsqu'on augmente l'un des paramètres suivants :

- teneur en eau.
- taux de déchet de verre.
- degré de compactage

➤ Influence de l'énergie de compactage :

On constate que pour les deux taux de déchet de verre utilisés, l'énergie de compactage influe, en fonction de la teneur en eau, sur la diminution du degré d'affaissement d'un sol. En effet, pour un même teneur en eau de 4%, le collapse diminue quand l'énergie de compactage augmente **figure IV-3** et **IV-4**

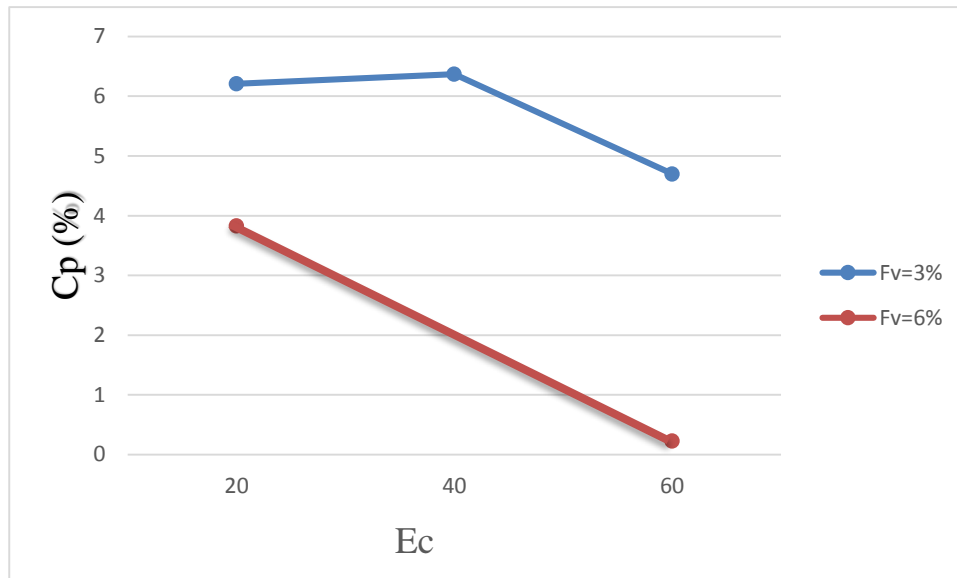


Figure IV-3 : Influence de l'énergie de compactage sur Cp (W =4 %).

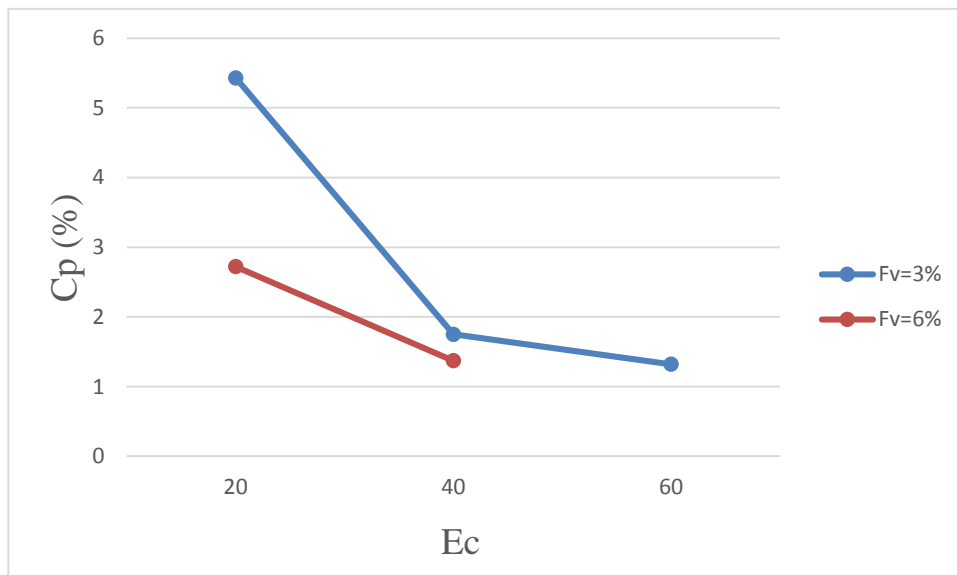


Figure IV-4 : Influence de l'énergie de compactage sur Cp (W =6 %).

