



جامعة محمد بوضياف - المسيلة  
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Ministère de l'Enseignement Supérieur  
et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de Technologie



جامعة محمد بوضياف - المسيلة  
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de  
MASTER

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : Structure

THEME

**TRAITEMENT D'UN SOL AFFAISSABLE  
PAR DE FORTES TENEURS EN DECHETS  
D'ALUMINIUM**

Dirigé par :  
Mme .BAKIR Nassima

Présenté par :  
GHAZAL RATIBA

Promotion : 2015/2016.

# Sommaire

## Chapitre I : synthèse bibliographique sur les sols affaissable

I.1.INTRODUCTION.....	3
I.2. Définition des sols affaissables .....	4
I.3. Les Dénominations Des Sols Affaissables .....	4
I.4. Natures du processus d'affaissement et conditions nécessaires.....	4
I.5. Les Mécanismes de l'affaissement .....	5
I.6. Formation des sols Affaissables.....	5
I.7. Types des sols Affaissables.....	7
I.7.1.Les lœss .....	8
I.7.2. Dépôts éoliens.....	8
I.7.3. Dépôts alluvionnaires.....	8
I.7.4. Dépôts résiduels .....	9
I.7.5. Autres types des sols Affaissables .....	9
I.8. Nature géologique du sol .....	9
I.9.Répartition des zones arides .....	11
I.9.1. Dans le monde .....	11
I.9.2. Dans l'Algérie .....	12
I.10. Propriétés du sol affaissable .....	13
I.11. Les propriétés physiques des sols affaissables.....	13
I.12. Les Méthodes prédictives d'affaissement.....	13
I.12.1.Méthodes empiriques:.....	13
I.12.2 Les méthodes expérimentales.....	13
I.12.2.1Essai œdométrique simple.....	19
I.12.2.2.Essai œdométrique double.....	19
I.12.3. Les méthodes théoriques.....	20
I.13.Méthodes De Traitement Des Sols Affaissables .....	21
I.14.Le choix des techniques de traitement des sols:.....	21
I.14.1. Le choix basé sur profondeur du sol:.....	21
I.14.2 Le choix basé sur classes granulométriques et l'état du sol.....	21
I.15.Les procédés de traitement des sols Affaissables.....	22
I.15.1. Traitement par compactage.....	23
I.15.1.a. Compactage dynamique .....	23
I.15.1.b. Compactage par explosifs .....	24
I.15.1.c. Vibrocompactage .....	25
I.15.2.Traitements par congélation .....	25
I.15.3.Traitement par pré mouillage .....	25
I.15.4.Traitement chimique .....	26
I.15.5.Traitement thermique .....	26
I.15.6.Traitement par pieu de sable .....	27
I.15.7.Traitement par pré chargement .....	27
I.15.8.Traitement par injection .....	27
I.15.9.Traitement par colonne ballastée .....	28
I.15.10.Compactage par étincelle électrique .....	29

# Sommaire

I.15.11.Traitement par drains verticaux (DV).....	29
---	----

## **Chapitre II : matériaux et matériel utilisés pour la réalisation des essais**

II.1. INTRODUCTION.....	31
II.2.MATERIAUX UTILISE.....	31
II.2.1. Le sable.....	31
II.2.2.le kaolin.....	31
II.2.3.Le sol reconstitué.....	32
II.2.4. Déchets d'aluminium (Crasse).....	32
II.2.5.L'eau d'inondation.....	33
II.3.Les essais préliminaires du présent travail sont les suivants.....	33
II.4. ESSAIS PRELIMINAIRES.....	33
II.4.1.ANALYSE GRANULOMETRIQUE.....	33
III.4.1.a. Analyse granulométrique par tamisage.....	34
III.4.1.b.Analyse Sédiment métrique.....	35
II.5.Masse volumique.....	37
II.5.1.Masse volumique apparente.....	37
II.5.2.Masse volumique absolue.....	38
II.6.Equivalent de sable (ES) :.....	40
II.7.Limites d'Atterberg.....	42
II.8. Essai de bleu de méthylène.....	45
II.9.Essai Proctor.....	48
II.10. ESSAIS MECANQUES.....	50
II.10.1.Essai œdométrique.....	50
II.10.2.Programme des essais oedométriques.....	54
II.10.2.a.Préparation de l'échantillon du sol.....	54
II.10.2.b.Le programme d'essais réalisé.....	56
II.11.ESSAI DE CISAILLEMENT DIRECT SUR LES SOLS.....	57
II.11.1.Le programme d'essais réalisé.....	61
II.11.1.a.Pour un sol reconstitué sans traitement.....	61
II.11.1.b.Pour un sol reconstitué avec traitement.....	62

## **Chapitre III**

III.1.INTRODUCTION.....	63
III.2.RÉSULTATS DES ESSAIS PRÉLIMINAIRES.....	63
III.2.1. Analyse granulométrique.....	63
III.2.1.a. Analyse granulométrique par tamisage.....	63
III.2.2.Equivalent de sable.....	66
III.2.3.La masse volumique.....	66
III.2.3.a.la masse volumique absolue.....	66
III.2.3.b.Masse volumique apparente.....	68
III.2.4.Bleu de méthylène.....	69
III.2.5.Limites d'Atterberg.....	70
III.2.5.a.Le sol reconstitué.....	70

# Sommaire

III.2.5.b.Le kaolin .....	72
III.2.6.Essai de Proctor .....	73
III.2.6.a.Sol reconstitué non traité .....	74
III.2.6.b.Sol reconstitué traité .....	75
III.3.RÉSULTATS DES ESSAIS MECANIQUE .....	76
III.3.1.ESSAIS OEDOMÉTRIQUES .....	76
III.3.1.a.Sol non traité .....	76
III.3.1.b.Sol traité .....	80
III.3.2.Essai de Cisaillement .....	93
III.3.2.a.Sol non traité .....	93

## Chapitre IV : Discussion des résultats

IV-1 : Résultats des caractéristiques d'identification : .....	103
IV.2 : Discussion des résultats des essais mécaniques .....	104
Essais oedométriques .....	104
1. a. Mise en évidence de l'affaissement du sol non traité .....	104
1. b. Influence de la teneur en eau et de l'énergie de compactage .....	105
<i>1.1. Sol non traité</i> .....	105
1.1. a. Influence de l'énergie de compactage .....	105
1.1. Influence de la teneur en eau .....	106
1.2.Sol traité .....	106
1.2. a. Influence de l'énergie de compactage .....	107
1.2. b. Influence de la teneur en eau .....	108
1.2. C. Influence de la teneur de crasse d'aluminium .....	109
IV .2.Essai de cisaillement .....	110
IV.2.1.Sol non traité .....	111
IV.2.1.a.Influence de l'énergie de compactage .....	111
IV.2.1.b.Influence de la teneur en eau .....	112
IV.2.2.Sol traité : .....	113
IV.2.2.a.Influence de l'énergie de compactage .....	113
IV.2.2.b.Influence de la teneur en eau .....	113
IV.2.2.c.Influence de la teneur de crasse d'aluminium .....	114

## Liste des tableaux :

### CHAPITRE I

Tableau .I.1 : Superficies des zones arides d'Algérie en $10^3 \text{ Km}^2$ (Le Houerou, 1995, modifie).....	12
Tableau .I.2: Propriétés des sols.....	13
Tableau .I.3 : Classification de Jennings et Knight (1975).....	20
Tableau .I.04 : Méthodes de traitement des sols affaissables selon Bara (1976).....	22

### CHAPIRE II

Tableau .II.1 : Classes granulaires des granulats.....	37
Tableau II.2 : Caractéristique de sable (ES).....	40
Tableau .II.3: Classement de sol par rapport leur indice de plasticité.....	44
Tableau .II.4 : type de sol en fonction de la valeur « VBS ».....	47
Tableau .II.5: Programme des essais oedométriques Pour un sol reconstitué sans traitement....	56
Tableau.II.6 : Programme des essais oedométriques Pour un sol reconstitué avec traitement....	57
Tableau .II.7: Programme des essais cisaillement Pour un sol reconstitué sans traitement.....	61
Tableau. II.8 : Programme des essais cisaillement Pour un sol reconstitué avec traitement.....	62

### CHAPITRE III

Tableau .III.01: résultats de l'analyse granulométrique de sable.....	63
Tableau .III.02 : Granulométrie par laser de kaolin.....	64
Tableau .III.03 : Résultats de l'analyse granulométrique par tamisage des sols reconstitue.....	65
Tableau .III.04 : résultats d'équivalent de sable.....	66
Tableau .III.05 : résultats du poids spécifique du sable.....	67
Tableau .III.06 : résultats du poids spécifique du sable.....	67
Tableau .III.07 : résultats du poids spécifique absolu du kaolin.....	67
Tableau .III.08 : résultats du poids spécifique absolu du sol reconstitué.....	67
Tableau .III.09 : résultats du poids spécifique absolue du la crasse d'aluminium.....	68
Tableau .III.10: Masse volumique apparente de sable sans chocs.....	68
Tableau .III.11 : Masse volumique apparente de sable avec chocs.....	68
Tableau .III.12 : Masse volumique apparente de kaolin sans chocs.....	68
Tableau .III.13 : Masse volumique apparente de kaolin avec chocs.....	69
Tableau .III.14 : Masse volumique apparente du la crasse d'aluminium.....	69
Tableau .III.15 : résultats d'essai bleu de méthylène du sable.....	69
Tableau .III.16 : résultats d'essai bleu de méthylène du kaolin.....	69
Tableau .III.17 : résultats d'essai bleu de méthylène du sol reconstitué.....	70

Tableau .III.18 : Teneurs en eau moyenne du sol reconstitué.....	70
Tableau .III.19 : limites plasticité du sol reconstitué.....	71
Tableau .III.20 : Teneurs en eau moyenne du kaolin.....	72
Tableau .III.21 : limites plasticité du sol kaolin.....	73
Tableau .III.22 : résultats de l'essai Proctor (sol non traité).....	74
Tableau .III.23 : résultats de l'essai Proctor (sol traité).....	75
Tableau III-24 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 2\%$ , $EC = 20$ coups).....	76
Tableau III-25 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 2\%$ , $EC = 40$ coups).....	77
Tableau .III.26 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ , $EC = 20$ coups).....	77
Tableau .III.27 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ , $EC = 40$ coups).....	78
Tableau .III.28 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ , $EC = 20$ coups).....	79
Tableau .III.29 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ , $EC = 40$ coups).....	79
Tableau .III.30 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ , $EC=20$ coups, 5%crasse d'aluminium).....	80
Tableau .III.31 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ , $EC=40$ coups, 5%crasse d'aluminium).....	81
Figure .III.32 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ , $EC = 60$ coups, 5%crasse d'aluminium).....	82
Tableau .III.33 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ , $EC=20$ coups, 5%crasse d'aluminium).....	82
Tableau .III.34 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ , $EC=40$ coups, 5%crasse d'aluminium).....	83
Tableau .III.35 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ , $EC=60$ coups, 5%crasse d'aluminium).....	84
Figure .III.36 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ , $EC = 20$ coups, 6%crasse d'aluminium).....	84
Tableau.III.37 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ , $EC= 40$ coups, 6%crasse d'aluminium).....	85
Tableau .III.38 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ , $EC=60$ coups, 6%crasse d'aluminium).....	86
Tableau.III.39 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ , $EC= 20$ coups, 6%crasse d'aluminium).....	87
Tableau .III.40 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ , $EC= 40$ coups, 6%crasse d'aluminium).....	88
Tableau .III.41 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ , $EC= 60$ coups, 6%crasse d'aluminium).....	88
Tableau .III.42 : de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ , $EC = 20$ coups, 7%crasse d'aluminium).....	89
Tableau III.43 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ , $EC= 40$ coups, 7%crasse d'aluminium).....	90
Tableau .III.44 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ , $EC=60$ coups, 7%crasse d'aluminium).....	90
Tableau .III.45 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ , $EC=20$ coups, 7%crasse d'aluminium).....	90
Tableau .III.46 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ , $EC=40$ coups, 7%crasse d'aluminium).....	92
Tableau.III.47 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ , $EC = 60$ coups, 7%crasse d'aluminium).....	92
Tableau .III.48 : Résumé Cp pour une teneur en crasse d'aluminium=0%.....	92
Tableau.III.49 : Résumé Cp pour une Teneur en crasse d'aluminium al=5%.....	93
Tableau.III.50 : Cp pour une Teneur en crasse d'aluminium al=6%.....	93
Tableau.III.51 : Cp pour une Teneur en crasse d'aluminium al=7%.....	93
Tableau .III.52 : Résultats d'essai de cisaillement ( $w=2\%$ , $Ec=20$ coups).....	93
Tableau .III.53 : Résultats d'essai de cisaillement ( $w=2\%$ , $Ec=40$ coups).....	95
Tableau .III.54 : Résultats d'essai de cisaillement ( $w=4\%$ , $al=5\%$ , $Ec=20$ coups).....	96
Tableau .III.55 : Résultats d'essai de cisaillement ( $w=4\%$ , $al=5\%$ , $Ec=40$ coups).....	96

Tableau .III.56 : Résultats d'essai de cisaillement (w=4%, al=5%, Ec=60coups).....	97
Tableau .III.57 : Résultats d'essai de cisaillement (w=4%, al=6%, Ec=20coups).....	98
Tableau .III.58 : Résultats d'essai de cisaillement (w=4%, al=6%, Ec=40coups).....	99
Tableau .III.59 : Résultats d'essai de cisaillement (w=4%, al=6%, Ec=60coups).....	100
Tableau. III. 60 : Cohésion pour une teneur en crasse d'aluminium =0.....	101
Tableau. III. 61 : Cohésion pour une teneur en crasse d'aluminium (al=5%, et al=6%).....	102

## **CHAPITRE IV**

Tableau .IV.1 : Cp pour une teneur en crasse d'aluminium=0.....	105
Tableau.IV.2:Cp pour une Teneur en crasse d'aluminium al=5%.....	107
Tableau.IV.3:Cp pour une Teneur en crasse d'aluminium al=6%.....	107
Tableau.IV.4:Cp pour une Teneur en crasse d'aluminium al=7%.....	108

## Liste des figures :

### CHAPITRE I

Figure. I.1 Changement de l'arrangement des particules du sable limoneux suggéré.....	6
Figure. I.2 : Les Principaux Types des Sols Affaissables (d'après Rogers, 1995).....	7
Figure. I.3 : Les principaux types des sols affaissables (d'après Rogers, 1995).....	10
Figure. I.4 : Carte mondiale modern des zones arides.....	11
Figure. I.5 : Répartition des précipitations dans le nord de L'Algérie FAO 2005 .....	12
Figure. I.6 : Critère d'évaluation du risque d'effondrement proposée par Gibbs et Bara (1962).....	15
Figure. I.7 : Courbe œdométrique (test de KNIGHT 1963). .....	19
Figure. I.8 : Double œdomètre (Knight et Jennings 1975).....	20
Figure. I.9 : Les champs d'application des différentes techniques de traitement.....	23
Figure. I.10 : Une masse qui chute.....	24
Figure. I.11 : Compactage par vibro-sonde.....	25
Figure. I.12 : Liaison par agrégats d'argiles .....	26
Figure. I.13 : Traitement chimique à la chaux et au ciment.....	27
Figure. I.14 : Principe de traitement par pré chargement .....	28
Figure. I.15 : Traitement par injection.....	28
Fig. I.16 : Mise en œuvre des colonnes ballastées.....	29
Figure. I.13 : Traitement chimique à la chaux et au ciment.....	27
Figure. I.14 : Principe de traitement par pré chargement. ....	28

### CHAPITRE II

Figure. II.1 : le sable. ....	31
Figure. II.2 : le kaolin.....	32
Figure. II.3 : la crasse noire.....	32
Figure. II.4: La courbe granulométrique. ....	34
Figure. II. 5 : Une tamiseuse mécanique.....	35
Figure. II.6 : Appareillage de sédimentométrie. ....	37
Figure. II.7: entonnoir trépied.....	38
Figure. II.8 : Pycnomètre verre de 100 cm3. ....	39
Figure. II.9 : Appareillage et matériels utilisés pour l'équivalent de sable. ....	41
Figure. II.10 : Lire la hauteur H1 et H2 par la règle.....	42
Figure. II.11 : Représentation des limites d'Atterberg. ....	43
Figure II.12 : Appareil de Casagrande et matériel de la limite de liquidité. ....	44
Figure. II.13 : Appareil de Casagrande et matériel de la limite de liquidité pour kaolin. ....	45
Figure. II.14 : les étapes de la limite de plasticité.....	45
Figure. II.15: Appareillage de l'essai de bleu.....	46
Figure. II.16: Résultats de valeur au bleu. ....	47
Figure. II.17 : Courbe de Proctor.....	48
Figure. II.18 : Appareillage spécifique pour essais de compactage (Proctor Normal). ....	49
Figure. II.19 : Appareil de l'œdomètre Chargement par l'avant (palier).....	51
Figure. II.20 : Cellule œnométrique. ....	52
Figure. II.21 : Dame de compactage. ....	53

Figure .II.22 : L'anneau (bague annulaire).....	53
Figure .II.23 : principe d'un essai de cisaillement rectiligne à la boîte.....	58
Figure .II.24 : schéma de la boîte de cisaillement.....	58
Figure .II.25 : Appareillage de cisaillement.....	59
Figure .II.26 : la boîte de CASAGRANDE. ....	60

### CHAPITRE III

Figure .III.01 : courbe granulométrique par sédimentométrie de sable.....	64
Figure. III.02 : Granulométrie par laser de kaolin. ....	65
Figure .III.03 : courbe granulométrique par tamisage de sol reconstitué.....	66
Figure .III.04 : limite de liquidité pour le sol reconstitué.....	70
Figure .III.05 : Position du sol reconstitué testé dans l'abaque de Casagrande. ....	71
Figure .III.06 : limite de liquidité pour le kaolin. ....	72
Figure .III.07: Position du kaolin testé dans l'abaque de Casagrande.....	73
Figure .III.08 : résultats de l'essai Proctor (sol non traité).....	74
Figure .III.09 : résultats de l'essai Proctor (sol traité). ....	75
Figure. III.10 : courbe œdométrique ( $W_0 = 2\%$ , $EC = 20$ coups).....	76
Figure .III.11 : courbe œdométrique ( $W_0 = 2\%$ , $EC = 40$ coups).....	77
Figure.III.12 : courbe œdométrique ( $W_0 = 4\%$ , $EC = 20$ coups).....	78
Figure. III.13 : courbe œdométrique ( $W_0 = 4\%$ , $EC = 40$ coups).....	78
Figure. III.14 : courbe œdométrique ( $W_0 = 6\%$ , $EC = 20$ coups).....	79
Figure. III.15 : courbe œdométrique ( $W_0 = 6\%$ , $EC = 40$ coups).....	80
Figure. III.16 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ , $EC = 20$ coups, $al=5\%$ .....	81
Figure .III.17 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ , $EC = 40$ coups, $5\%$ .....	81
Figure.III.18 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ , $EC= 60$ coups, $al= 5\%$ ).....	82
Figure .III.19 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ , $EC = 20$ coups, $al=5\%$ ).....	83
Figure.III.20 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ , $EC= 40$ coups, $al= 5\%$ ).....	83
Figure .III.21 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ , $EC = 60$ coups, $al=5\%$ ).....	84
Figure .III.22 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ , $EC = 20$ coups, $al= 6\%$ ).....	85
Figure .III.23 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ , $EC = 40$ coups, $al=6\%$ ).....	85
Figure .III.24 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ , $EC = 60$ coups, $al= 6\%$ ).....	86
Figure .III.25 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ , $EC = 20$ coups, $al=6\%$ ).....	87
Figure .III.26 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ , $EC = 40$ coups, $al= 6\%$ ).....	<b>87</b>
Figure .III.27 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ , $EC = 60$ coups, $al=6\%$ ).....	<b>89</b>
Figure .III.28 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ , $EC = 20$ coups, $al= 7\%$ ).....	<b>89</b>
Figure .III.29 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ , $EC = 40$ coups, $al= 7\%$ ).....	<b>90</b>
Figure. III.30 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ , $EC = 60$ coups, $al= 7\%$ ).....	<b>91</b>

Figure .III.31 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ , $EC = 20$ coups, $al = 7\%$ ).....	91
Figure .III.32 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ , $EC = 40$ coups, $al = 7\%$ ).....	92
Figure .III.33 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ , $EC = 60$ coups, $al = 7\%$ ) .....	94
Figure III.34.courb de contrainte déformation d'essai de cisaillement ( $w = 2\%$ , $Ec = 20$ ).....	94
Figure .III.35: l'effort de cisaillement en fonction de contraint verticale ( $w = 2\%$ , $Ec = 20$ ).....	95
Figure III.36.courbe de contrainte déformation d'essai de cisaillement ( $w = 2\%$ , $Ec = 40$ ).....	95
Figure .III.37: l'effort de cisaillement en fonction de contraint verticale ( $w = 2\%$ , $Ec = 40$ ).....	96
Figure.III.38.courbe de contrainte déformation d'essai de cisaillement ( $w = 4\%$ , $al = 5\%$ , $Ec = 20$ ).....	96
Figure .III.39: l'effort de cisaillement en fonction de contraint verticale ( $w = 4\%$ , $al = 5\%$ , $Ec = 20$ ) .....	97
Figure III.40.courbe de contrainte déformation d'essai de cisaillement ( $w = 4\%$ , $al = 5\%$ , $Ec = 40$ ) .....	97
Figure .III.41:l'effort de cisaillement en fonction de contraint verticale ( $w = 4\%$ , $al = 5\%$ , $Ec = 40$ ).....	98
FigureIII.42.courbe de contrainte déformation d'essai de cisaillement ( $w = 4\%$ , $al = 5\%$ , $Ec = 60$ ) .....	98
Figure III.44.courbe de contrainte déformation d'essai de cisaillement ( $w = 4\%$ , $al = 6\%$ , $Ec = 20$ ). .....	99
Figure .III.45: l'effort de cisaillement en fonction de contraint verticale ( $w = 4\%$ , $al = 6\%$ , $Ec = 20$ ) .....	99
FigureIII.46.courbe de contrainte déformation d'essai de cisaillement ( $w = 4\%$ , $al = 6\%$ , $Ec = 40$ ). .....	100
Figure .III.47: l'effort de cisaillement en fonction de contraint verticale ( $w = 4\%$ , $al = 6\%$ , $Ec = 40$ ) .....	100
Figure III.48.courbe de contrainte déformation d'essai de cisaillement ( $w = 4\%$ , $al = 6\%$ , $Ec = 60$ ).....	101
Figure .III.49: l'effort de cisaillement en fonction de contraint verticale ( $w = 4\%$ , $al = 6\%$ , $Ec = 40$ ).....	101

#### **CHAPITRE IV.**

Figure.IV.1 : influence de l'énergie de compactage.....	106
Figure.IV.2 : influence de la teneur en eau.....	106
Figure .IV.3 : Influence de l'énergie de compactage sur $C_p$ ( $W = 4\%$ ).....	108
Figure .IV.4 : Influence de l'énergie de compactage sur $C_p$ ( $W = 6\%$ ).....	109
Figure .IV.5.Influence de la teneur en eau sur $C_p$ ( $al = 5\%$ ).....	109
Figure .IV.6.Influence de la teneur en eau sur $C_p$ ( $al = 6\%$ ).....	110
Figure .IV.7.Influence de la teneur en eau sur $C_p$ ( $al = 7\%$ ).....	110
Figure .IV.8 : Influence de la teneur de crasse d'aluminium sur le $C_p$ ( $W = 4\%$ ).....	111
Figure .IV.9 : Influence de la teneur de crasse d'aluminium sur le $C_p$ ( $W = 6\%$ ).....	111
Figure .IV.10 : Influence de l'énergie de compactage sur cohésion ( $W = 2\%$ ).....	112
Figure .IV.11 : Influence de la teneur en eau sur cohésion.....	112
Figure.IV.12 : Influence de l'énergie de compactage sur cohésion ( $w = 4\%$ ).....	113
Figure .IV.13 : Influence de la teneur en eau sur Cohésion ( $al = 5\%$ ).....	114
Figure .IV.14 : Influence de la teneur en eau sur Cohésion ( $al = 6\%$ ).....	114

---

---

## Résumé

### Résumé

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 intergranulaire 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.

Le problème de l'identification puis du traitement des sols affaissables a fait l'objet de nombreux travaux de recherche aboutissant à de multiples résultats différents 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.

Cette étude présente le cas du traitement des sols affaissables par la crasse d'aluminium, une étude réalisée au laboratoire par une méthode expérimentale soigneusement conduite à l'odomètre « méthode de la simple consolidation » sur des échantillons de sols reconstitués au laboratoire, puis traités avec la crasse d'aluminium à différentes teneurs en eau et différents degrés de compactage, en vue de limiter le problème d'affaissement voire de l'éliminer et déterminer par la même étude le pourcentage de crasse qui résout le problème.

**Mots clés :** sol affaissable, coefficient d'affaissement, simple consolidation, traitement, crasse d'aluminium.

## Résumé

---

### Abstract

The collapsible soils are metastable soils, open porous structure, non-saturated nature, being in the form of deposits. A dry, natural cementation between grains gives them an important link intergranulaire and can withstand very high loads. However, the saturation, even without additional loading, causes disintegration of connections providing a more dense structure followed by a collapse of the soil particles.

Le problème de 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, which is part of the treatment of collapsible soils.

The problem of identify in gland to collapse after flooding has been the subject of extensive research resulting multitudes of different and sometimes contradictory results.

This study presents the case of treatment of collapsible soils grime aluminum perform a study in the laboratory by an experimental method carefully conducted oedomètre “simple consolidation method’ ’on reconstituted soil samples in the laboratory, and proceeded with grime aluminum at different water cantatas and determined by the same study the percentage of grime that solves the problem.

**Key words:**ground affaissable, flood, collapse, argillaceous fraction, collapse.

### المخلص

التربة القابلة للطي هي تربة غير مستقرة بينية مسامية مفتوحة مشبعة في مشبع طبيعيا وتوجد في شكل ودائع التدعيم الطبيعي في حالة الجفاف يضيف رابطا مهما بين الحبيبات. ويمكن ان تحمل احمال عالية جدا. اثناء التشبع وحتى من دون احمال إضافية، يحدث تفكك لهذه الروابط ليعطس هيكل أكثر كثافة يليه انهيار مفاجئ لجسيمات التربة.

وكانت مشكلة تحديد ومعالجة التربة القابلة للطي من العديد من الدراسات البحثية الرائدة المختلفة ومتناقضة في بعض الأحيان نتائج الجموع. لهذا الغرض ومن اجل المساهمة في إيجاد حل لمشكلة هبوط اقترحنا هذه الدراسة التي هي جزء من علاج التربة القابلة للطي.

تقدم هذه الدراسة حالة معالجة التربة القابلة للطي بسخام الألومنيوم هذه الدراسة أجريت في المختبر باستخدام الطريقة التجريبية "طريقة التوطيد البسيطة" والتي أجريت بعناية على عينات التربة تم تجميعها في المختبر ومعالجتها بسخام الألومنيوم بمحتويات مختلفة من الماء ودرجات مختلفة من الضغط من اجل الحد من مشكلة هبوط التربة وللقضاء عليها ولتحديد نسبة السخام التي تحل المشكلة.

الكلمات الاستدلالية: التربة القابلة للطي معامل هبوط، طريقة التوطيد البسيطة سخام الالمنيوم.

## Résumé

### الملخص

التربة القابلة للطي هي تربة غير مستقرة بيئية مسامية مفتوحة مشبعة في مشبع طبيعيا وتوجد في شكل ودائع التدعيم الطبيعي في حالة الجفاف يضيف رابطا مهما بين الحبيبات. ويمكن ان تحمل احمال عالية جدا. اثناء التشبع وحتى من دون احمال, إضافية, يحدث تفكك لهذه الروابط ليعطس هيكل أكثر كثافة يليه انهيار مفاجئ لجسيمات التربة. وكانت مشكلة تحديد ومعالجة التربة القابلة للطي من العديد من الدراسات البحثية الرائدة المختلفة ومتناقضة في بعض الأحيان نتائج الجموع. لهذا الغرض ومن اجل المساهمة في إيجاد حل لمشكلة هبوط اقترحنا هذه الدراسة التي هي جزء من علاج التربة القابلة للطي. تقدم هذه الدراسة حالة معالجة التربة القابلة للطي بسخام الألومنيوم هذه الدراسة أجريت في المختبر باستخدام الطريقة التجريبية "طريقة التوطيد البسيطة" والتي أجريت بعناية على عينات التربة تم تجميعها في المختبر ومعالجتها بسخام الألومنيوم بمحتويات مختلفة من الماء ودرجات مختلفة من الضغط من اجل الحد من مشكلة هبوط التربة وللقضاء عليها ولتحديد نسبة السخام التي تحل المشكلة. **الكلمات الاستدلالية:** التربة القابلة للطي معامل هبوط, طريقة التوطيد البسيطة سخام الالمنيوم

### Résumé

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 intergranulaire 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.

Le problème de l'identification puis du traitement des sols affaissables a fait l'objet de nombreux travaux de recherche aboutissant à de multitudes résultats différents 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.

Cette étude présente le cas du traitement des sols affaissables par la crasse d'aluminium, une étude réalisée au laboratoire par une méthode expérimentale soigneusement conduite à l'odomètre « méthode de la simple consolidation » sur des échantillons de sols reconstitués au laboratoire, puis traités avec la crasse d'aluminium à différentes teneurs en eau et différents degrés de compactage, en vue de limiter le problème d'affaissement voir de l'éliminer et déterminer par la même étude le pourcentage de crasse qui résout le problème.

**Mots clés :** sol affaissable, coefficient d'affaissement, simple consolidation, traitement, crasse d'aluminium.

### Abstract

The collapsible soils are metastable soils, open porous structure, non-saturated nature, being in the form of deposits. A dry, natural cementation between grains gives them an important link intergranulaire and can withstand very high loads. However, the saturation, even without additional loading, causes disintegration of connections providing a more dense structure followed by a collapse of the soil particles.

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, which is part of the treatment of collapsible soils.

The problem of identify in gland to collapse after flooding has been the subject of extensive research resulting multitudes of different and sometimes contradictory results.

This study presents the case of treatment of collapsible soils grime aluminum perform a study in the laboratory by an experimental method carefully conducted oedomètre "simple consolidation method" 'on reconstituted soil samples in the laboratory, and proceeded with grime aluminum at different water cantatas and determined by the same study the percentage of grime that solves the problem.

**Key words:** ground affaissable, flood, collapse, argillaceous fraction, collapse.



## INTRODUCTION GENERALE

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 tassements importants qui résultent de l'utilisation des grandes quantités d'eau et les graves conséquences qui touchent les ouvrages, ont donné dans ces trois dernières décennies, une impulsion à la recherche concernant ces sols, notamment les méthodes de leurs identifications et leurs traitements.

La technique du traitement des sols a été utilisée dès la fin des années soixante, elle a été principalement appliquée à la réutilisation en remblai des sols sensibles à l'eau et humides. Elle a ainsi permis de réaliser, dans de bonnes conditions techniques, économiques et de délais, les grands travaux de terrassement nécessités par la construction des programmes autoroutiers.

Le sud Algérien constitue une grande partie de ces sols affaissables, vu les constructions des pipes et des différentes réalisations dans le domaine des hydrocarbures, ces sols nécessitent une attention particulière et une étude approfondie afin de mieux comprendre les mécanismes d'affaissement qui gouvernent et de trouver les techniques de stabilisation de ces sols.

### **L'objectif de la recherche :**

L'objectif de notre recherche est d'étudier le traitement du sol affaissable par la crasse d'aluminium. En plus d'une série d'essais œdométriques à différents teneurs en eau et énergies de compactage, nécessaires pour la détermination des potentiels d'affaissement, un programme d'essai d'identification a été exécuté. Pour se faire nous allons présenter notre travail en quatre chapitres et nous allons commencer par :

- Une introduction générale sur les sols affaissables.
- 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.
- Une présentation des matériaux, matériels et essais utilisés, ainsi que les différents modes opératoires du programme d'essais effectués).

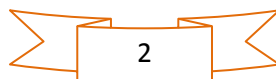
Nous allons présenter le programme d'essais pour la caractérisation physico-chimique des matériaux de bases, utilisés pour la confection du sol affaissable reconstitué,



## INTRODUCTION GENERALE



- puis les essais mécaniques mettant en évidence le taux d'affaissement des sols affaissables, puis de l'effet du traitement proposé sur ces sols.
- Une présentation des résultats obtenus après traitement est donnée au chapitre quatre puis une discussion de ces résultats.
- Une conclusion générale est donnée en fin de notre travail.





### CHAPITRE I

#### SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES SOLS AFFAISSABLES

##### I.1. INTRODUCTION:

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 intergranulaire 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.

Plusieurs définitions des sols affaissables ont été présentées par différents chercheurs (Sultan, 1969; Duddley, 1970; Handy, 1973; Jennings et Knight, 1975; Booth, 1977; Rogers, 1995). La majorité de ces chercheurs définissent l'affaissement du sol comme étant une réduction considérable du volume due à une augmentation du degré de saturation du sol partiellement saturé, avec ou sans chargement supplémentaire. Cette définition est limitée aux sols rencontrés dans les régions arides et semi-arides, et ne comprend pas les autres types de sols ayant des structures métastables tels que les sols résiduels et les argiles sensibles.

**Rogers (1995)** a défini le sol affaissable dans son sens le plus large de sorte que les différents types de sols affaissables rencontrés dans la pratique pourraient être reconnus et classifiés. Selon la définition présentée par Rogers, les sols affaissables naturels peuvent être divisés en trois groupes principaux: Sols résiduels, sols sédimentés par l'eau et sols éoliens (sols sédimentés par l'air).

Dans le cas des sols résiduels, la structure métastable se forme à partir du lavage des matériaux solubles. Les argiles sensibles saturées sont les principaux types de sols affaissables déposés par l'eau. Elles se trouvent en abondance à l'Est du Canada et en Scandinavie et elles existent dans un état stable qui dépend du niveau de contrainte appliquée au-delà duquel un affaissement brutal peut se produire.

- Les sols affaissables sédimentés par l'eau et l'air se trouvent toujours dans les régions arides et semi-arides.
- Les sols sédimentés par l'air sont les dépôts les plus étendus de sols affaissables et se trouvent dans plusieurs régions du monde.

Les facteurs principaux affectant l'affaissement des sols sont la masse volumique sèche initiale, la teneur en eau initiale, le type et la quantité des minéraux d'argile, la taille des grains et la contrainte appliquée. Parmi les recherches réalisées sur les sols affaissables, nous citons celles de Sultan (1969), Northey (1969), Dudley (1970), Clemence et Finbarr (1981), Rogers et al (1994a) et Rogers (1995). Les recherches qui ont été menées pour la détermination du



mécanisme de l'affaissement, sont celles de Barden et al (1973), Jennings et Knight (1975), Lutenecker et al (1979), et Mackenzie (1989).

### I.2. Définition des sols affaisables :

Sol à effondrement brusque est défini comme le sol qui subit une réduction importante et soudaine du volume lors du mouillage [1]. Les dépôts de sols affaisables se partagent deux caractéristiques principales :

- Ils sont lâches.
- Ils sont naturellement très secs.

Zur et Wiseman [2] (1973) aussi définissent l'effondrement comme étant toute diminution rapide du volume de sol, causée par l'augmentation de l'un des facteurs :

- 1) Taux d'humidité (teneur en eau)  $W$ .
- 2) degré de saturation ( $S_r$ ).
- 3) Contrainte tangentielle moyenne ( $\tau$ ).
- 4) Contrainte de compression ( $\sigma$ ).
- 5) La pression interstitielle ( $U$ ).

Reconnaissant donc que l'effondrement de la structure de sol peut être le résultat de différents processus de saturation, Reginatto [3] suggère qu'à ces facteurs peuvent s'ajouter les interactions chimiques entre la saturation en liquide et le pourcentage de la fraction argileuse.

Rogers (1995) a discuté le problème de la définition du sol affaisable et a critiqué les définitions précédentes du point de vue géotechnique. Il a déterminé les points de faiblesse de ces définitions précédentes et a noté que :

1. La plupart des définitions se limitent aux sols non saturés qui s'affaissent par saturation.
2. Toutes les définitions n'ont pas évalué la quantité de tassement qui se produit à cause de l'effondrement de la structure du sol.
3. Des auteurs ont utilisé des termes géotechniques comme consolidation qui pouvaient conduire à une confusion considérable selon la terminologie géotechnique.

En considérant que la caractéristique principale de la définition de ces sols est la structure ouverte initiale, Rogers a introduit l'affaissement du sol comme étant le changement d'une structure de l'état métastable à l'état plus stable. Finalement, il a défini le sol affaisable comme étant des sols à structure 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.

### I.3. Les Dénominations Des Sols Affaisables

Parmi les nominations des sols Affaisables on note :

- Sols Affaisables.



- Sols éffondrables.
- Sols collapsible.
- 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.

### I.4. Natures du processus d'affaissement et conditions nécessaires

Sous l'effet de pression exercée sur le sol, des contraintes tangentielles apparaissent aux points de contact entre les particules ou entre les agrégats de particules. A la teneur en eau naturelle, la résistance de contact est supérieure aux contraintes créées aux points de contact par la pression appliquée au sol. Lors de l'humidification, la résistance de contact entre particules diminue, de sorte que les contraintes aux contacts sont supérieures à la résistance de contact entre les particules et que la structure macroporeuse du sol est brisée. Ainsi, l'affaissement se produit dans des conditions déterminées, qu'on peut résumer en :

- Les sols doivent être caractérisés par une porosité élevée (empilement lâche des particules).
- L'humidification des sols doit s'effectuer de façon que les contacts entre particules et agrégats dans le sol lœssiques soient inondés et la résistance doit être plus faible que les contraintes qui existent au point de contact sous l'état de contrainte considéré.

### I.5. Les Mécanismes de l'affaissement :

Généralement, il y a quatre facteurs nécessaires pour que l'affaissement se produise dans un sol partiellement saturé, Barden et al (1973), Lawton et Frigaszy (1992) et Mitchell (1993).

- 1- Une structure métastable, ouverte et partiellement saturée.
- 2- Une contrainte totale appliquée assez élevée.
- 3- Un agent de liaison ou de cimentation qui stabilise le sol à l'état partiellement saturé.
- 4- L'addition de l'eau au sol cause la dégradation de l'agent de liaison. Par conséquent, les ponts interparticulaires s'effondrent par cisaillement, aboutissant à la réduction du volume de la masse du sol.

**Casagrande (1932)** a élaboré un modèle pour l'arrangement des particules de sable lâche limoneux affaissable. Dans ce modèle, les fines se consolident, gagnent une certaine résistance sous l'effet de la contrainte totale et jouent le rôle d'un liant des grains de sable. L'application de la contrainte au sol à sa teneur en eau naturelle provoque une légère compression des fines,



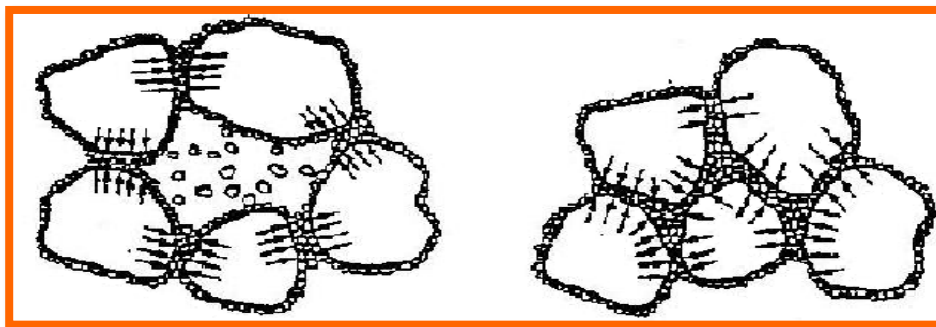
**(figure. I.1(a)).** Si l'eau est ajoutée au sol jusqu'à ce qu'elle atteigne une certaine teneur en eau, la liaison due aux fines ne résiste plus aux forces de microcisaillement local et par conséquent, la structure des sols s'effondre, **(figure. I.1(b)).**

Une étude microscopique a été réalisée sur les sols affaissables, partiellement saturés, prélevés de différentes régions du monde, en utilisant le Microscope Electronique à Balayage (MEB), Barden et al (1973), **(figure I.2)**. Cette étude se base sur l'idée de considérer deux composantes de contraintes effectives: une due à la contrainte appliquée, et l'autre due aux forces de succion. Ces deux composantes développent une contrainte interparticulaire. La contrainte appliquée développe alors des contraintes de cisaillement et par conséquent, une instabilité potentielle aux contacts interparticulaires se produit. Puisque la succion est une contrainte strictement normale, elle augmente la stabilité aux contacts interparticulaires. L'affaissement nécessite les trois conditions suivantes:

- 1- Une structure métastable, ouverte et partiellement saturée.
- 2- Une contrainte appliquée assez élevée.
- 3- Une valeur de résistance de liaison assez élevée pour stabiliser les contacts interparticulaires.

Récemment, le Microscope Electronique à Balayage (MEB) est utilisé par différents chercheurs, Gao (1988), pour étudier la structure de dépôts de loess. Le MEB a révélé que le loess dans les régions arides était encore en état de développement et avait un potentiel d'affaissement élevé. Par contre le loess dans les régions humides présente un potentiel d'affaissement plus faible à cause de la résistance de cimentation importante entre les grains.

**Alwail (1990)** a étudié l'effet du matériau fin sur le mécanisme de l'affaissement des spécimens du sol sableux remoulé. Il a conclu que le mécanisme dominant dans l'affaissement des sols sableux avec des fines était la désintégration des particules d'argile dépendant de la quantité de cette dernière.



(a) Structure du sol chargée avant inondation

(b) Structure du sol chargée après inondation

**Figure. I.1** Changement de l'arrangement des particules du sable limoneux suggéré par Casagrande (1932), (d'après Houston et al,

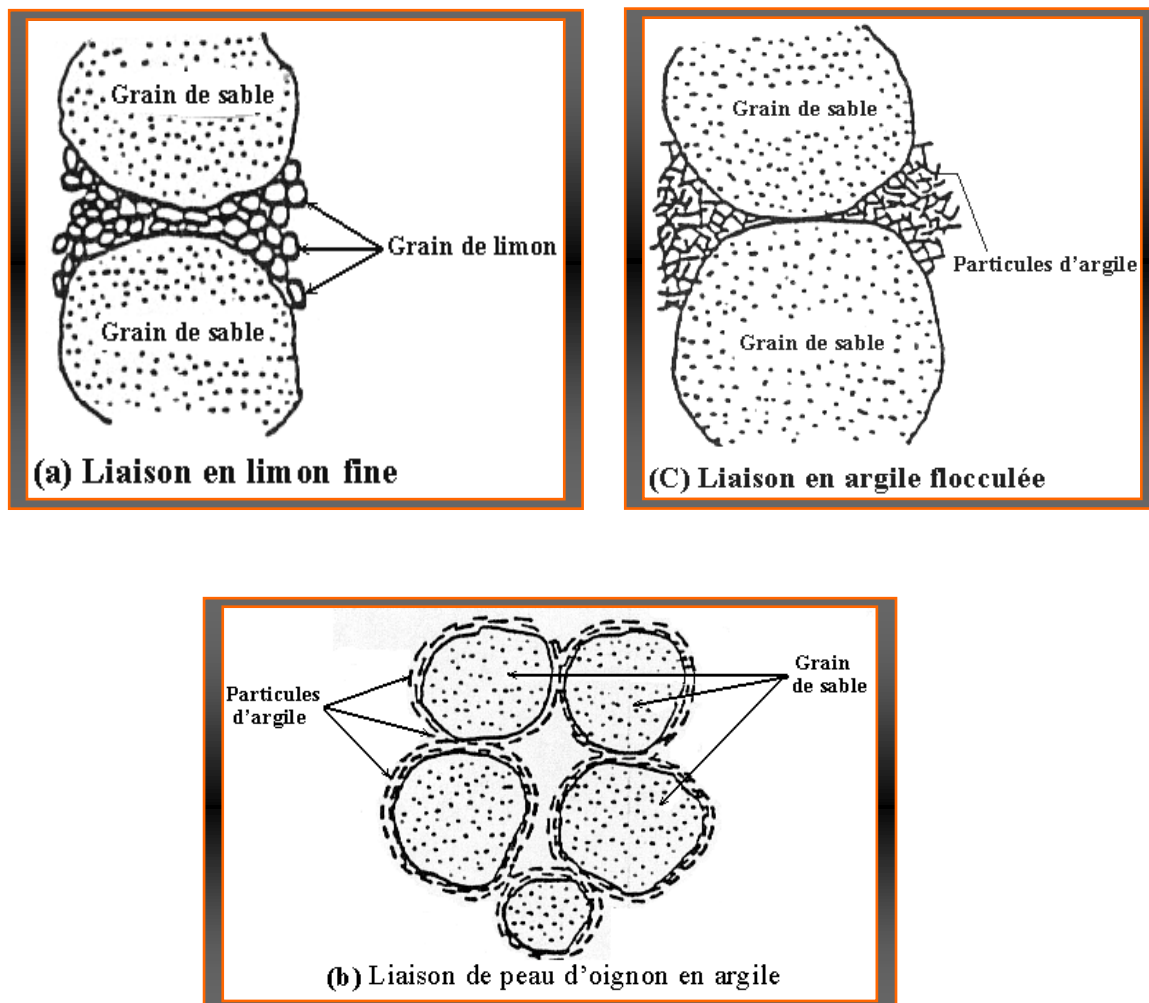


Figure. I.2 : Les Principaux Types des Sols Affaissables (d'après Rogers, 1995).

### I.6. Formation des sols Affaissables:

Les sols éffondrables sont ceux où une augmentation de la teneur en humidité provoque une forte baisse de volume sans la nécessité d'une augmentation de la contrainte appliquée. En mécanique classique des sols, pour les sols saturés ou les sols secs, le phénomène de l'effondrement est généralement associé à un changement dans l'état de la tension dans le sol, mais dans notre cas l'effondrement est causé par un agent externe (changement dans le taux d'humidité).

Selon Goldstein (1969), il y a quatre (04) types d'humidification qui peuvent déclencher ce phénomène :

- Humidification local du sol situé à faible profondeur en raison généralement de la rupture ou fuites d'eau ou le drainage incontrôlé des eaux de surface. Ces eaux superficielles ne pénètrent pas à une grande profondeur et il n'y a pas de remontée des eaux de la nappe phréatique, dans ce cas les tassements ne touchent que les couches supérieures du sol au-dessus de la zone mouillée.
- Une humidification vaste de l'ensemble du profil du sol causée par des infiltrations



importantes d'eau (conduites d'eau brisées ou effluents industriels), cette quantité importante d'eau permet la remontée de la nappe phréatique qui sature toute la zone en un court temps. Dans ce cas les tassements sont extrêmes et dangereuses englobant l'épaisseur totale de la couche de la structure existante sous son poids propre.

- Une augmentation uniforme de la nappe phréatique souvent due à la recharge de cette dernière par les eaux souterraines causées par une source lointaine. Dans Ce cas les tassements sont uniformes et graduelles.
- Une augmentation progressive et lente de la teneur en eau en raison par exemple de la condensation de la vapeur d'eau. [4]

### I.7. Types des sols Affaissables

Généralement la structure des sols Affaissables est formée en nids d'abeilles. La liaison entre les grains est assurée par une cimentation due à la présence des particules très fines. L'inondation du sol provoque l'élimination ou la réduction de cette cimentation, ce qui provoque la destruction d'une manière brusque, l'arrangement initial des grains, avec une remarquable diminution de volume du sol. [5]

Sont jugés comme Affaissables les sols suivants :

#### I.7.1. Les lœss :

Le lœss 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 ( $\text{CaCO}_3$ ). Il se caractérise par un très bon tri granulométrique dû à son origine éolienne, avec essentiellement des grains compris entre 10 et 50  $\mu\text{m}$ . Ainsi au niveau granulométrique le lœss est un limon, il contient en proportion moindre des sables et des argiles (ces dernières pouvant être agglomérées et former des grains de limon fin). Il est homogène, sans stratifications mais avec une très forte porosité résultant d'une cimentation carbonaté 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, sédiment côtiers et estuariens, zones arides) soumises à une déflation éolienne. Une dérive granulométrique vers les sables (lœss) peut être due à la proximité de la zone source lœss et donc à un tri éolien moins poussé Antoine et al, (2009). [6]

#### I.7.2. Dépôts 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 lœss 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 lœssique, ces dépôt 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 cimentés 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.

### **I.7.3. Dépôts 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 saturer de nouveau qu'avec l'arrivée d'autres pluies qui contiennent des matériaux faiblement consolidés renfermant l'argile dont la qualité à une importance primordiale dans le comportement de ces sols.

### **I.7.4. Dépôts 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 pouces à plusieurs pieds en fonction du climat et de la physionomie de la région.

### **I.7.5. Autres types des sols Affaissables**

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

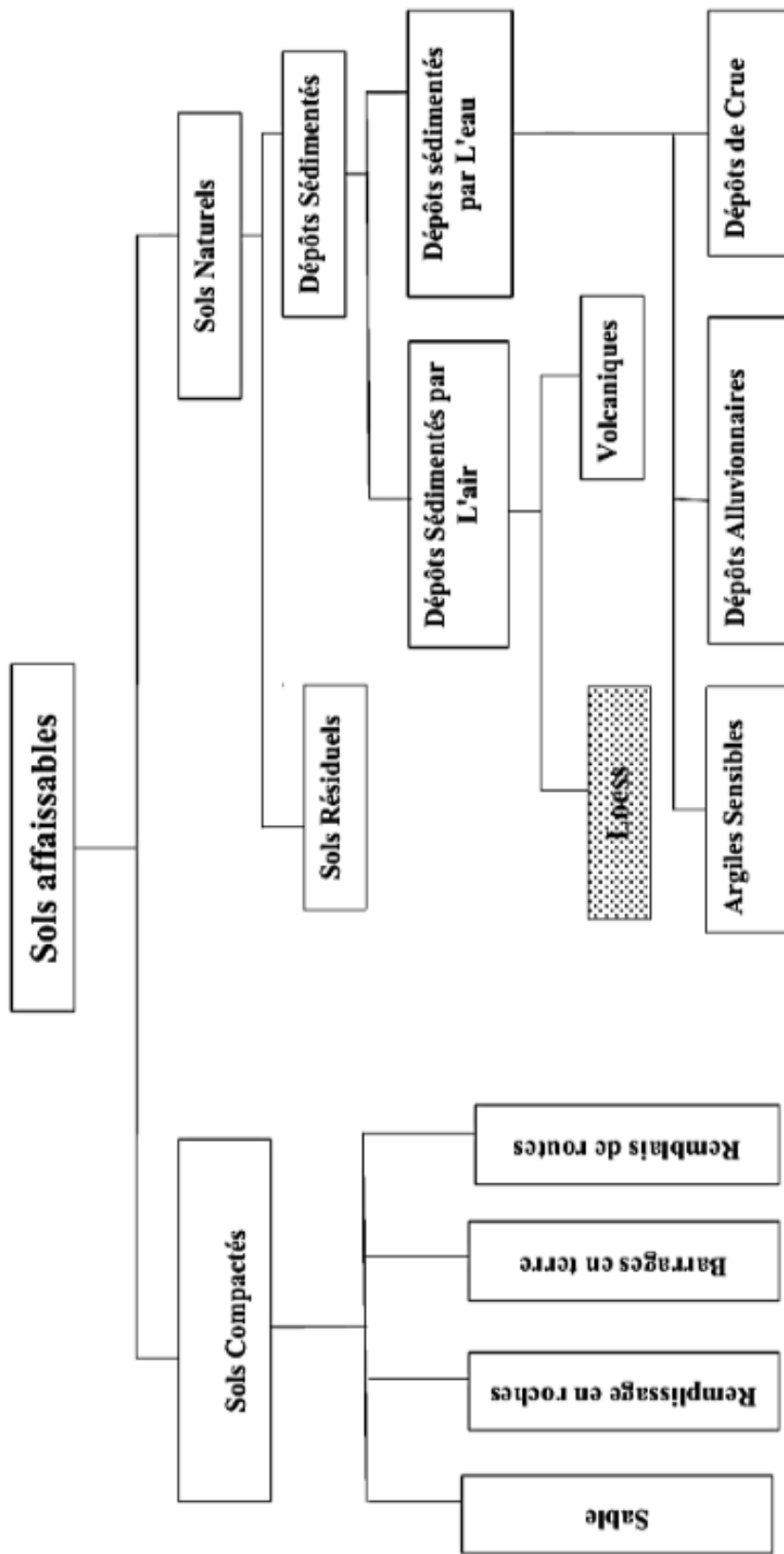


Figure. I.3 Les principaux types des sols affaissables (d'après Rogers, 1995)



### I.8. Nature géologique du sol :

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 :

- I.8.1. Éolienne : sables, loess (limons altérés et transportés par le vent),
- I.8.2. Aérienne : cendres volcaniques,
- I.8.3. Colluviale: débris de roche tombés par gravité d'une pente ou d'une falaise,
- I.8.4. Alluviale : apporté par des coulées boueuses et des cours d'eau,
- I.8.5. Résiduelle : altération physico-chimique des roches mères,
- I.8.6. 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.