➤ **Influence de la teneur en eau :**

On constate que l'humidification du sol à 4%, n'est pas suffisante pour traiter les sols aux différents pourcentage de déchet de verre et à des énergies de compactage minimum, mais que cette teneur en eau qu'acquiert le sol, pour une énergie minimale et un taux minimum de 3% et de 6% de déchet de verre, assuré une stabilité suffisante vis-à-vis du phénomène d'affaissement, mais comme nous pouvons le constater sur la **figure IV-5** et la **figure IV-6**, l'affaissement diminue si on augmente la teneur en eau pour les deux pourcentage en déchet de verre.

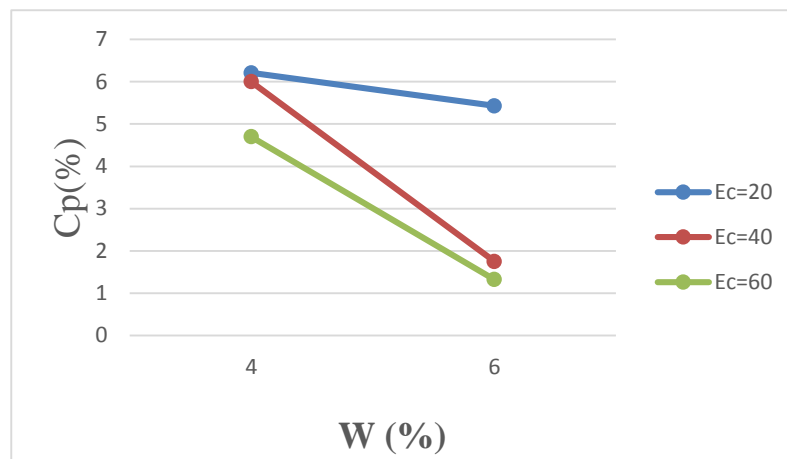


Figure IV-5 : Influence de la teneur en eau sur Cp (Fv=3%)

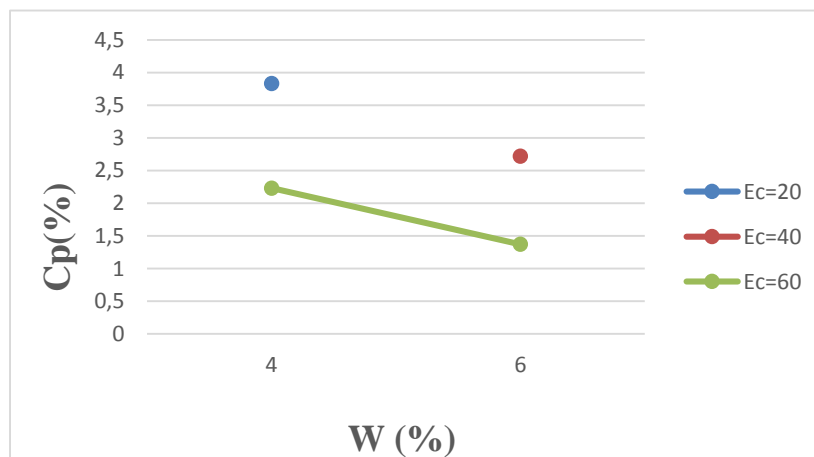


Figure IV-6 : Influence de la teneur en eau sur Cp (Fv=6%)

➤ **Influence de la teneur du déchet de verre :**

On constate qu'une augmentation de la teneur en déchet de verre diminue le degré d'affaissement, et que pour une même teneur en eau si on augmente le pourcentage de déchet de verre le C_p diminue **figure IV -7 /figure IV -8**.