### I.9. Répartition des zones arides :

#### I.9.1. Dans 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.4**), le monde a été divisé en

- La zone hyper aride couvrant environs 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 sèche et couvrent près de 54 kilomètres carrés, se rencontrent surtout dans continents, mais elles sont principalement concentrées en Asie et Afrique. [7]

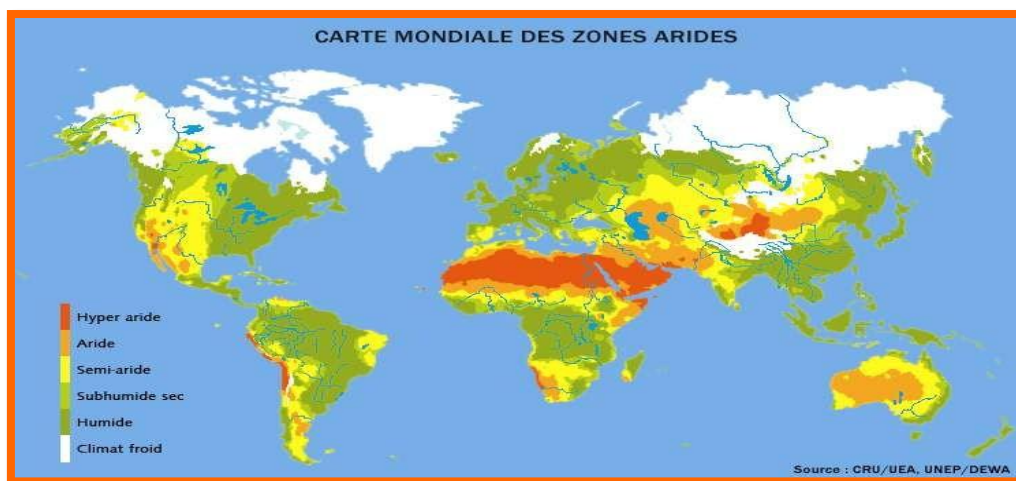
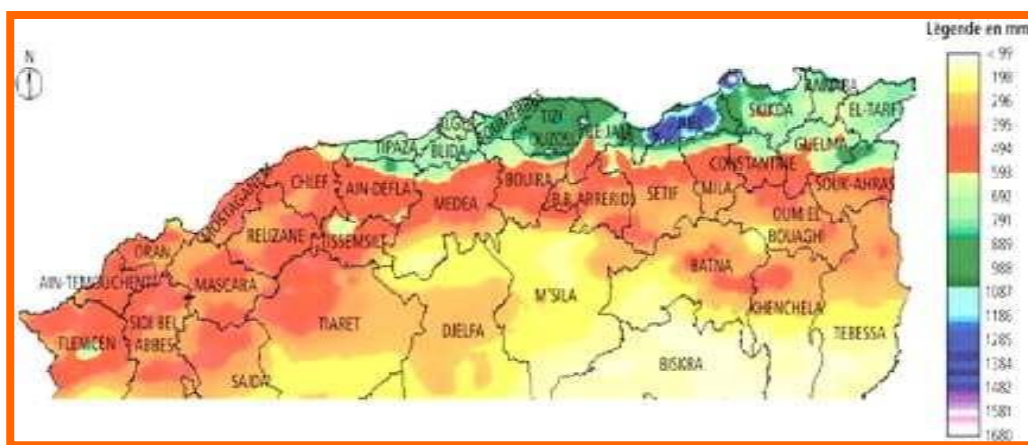


Figure. I.4 : Carte mondiale modern des zones arides.



### I.9.2. Dans l'Algérie :

La classification bioclimatique d'Emberger et sauvage an 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.5**). [8]



**Figure. I.5 : Répartition des précipitations dans le nord de L'Algérie FAO 2005.**

On distingue selon Nedjraoui (2003) :

- La région semi- aride : 300- 600 mm
- 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 Km<sup>2</sup>, et 386000 Km<sup>2</sup> de zones Hyper arides supérieur (Tableau n°1).

Pluviosaité moyenne	La superficie
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
<b>Zone aride total</b>	<b>216</b>
<b>Hyper aride supérieur</b>	<b>386</b>

**Tableau. I.1 : Superficies des zones arides d'Algérie en 10<sup>3</sup> Km<sup>2</sup> (Le Houerou, 1995, modifie).**



### I.10. Propriétés du sol affaissable :

Ces sols sont caractérisés par une structure macroporeuse à fort indice des vides, ils sont principalement du type transporté par voie éolienne (lœss), 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 leur donne de bonnes caractéristiques mécaniques apparentes lorsqu'ils sont chargés à leur teneur en eau naturelle. Cependant, toute humidification, même sans chargement supplémentaire, fait effondrer la structure et des déformations spectaculaires se produisent. [9]

### I.11. Les propriétés physiques des sols affaisables

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

PROPRIÉTÉ DE SOL	CARACTÉRISTIQUE
Le poids volumique des grains solides ( $\gamma_s$ )	varie de 25 à 28 KN/m <sup>3</sup> .
Le poids volumique ( $\gamma$ )	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 lœssiques est comprise entre 30 et 60%
La perméabilité	Le coefficient de perméabilité est très élevé.

Tableau .I.2: Propriétés des sols.

### 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 :

#### I.12.1. Méthodes empiriques:

1-Denis or (1951): [10]

$$K = e_1 / e_0$$

Où :

K : coefficient d'affaissement.

$e_1$  : Indice des vides à la limite de liquidité.



$e_0$  : Indice des vides initial.

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-Priklonskij (1952):

$$K_d = (w_1 - w_0) / I_p$$

Où :

$w_L$ : Limite de liquidité ;

$w_0$ : Teneur en eau initial ;

$I_p$ : Indice de plasticité ;

$K_d < 0$  : sol à affaissement important ;

$K_d \geq 0.50$  : sol non affaissable ;

$K_d > 1.00$ : sol gonflant;

### 3-Stephanoff & Kremakova (1960)

$$\delta = K (n - 40) \cdot (30 - w_0)$$

$K$  : coefficient dépend de la nature de sol (coefficient de Stephanoff et Kremakova).

$N$  : porosité initiale.

$w_0$ : Teneur en eau initiale.

$\delta \geq 2\% \rightarrow$  Le sol est susceptible à l'effondrement.

Nature	Sable Læssique	Læss Sableux	Læss	Læss Argileux	Læss très Argileux
<b>K</b>	0.02	0.03	0.05	0.08	0.09



### Gibbs (1961):

$$R = [(\gamma_w / \gamma_d) - 1/G] / w_L$$

Où:

$\gamma_w$ : Poids volumique de l'eau.

$\gamma_d$  : Poids volumique sec ;

$G_s$ : Densité des grains solides ;

$R \geq 2\%$  sol affaissable.

### 5-Gibbs et Bara(1962):

Critère d'évaluation du risque d'effondrement, ce critère basé sur masse volumique sèche et limite de liquidité à travers l'abaque comme suivant:

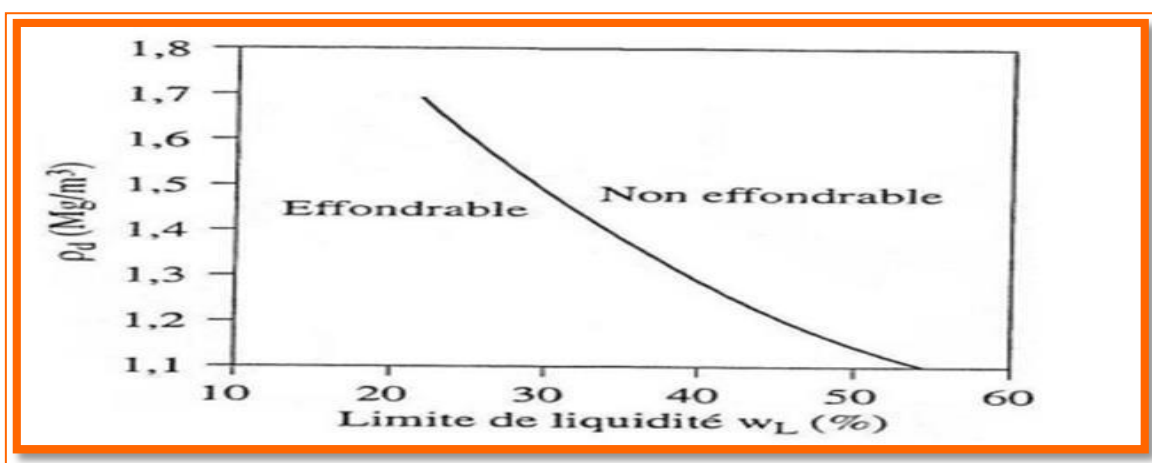


Figure. I.6: Critère d'évaluation du risque d'effondrement proposée par Gibbs et Bara (1962).

### 6-Feda (1964):

$$K_L = [(w_0 / s_r) - w_p] / I_p$$

Où :

$w_0$ : Teneur en eau naturelle ;

$w_p$ : Limite de plasticité ;

$I_p$ : Indice de plasticité ;

$s_r$ : Degré de saturation ;

Pour  $s_r < 1$  et  $K_L \geq 0.85$  sol affaissable.



### 7- Feda (1966): [11]

Si :

$n_0 > 40\%$  sol susceptible à l'affaissement.

Où :  $n_0$  : porosité du sol;

### 8-Markin(1969): [12]

$$R = \gamma_d / \gamma_{dl}$$

Où:

$\gamma_{dl}$ : Poids volumique sec à la limite de liquidité ;

$\gamma_d$ : Poids volumique sec.

$R > 1.3$  sol gonflant.

$R < 1.1$  sol affaissable.

### 9-Zur et Wiseman (1973):

$$R = \gamma_d / \gamma_l$$

Si  $R < (1.0, 1.1) \rightarrow$  sol effondrable

### 10-HANDY(1973):

Teneur en argile ( $< 0.02$  mm)

Si

$< 16\%$  - Affaissabilité très probable.

De 16 à 24 - Affaissabilité probable.

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

$> 32\%$  - pas d'affaissement.

### 11- Bally (1973):

$$I_{mg} = \sum_{j=1}^n i_{mgjh_j}$$

Où :

$i_{mgj}$ : Coefficient de tassement mesuré à l'œdomètre quand l'échantillon est inondé sous (2 à 3 kg/cm<sup>2</sup>) ;



$h_j$ : Épaisseur de la couche  $j$  ;

$I_{mg}$ : Le potentiel de l'affaissement total (le loess est affaissable si  $I_{mg} = 10$

à 12 cm/m).

### 12-Krastilov (1980):

$$\mathcal{S}_{(3,5)} = 0.166 s_r^2 + 0.665 I_p + 0.078 e^{-0.165 s_r} - 0.854 I_p \cdot S_r$$

$\mathcal{S}_{(3,5)} \geq 2\%$  sol affaissable.

### 13-Minkov et al (1980):

$$\mathcal{S} = 0.05 (n_0 - 40) \cdot (30 - w_0)$$

$\mathcal{S} \geq 2\%$  sol affaissable

### 14-Kassif d'après Austerlitz et Al (1983):

A défini un critère basé uniquement sur le poids volumique initial et sur la teneur en eau initial.

Pour qu'un sol s'effondre, il faut que  $w_0 \gamma_0 \leq 1.5$ .

### 15-Anderson(1985):

Degré d'effondrement  $R = 5.5 - 3.82 \log(w_1/w_p) - 1.63 \log(w_0) - 1.24(C_u) - 0.918 \log(P_{10}) + 0.465 \log(D_{10}/D_{40}) - 0.45 \log(D_{99}/D_{50}) - 0.303 P_{200}$

Où :

$C_u$ : Coefficient d'uniformité du sol ( $C_u = D_{60} / D_{10}$ ).

$P_{10}$ : La fraction du sol passant à travers le tamis n° 10 (2mm) ;

$P_{200}$ : La fraction du sol passant à travers le tamis n° 200 (0.075mm) ;

$D_x$ : C'est le diamètre qui à travers lequel passe x% du sol.

$R \geq 2\%$  : sol affaissable.

### 16-Clevenger (1985):

La densité sèche peut donner une vue sur la macroporosité des sols.

Si :

$\gamma_d < 1.28 \text{ g/cm}^3$  : l'effondrement se manifeste après une faible augmentation de teneur en eau.



$\gamma_d > 1.44 \text{ g/cm}^3$  : pas l'effondrement.

Entre ces deux limites l'effondrement peut se manifester.

### 17-Reginatto(1992) :

Basé sur le critère de Markin(1969), Reginatto suggère que le sol est Susceptible à l'affaissement si :  $R > 0.02$ .

### 18-Ayadat et Abbeche (1992) :

$W_L \leq 1.25 (w_0 / s_0)$  : le sol est susceptible à l'affaissement.

### 19-Ayadat et Belouahri (1996) :

Critère basé sur la granulométrie

Si  $C_u \geq 12$  Le sol est collapsible.

Si  $4 < C_u < 12$  Le collapse est probable.

Si  $C_u \leq 4$  Le collapse ne manifeste pas.

Avec :

$C_u$  : coefficient d'uniformité.

### 20- Ayadat et Abbeche(1997):

Si

$\gamma_h \leq 0.78 \gamma_s$  sol susceptible à l'affaissement.

### 21- Ayadat et Ouali (1999):

Si  $I_p \leq 20$  et  $15\% \leq W_L \leq 35\%$  le sol est collapsible.

Si  $I_w < 1$  le collapse est très probable.

La droite  $I_p = 0.5W_L - 10$  proposé comme limite séparant les sols affaissables des non affaissables.

### 22- Abbeche et al (2005):

Si :

$5\% < (\% \text{ des particules fine } < 2\mu\text{m}) < 15\%$  et  $W_L < 20\%$  L'effondrement est très probable.

Si :



15% < (%des particules fine < 2 $\mu$ m) < 30% et 15% <  $W_L$  < 30% L'effondrement est probable.

Si : (%des particules fine < 2 $\mu$ m) > 30% et  $W_L$  > 35% Pas d'affaissement.

### I.12.2 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.

#### I.11.2.1 Essais œdométrique simple:

**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 poursuivi jusqu'à son chargement maximal. La courbe qui en résulte est représentée sur la (**figure : I.7**).

Le potentiel d'affaissement ( $C_p$ ) est défini comme suit :

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

$$\Delta e : e_2 - e_1$$

Où

$\Delta e$  : la variation de l'indice des vides après mouillage.

$e_0$ : Indice des vides initial

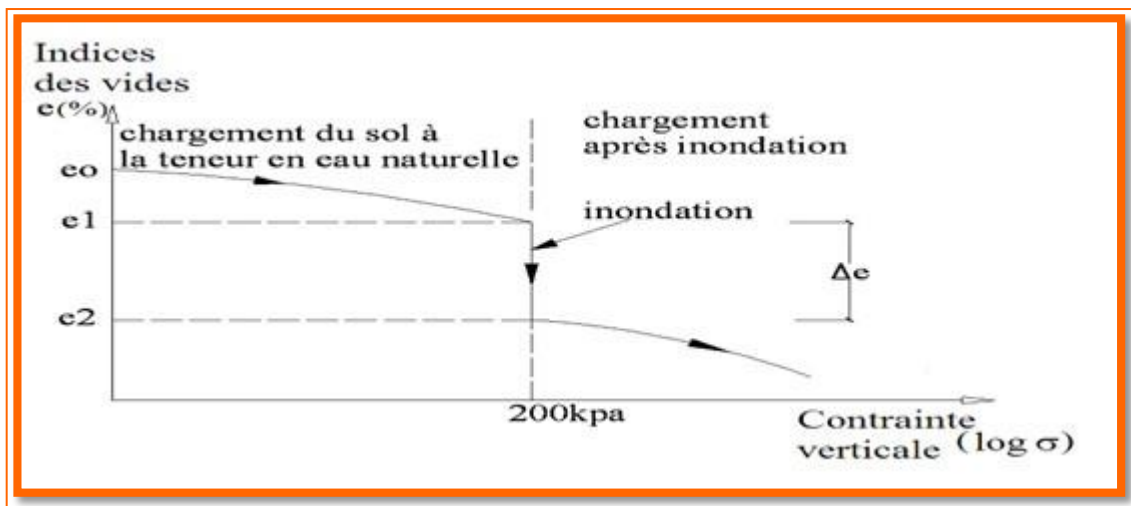


Figure I.7 : Courbe œdométrique (test de KNIGHT 1963).

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 :



C <sub>p</sub> (%)	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).

### I.12.2.2. Essai œdométrique double:

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). 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.

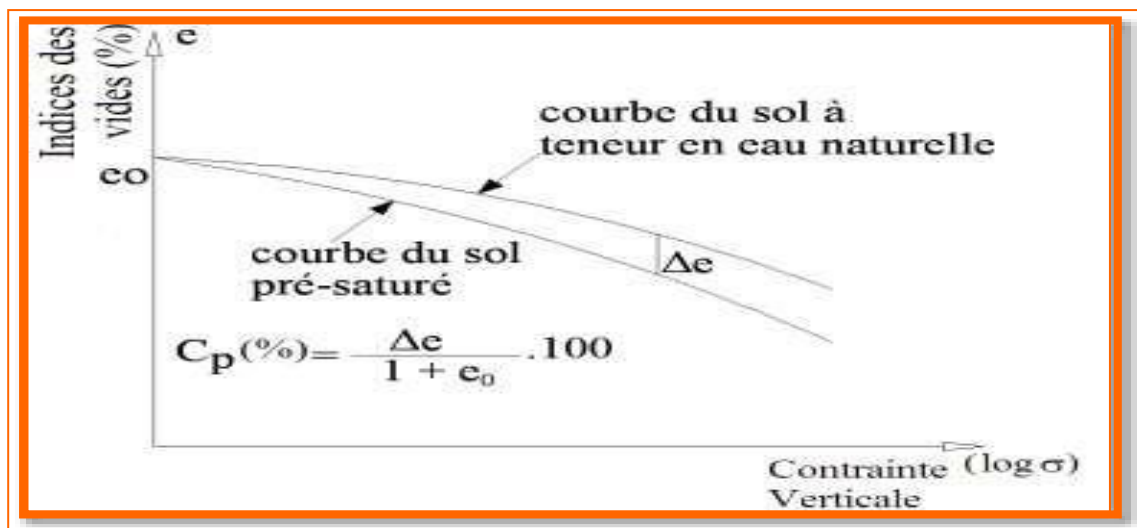


Figure. I.8: Double œdomètre (Knight et Jennings 1975).



### **I.12.3. 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. Méthodes De Traitement Des Sols Affaissables**

Les sols affaissables en place sont probablement très compressible, et de faible consistance après humidification. Dans le cas où le choix d'un autre site pour l'ouvrage est impossible, la solution possible reste la stabilisation du sol : c.à.d. l'amélioration des propriétés du sol.

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

Pour le traitement des sols collapsables ou affaissables on utilise plusieurs méthodes qui dépendent essentiellement de la profondeur et de la capacité portante que requiert l'ouvrage. Comme les méthodes 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

### **I.14. Le choix des techniques de traitement des sols:**

#### **I.14.1. Le choix basé sur profondeur du sol:**

Généralement les méthodes de traitement dépendent de la profondeur du sol affaissable 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 (1976) et sont reprises dans le tableau suivant:



Profondeur du sol à traiter	Les méthodes de traitement de sols
0 à 1.5 m 1.50 à 10m  Plus de 10m	<p>Méthodes courantes :</p> <ul style="list-style-type: none"><li>- Mouillage du sol et compactage.</li><li>- Excavation et compactage (avec ou sans utilisation d'un stabilisant comme la chaux ou le ciment).</li><li>- Contrôle des sources d'eau par drainage.</li><li>- Vibro flotation.</li><li>- Utilisation des Pieux.</li><li>- Injection du silt ou de la chaux.</li></ul> <p>inondation à l'eau s'il n'y a pas de couches sous-jacentes imperméables).</p> <ul style="list-style-type: none"><li>- Inondation et infiltration d'eau par des puits.</li><li>- Inondation et infiltration d'eau par des puits avec utilisation des explosifs.</li></ul> <p>Futures Méthodes :</p> <ul style="list-style-type: none"><li>- Traitement à la chaleur pour solidifier le sol surplace.</li><li>- Traitement aux ultrasons, les vibrations peuvent modifier les mécanismes de liaisons entre les grains.</li><li>- Utilisation d'un mortier additif, remplissant les pores, avant solidification.</li><li>- Traitement électrochimiques (addition d'un produit chimique pouvant rendre très résistant les liaisons intergranulaire).</li></ul>

**Tableau. I.04: Méthodes de traitement des sols affaissables selon Bara (1976).**

### **I.14.2 Le choix basé sur classes granulométriques et l'état du sol:**

Les domaines d'utilisation des différentes méthodes d'amélioration des sols, par référence aux classes granulométriques et à l'état du sol représenté par sa résistance de cône au pénétromètre statique.

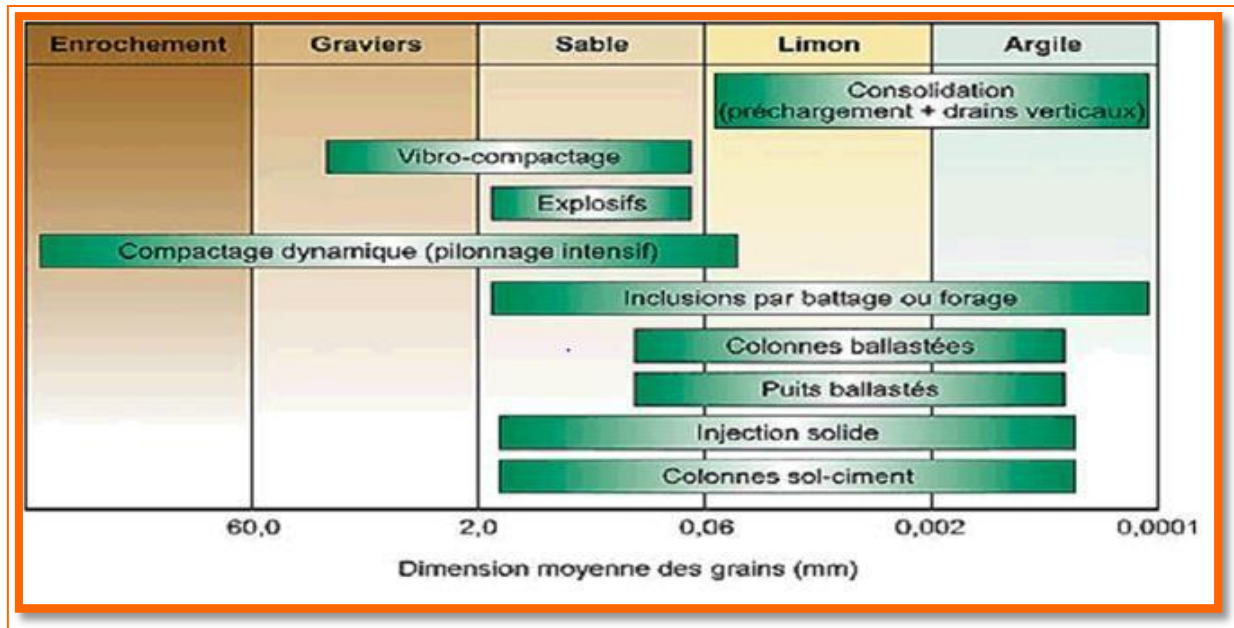


Figure. I.9: Les champs d'application des différentes techniques de traitement.

### I.15. Les procédés de traitement des sols Affaissables: [13]

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 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.

#### I.15.1. 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. [2].

Les ouvrages couramment concernés par le compactage sont les remblais routiers, les barrages en terre et les aérodromes.

- La densification mécanique du sol peut entraîner.
- Modification de la granulométrie
- Modification de la teneur en eau.
- Réduction ou élimination des risques de tassement.
- Augmentation de la résistance du sol et la stabilité du talus.



- Amélioration de la capacité portante.
- Limitation des variations de volume causées par gel, gonflement et retrait.

Il y a trois types de compactage:

- une pression exercée par un rouleau compacteur.
- une masse qui chute sur une hauteur donnée.
- une vibration transmise par un moteur à pulsation hydraulique monté sur un compacteur (ou grue)
- (vibrocompactage).

### I.15.1.a. 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 (lœss 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.



Figure .I.10 : Une masse qui chute.



### I.15.1.b. 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/m<sup>3</sup> de sol traité. Cette consolidation par explosion a été surtout employée en ex URSS dans les sables non cohérents et les lœss. [4]

### I.15.1.c. 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 sont réarrangés 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. I.11 : Compactage par vibro-sonde.

### I.15.2. 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. [4]



Ils existent plusieurs méthodes :

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



Figure .I1.12 : Liaison par agrégats d'argiles.

### I.15.3. Traitement par pré mouillage :

Ces méthodes sont efficaces pour les sols ayant des épaisseurs d'environ 5 m et exigent une disponibilité d'eau en grande quantité, par contre elle est poursuivie dans les sites urbains, cette technique consiste à réaliser un étang artificiel permettant d'accumuler une grande quantité d'eau au-dessus du sol collapsible le poids propre du terrain et l'infiltration lente de l'eau seront les causes principales de l'affaissement.[4]

### I.15.4. Traitement chimique :

Par malaxage ou injection de produits chimiques dans le sol tels que ciment portland, chaux, asphalte, chlorure de calcium ou de sodium, résidus de pâtes et papiers.

Il existe trois (03) types de traitement chimique 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 résistants contre les sollicitations causées par la circulation et les facteurs climatiques.



**Figure. I.13: Traitement chimique à la chaux et au ciment.**

### **I.15.5. 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 800°C, ce qui fait fondre le squelette du sol et les contacts entre les particules sont soudés. Le sol devient presque insensible aux phénomènes de gonflement et de retrait.

Cependant le coût du transport et de mise en place des unités mobiles de traitement peut être très lourd et n'est rentable, en terme strictement financier, que lorsque les quantités de sol à traiter sont importantes.

### **I.15.6. Traitement par pieu de sable :**

Le traitement des sols affaissables 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. [14]

### **I.15.7. 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. [14]

Le pré-chargement par étapes, lorsqu'il s'agit d'édifier des remblais de grande hauteur (>6m) sur une argile molle très compressible le chargement doit être fait par étapes pour éviter de provoquer la rupture par poinçonnement du sol.

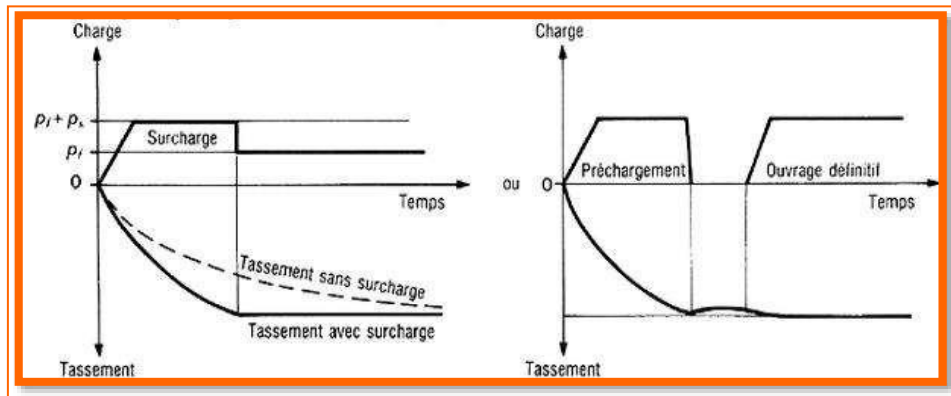


Figure. I.14 : Principe de traitement par pré chargement.