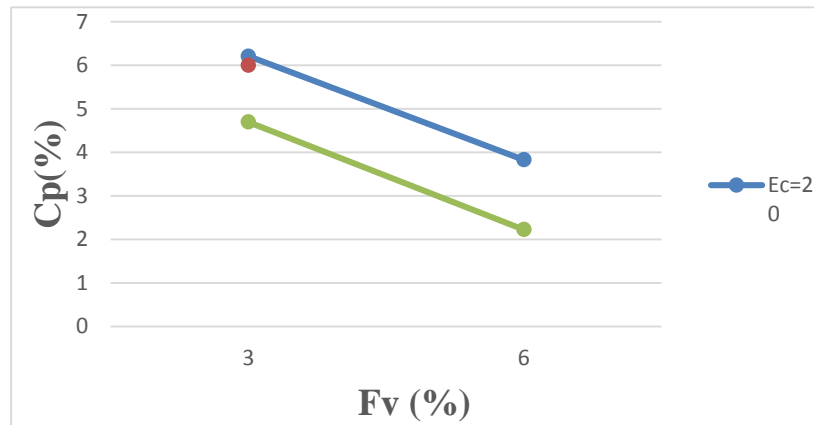


Figure IV-7 : Influence de la teneur du déchet de verre sur le C_p ($W=4\%$)

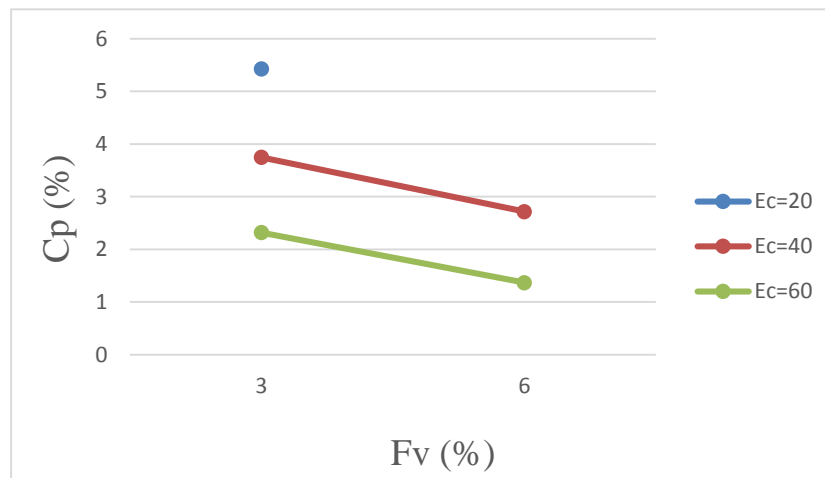


Figure IV-8 : Influence de la teneur du déchet de verre sur le C_p ($W=6\%$)

2-Essai de cisaillement :

Pour les résultats de l'essai de cisaillement à la boîte de sol reconstitué sont présentés dans les **tableaux III-22** jusqu'à **III- 28**

D'après les essais de cisaillement sur les sols reconstitués on a obtenu les résumés des résultats présenté Dans les **tableaux III-29 à III-30** ;

On observe le sol reconstitué non traité après l'inondation la cohésion est augmenté et l'angle de frottement est diminué tableau **III-29**

A partir des résultats obtenus, on peut dire que la présence du déchet de verre améliore la cohésion de sol reconstitué en fonction d'énergie de compactage et de la teneur en eau.

2-a : Sol reconstitué non traité :

Sur base de résultats trouvées dans les figures **IV-9, IV-10** on peut remarquer que :

Dans le pourcentage $w=4\%$ de teneur en eau la cohésion augmenté avec l'augmentation d'énergie de compactage et l'angle de frottement diminué.

➤ Influence de la teneur en eau :

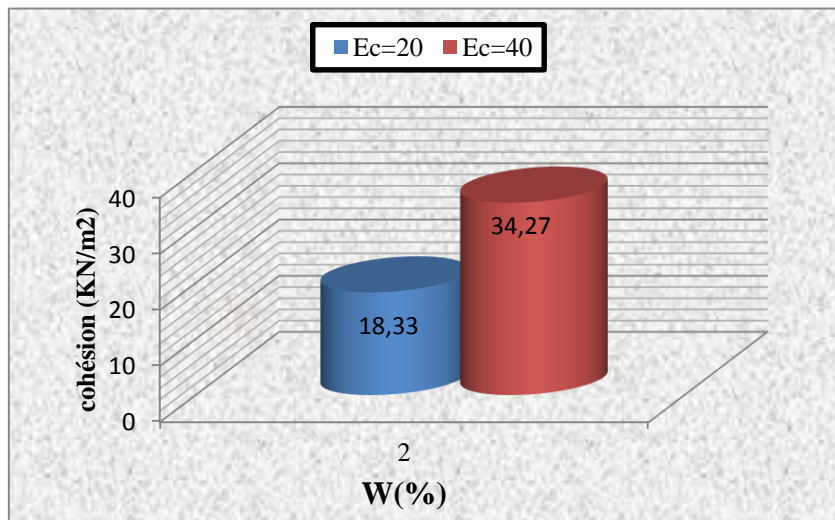


Figure IV-9 : Influence de la teneur en eau sur la cohésion

➤ Influence de l'énergie de compactage :

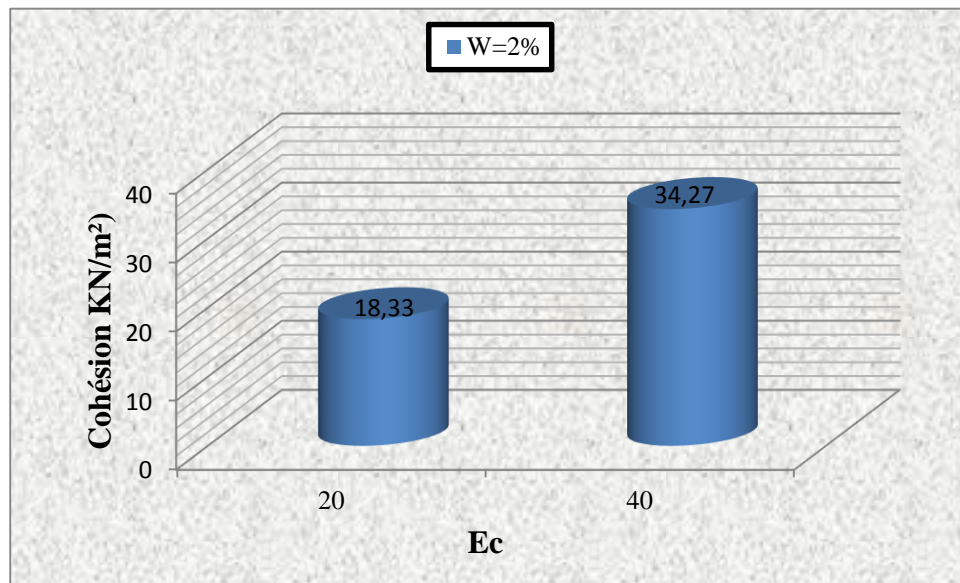
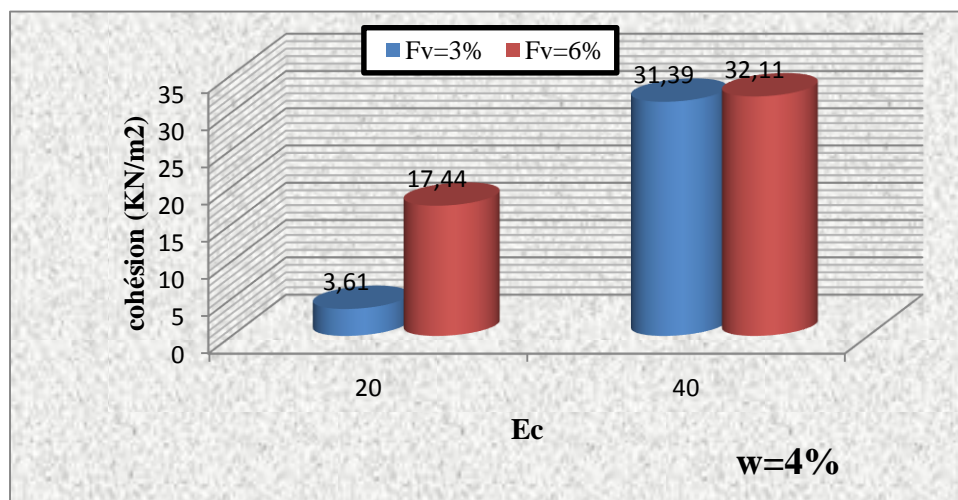