### I.15.8. 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. 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

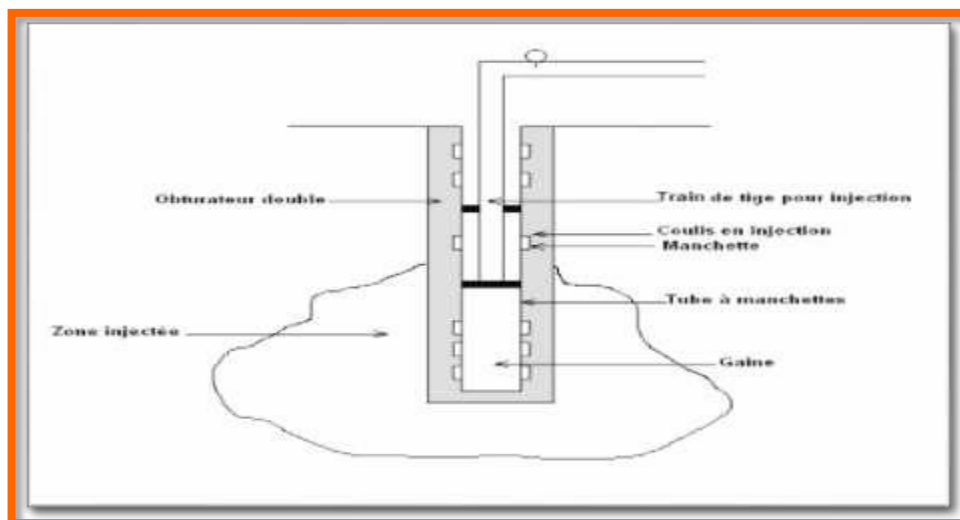


Figure. I.15 : Traitement par injection.



### I.15.9. Traitement par colonne ballastée :

Les colonnes ballastées, au sens le plus large de terme, ont été élaborées afin de permettre l'amélioration des sols de mauvaises qualités géotechniques. Le fait d'incorporer et de compacter un matériau ayant des caractéristiques géotechniques supérieures au sol en place entraîne un renforcement de ce dernier. Les différentes méthodes d'amélioration répondent à des contraintes techniques liées aux caractéristiques géotechniques des sols en place.

Les objectifs généraux qui sont attendus d'une amélioration sont attendus d'une amélioration de sols par inclusions souples sont:

- l'augmentation de la capacité portante du sol.
- l'augmentation de sa résistance au cisaillement.
- l'obtention d'un drainage radial efficace assurant la consolidation.

Les colonnes ballastées sont des colonnes constituées de matériaux granulaires, sans cohésion, mis en place par refoulement dans le sol et compactés par passes successives.

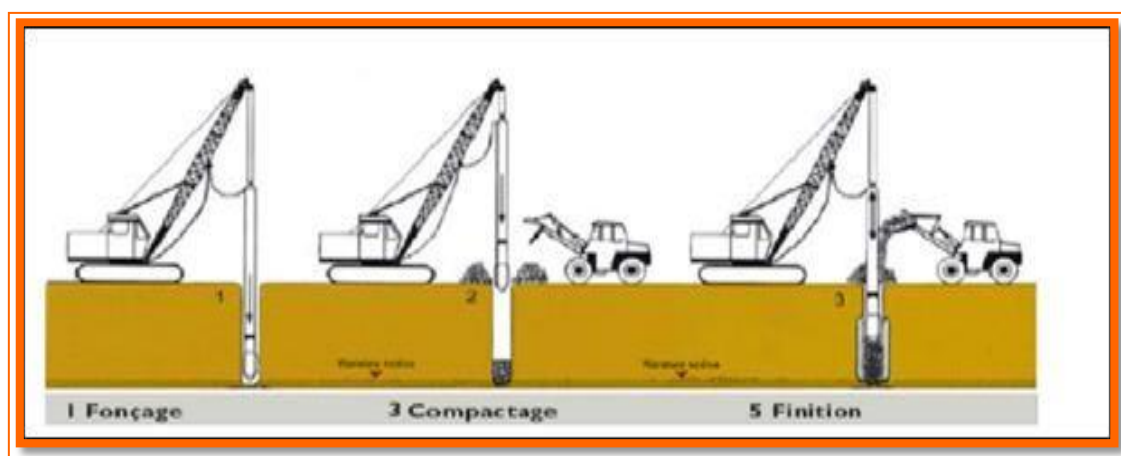


Fig. I.16: Mise en œuvre des colonnes ballastées.

### I.15.10. 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. [14]

### I.15.11. 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 silt eux 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 à 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. [4]



## CHAPITRE II MATERIAUX, MATERIEL ET ESSAIS

### II.1. INTRODUCTION :

Dans le présent chapitre nous allons donner les caractéristiques des matériaux utilisés dans la préparation de notre sol, puis nous allons détailler le programme d'essais suivi et qui va comporter des essais préliminaires définissant les caractéristiques physique chimique et minéralogique des sols affaissables, puis les essais mécaniques, mettant en évidence l'influence du traitement sur le taux d'effondrement de ces sols, les modes opératoires de ces différents essais sont décrits dans ce qui suit.

### II.2.MATERIAUX UTILISE :

Deux composantes essentielles rentrent dans la combinaison des sols d'essais : le sable et l'argile (Kaolin), et les déchets d'aluminium qui se présentent sous formes de fibres très.

#### II.2.1. Le sable :

Le sable utilisé pour la reconstitution de notre sol est extrait d'oued Maitar, région de Boussaâda dans la wilaya de M'sila, très utilisé pour la confection du béton dans les chantiers. Après son passage à l'étuvage (105°C) pendant 24 heures on a procédé au tamisage (2mm) les refus sont rejetés, les particules inférieures à 2mm sont récupérées.

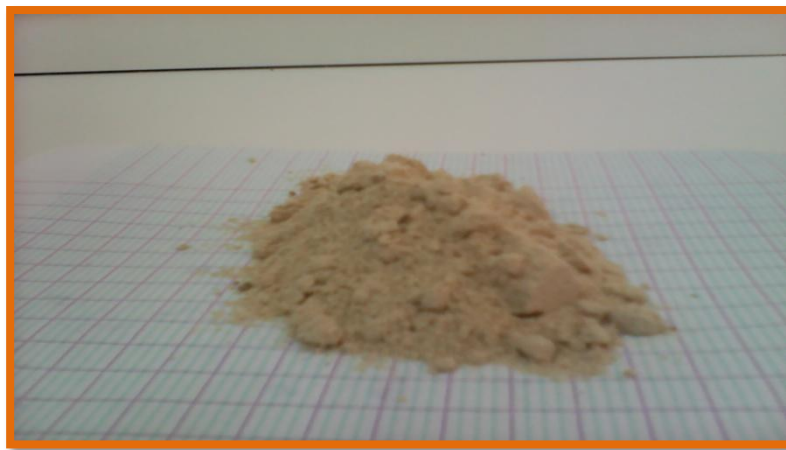


Figure. II.1 : le sable.

#### II.2.2.le kaolin :

Le kaolin est une argile blanche, friable et réfractaire, composée principalement de kaolinite, 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 (<80µm), est extrait de la mine de la région de Mila.



Figure. II.2 : le kaolin.

### II.2.3. 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.2.4. Déchets d'aluminium (Crasse) :

Les crasses noires, provenant de l'affinerie de l'aluminium, contiennent de 20 à 60 % d'aluminium. Elles renferment, en outre, une forte proportion de sels ajoutés à la charge (déchets d'aluminium, crasses blanches, crasses noires). Ces sels, constitués généralement de chlorures de sodium et de potassium, sont destinés, d'une part, à protéger l'aluminium de l'oxydation et de la nitruration par l'air et, d'autre part, à modifier les tensions superficielles des composés liquides de façon à améliorer le rendement de récupération de l'aluminium. [15]



Figure. II.3: la crasse noire.



### II.2.5.L'eau d'inondation :

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

### II.3.Les essais préliminaires du présent travail sont les suivants :

- L'analyse granulométrique.
- Équivalent de sable (ES).
- Masse volumique apparent  $\gamma_{\text{ap}}$
- L'essai Proctor du sol reconstitué.
- L'essai au bleu de méthylène.
- Masse volumique absolue  $\gamma_s$ .
- Limite d'atterberg.
- Essai mécaniques (œdométrique).
- Cisaillement.

Le matériel utilisé dans cette section est l'appareillage d'usage courant du laboratoire, spécifique à chaque type de manipulation.

### II.4. ESSAIS PRELIMINAIRES :

#### II.4.1.ANALYSE GRANULOMETRIQUE :

##### ✦ *définition :*

Il s'agit de déterminer la répartition en poids des grains du sol suivant leur analyse granulométrique.

On distinguera les particules pouvant être séparées par tamisage ( $d > 0,08 \text{ mm}$ ) et les particules fines pour lesquelles le tamisage est impossible. On a alors recours à l'essai de sédimentométrie. Un mode de représentation commode des résultats de l'analyse granulométrique est la COURBE GRANULOMETRIQUE. Elle représente pour chaque dimension « % » de particule, le poids (ou masse) « % » des particules de cette taille ou de tailles inférieures. Ce poids est exprimé en pourcentage par rapport au poids total de la matière sèche de l'échantillon étudié. Cette courbe est tracée en coordonnées semi-logarithmique. [16]

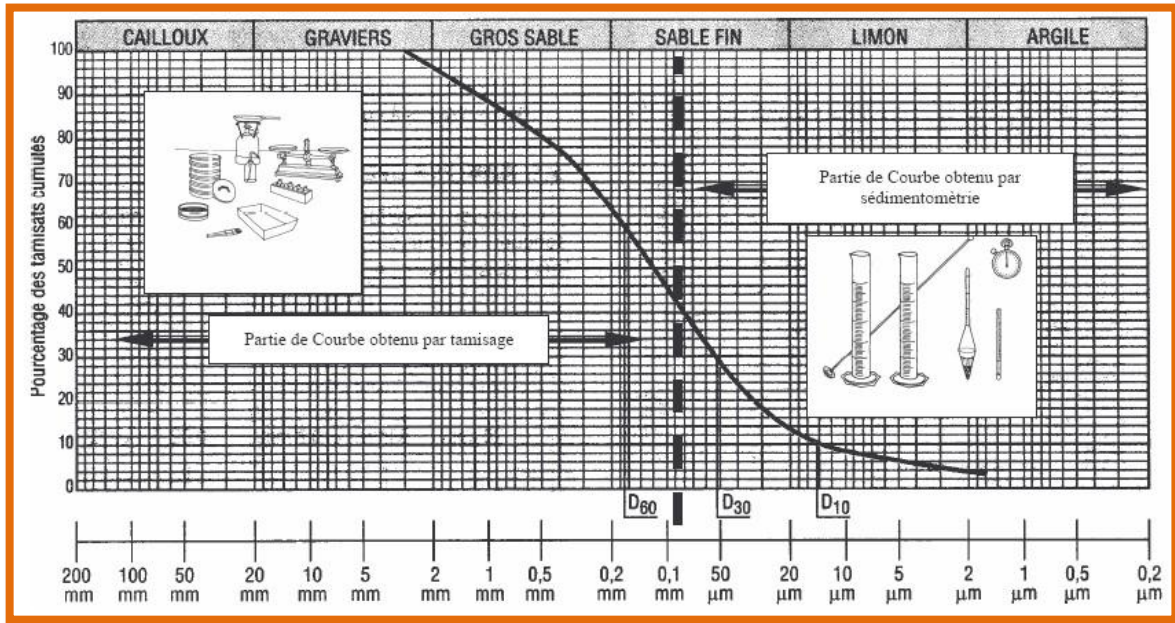


Figure .II.4: La courbe granulométrique.

### III.4.1.a. Analyse granulométrique par tamisage :

Ensemble des opérations aboutissant à la séparation selon la grosseur des éléments constituant un échantillon afin d'obtenir une représentation de la répartition de la masse des particules à l'état sec en fonction de leur dimension.

#### NORME A CONSULTER

NF P 94-056 : Sols : reconnaissances et essais - Analyse granulométrique d'un sol - **Méthode par tamisage**. Mars 1996

#### ➤ *Principe de l'essai :*

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

#### ➤ *Appareillage :*

- Une colonne de tamis propres et secs dont l'ouverture intérieure des mailles est respectivement de haut en bas (5 – 2 – 1 – 0.5 – 0.2 - 0.1 – 0.08) la colonne se termine par un fond pour 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. 5 : Une tamiseuse mécanique.

### ➤ *Mode opératoire :*

On procède suivant le mode suivant :

- Prélever 1,5 kg de matériau sec.
- Verser le matériau sur la colonne et la fixer soigneusement sur la tamiseuse.
- Agiter pendant cinq minutes.
- Peser chacun des tamis et porter les résultats sur la feuille de calcul.

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

### III.4.1.b. Analyse Sédiment métrique :

La sédimentométrie est un essai qui complète l'analyse granulométrique. Elle s'applique aux éléments fins inférieurs à 0.08mm. Les grains de diamètre différents sédimentent dans un milieu liquide au repos, à 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**".

#### NORME A CONSULTER

NF P 94-057 : Sols : reconnaissances et essais - Analyse Sédiment métrique Mai 1992

### ➤ *Appareillage spécifique :*

- un densimètre gradué de 0.995 à 1.030g/cm<sup>3</sup>.
- deux éprouvettes de 1 litre de contenance, de 85mm de diamètre et de 450mm de



- Hauteur de graduation.
- un agitateur mécanique dont la vitesse de rotation varie de 0 à 10000tr / min.
- un défloculant : hexametaphosphate de sodium.
- un agitateur manuel pour l'homogénéisation de la suspension avant essai.

### ➤ *Appareillage courant*

- un thermomètre gradué de 0 à 50°C.
- Un chronomètre
- eau déminéralisée (distillée).
- 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 :*

#### ✦ *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 cm<sup>3</sup> d'eau distillée additionnée de 60 cm<sup>3</sup> d'hexametaphosphate de sodium concentré à 5% dont la durée de vie de la solution ne dépasse pas un mois.
- L'agitateur mécanique qui doit séparer convenablement les grains doit être fait pendant 3 minutes à 10000 à 12000 trs /min.
- On verse la suspension dispersée dans l'éprouvette de 2 litres et on rince soigneusement le récipient de l'agitateur mécanique, puis on complète par l'eau distillée à 2 litres exactement.

### ➤ *Execution de l'essai :*

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

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

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



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



Figure .II.6 : Appareillage de sédimentométrie.

**Classes granulaires des granulats :**

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

Tableau .II.1 : Classes granulaires des granulats.

**II.5.Masse volumique :**

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

**II.5.1.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.

La masse volumique apparente d'un matériau pourra avoir une valeur différente suivant qu'elle



sera déterminée à partir d'un matériau compacté ou non compacté.

➤ **Principe :**

- Remplir une mesure de  $1 \text{ dm}^3$ , et en déterminer la masse.

La masse volumique apparente est donnée par :

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

**NORME A CONSULTER**

**NF P 94-054:** Sols : reconnaissances et essais - **Masse volumique Octobre 1991**

**NF P 18-558:** Granulats - **Détermination de la masse volumique absolue des**

➤ **Appareillage :**

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



**Figure .II.7: entonnoir trépied.**

### **II.5.2.Masse volumique absolue :**

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

Elle est exprimée par  $\rho_s$ , qui est la masse par unité de volume de la matière qui constitue le granulat.



### ➤ Appareillage :

- 03 Pycnomètre en verre de 100 cm<sup>3</sup>.
- Une balance de précision : force de 4 à 5 kg sensibilités 1 à 2 cg
- Un entonnoir à long col.

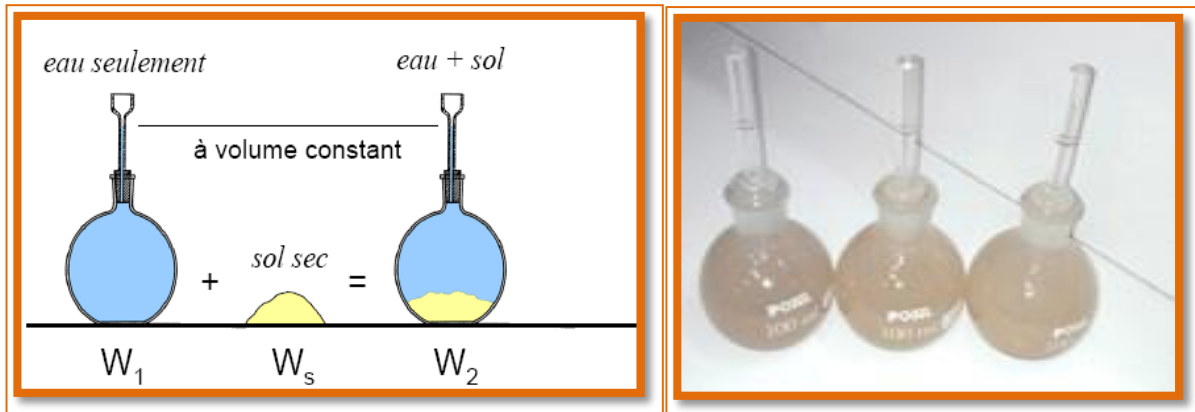


Figure .II.8 : Pycnomètre verre de 100 cm<sup>3</sup>.

### ➤ Mode opératoire :

- Préparer un échantillon de sable, sèche à l'étuve et refroidi.
- Peser le pycnomètre vide (sec et propre) M0.
- Deviser le couvercle et introduire 30 g du matériau, peser l'ensemble, soit M1.
- 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 M2.
- 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 M3.
- Reprendre mêmes étapes pour deux autres échantillons non utilisés.

### ➤ Exploitation des resultants:

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

$$\rho = \frac{(M1-M0)}{(M3-M0)-(M2-M1)} \text{ g/cm}^3.$$



### II.6.Équivalent de sable (ES) :

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

#### NORME A CONSULTER

NF P 18-598: Sols : reconnaissances et essais - Equivalent de sable Octobre 1991

Les valeurs de l'équivalent de sable indiquent la nature du sable en fonction du moyen de mesure et permettent d'apprécier la qualité pour composer un béton.

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 propriété 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.2 : Caractéristique de sable (ES).

#### ➤ Principe de l'essai :

L'essai consiste à verser un échantillon de sable et une petite quantité de solution floculant 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 floculant afin de faire remonter les particules de fines en suspension au-dessus du sable. Après 20 min, les hauteurs des produits sont mesurées. L'équivalent de sable est le rapport hauteur du sable sur hauteur totale.



### ➤ *Appareillage et matériels utilisés :*

- Une balance.
- Un Tami 5mm.
- Trois éprouvettes cylindriques transparentes en matière plastique, chacune est graduée en 1/10 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 :  $m=120g$ .



**Figure. II.9 : Appareillage et matériels utilisés pour l'équivalent de sable.**

### ➤ *Mode opératoire :*

- Prendre 500gr de l'échantillon de sable passant au tamis 5mm.
- Dans une éprouvette graduée, siphonner la solution lavant jusqu'à une hauteur de 10cm.
- Verser soigneusement une mesure de 120 gr de l'échantillon, à l'aide de l'entonnoir, dans l'éprouvette placer verticalement.
- Taper à plusieurs reprises la base de l'éprouvette cylindrique fortement sur la paume de la main pour déloger les bulles d'air et favoriser un bon mouillage de l'échantillon, laisser reposer 10 minutes.
- Boucher l'éprouvette à l'aide du bouchon de caoutchouc, la secouer horizontalement 90 fois aller-retour en 30secondes avec une course d'environ 20 cm. En suite placer l'éprouvette verticalement.



- Oter le bouchon de caoutchouc et le rincer au-dessus de l'éprouvette avec la solution lavant, réglée à un faible débit. En descendant le tube laveur dans l'éprouvette, rincer les parois, puis enfoncer le tube jusqu'au fond pour laver le sable et faire remonter les particules argileuses.
- Arrêter les l'écoulement lorsque le niveau du liquide atteint le repère supérieur 38 cm ; relever ensuite lentement le tube laveur.
- Laisser reposer, sans perturbation, pendant 20 minutes
- Au bout de ces 20 minutes mesurer  $h_1$ ,  $h_2$ ,  $h'_2$ .

$h_1$  : hauteur du sable.

$h_2$  : hauteur du sable +éléments fins.

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

L'équivalent de sable et déterminer par :

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

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



Figure .II.10 : Lire la hauteur  $H_1$  et  $H_2$  par la règle.

### II.7.Limites d'Atterberg :

#### ✦ Définition :

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.

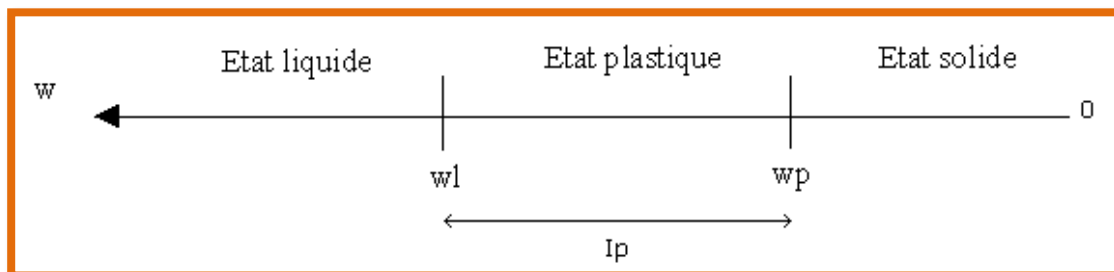


Figure .II.11 : Représentation des limites d'Atterberg.

### NORME A CONSULTER

NF P 94-051: Sols : reconnaissances et essais - Limite d'Atterberg\_Mars 1993

#### ✱ *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.

La formule suivante permet de déterminer la limite de liquidité à l'aide d'une ou deux mesures seulement.

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

#### ✱ *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 Ø sans qu'ils se rompent ou s'émiettent.

#### ✱ *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 dépendent de la nature des minéraux argileux contenus dans le sol et de leur quantité. C'est ainsi que Casagrande a défini un diagramme dit "Abaque de plasticité de Casagrande" qui permet de classer les sols fins.

Les sols peuvent se classer comme suit :



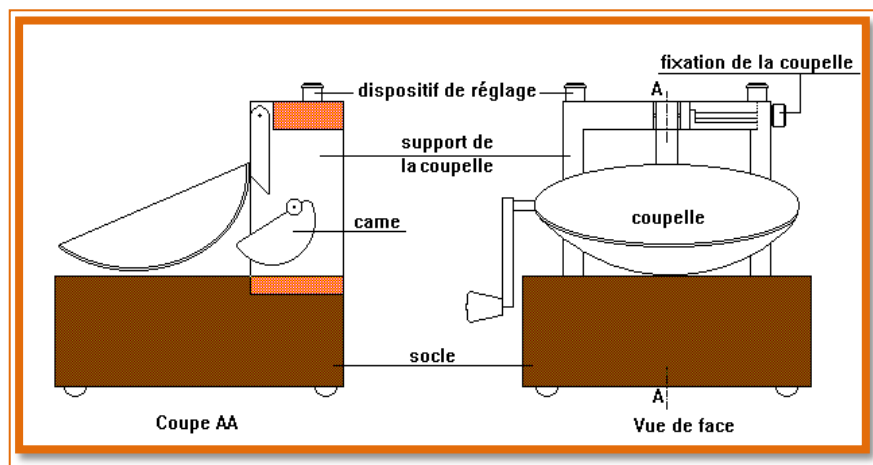
Indice de plasticité	Degré de plasticité
$0 < I_p < 5$	Non plastique (l'essai perd sa signification dans cette zone de valeurs)
$5 < I_p < 15$	Moyennement plastique
$15 < I_p < 40$	Plastique
$I_p > 40$	Très plastique

Tableau .II.3: Classement de sol par rapport leur indice de plasticité.

➤ **Appareillage :**

➤ **Équipements nécessaires pour la détermination de la limite de liquidité «  $w_L$  » :**

- Appareil de Casagrande : coupelle métallique, qui tombe de 10 mm sur un bloc en bois bakélite de dureté bien déterminée (**Figure : 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 boites de pétri, spatule, truelles.



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

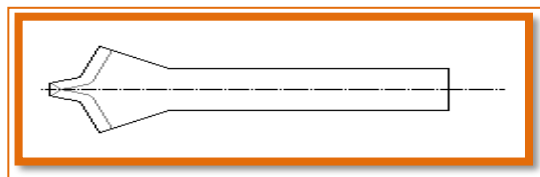


Figure II.12 : Appareil de Casagrande et matériel de la limite de liquidité.



Figure .II.13 : Appareil de Casagrande et matériel de la limite de liquidité pour kaolin.

➤ *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.14 : les étapes de la limite de plasticité.

### II.8. Essai de bleu de méthylène :

➤ *Principe de l'essai :*

Il consiste à déterminer la capacité d'adsorption ionique d'un sol en mesurant la quantité de colorant de bleu de méthylène nécessaire pour recouvrir la surface totale, externe et interne, de toutes les particules argileuses présentes dans la solution à étudier par une monocouche de bleu de méthylène. On appelle cette quantité, la valeur au bleu, notée VB et exprimée en grammes de bleu par grammes de sol, tel que montre l'équation :  $VB = VBM / M_{sol}$

Où : **VBM** est la quantité de bleu de méthylène adsorbé (ml), et  $M_{sol}$  masse sol sec de la prise



d'essai (g).

### NORME A CONSULTER

**NF P 94-093 : Sols : reconnaissance et essais - Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol Ou d'un matériau rocheux par l'essai à la tache**

#### ➤ *Matériel nécessaire :*

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



Figure .II.15: 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.

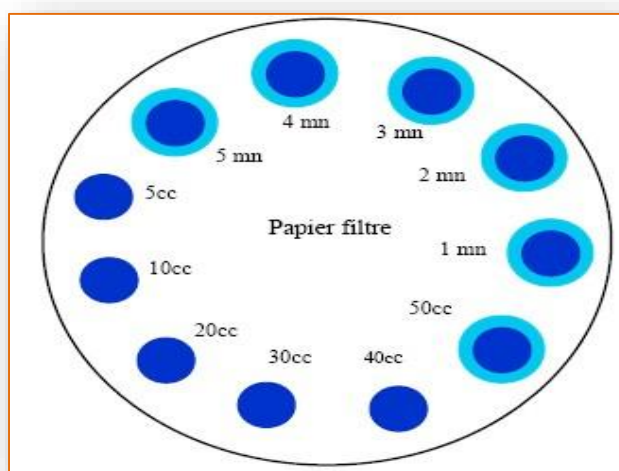


Figure .II.16: Résultats de valeur au bleu.

### ➤ Type de sol en fonction de la valeur «VBS »

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

Tableau .II.4 : type de sol en fonction de la valeur « VBS ».



### II.9. Essai Proctor :

#### ➤ 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.

#### NORME A CONSULTER

**NF P 94-093 : Sols : reconnaissance et essais - Détermination des références de compactage d'un matériau - Essai Proctor normal - Essai Proctor modifié**

#### ➤ La courbe de Proctor :

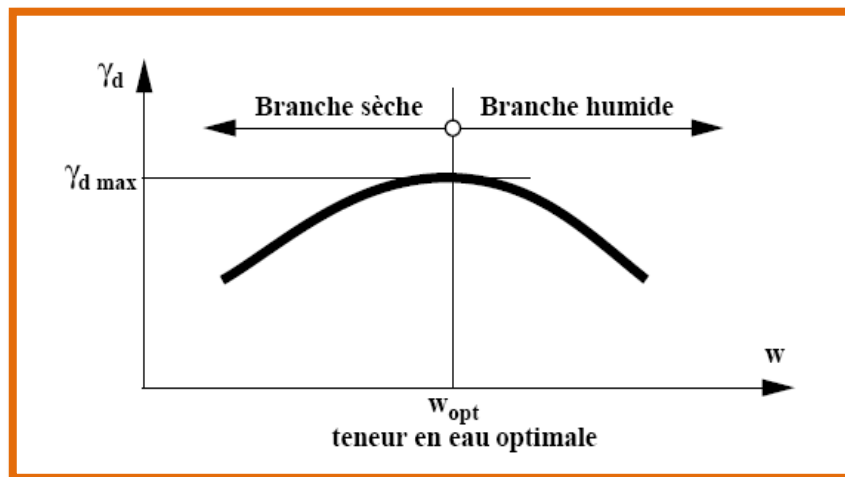


Figure .II.17 : Courbe de Proctor.