Figure IV-10 : Influence d'énergie de compactage en eau sur la cohésion

2-b : Sol reconstitué traité :

➤ Influence de l'énergie de compactage :

On constate que pour les deux pourcentages du déchet de verre utilisés, l'énergie de compactage influe, en fonction de la teneur en eau. En effet, pour une même teneur en eau, la cohésion augmente avec l'augmentation de l'énergie de compactage **figure IV-11**. À partir des résultats obtenus de **tableau III-30** on peut dire que l'angle de frottement diminue avec l'augmentation de l'énergie de compactage.

Figure IV-11 : Influence de l'énergie de compactage sur cohésion ($w=4\%$)

➤ Influence de la teneur en eau :

On constate que pour les deux pourcentages du déchet de verre utilisé, la teneur en eau initial influe sur la cohésion. Nous pouvons constater sur les **figures IV-12 et IV-13** dans le pourcentage 4% de teneur en eau la cohésion augmenté après de augmentation d'énergie de compactage et le déchet de verre (3%,6%) e. Et diminution en l'angle de frottement.

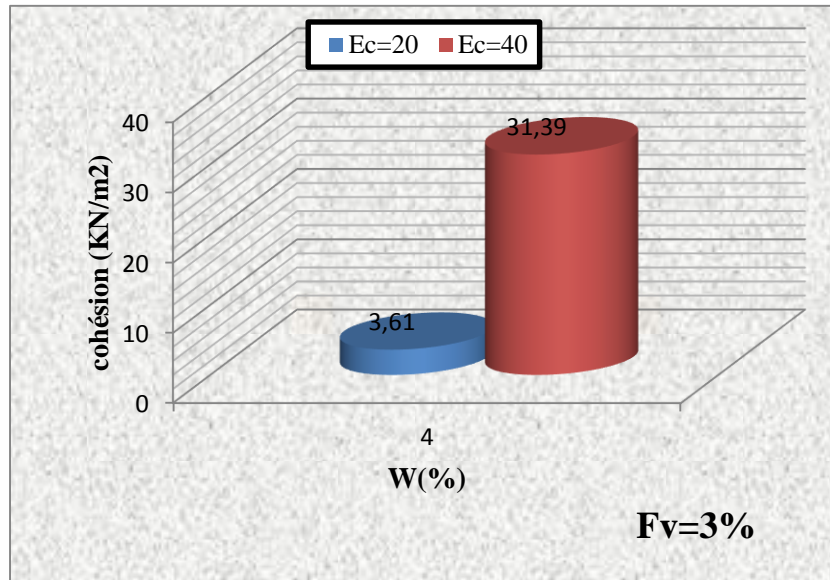


Figure IV-12 : Influence de la teneur en eau sur la Cohésion (Fv=3%).