#### ➤ 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  $305 \text{ mm} \pm 2 \text{ mm}$  La masse de l'équipage mobile est de  $2490 \text{ g} \pm 2,5 \text{ g}$ .

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



Figure .II.18 : Appareillage spécifique pour essais de compactage (Proctor Normal).

### ➤ *Mode opératoire :*

- 1) Préparation du matériau :
  - Prendre 3 kg du matériau.
  - Humidifier soigneusement le matériau ainsi préparé à la teneur en eau désiré.
  - L'homogénéiser à la truelle, puis en le malaxant à la main ou dans un malaxeur.
- 2) Fixer la hausse sur le moule. Lubrifier l'intérieur du moule et celui de la hausse.
- 3) Mettre une quantité de matériaux dans le moule, suffisante pour qu'une fois compactée chacune des trois couches ait sensiblement la même épaisseur (la dernière couche devant avoir sa face supérieure au-dessus du niveau supérieur du moule, c'est-à-dire à l'intérieur de la hausse).
- 4) Compacter chaque couche à l'aide de dame de compactage en 25 coups. S'arranger pour que le compactage soit uniforme.
- 5) Une fois les trois couches compactées, enlever la hausse avec beaucoup de soin afin d'éviter la rupture de l'échantillon.
  - Araser le moule à l'aide de la règle.
  - Nettoyer l'extérieur du moule à l'aide d'un pinceau.
  - Peser le moule : on obtient le poids total humide.
- 6) Enlever la base du moule.



● Prélever deux échantillon à la partie supérieure et à 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 essai.

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

### II.10. ESSAIS MECANIQUES :

#### II.10.1.Essai œdométrique :

##### ➤ *Principe de l'essai:*

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placé dans une enceint cylindrique rigide « oedomètre ».Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai.

La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissant et décroissant suivant un programme défini. Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge.

L'oedomètre utilisé pour réaliser les essais de compressibilité à déformation horizontale nulle compote deux partie :

- ✓ v une cellule contenant l'éprouvette de sol.
- ✓ v un système de mise en charge.

#### NORME A CONSULTER

**XP P 94-090-1: Sols : reconnaissance et essais - Essai oedométrique\_partie 1 Décembre 1997**

##### ➤ *Appareillage :*

##### ✚ **Les matériels utilisés sont les suivants :**

- Appareil de l'oedomètre,
- des masses (1kg, 2kg, 4kg, 8kg.....).
- Plaque en verre.
- balance électronique de précision 0,01g.
- raseur,
- cuillère,
- chronomètre,
- pipette,



- tube à essai,
- un mortier en porcelaine,
- une dame de compactage du sol
- Papier filtre.

### ➤ *Appareil de l'oedomètre :*

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

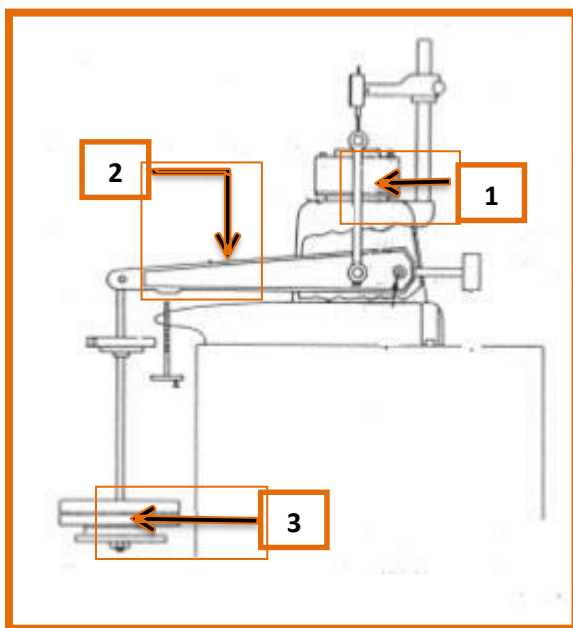


Figure .II.19 : Appareil de l'oedomètre Chargement par l'avant (palier).

- 1) Cellule oedométrique.
- 2) Bras de levier.
- 3) Poids.

### ✚ **Cellule oedométrique :**

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

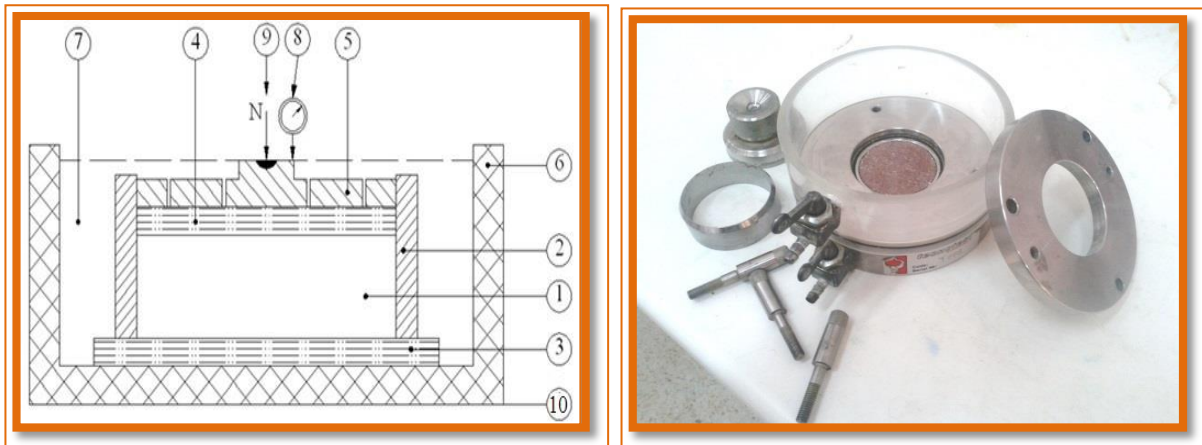
- ✚ Une bague oedométrique terminée par une tresse coupante ou une enceinte cylindrique rigide qui reçoit l'éprouvette de matériau. Le diamètre intérieur  $D$  de la bague doit être supérieur ou égal à 60 mm et sa hauteur telle que la hauteur initiale de l'éprouvette ( $H_i$ ), exprimée en millimètre, satisfasse à la condition suivante :  $10 \leq H_i \leq 0.4D$
- ✚ Un réservoir servant de bac d'imbibition muni d'un logement recevant la bague



oedométrique.

- ✱ Un dispositif permettant de répartir l'effort appliqué sur l'éprouvette de matériau par l'intermédiaire d'un cylindre rigide de diamètre très légèrement inférieur à celui de l'éprouvette afin de coulisser librement.
- ✱ Dans le cas l'utilisation d'un piston, ce dernier doit posséder en son centre, à sa partie supérieure, un logement pour rotule transmettant l'effort axial.
- ✱ Deux disques drainants rigides (pierres,..... etc.) plans et éventuellement reliés à des orifices pour la circulation des fluides.

**Note :** pour les matériaux raides à très raides, le diamètre de l'éprouvette pourra être réduit, sans être inférieur à 35mm, afin d'atteindre des contraintes supérieures à 1.6 MPa. Le bâti doit être adapté en conséquence.



**Figure .II.20 : Cellule œdométrique.**

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

### ✚ 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 150mm.



- ✦ Une dame de forme de disque de masse de 132.5g, perforée d'un trou de diamètre supérieur à celui de la tige.

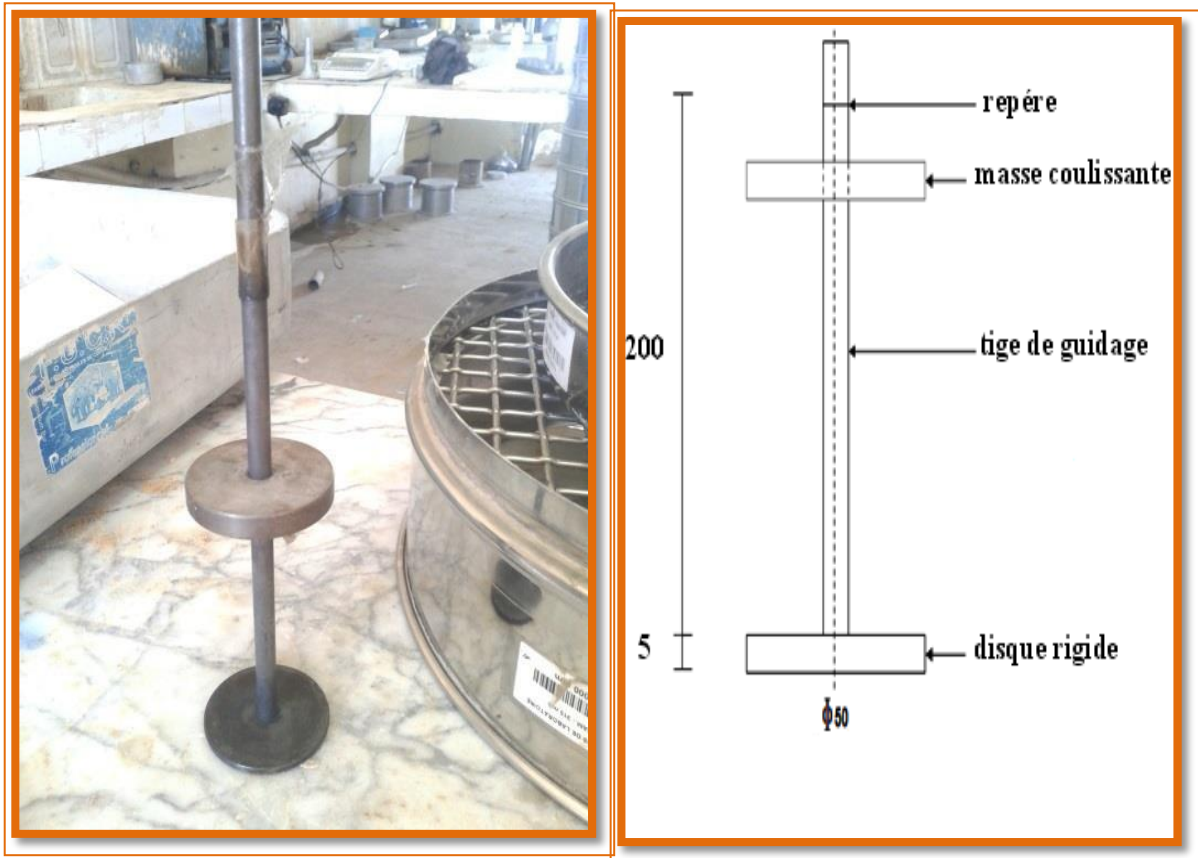


Figure .II.21 : Dame de compactage.

✦ Le bâti :

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

✦ L'anneau (bague annulaire) :

D'une bague annulaire rigide contenant l'éprouvette de sol, sa hauteur est 20 mm, diamètre intérieure 50mm, volume 39.25 cm<sup>3</sup> et son poids 50.73g.

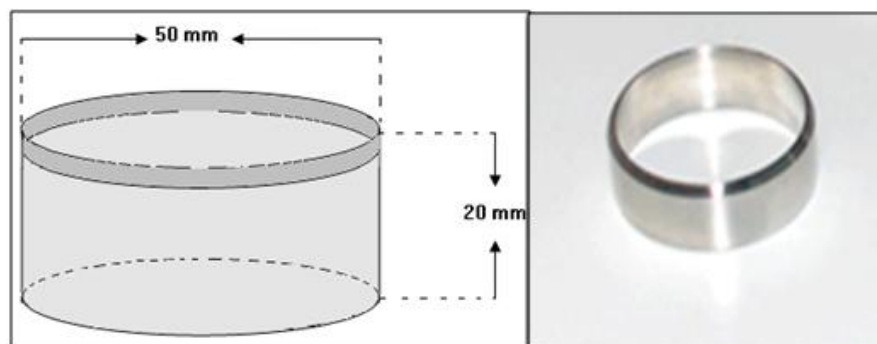


Figure .II.22 : L'anneau (bague annulaire)



### II.10.2. Programme des essais oedométriques :

#### II.10.2.a. Préparation de l'échantillon du sol :

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

#### ❖ Mise en place de l'échantillon du sol dans le moule :

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

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

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

#### ❖ *L'inondation de l'échantillon du sol :*

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

#### ❖ *Mise en charge de l'oedomètre selon Knight (1963) :*

- ✓ Une fois la bague contenant l'éprouvette de sol est dans la cellule, ce dernier est mise en place sur le bâti de chargement de l'oedomètre. Les charges sont appliquées par palier de 24 heures et chaque incrément est le double de l'incrément précédent, les tassements respectifs sont relevés sur le comparateur. Lorsqu'on arrive à une pression de 200 kpa (suggérée par Knight) et que le tassement soit complètement stabilisé (comme pour les charges précédentes), le programme des essais comporte 01 liquides d'inondation afin de voir l'influence sur l'affaissement de ce sol.
- ✓ Les charges sont appliquées par palier de 24 h et chaque incrément est le double du précédent (50-100-200-400); après chaque application de la charge on note le tassement



H (mm) en fonction du temps jusqu'à stabilisation du comparateur.

- ✓ Les lectures sont levées aux instants : 0s-15s-30s-1min-2min-4min-8min-15min-30min-1h-2h-4h-8h-24h). L'essentiel est de respecter le mieux possible cette progression des temps réels des lectures, noter les amplitudes de tassement au centaine de millimètre juste avant d'appliquer la charge suivante.

❖ *Détermination l'indice de vide et potentiel de collapse :*

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

$$\gamma_h = M/V$$

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

$\gamma_h$ : 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<sub>0</sub>** : est sa hauteur.

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

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

$\gamma_d$ : La masse volumique du sol sec

**w<sub>0</sub>** : est la teneur en eau initiale

**e<sub>0</sub>** : L'indice des vides initial

$\gamma_s$ : est la masse volumique des grains solides

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

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

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

$$H = h_0 - \Delta h$$

**P<sub>sec</sub>** : poids de sol sec.

**S**: section droite de l'éprouvette

**h<sub>0</sub>**: hauteur initiale de la cellule oedométrique

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

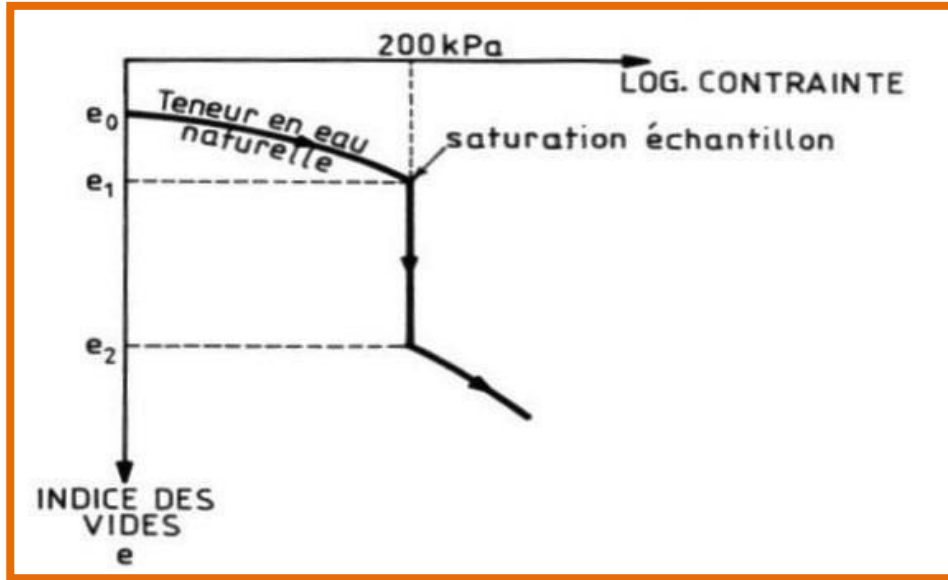
$$C_p = (\Delta h / h_0) \times 100\% \cong (\Delta e / (1 + e_0)) \times 100\%$$

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



Et le potentiel de collapse est égal :

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



II.10.2.b. Le programme d'essais réalisé :

✚ Pour un sol reconstitué sans traitement :

Nombre du sol	Teneur en eau initiale Wo (%)	Énergie de compactage Ec en nombre	Hauteur de chute (cm)	L'eau d'inondation	Nombre total des essais	
3	2	20	15	l'eau distillée	9	
		40				
		60				
	4	20	15	l'eau distillée		
		40				
		60				
	6	60	20	15		l'eau distillée
			40			
			60			

Tableau .II.5: Programme des essais oedométriques Pour un sol reconstitué sans traitement.



### ✚ Pour un sol reconstitué avec traitement :

Nombre du sol	Teneur en eau initiale $W_o$	Teneur en crasse d'aluminium (%)	Hauteur de chute (cm)	L'eau d'inondation	Energie de compactage	Nombre total des essais
2	4%	5	15	l'eau distillée	20	18
					40	
					60	
		6	15	l'eau distillée	20	
					40	
					60	
	7	15	l'eau distillée	20		
				40		
				60		
	6%	5	15	l'eau distillée	20	
					40	
					60	
6		15	l'eau distillée	20		
				40		
				60		
7	15	l'eau distillée	20			
			40			
			60			

Tableau.II.6:Programme des essais oedométriques Pour un sol reconstitué avec traitement.

### II.11.ESSAI DE CISAILLEMENT DIRECT SUR LES SOLS :

#### ➤ *But de l'essai :*

Il s'agit de déterminer les caractéristiques mécaniques d'un sol en procédant au cisaillement rectiligne d'un échantillon sous charge constante. L'essai de cisaillement permet de tracer la courbe intrinsèque du sol étudié, et de déterminer son angle de frottement interne  $\phi$  et sa cohésion  $C$  (dans notre cas la cohésion est nulle). 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.

#### NORME A CONSULTER

NF P 94-071-1 Aout 1994 : Sols : reconnaissances et essais - CISAILLEMENT DIRECT SUR LES SOLS

#### ➤ *Le Principe :*

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une boîte de cisaillement constituée de deux demi-boîtes indépendantes. Le plan de séparation des deux demi-boîtes



constitue un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette. Il consiste à :

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

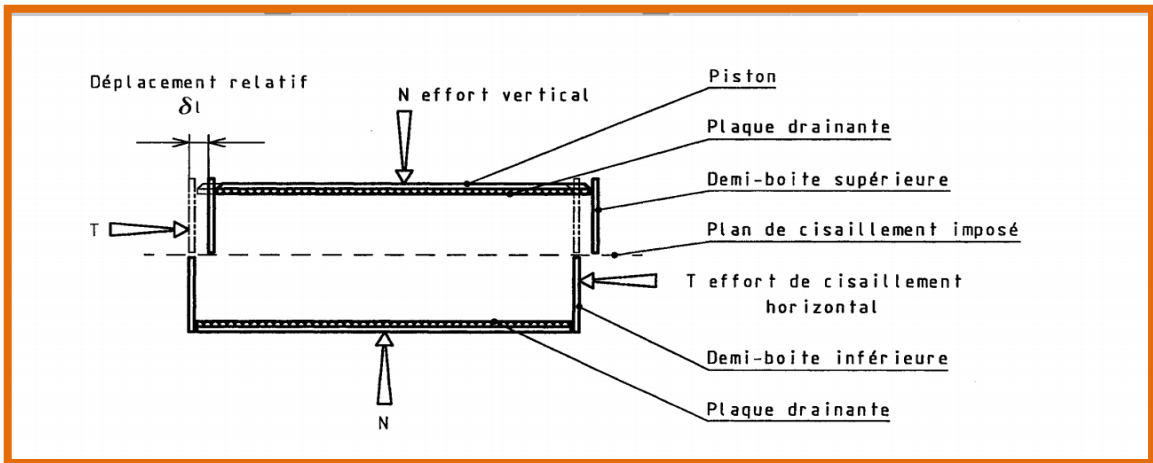


Figure .II.23 : principe d'un essai de cisaillement rectiligne à la boîte.

➤ *Appareillage spécifique :*

- 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-boîte.
- Le système de mesurage des efforts, des déplacements et du temps.

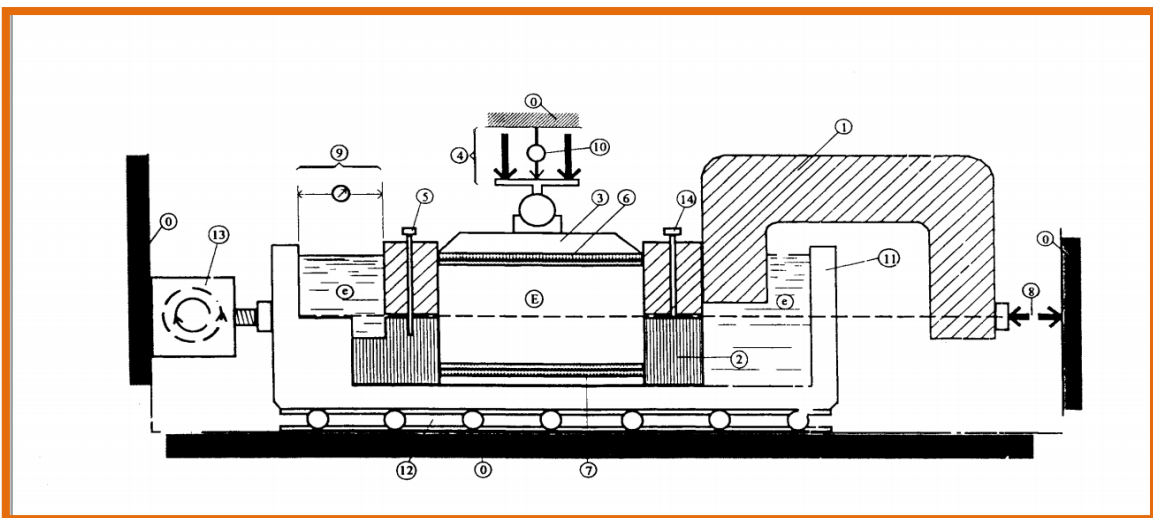


Figure .II.24 : schéma de la boîte de cisaillement.



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

### ➤ *La machine de cisaillement:*

Elle comporte essentiellement:

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



Figure .II.25 : Appareillage de cisaillement.



### ❖ LA BOITE DE CISAILLEMENT OU BOITE DE CASAGRANDE

IL existe différents modèles de boîte de cisaillement, dans laquelle est mise l'éprouvette d'essai, mais tous reposent au même principe.

- ✱ Une boîte de cisaillement comporte essentiellement.
- ✱ Une demi-boîte inférieure, munie d'une pierre poreuse plate, striée ou dentée,
- ✱ Une demi-boîte supérieure.
- ✱ Un piston muni à sa base d'une pierre poreuse plate, striée ou dentée, glissant librement dans la demi-boîte supérieure et transmettant à l'éprouvette l'effort vertical exercé.
- ✱ Deux goupilles, solidarissant les deux demi-boîtes, avant l'essai.

Les dimensions intérieures des demi-boîtes couramment utilisées sont de (6\*6 cm) pour les sols cohérents homogènes, de (10\*10cm) pour les sols pulvérulents ou hétérogènes.

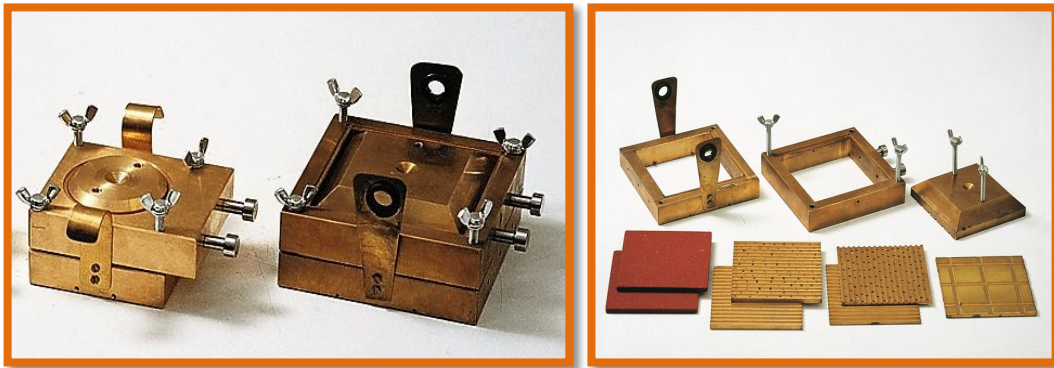


Figure .II.26 : la boîte de CASAGRANDE.

### ➤ *Procédure de l'essai:*

Elle comporte les étapes suivantes:

- Placer l'étrier de charge sur le piston de la boîte. Placer le comparateur vertical et le mettre à zéro.
- On met la boîte dans la machine de cisaillement.
- On place la bille sur le piston.
- On place l'étrier sur le piston et à l'aide d'un levier, on met en règle le bras de 1<sup>ère</sup>.
- Désolidariser les deux demi-boîtes en enlevant les goupilles.
- On charge le plateau.
- On desserre les boulons pour que la demi-boîte supérieure ne coïncide pas avec la demi-boîte inférieure. On met la machine en marche.
- On note tous les 15, 30, 45 secondes les lectures.
- Enfin on arrête la machine quand le cisaillement est achevé.



✚ *Avantage et inconvénients de l'essai de cisaillement direct*

❖ *Avantage :*

- ✚ simple
- ✚ rapide
- ✚ économique (peu coûteux).

❖ *Inconvénient :*

➤ Les conditions de drainage ne sont pas maîtrisées :

- ✚ Pour les sols pulvérulents; le drainage est rapide; et les contraintes appliquées sont des contraintes effectives.
- ✚ Pour les sols fins :
  - ✓ Si le cisaillement est rapide: contraintes totales et comportement à court terme.
  - ✓ Si le cisaillement est lent ( $\mu\text{m}/\text{min}$ ): contraintes effectives et comportement à long terme.

➤ La surface de l'échantillon, soumise aux efforts de cisaillement, varie au cours de l'essai; puisqu'il y a déplacement relatif des deux demi boîtes.

➤ La répartition des contraintes sur le plan de cisaillement n'est pas uniforme; la contrainte de cisaillement est maximale au centre de l'échantillon et décroît pour s'annuler vers les bords.

➤ La répartition de la pression verticale est commandée par les légers mouvements du piston qui ont souvent tendance à basculer.

La boîte de Casagrande, malgré ces imperfections, est la plus utilisée dans la pratique courante.