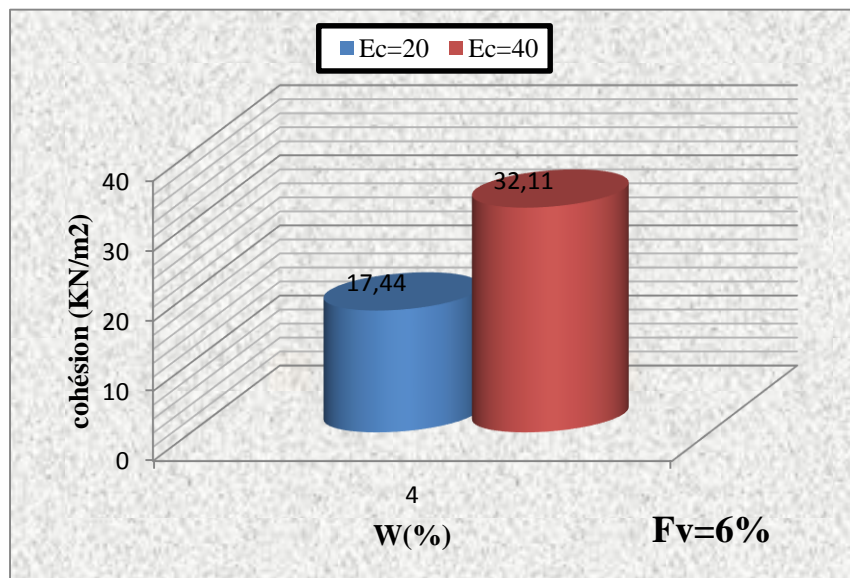


Figure IV-13 : Influence de la teneur en eau sur la Cohésion (Fv=6%).

➤ Influence de la teneur du déchet de verre :

A partir de la **figure IV-14**. On remarque pour 4% de teneur en eau, la cohésion augmente à pour chaque augmentation du taux de traitement du déchet de verre et l'énergie de compactage et l'angle de frottement diminué (**tableau III.30**).

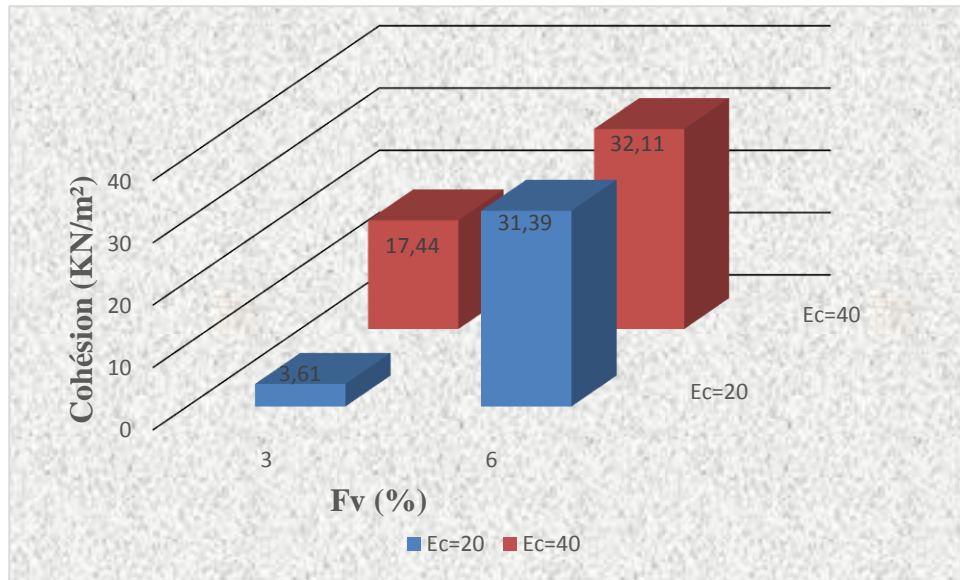


Figure IV-14 : Influence de la teneur du déchet de verre sur la Cohésion (W=4%).

CONCLUSION GENERALE

L'objet de cette initiation à la recherche consiste à utiliser la méthode de la simple consolidation dans la détermination des conditions idéales de traitement par la déchet de verre d'un sol affaissable, de profondeur inférieure à 4 m, situé en zone arides ou semi-arides.

Dans cette étude, nous avons donné dans un premier temps un aperçu générale sur l'état de connaissance des sols affaissables, et sur la méthode du simple œdomètre qu'on a utilisé. Pour ce, on a proposé un programme expérimental qui nous a permis de caractériser de manière satisfaisante le comportement des sols affaissables. Ces sols pouvant être reconstitué au laboratoire, on a mélangé une proportion de kaolin (20%), comme particules fines, avec le sable (80%), mené à des teneurs en eau (, 4%, 6%) inférieures à l'optimum de Proctor et on l'a compacté à des énergies de compactage modérés (20 coups et 40 coups et 60 coups) ; Les caractéristiques de compressibilités et de consistances confirment cette idée.