**II.11.1.Le programme d'essais réalisé :**

**II.11.1.a.Pour un sol reconstitué sans traitement :**

Nombre du sol	Teneur en eau initiale $W_o$ (%)	Énergie de compactage $E_c$ en $\text{kJ/m}^3$	Contrainte vertical ( $\text{KN/m}^2$ )	Hauteur de chute (cm)	L'eau d'inondation	Nombre total des essais
3	2%	20	100	15	L'eau distillée	2
			200			
			400			
		40	100	15	L'eau distillée	
			200			
			400			

**Tableau .II.7: Programme des essais cisaillement Pour un sol reconstitué sans traitement.**



II.11.1.b. Pour un sol reconstitué avec traitement :

Teneur en eau initiale $W_o$	Teneur en crasse d'aluminium (%)	Energie de compactage	Contrainte verticale (KN/m <sup>2</sup> )	L'eau d'inondation	Hauteur de chute (cm)	Nombre total d'essai
4%	5%	20	100	l'eau distillée	15	6
			200			
			400			
		40	100			
			200			
			400			
		60	100			
			200			
			400			
	6%	20	100			
			200			
			400			
		40	100			
			200			
			400			
		60	100			
			200			
			400			

Tableau. II.8: Programme des essais cisaillement Pour un sol reconstitué avec traitement.



## Chapitre III

### PRESENTATION DES RESULTATS

#### III.1.INTRODUCTION :

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

Les résultats qui seront analysés et exploités dans ce chapitre sont obtenus à partir de l'exécution des essais préliminaires et principaux décrits dans le chapitre précédent.

#### III.2.RÉSULTATS DES ESSAIS PRÉLIMINAIRES :

##### III.2.1. Analyse granulométrique :

##### III.2.1.a. Analyse granulométrique par tamisage :

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

##### ➤ *Granulométrie des sables :*

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

Diamètre des tamis (mm)	Refus élémentaire (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisats cumulés (%)
5	121	121	8,06	91,93
2,5	61	182	12,13	87,86
1,25	39	221	14,73	85,26
0,63	42	263	17,53	82,46
0,315	202	465	31	69
0,16	976	1441	96,06	3,93
0,08	42	1483	98,86	1,13
Fins	14	1497	99,8	0,2
<b>Total</b>	<b>1500</b>			

Tableau .III.01: résultats de l'analyse granulométrique de sable.

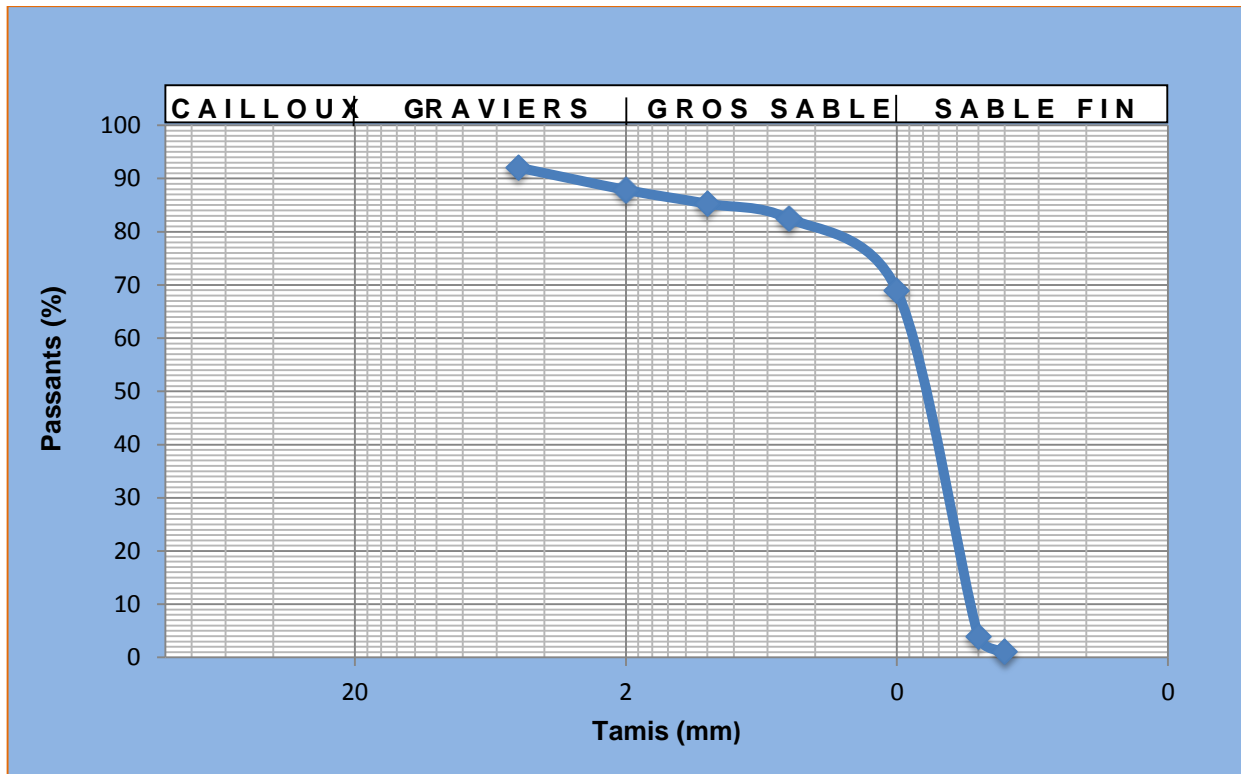


Figure .III.01 : courbe granulométrique par sédimentométrie de sable.

Donc les caractéristiques du sable utilisé sont :

➤ Coefficient d'uniformité :  $C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \rightarrow C_u = \frac{0.28}{0.15} \rightarrow C_u = 1.86.$

➤ Coefficient de courbure :  $C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{60}d_{10}} = \rightarrow C_c = \frac{(0.18)^2}{0.28 \times 0.15} \rightarrow C_c = 0.77.$

➤ *Analyse granulométrique du kaolin :*

Tamis (mm)	Tamisât en %
0,080	70
0,075	67.07
0,055	60.23
0,038	53.72
0,025	47.27
0,017	41.43
0,012	34.97
0,008	28.61
0,005	20.93
0,002	13.95

Tableau .III.02 : Granulométrie par laser de kaolin.



Les résultats de l'analyse granulométrique c'est l'assemblage de ceux par tamisage Pour les particules supérieures ou égales à 80µm et celles déduites de l'analyse par laser (pour les particules inférieures à 80µm.

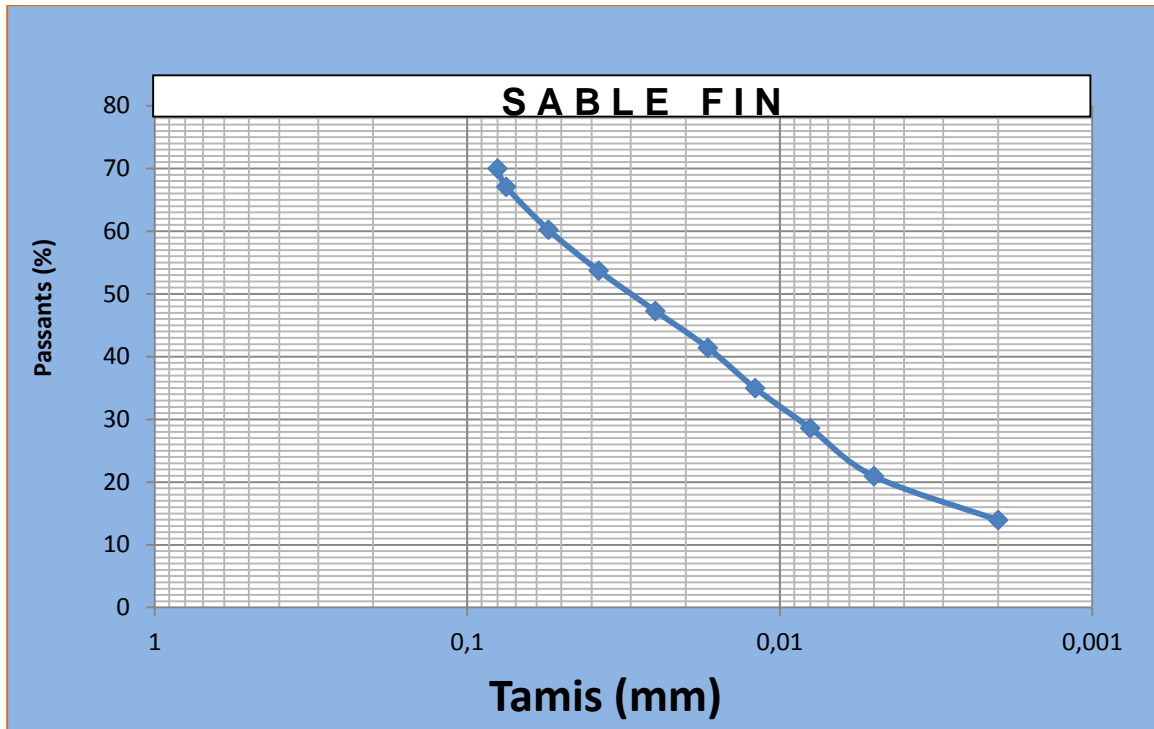


Figure. III.02: Granulométrie par laser de kaolin.

➤ *Analyse granulométrique par tamisage de sol reconstituée:*

Tamis en (mm)	Tamisât
2	99,95
1	96,4
0,4	89,64
0,2	45,65
0,1	34,19
0,08	22,05
0,04	17,95
0,02	12,29
0,01	7,35
0,004	2,71
0,002	0,25

Tableau .III.03 : Résultats de l'analyse granulométrique par tamisage des sols reconstituée.

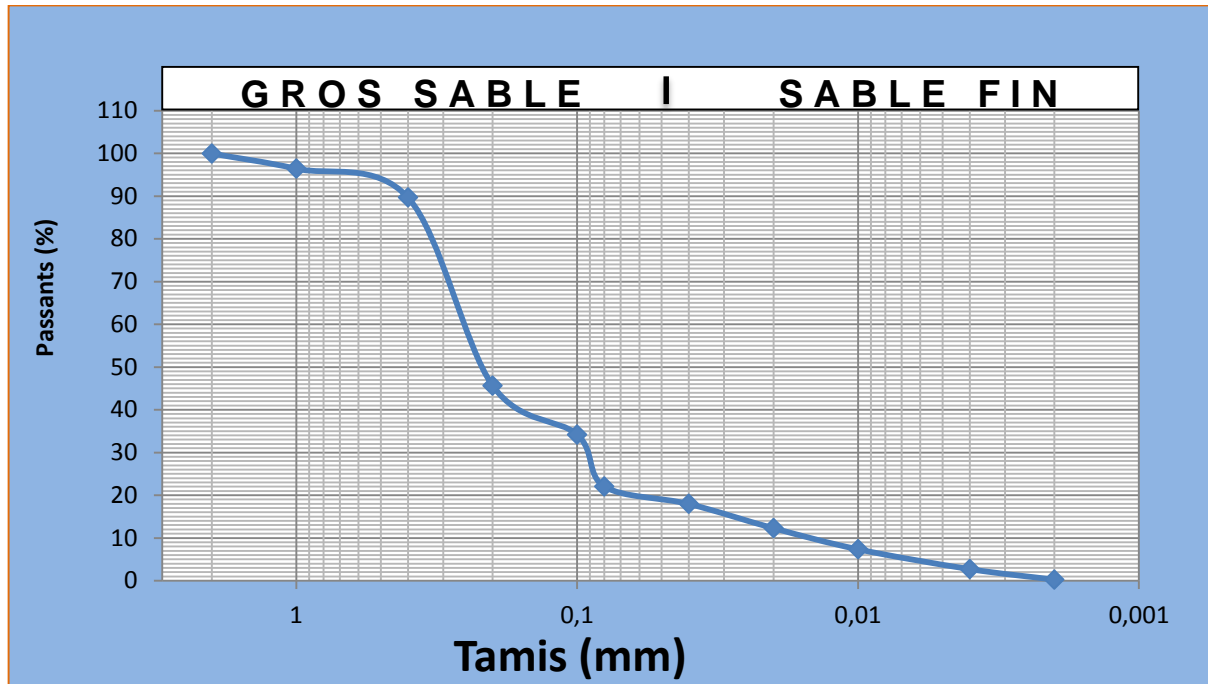


Figure .III.03 : courbe granulométrique par tamisage de sol reconstitue.

Donc les caractéristiques du sable utilisé sont :

- ☀ Coefficient d'uniformité:  $C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \rightarrow C_u = \frac{0.25}{0.017} \rightarrow C_u = 14.7$ .
- ☀ Coefficient de courbure:  $C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{60}d_{10}} = \rightarrow C_c = \frac{(0.91)^2}{0.25 \times 0.017} \rightarrow C_c = 1.94$ .

### III.2.2.Équivalent 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 :

	H 1	H 2	H' 2	Esv (visuel)	Esp (piston)
Essai 01	11.1	8.5	8.6	76.58	77.48
Essai 02	11.4	8.7	8.5	76.32	74.56
Essai 03	11.2	8.6	8.4	76.79	75.00
				<b>76.56</b>	<b>75.68</b>

Tableau .III.04 : résultats d'équivalent de sable.

### III.2.3.La masse volumique :

#### III.2.3.a.la masse volumique absolue :

➤ On rappelle que :

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



- 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 : (méthode des éprouvettes graduées) :*

$$M_v = \frac{m}{V_2 - V_1}$$

Masse (graduées)	Volume 1 (V <sub>1</sub> )	Volume 2 (V <sub>2</sub> )	Masse volumique	Moyenne
250	250	341	2.75	
250	250	345	2.63	<b>2.67 g/cm<sup>3</sup></b>
250	250	345	2.63	

**Tableau .III.05 : résultats du poids spécifique du sable.**

✚ *la masse volumique absolue du sable (méthode de pycnomètre) :*

	M <sub>0</sub> (g)	M <sub>1</sub> (g)	M <sub>2</sub> (g)	M <sub>3</sub> (g)	γ <sub>s</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	γ <sub>s</sub> moyenne (g/cm <sup>3</sup> )
Essai 1	68.633	98.844	186.85	168.47	2.55	
Essai 2	68.682	98.661	184.79	166.88	2.48	<b>2.68 g/cm<sup>3</sup></b>
Essai 3	69.642	99.681	188.21	168.22	2.99	

**Tableau .III.06 : résultats du poids spécifique du sable.**

✚ *la masse volumique absolue du kaolin (méthode de pycnomètre) :*

	M <sub>0</sub> (g)	M <sub>1</sub> (g)	M <sub>2</sub> (g)	M <sub>3</sub> (g)	γ <sub>s</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	γ <sub>s</sub> moyenne (g/cm <sup>3</sup> )
Essai 1	68.8	98.3	185.8	166.30	2.95	
Essai 2	67.5	97.9	185.1	166.30	2.62	<b>2.64g/cm<sup>3</sup></b>
Essai 3	69.2	99.2	186	168.70	2.36	

**Tableau .III.07 : résultats du poids spécifique absolu du kaolin.**

✚ *La masse volumique absolue du sol reconstitué:*

	M <sub>0</sub> (g)	M <sub>1</sub> (g)	M <sub>2</sub> (g)	M <sub>3</sub> (g)	γ <sub>s</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	γ <sub>s</sub> moyenne (g/cm <sup>3</sup> )
Essai 1	72.5	102.5	195.94	177.41	2.62	
Essai 2	70.39	100	193.12	174.40	2.66	<b>2.66g/cm<sup>3</sup></b>
Essai 3	70.47	100.47	194.8	175.88	2.71	

**Tableau .III.08 : résultats du poids spécifique absolu du sol reconstitué.**



✚ *la masse volumique absolue du la crasse d'aluminium (méthode de pycnomètre) :*

	M <sub>0</sub> (g)	M <sub>1</sub> (g)	M <sub>2</sub> (g)	M <sub>3</sub> (g)	γ <sub>s</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	γ <sub>s</sub> moye (g/cm <sup>3</sup> )
Essai 1	67.932	97.930	187.064	169.45	2.42	
Essai 2	67.739	97.723	186.259	176.32	1.50	2.21 g/cm <sup>3</sup>
Essai 3	69.489	99.464	188.861	169.98	2.70	

**Tableau .III.09 : résultats du poids spécifique absolue du la crasse d'aluminium.**

### III.2.3.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).

✳ *Sans choc (lâche): V = 900 cm<sup>3</sup>.*

N.de l'essai	Masse vide de décimètres (g)	Masse totale (g)	Masse du sol (g)	Masse volumique γ <sub>d</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	Moyenne (g/cm)
Essai 1	115	1345	1230	1.37	
Essai 2	115	1350	1235	1.37	1.38g/cm <sup>3</sup>
Essai 3	115	1367	1252	1.39	

**Tableau .III.10: Masse volumique apparente de sable sans chocs.**

✳ *Avec choc: V = 900 cm<sup>3</sup>.*

N.de l'essai	Masse vide de décimètres (g)	Masse totale (g)	Masse du sol (g)	Masse volumique γ <sub>d</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	Moyenne (g/cm)
Essai 1	115	1572	1457	1.62	
Essai 2	115	1578	1463	1.63	1.63 g/cm <sup>3</sup>
Essai 3	115	1601	1486	1.65	

**Tableau .III.11 : Masse volumique apparente de sable avec chocs.**

✚ *La masse volumique apparente de kaolin :*

✳ *Sans chocs (lâche) : V = 900 cm<sup>3</sup>.*

N.de l'essai	Masse vide de décimètres (g)	Masse totale (g)	Masse du sol (g)	Masse volumique γ <sub>d</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	Moyenne (g/cm)
Essai 1	117	665	548	0.61	
Essai 2	117	650	533	0.59	0.60 g/cm <sup>3</sup>
Essai 3	117	647	530	0.59	

**Tableau .III.12 : Masse volumique apparente de kaolin sans chocs.**



✳ Avec choc:  $V = 900 \text{ cm}^3$ .

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

N.de l'essai	Masse vide de décimètres (g)	Masse totale (g)	Masse du sol (g)	Masse volumique $\gamma_d$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	Moyenne (g/cm)
Essai 1	117	865	748	0.83	
Essai 2	117	868	751	0.83	<b>0.83 g/cm<sup>3</sup></b>
Essai 3	117	857	740	0.82	

Tableau .III.13 : Masse volumique apparente de kaolin avec chocs.

✳ la masse volumique apparente du d'aluminium :

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

N.de l'essai	Masse vide de décimètres (g)	Masse totale (g)	Masse du sol (g)	Masse volumique $\gamma_d$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	Moyenne (g/cm)
Essai 1	115	855	730	0.81	
Essai 2	115	858	733	0.81	<b>0.81 g/cm<sup>3</sup></b>
Essai 3	115	847	722	0.80	

Tableau .III.14 : Masse volumique apparente du la crasse d'aluminium.

#### III.2.4.Bleu de méthylène :

✳ le sable :

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

	Masse du sol (g)	Volume de la solution ( $\text{cm}^3$ )	VBS ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	Moyenne
Essai 1	30	15	0.5	
Essai 2	30	10	0.33	<b>0.44g/cm<sup>3</sup></b>
Essai 3	30	15	0.5	

Tableau .III.15 : résultats d'essai bleu de méthylène du sable.

✳ Le kaolin :

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

	Masse du sol (g)	Volume de la solution ( $\text{cm}^3$ )	VBS ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	Moyenne
Essai 1	30	50	1.66	
Essai 2	30	65	2.16	<b>1.94g/cm<sup>3</sup></b>
Essai 3	30	60	2	

Tableau .III.16 : résultats d'essai bleu de méthylène du kaolin.



### ✳ Sol reconstitué :

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

	Masse du sol (g)	Volume de la solution (cm <sup>3</sup> )	VBS (g/cm <sup>3</sup> )	Moyenne
Essai 1	30	15	0.5	
Essai 2	30	10	0.3	<b>0.43g/cm<sup>3</sup></b>
Essai 3	30	15	0.5	

Tableau .III.17 : résultats d'essai bleu de méthylène du sol reconstitué.

### III.2.5.Limites d'Atterberg :

#### III.2.5.a.Le sol reconstitué

#### ❖ Limite de liquidité :

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

N° de coup	18		21		24		32	
Masse de la tare	51.82	52.74	51.33	52.47	51.65	50.69	50.65	50.58
Masse de sol humide + tare	71.32	69.68	68.89	70.57	69.58	66.24	67.62	78.55
Masse de sol sec + tare	68.25	66.63	65.65	67.87	66.98	63.56	65.75	73.23
Masse de l'eau	3.07	3.05	3.24	2.70	2.6	2.68	1.87	5.32
Masse de sol sec	16.43	13.89	14.32	15.40	15.33	12.87	15.10	22.65
Teneur en eau	18.68	21.95	22.62	17.53	16.96	20.82	12.38	23.48
Moyenne	20.32		20.07		18.89		17.93	

Tableau .III.18 : Teneurs en eau moyenne du sol reconstitué.

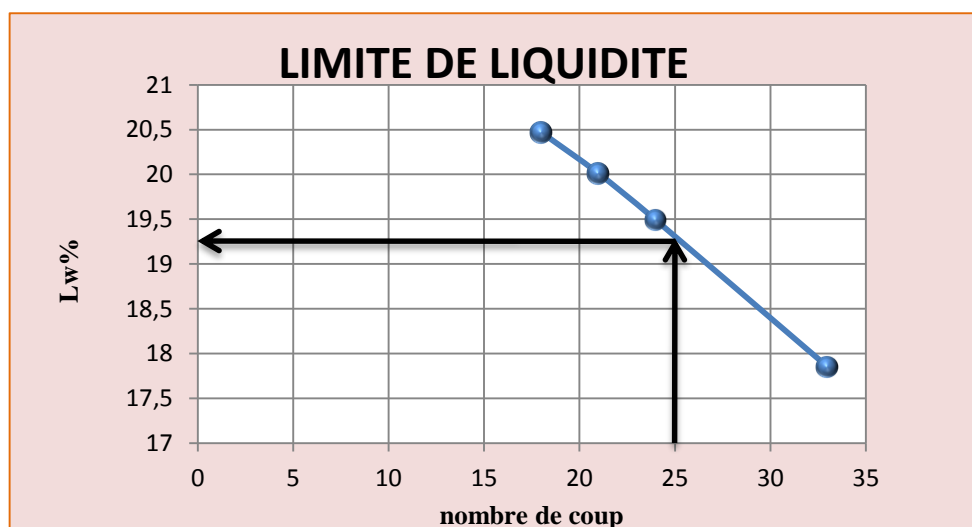


Figure .III.04 : limite de liquidité pour le sol reconstitué.



❖ Limite de plasticité :

N° de coup	Essai 1		Essai 2		Essai 3		Essai 4	
Masse de la tare	50.23	51.87	50.581	50.63	51.32	52.14	51.02	51.54
Masse de sol humide + tare	59.33	59.94	64.74	60.75	60.62	63.52	58.47	63.94
Masse de sol sec + tare	58.10	58.69	62.85	59.22	59.34	61.87	57.48	62.32
Masse de l'eau	1.23	1.25	1.89	1.53	1.28	1.65	0.99	1.62
Masse de sol sec	7.87	6.82	12.26	8.59	8.02	9.73	6.46	10.78
Teneur en eau	15.62	18.32	15.40	17.81	15.96	16.95	15.33	15.03
Moyenne	16.97		16.61		16.45		15.18	
WP	<b>16.30</b>							
Ip	<b>3.01</b>							

Tableau .III.19 : limites plasticité du sol reconstitué.

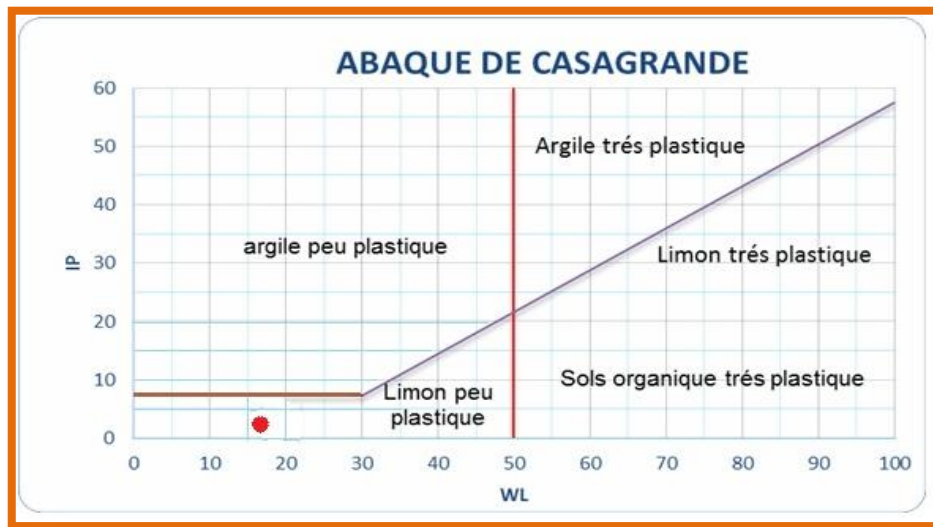


Figure .III.05 : Position du sol reconstitué testé dans l'abaque de Casagrande.

$W_L=19.31\%$ .  $WP=16.30\%$ .

$I_p=W_L-W_p=19.31-16.30 \longrightarrow I_p=3.01$ .



### III.2.5.b. Le kaolin :

#### ❖ Limit de liquidité :

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

N° de coup	16		20		27		32	
Masse de la tare	51.93	50.39	50.94	50.46	50.90	52.65	50.97	52.94
Masse de sol humide + tare	57.09	54.37	55.62	55.86	58.65	59.65	56.13	59.36
Masse de sol sec + tare	55.78	52.98	54.2	54.01	55.96	57.53	54.46	57.27
Masse de l'eau	1.31	1.39	1.42	1.85	2.69	2.12	1.67	2.09
Masse de sol sec	3.85	2.59	3.26	3.55	5.06	4.88	3.49	4.33
Teneur en eau	34.03	53.66	43.56	52.11	53.16	43.44	47.85	48.27
Moyenne	43.84		47.84		48.30		48.06	

Tableau .III.20 : Teneurs en eau moyenne du kaolin.

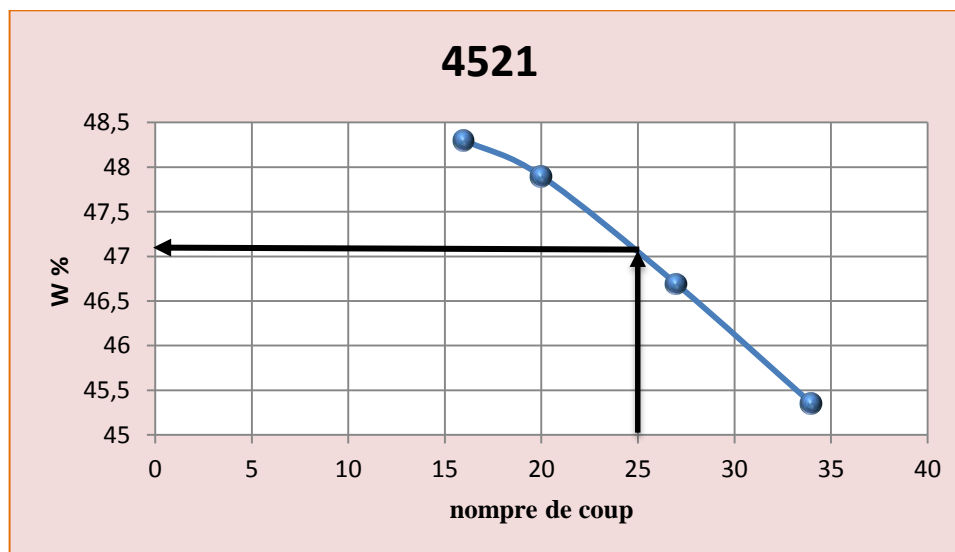


Figure .III.06 : limite de liquidité pour le kaolin.