- D'après les résultats qu'on a obtenus, on peut conclure que :

1- pour le sol non traité : L'influence de la variation de la teneur en eau et l'énergie de compactage influent clairement sur le potentiel d'affaissement, et le degré de collapse, la valeur de C_p décroît lorsque la teneur en eau augmente, d'autre part le C_p décroît avec l'augmentation de l'énergie. et d'après les courbes de degré de collapse qui diminué avec augmentation d'énergie de compactage et la teneur en eau.

2- pour le sol traité : On constate qu'une augmentation de la teneur en déchet de verre diminué le degré d'affaissement, et le degré de collapse diminué aussi surtout en premier minutes

3- pour le degré de collapse DC : On constate qu'une augmentation d'énergie de compactage et la teneur en eau et la teneur en déchet de verre diminue le degré de collapse (la vitesse de collapse).

L'augmentation de la teneur en déchet de verre, après l'inondation réduisent les vides existant entre les grains de sable.

Cette étude est concentrée sur les sols reconstitués reconnus affaissables. Les recommandations tirées de cette étude sont résumées ci- dessous :

-Notre étude est limitée (et cela par limitation de temps et manque du matériel), parce qu'on a utilisé seulement trois teneurs du déchet de verre (3%,6%) bien qu'elles nous ont donné des résultats positifs mais il serait mieux de compléter ce travail par l'étude d'autres caractéristiques mécaniques du sol, comme par exemple le cisaillement.

-Cette étude a été pour suivie sur un sol reconstitué ; bien qu'il soit reconnu affaissable, étant donnés les essais effectués et ses caractéristiques géotechniques, mais il est souhaitable de confirmer ces résultats sur des échantillons de sols naturels traités.

Références bibliographiques

[1] NECHNECH NOUREDDINE : influence de la teneur en particules argileuses sur le potentiel d’effondrement, lors de l’inondation des sols affaissables

Thème de master Université de M’SILA 2014/2015.

[2] ZAITRE ELHADJ : Etude de l’influence du traitement chimique par les silicates de sodium sur le potentiel d’affaissement d’un sol à effondrement brusque.

Thème de master Université de M’SILA 2013/2014.

[3] HOCINE ZIANI : Etude de l’influence du gradient hydraulique sur l’affaissement de la structure des sols à effondrement brusque en utilisant la méthode double consolidation.

Mémoire de magister en Génie Civil 2011-2012

[4] KHALDI ABDELHAMID : (étude de l’influence de la granulométrie sur le taux et l’amplitude de l’affaissement des sols par la méthode de double consolidation).

Thèse de magister Université HADJ LAKHDAR -BATNA 2011.

[5] FAO. 2005 : Utilisation des engrais par culture en Algérie. FAO Rome, 61 p.

[6] KNIGHT (1961) : The collapse of structure of Sandy sub soils on witting. Master of science Thusis Univ. Of Witwatersrand.

[7] DUDLEY J.K (1970).Review of collapsing soils. J .Soil Mech. F deEngng, Am.Sot. Civ. Enger 96. SM3. 925-947

[8] : AYADAT et BELOUAHRI. (1998), Ait Ammar R. La migration de particules fines comme approche d’explication du mécanisme de l’effondrement des sols [J] Revue Française de Géotechnique. 83:1-9

[9]: Denisov N.Y. (1951). Mechanical properties of loess and loams (enrusse).Gosstroizdat, Moscou. 136p. (1.4.1).

[10]: FEDA J. (1966), « Structural stability of subsident loess soil from Praha- Dejvice ». Eng. Geology. 1(3), p. 201-219.

[11] www.mpl.ird.fr [<https://www.mpl.ird.fr/suds-en-ligne/desertif/carte.html>]

[12] : MOHCEN MOSSAAB ET MOHAMMED TAYEB-AYA., El M'Rara

S'affaisse. Posté Le : 12/05/2010 www.vitamineca.com.

www.cosmovisions.com [<http://www.cosmovisions.com/kaolin.html>].