❖ Limite de plasticité :

N° de coup	Essai 1		Essai 2		Essai 3		Essai 4	
Masse de la tare	50.34	50.93	51.84	50.2	51.44	52.11	50.53	51.17
Masse de sol humide + tare	50.95	51.83	53.01	51.81	52.39	52.68	51.33	51.88
Masse de sol sec + tare	50.8	51.6	52.72	51.59	52.15	52.54	51.13	51.70
Masse de l'eau	0.15	0.23	0.29	0.22	0.24	0.14	0.20	0.18
Masse de sol sec	0.46	0.67	0.88	0.67	0.71	0.43	0.60	0.53
Teneur en eau	32.61	34.33	32.95	32.84	33.80	32.56	33.33	33.96
Moyenne	33.46		32.89		33.18		33.64	
Wp	33.298							
Ip	13.71							

Tableau .III.21 : limites plasticité du sol kaolin.

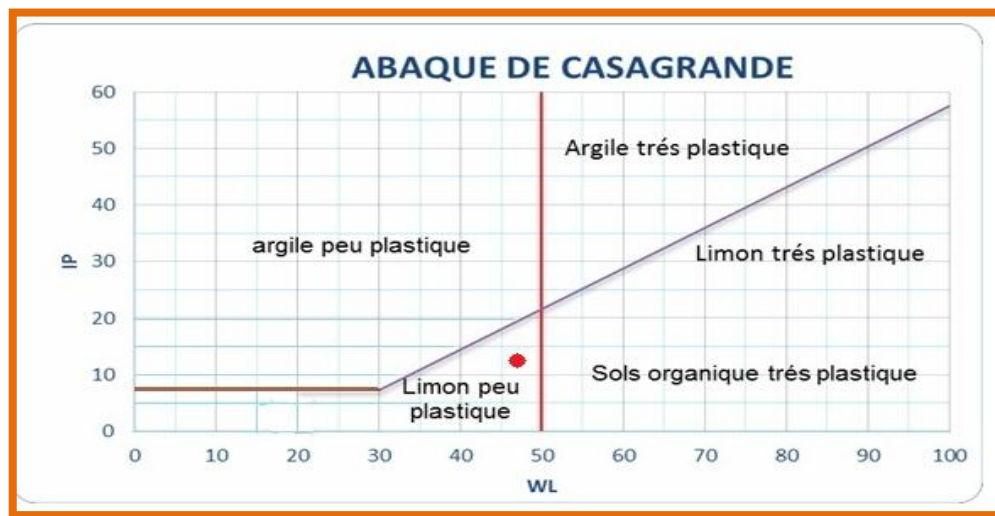


Figure .III.07: Position du kaolin testé dans l'abaque de Casagrande.

$W_L = 47.011\%$ .       $W_p = 33.298\%$

$I_p = W_L - W_p = 47.011 - 33.298 \longrightarrow I_p = 13.71\%$

III.2.6.Essai de Proctor :

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



matériau et on trace la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

### III.2.6.a.Sol reconstitué non traité :

✦ *Résultats d'essai Proctor :*

❖  $\gamma_d = 0,89$  (T/cm<sup>3</sup>).

❖  $W_{opt} = 8$  %.

Masse d'eau ajoutée à chaque compactage	6%	8%	10%
Masse total humide (gr)	3987.65	4356.23	3987.25
Masse de moule (gr)	2145.4		
Masse du sol humide (gr)	1842.25	2210.83	1841.85
Masse du sol sec (gr)	1731.715	2033.96	1657.66
Volume moule (cm <sup>3</sup> )	926.98		
Masse volumique humide (t/m <sup>3</sup> )	0.803	0.963	0.803
Masse volumique sèche (t/m <sup>3</sup> )	0,742	0.879	0,0.723
Tare n°	1	2	3
Masse de la tare (gr)	50.30	50.10	50.40
Masse (sol humide + tare) (gr)	636.27	568.45	632.54
Masse (sol sec + tare) (gr)	592.00	523.24	575.00
Masse d'eau	44.27	45.21	57.54
Masse de sol sec (gr)	541.70	473.14	524.60
Teneur en eau W (%)	8.17	9.56	10.97

Tableau .III.22 : résultats de l'essai Proctor (sol non traité).

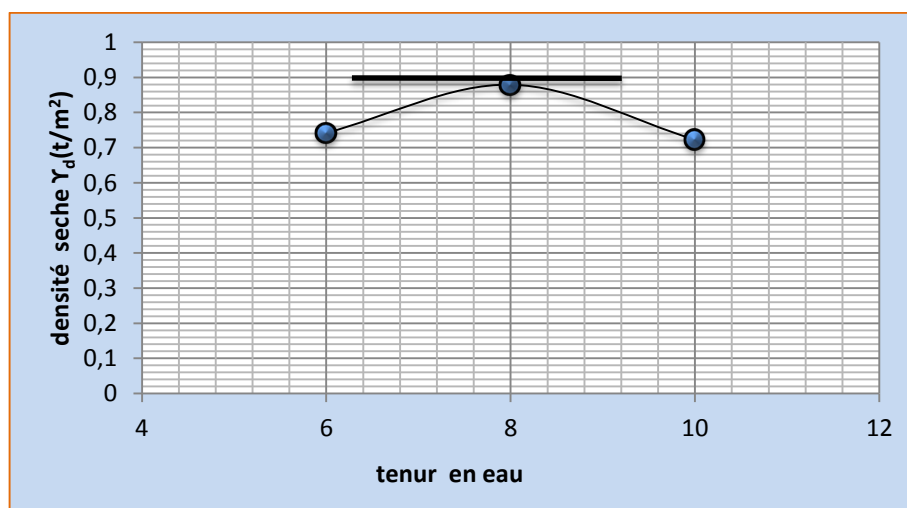


Figure .III.08 : résultats de l'essai Proctor (sol non traité).



III.2.6.b.Sol reconstitué traité :

✦ *Résultats d'essai Proctor:*

❖  $\gamma_d = 0,744$  (T/cm<sup>3</sup>)

❖  $W_{opt} = 9.9$  %.

Masse d'eau ajoutée à chaque compactage	6%	8%	10%	12%
Masse total humide (gr)	3850.8	3950	4009.7	3939
Masse de moule (gr)	2145.4			
Masse du sol humide (gr)	1705.4	1804.6	1864.3	1793.6
Masse du sol sec (gr)	1603.07	1660.23	1677.8	1685.9
Volume moule (cm <sup>3</sup> )	926.98			
Masse volumique humide (t/m <sup>3</sup> )	0.743	0.786	0.812	0.782
Masse volumique sèche (t/m <sup>3</sup> )	0.701	0.728	0.744	0.723
Tare n°	1	2	3	4
Masse de la tare (gr)	51.50	50.30	50.40	47.50
Masse (sol humide + tare) (gr)	100.40	130.90	137.80	145.23
Masse (sol sec + tare) (gr)	97.63	124.94	130.46	139.45
Masse d'eau	2.77	5.96	7.35	5.78
Masse de sol sec (gr)	46.13	74.64	80.06	91.95
Teneur en eau W (%)	6.00	7.98	9.17	6.29

Tableau .III.23 : résultats de l'essai Proctor (sol traité).

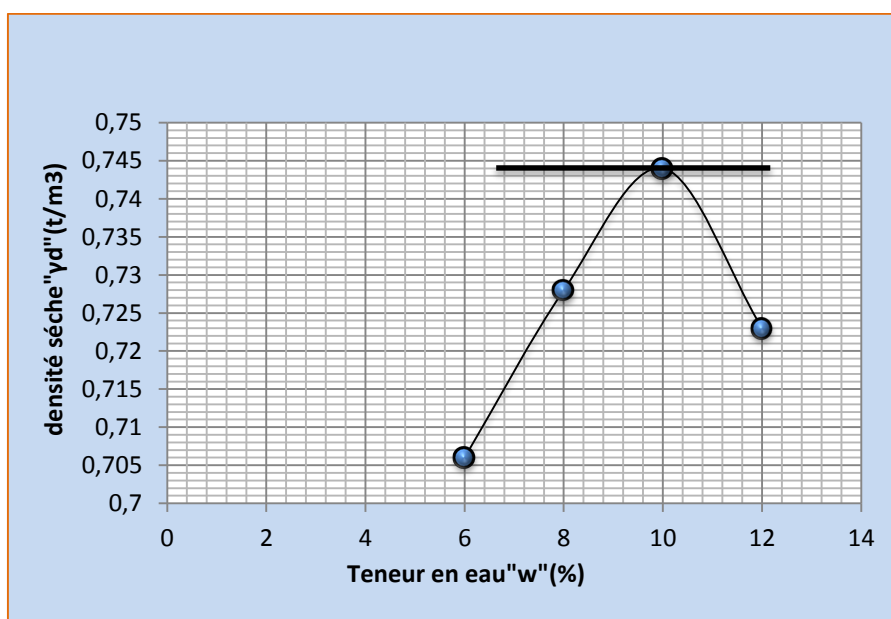


Figure .III.09 : résultats de l'essai Proctor (sol traité).



### III.3.RÉSULTATS DES ESSAIS MECANIQUE :

#### III.3.1.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 (2% et 4% et 6%), différentes énergies de compactage : 20, 40 ,60 coups et différentes teneurs en déchets d'Aluminium (5%et 6% et 7%).

##### III.3.1.a.Sol non traité :

Les résultats obtenus pour un sol non traité reconstitué de (80% de sable et 20% de kaolin) sont donnés par les tableaux et illustrés sur les graphes qui suivent :

- **Sol sans traitement avec une teneur en eau 2% et une énergie de compactage égal à 20 coups :**

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (cm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	$C_p$ (%)
50	0,23	19,77	0,419	11,1826
100	0,352	19,648	0,410	
200	0,556	19,444	0,396	
200	2,789	17,211	0,235	
400	2,985	17,015	0,221	

Tableau III-24 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 2\%$ ,  $EC = 20$  coups).

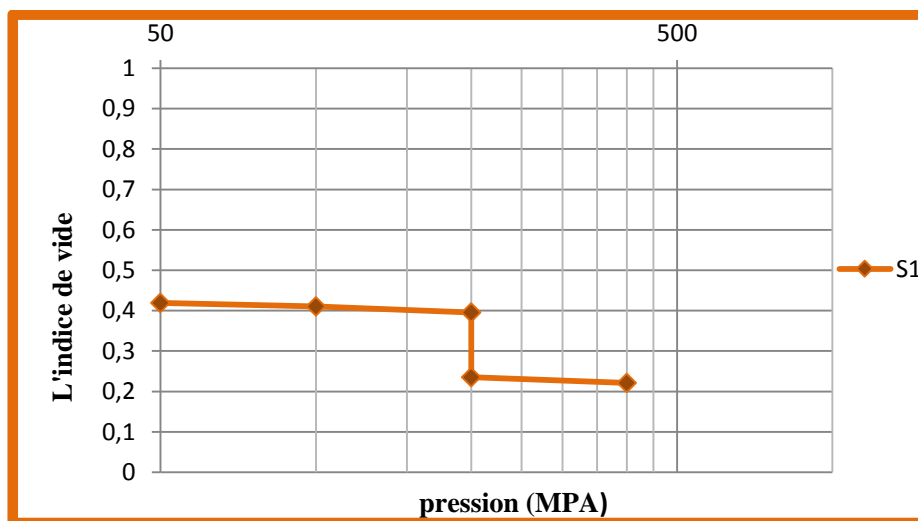


Figure. III.10 : courbe œdométrique ( $W_0 = 2\%$ ,  $EC = 20$  coups).



- Sol sans traitement avec une teneur en eau 2% et une énergie de compactage égal à 40 coups :

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (cm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	Cp (%)
50	0,12	19,88	0,461	8,04823
100	0,235	19,765	0,453	
200	0,421	19,579	0,439	
200	2,01	17,99	0,322	
400	2,35	17,65	0,297	

Tableau III-25 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 2\%$ ,  $EC = 40$  coups).

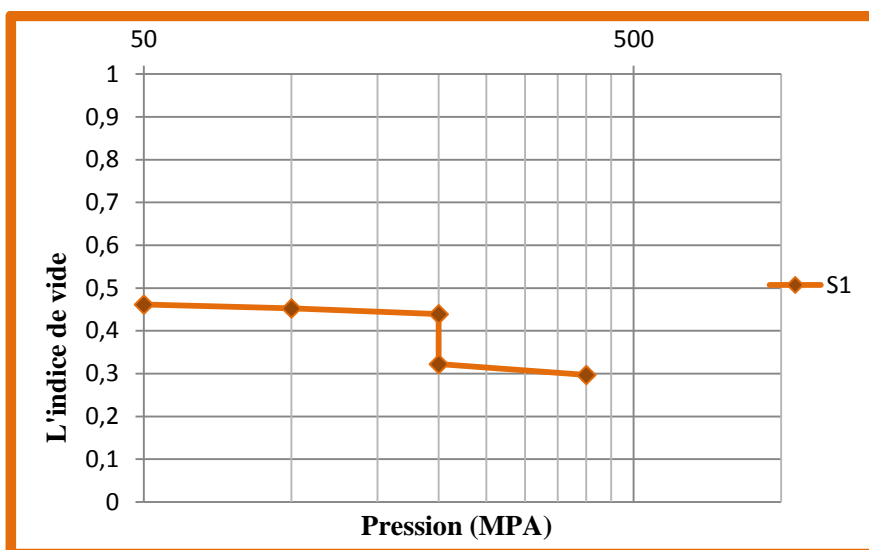


Figure .III.11 : courbe œdométrique ( $W_0 = 2\%$ ,  $EC = 40$  coups).

- Sol sans traitement avec une teneur en eau 4% et une énergie de compactage égal à 20 coups :

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (cm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	Cp (%)
50	0,106	19,894	0,458	6,55304
100	0,251	19,749	0,448	
200	0,403	19,597	0,436	
200	1,699	18,301	0,341	
400	1,964	18,036	0,322	

Tableau. III.26: résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ ,  $EC = 20$  coups).

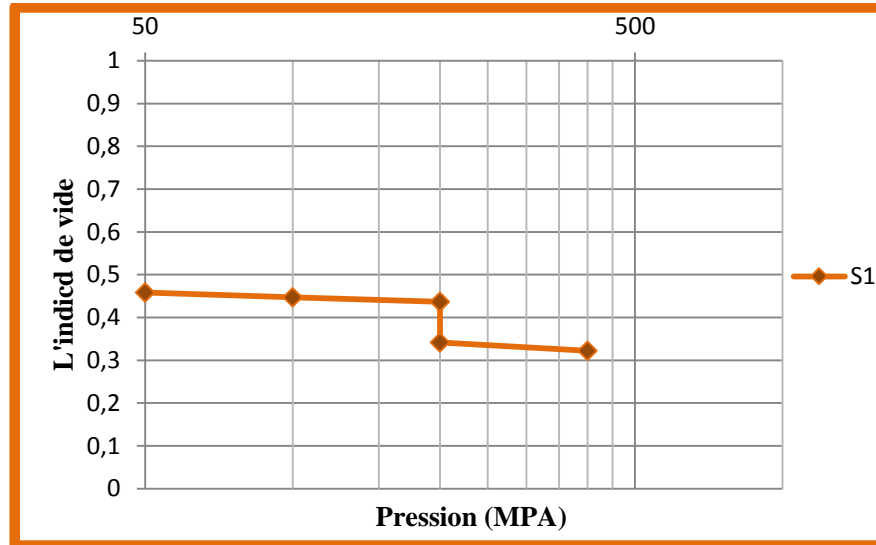


Figure.III.12 : courbe œdométrique ( $W_0 = 4\%$ ,  $E_C = 20$  coups).

- Sol sans traitement avec une teneur en eau 4% et une énergie de compactage égal à 40 coups :

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (cm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	$C_p$ (%)
50	0,317	19,683	0,401	5,00968
100	0,569	19,431	0,383	
200	0,72	19,28	0,373	
200	1,702	18,298	0,303	
400	2,01	17,99	0,281	

Tableau. III.27 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ ,  $EC = 40$  coups).

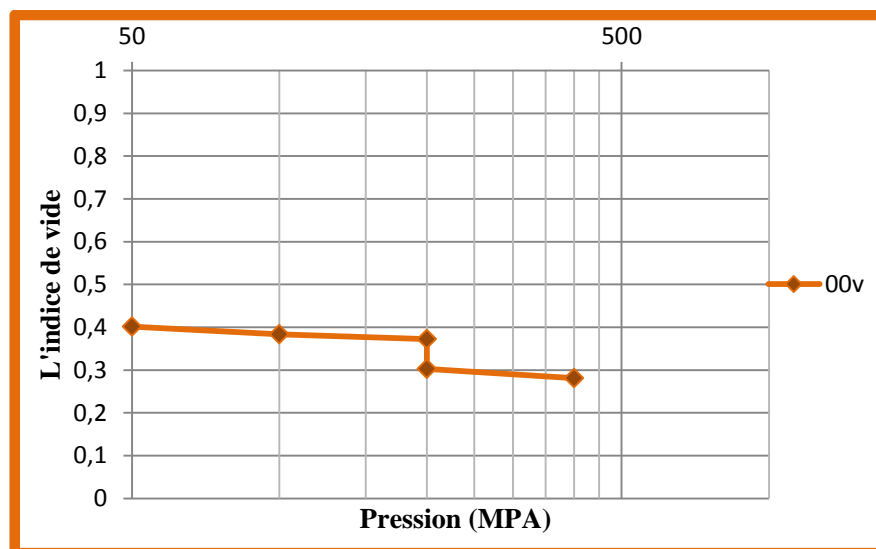


Figure. III.13 : courbe œdométrique ( $W_0 = 4\%$ ,  $E_C = 40$  coups).



- Sol sans traitement avec une teneur en eau 6% et une énergie de compactage égal à 20 coups :

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (cm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	$C_p$ (%)
50	0,152	19,848	0,775	4,61229
100	0,362	19,638	0,756	
200	0,547	19,453	0,740	
200	1,31	18,69	0,671	
400	1,635	18,365	0,642	

Tableau. III.28 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ ,  $EC = 20$  coups).

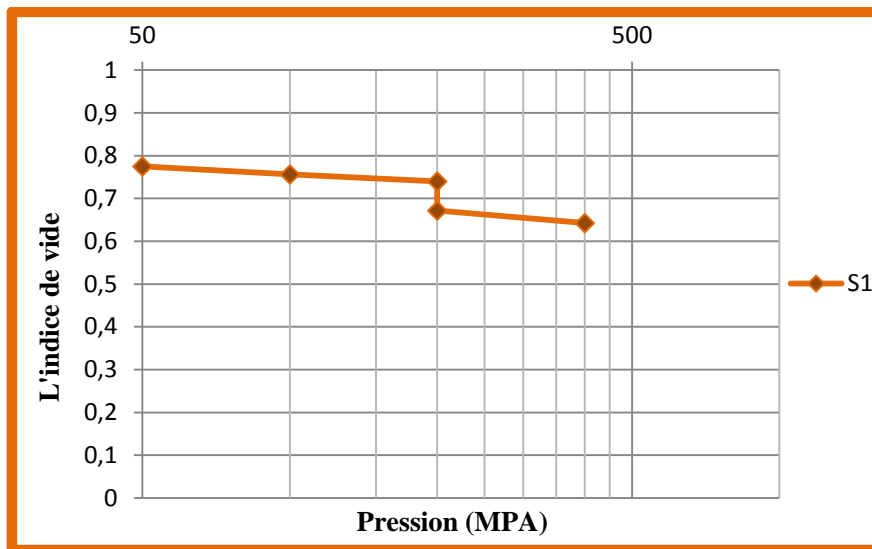


Figure. III.14 : courbe œdométrique ( $W_0 = 6\%$ ,  $E_C = 20$  coups).

- Sol sans traitement avec une teneur en eau 6% et une énergie de compactage égal à 40 coups :

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (cm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	$C_p$ (%)
50	0,05	19,95	0,466	3,46293
100	0,314	19,686	0,447	
200	0,755	19,245	0,415	
200	1,443	18,557	0,364	
400	1,928	18,072	0,328	

Tableau. III.29 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ ,  $EC = 40$  coups).

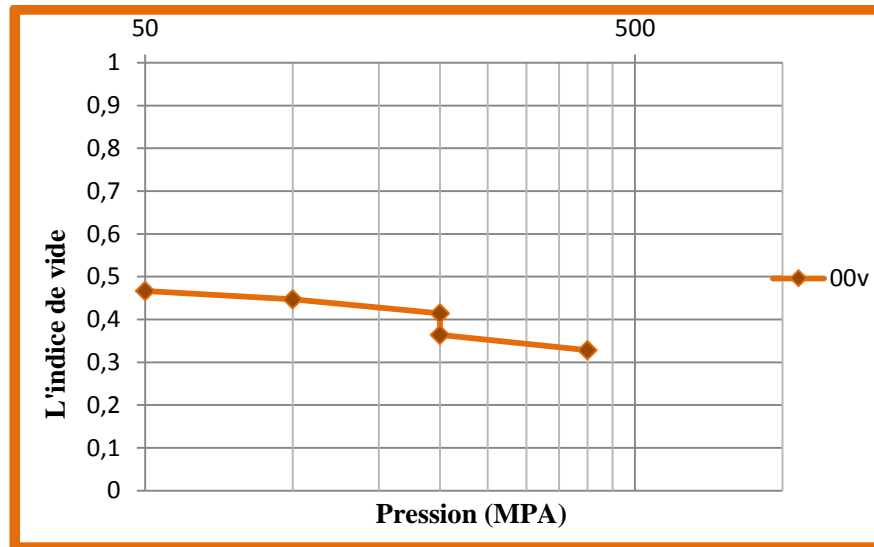


Figure. III.15: courbe œdométrique ( $W_0 = 6\%$ ,  $E_C = 40$  coups).

III.3.1.b.Sol traité :

Les résultats obtenus pour un sol traité reconstituant de (80% sable et 20 % de kaolin) sont donnés par les tableaux et illustrés sur les graphes qui suivent :

- Sol traité avec une teneur en eau 4% et 5% crasse d'aluminium et une énergie de compactage égal à 20 coups :

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (cm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	$C_p$ (%)
50	0,026	19,974	0,574	0,69143
100	0,0431	19,9569	0,573	
200	0,084	19,916	0,569	
200	0,209	19,791	0,560	
400	0,223	19,777	0,558	

Tableau. III.30 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ ,  $EC = 20$  coups, 5% crasse d'aluminium).

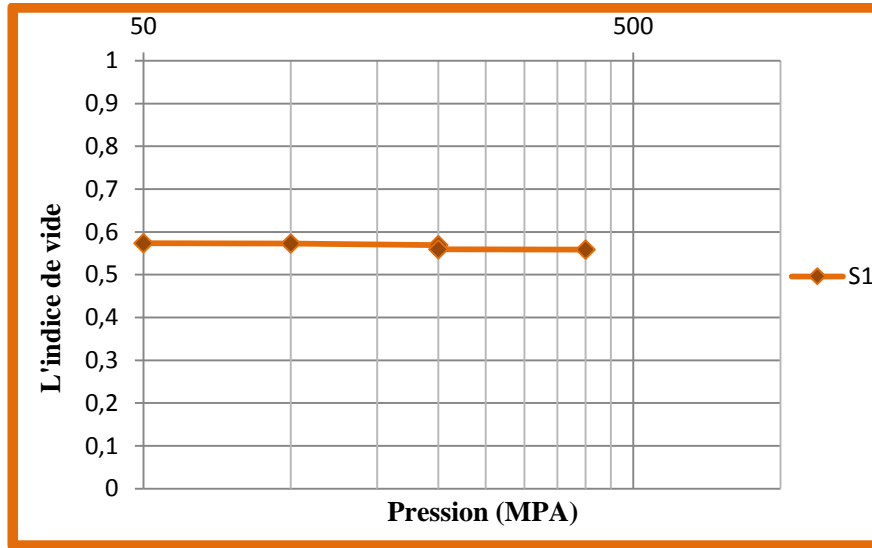


Figure. III.16 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ , EC = 20 coups, 5%crasse d'aluminium).

- Sol traité avec une teneur en eau 4% et 5%crasse d'aluminium et une énergie de compactage égal à 40 coups :

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (cm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	$C_p$ (%)
50	0,0127	19,9873	0,462	0,42492
100	0,0266	19,9734	0,461	
200	0,0494	19,9506	0,460	
200	0,135	19,865	0,453	
400	0,144	19,856	0,453	

Tableau. III.31 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ , EC=40 coups, 5%crasse d'aluminium).

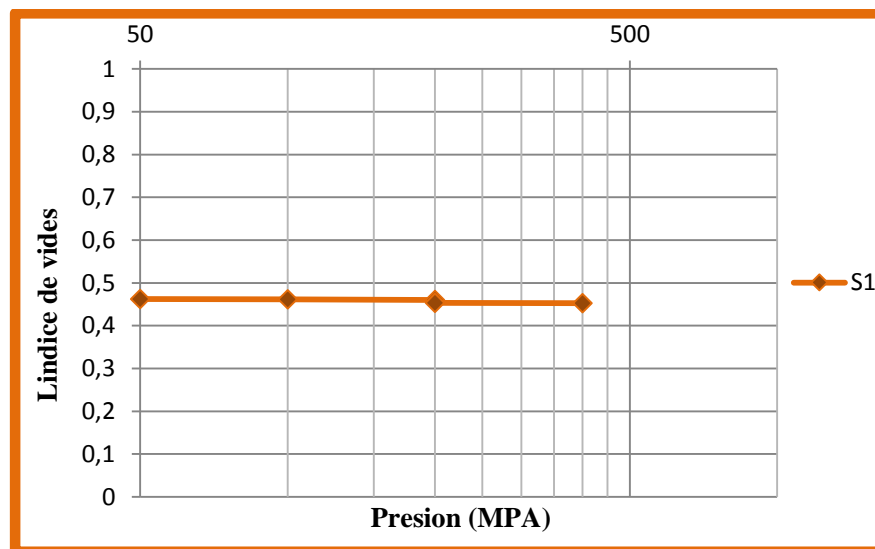


Figure .III.17 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ , EC = 40 coups, 5%crasse d'aluminium).



- Sol traité avec une teneur en eau 4% et 5% crasse d'aluminium et une énergie de compactage égal à 60 coups :

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (cm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	$C_p$ (%)
50	0,0105	19,9895	0,545	0,31866
100	0,0181	19,9819	0,544	
200	0,031	19,969	0,543	
200	0,0955	19,9045	0,538	
400	0,102	19,898	0,537	

Figure III.32 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ , EC = 60 coups, 5% crasse d'aluminium).