[http : //ww.wikipédia.com](http://www.wikipédia.com).

NORMES :

NF P 94-056 AFNOR (1996) Norme Françaises : Sols : Reconnaissance et Essais – Analyse Granulométrique, méthode de tamisage par voie humide.

NF P 94-051 AFNOR (1993) Norme Française : Sols : Reconnaissance et Essais -
Détermination des limites d'Atterberg – Limite de liquidé à la coupelle -
Limite de plasticité au rouleau.

NF P 94-068 AFNOR (1993) Norme Française : Sols : Reconnaissance et Essais -
Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par l'essai à la tache.

NF P 94-093 AFNOR (1999) Norme Française : sols : Détermination des références de
Compactage d'un matériau Essai Proctor normal-Essai Proctor modifié.

NF P 94-054 AFRON (1991) Norme Française : Sols : Détermination de la masse volumique
Des particules solides des sols-méthode de pycnomètre à eau.

Résumé :

Les sols affaissables sont définis comme étant des sols à structure ouverte non saturée qui subissent un réarrangement radical de leurs particules et une grande diminution dans leur volume après mouillage avec ou sans chargement.

Le problème de l'identification puis de traitement des sols affaissables a fait l'objet de nombreux travaux de recherche aboutissant à de multitude résultats différent et parfois contradictoires. A cet effet et dans le but de contribuer à trouver une solution au problème d'affaissement, nous avons proposé cette étude qui s'inscrit dans le cadre du traitement des sols affaissables

Ce travail présente l'étude expérimentale du traitement d'un sol à effondrement, reconstitué au laboratoire, par différents teneurs en déchet de verre en utilisant la méthode de la simple consolidation. Les échantillons sont soumis à différentes teneurs en eau et à différents énergie de compactage. Le but attendu de cette étude étant d'éliminer le problème de collapse ou de le réduire à un taux acceptable.

- **Mots clés :** sol affaissable, effondrement, traitement, déchet de verre, collapse.

Abstract :

Collapsible soils are defined as open structur unsaturated soils undergoing radical rearrangement of there particules and a larg decrease in volume after wetting with or without load.

The problem of identification and treatment of collapsible soils has been the subject of numerous research studies leading to different and sometimes contradictory results multitudes. For this purpose and in order to contribute to finding a solution to the problem of subsidence, we proposed this study, whitch is part of the treatment of collapsible soils.

This work present the experimental study of the treatment of a collapsible ground, reconstituted in the laboratory by different contents of glass fiber using the method of mere consolidation. The samples are subjected to different water contents and different compaction energies. The purpose of this study is expected to eliminate the problem of sagging or reduce it to acceptable levels.

-**Keywords :** collapsible soil, collapse, treatment, glass fibre, collapse.

الملخص

يتم تعريف تربة دمتة ببنية مفتوحة وهي التربة الغير مشبعة والتي تمر بإعادة ترتيب جذرية للجزيئات وانخفاض كبير في الحجم بعد اماتها مع او بدون حمولة.

و كانت مشكلة تحديد و معالجة التربة القابلة للطي موضوع العديد من الدراسات البحثية الرائدة المختلفة و المتناقضة في بعض الاحيان. لهذا الغرض ومن اجل المساهمة في ايجاد حل لمشكلة الهبوط، اقترحنا هذه الدراسة التي هي جزء من علاج التربة القابلة للطي.

يعرض هذا العمل على دراسة تجريبية لعلاج ارضية قابلة للطي. مشكلة في مختبر باستعمال نسب مختلفة من الياف الزجاج باستخدام اسلوب مجرد الدمج، تخضع العينات لنسب مختلفة المياه و طاقات الضغط المختلفة، و من المتوقع ان القضاء على مشكلة الترهل او تخفيضها الى مستويات مقبولة الغرض من هذه الدراسة.

الكلمات المفتاحية: للطي، العلاج، انهيار التربة، الياف الزجاج، الانهيار.

مِنْ خَيْرِ مَا لَكَ مِنَ اللَّهِ