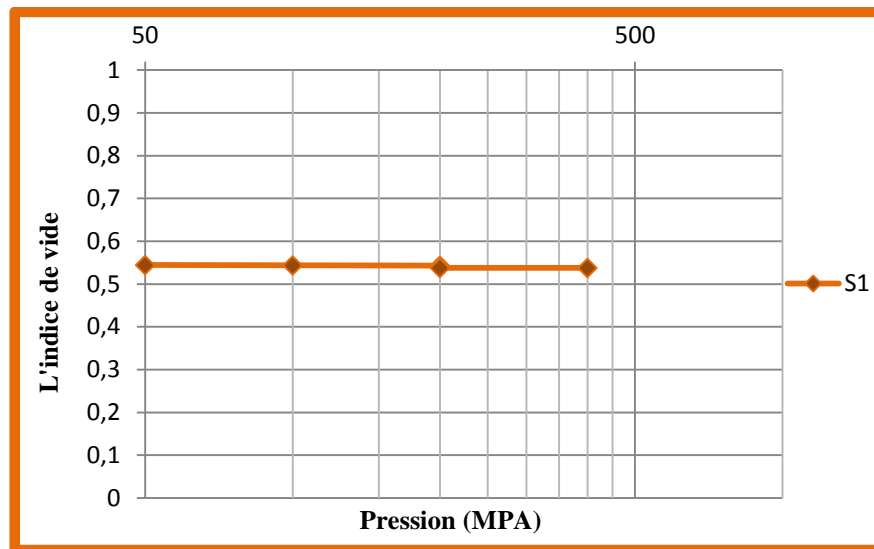


Figure.III.18: résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ , EC= 60 coups, 5% crasse d'aluminium).

- Sol traité avec une teneur en eau 6% et 5% crasse d'aluminium et une énergie de compactage égal à 20 coups :

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (cm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	$C_p$ (%)
50	0,0191	19,9809	0,543	0,41556
100	0,0263	19,9737	0,543	
200	0,0401	19,9599	0,542	
200	0,1246	19,8754	0,535	
400	0,1324	19,8676	0,535	

Tableau. III.33 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ , EC=20 coups, 5% crasse d'aluminium).

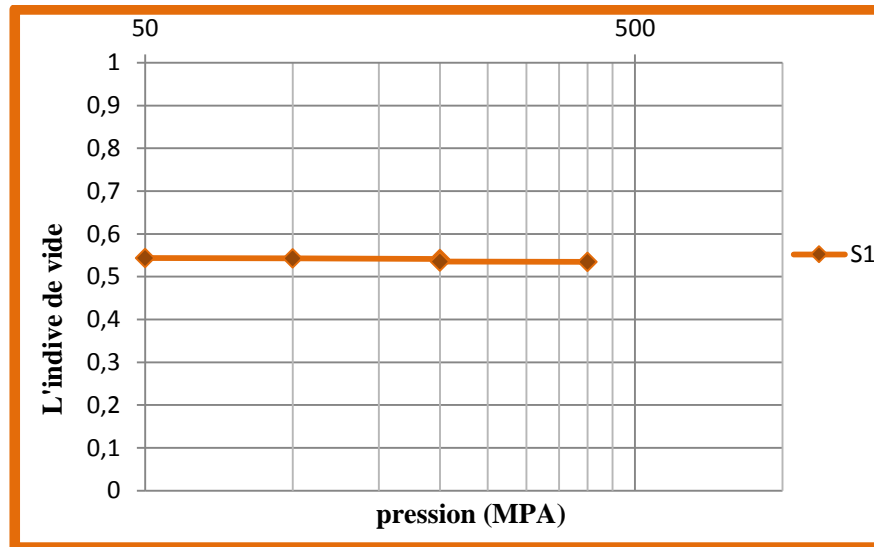


Figure .III.19 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ ,  $EC = 20$  coups, 5%crasse d'aluminium).

- Sol traité avec une teneur en eau 6% et 5%crasse d'aluminium et une énergie de compactage égal à 40 coups :

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (cm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	$C_p$ (%)
50	0,111	19,889	0,467	0,21305
100	0,151	19,849	0,464	
200	0,212	19,788	0,460	
200	0,255	19,745	0,456	
400	0,323	19,677	0,451	

Tableau. III.34 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ ,  $EC=40$  coups, 5%crasse d'aluminium).

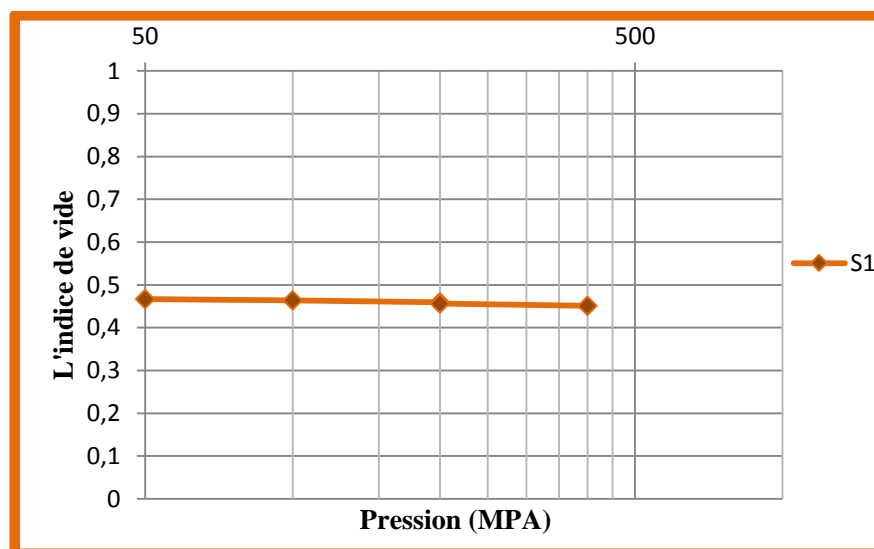


Figure.III.20: résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ ,  $EC= 40$  coups, 5%crasse d'aluminium).



- Sol traité avec une teneur en eau 6% et 5% crasse d'aluminium et une énergie de compactage égal à 60 coups :

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (cm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	$C_p$ (%)
50	0,338	19,662	0,498	0,19822
100	0,401	19,599	0,493	
200	0,495	19,505	0,486	
200	0,535	19,465	0,483	
400	0,611	19,389	0,477	

Tableau. III.35 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ ,  $EC = 60$  coups, 5% crasse d'aluminium).

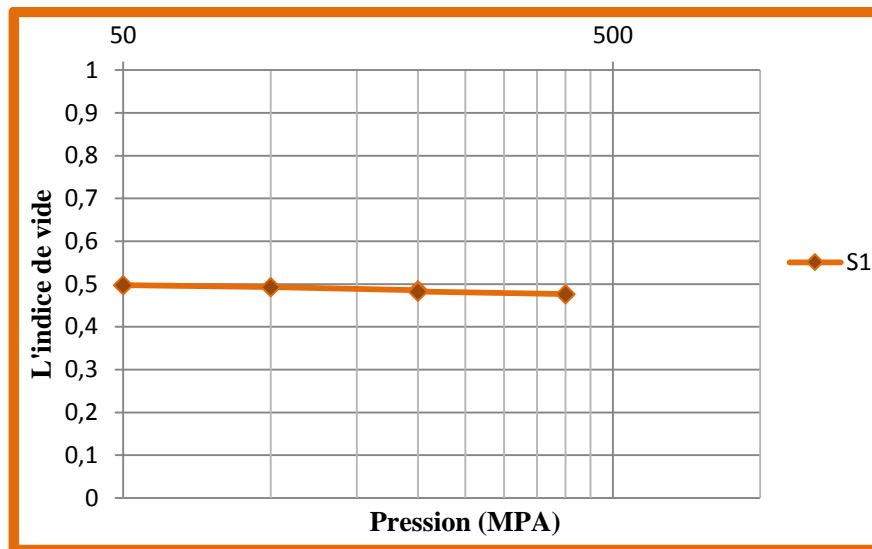


Figure .III.21 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ ,  $EC = 60$  coups, 5% crasse d'aluminium).

- Sol traité avec une teneur en eau 4% et 6% crasse d'aluminium et une énergie de compactage égal à 20 coups :

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (cm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	$C_p$ (%)
50	0,121	19,879	0,554	0,58376
100	0,218	19,782	0,547	
200	0,334	19,666	0,538	
200	0,453	19,547	0,528	
400	0,537	19,463	0,522	

Figure. III.36 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ ,  $EC = 20$  coups, 6% crasse d'aluminium).

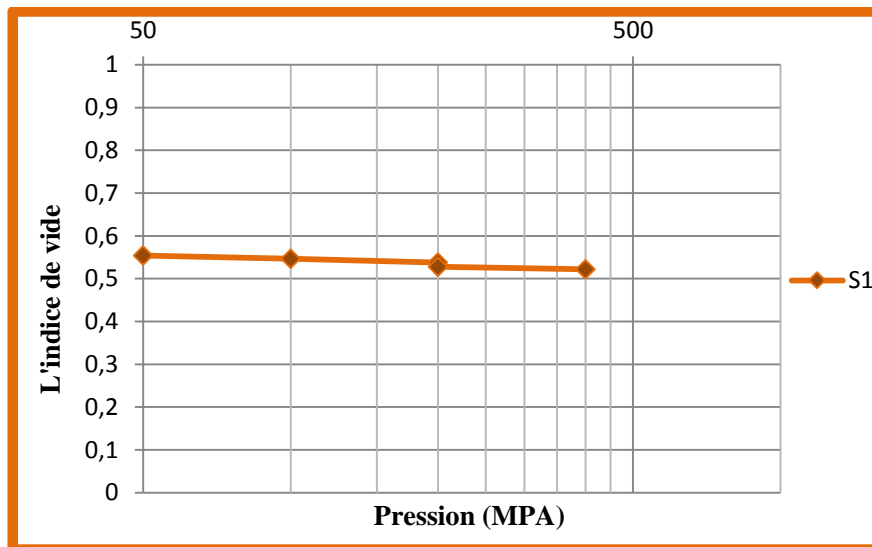


Figure .III.22 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ ,  $EC = 20$  coups, 6%crasse d'aluminium).

- Sol traité avec une teneur en eau 4% et 6%crasse d'aluminium et une énergie de compactage égal à 40 coups :

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (cm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	$C_p$ (%)
50	0,715	19,285	0,467	0,37474
100	0,76	19,24	0,463	
200	0,834	19,166	0,458	
200	0,91	19,09	0,452	
400	0,933	19,067	0,450	

Tableau.III.37 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ ,  $EC = 40$  coups, 6%crasse d'aluminium).

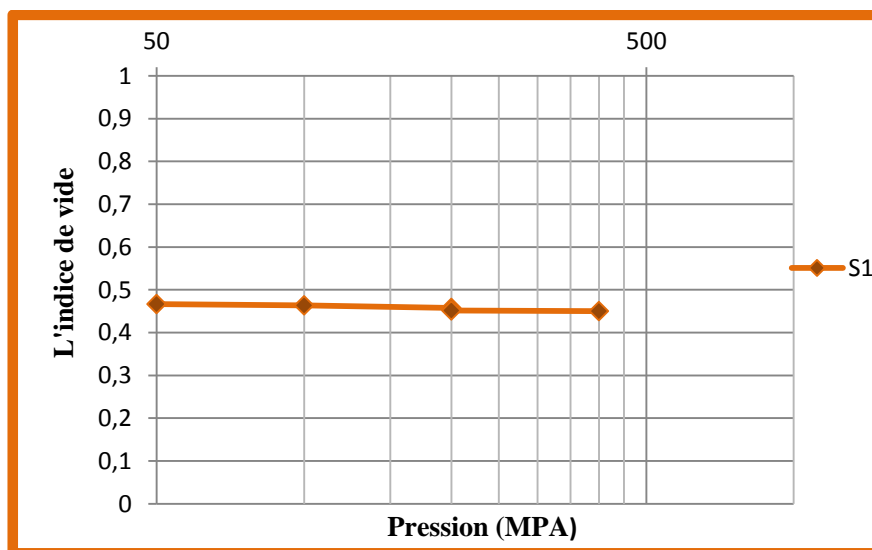


Figure .III.23 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ ,  $EC = 40$  coups, 6%crasse d'aluminium).



- Sol traité avec une teneur en eau 4% et 6% crasse d'aluminium et une énergie de compactage égal à 60 coups :

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (cm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	Cp (%)
50	0,153	19,847	0,518	0,277
100	0,163	19,837	0,517	
200	0,18	19,82	0,516	
200	0,235	19,765	0,511	
400	0,246	19,754	0,510	

Tableau. III.38 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ , EC=60 coups, 6% crasse d'aluminium).

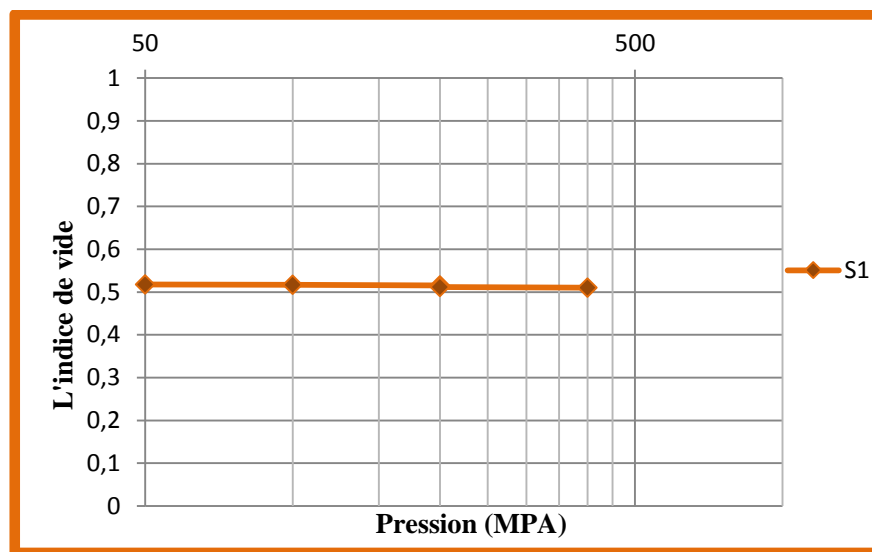


Figure .III.24 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ , EC = 60 coups, 6% crasse d'aluminium).

- Sol traité avec une teneur en eau 6% et 6% crasse d'aluminium et une énergie de compactage égal à 20 coups :

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (cm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	Cp (%)
50	0,585	19,415	0,499	0,34276
100	0,65	19,35	0,494	
200	0,752	19,248	0,486	
200	0,822	19,178	0,480	
400	0,892	19,108	0,475	

Tableau.III.39 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ , EC= 20 coups, 6% crasse d'aluminium).

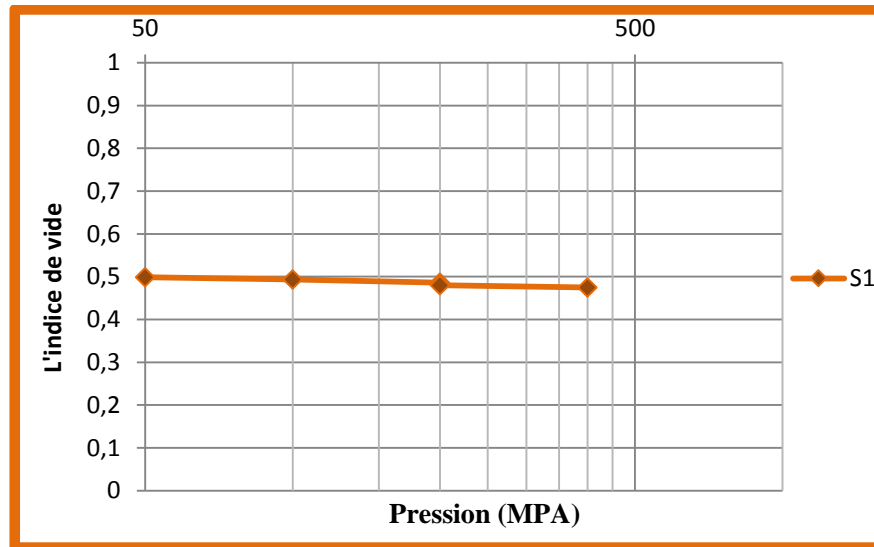


Figure .III.25 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ ,  $EC = 20$  coups, 6%crasse d'aluminium).

- Sol traité avec une teneur en eau 6% et 6%crasse d'aluminium et une énergie de compactage égal à 40 coups :

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (cm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	$C_p$ (%)
50	0,04	19,96	0,461	0,20598
100	0,0487	19,9513	0,461	
200	0,0609	19,9391	0,460	
200	0,103	19,897	0,457	
400	0,122	19,878	0,455	

Tableau. III.40: résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ ,  $EC = 40$  coups, 6%crasse d'aluminium).

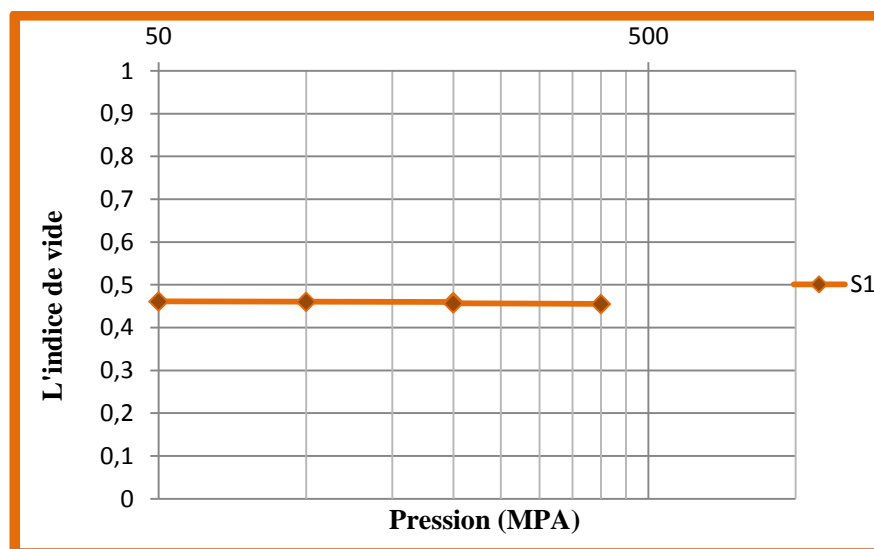


Figure .III.26 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ ,  $EC = 40$  coups, 6%crasse d'aluminium).



- Sol traité avec une teneur en eau 6% et 6% crasse d'aluminium et une énergie de compactage égal à 60 coups :

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (cm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	$C_p$ (%)
50	0,121	19,879	0,533	0,15264
100	0,178	19,822	0,528	
200	0,255	19,745	0,522	
200	0,286	19,714	0,520	
400	0,334	19,666	0,516	

Tableau. III.41: résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ ,  $EC = 60$  coups, 6% crasse d'aluminium).

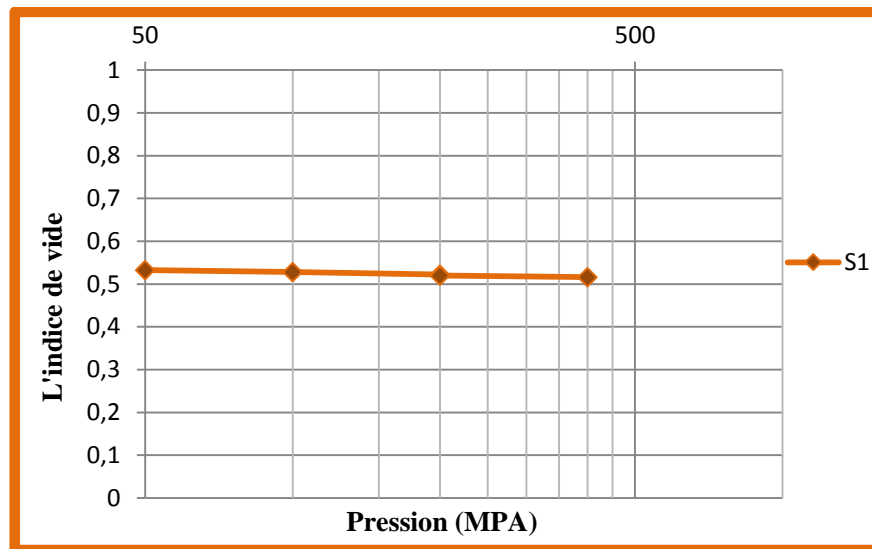


Figure .III.27 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ ,  $EC = 60$  coups, 6% crasse d'aluminium).

- Sol traité avec une teneur en eau 4% et 7% crasse d'aluminium et une énergie de compactage égal à 20 coups :

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (cm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	$C_p$ (%)
50	0,0058	19,9942	0,577	0,34877
100	0,0181	19,9819	0,576	
200	0,0357	19,9643	0,575	
200	0,1069	19,8931	0,569	
400	0,1147	19,8853	0,568	

Tableau. III.42 : de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ ,  $EC = 20$  coups, 7% crasse d'aluminium).

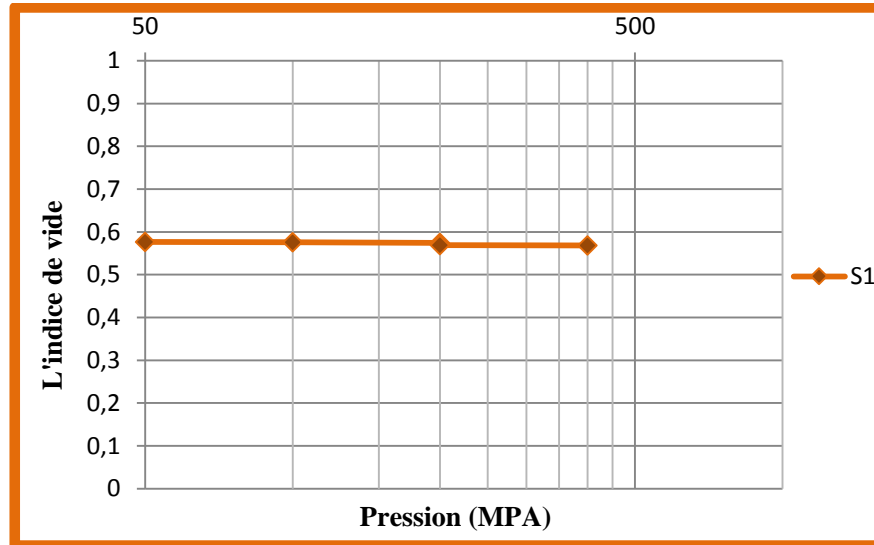


Figure .III.28 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ ,  $EC = 20$  coups, 7%crasse d'aluminium).

- Sol traité avec une teneur en eau 4% et 7%crasse d'aluminium et une énergie de compactage égal à 40 coups :

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (cm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	$C_p$ (%)
50	0,069	19,931	0,531	0,24439
100	0,095	19,905	0,529	
200	0,102	19,898	0,529	
200	0,152	19,848	0,525	
400	0,165	19,835	0,524	

Tableau III.43 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ ,  $EC = 40$  coups, 7%crasse d'aluminium).

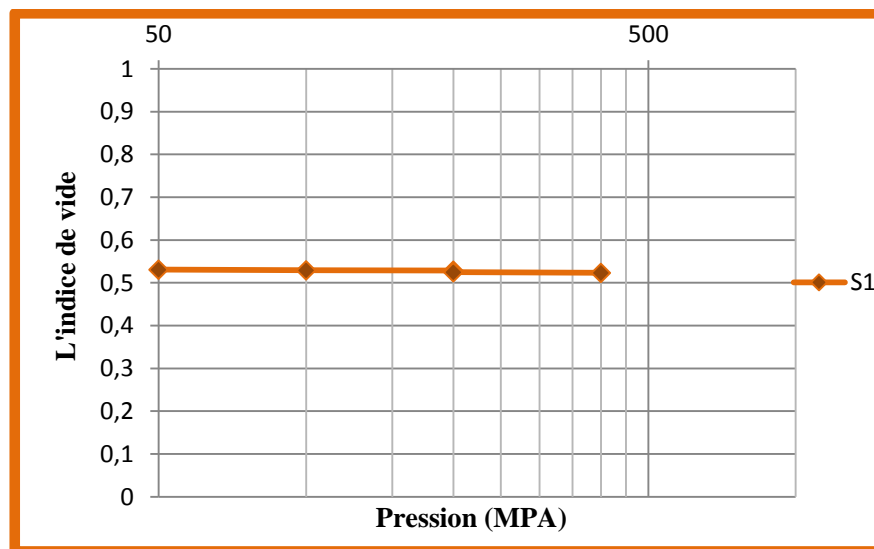


Figure .III.29 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ ,  $EC = 40$  coups, 7%crasse d'aluminium).



- Sol traité avec une teneur en eau 4% et 7% crasse d'aluminium et une énergie de compactage égal à 60 coups :

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (cm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	Cp (%)
50	0,0099	19,9901	0,696	0,11657
100	0,0171	19,9829	0,695	
200	0,037	19,963	0,694	
200	0,06	19,94	0,692	
400	0,072	19,928	0,691	

Tableau. III.44 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ , EC=60 coups, 7% crasse d'aluminium).

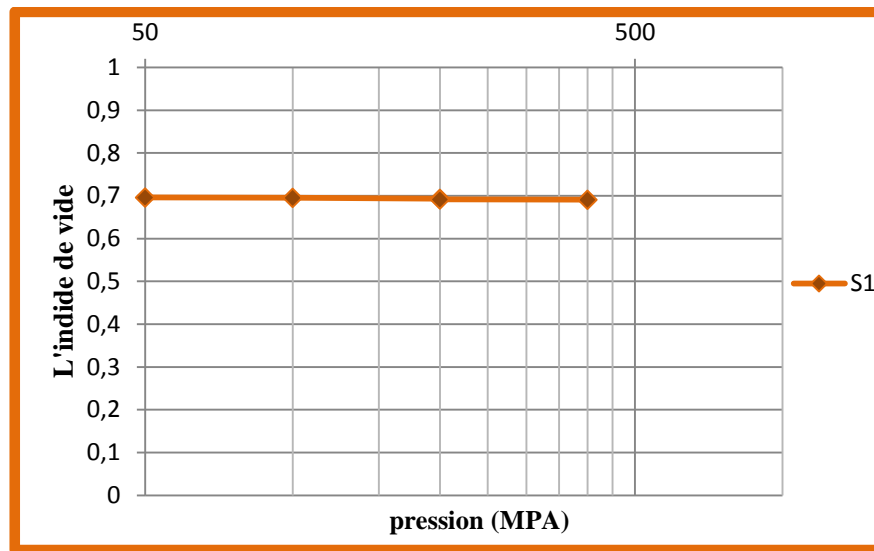


Figure. III.30 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 4\%$ , EC = 60 coups, 7% crasse d'aluminium).

- Sol traité avec une teneur en eau 6% et 7% crasse d'aluminium et une énergie de compactage égal à 20 coups :

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (cm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	Cp (%)
50	0,138	19,862	0,544	0,19633
100	0,225	19,775	0,537	
200	0,365	19,635	0,526	
200	0,405	19,595	0,523	
400	0,435	19,565	0,521	

Tableau. III.45 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ , EC=20 coups, 7% crasse d'aluminium).

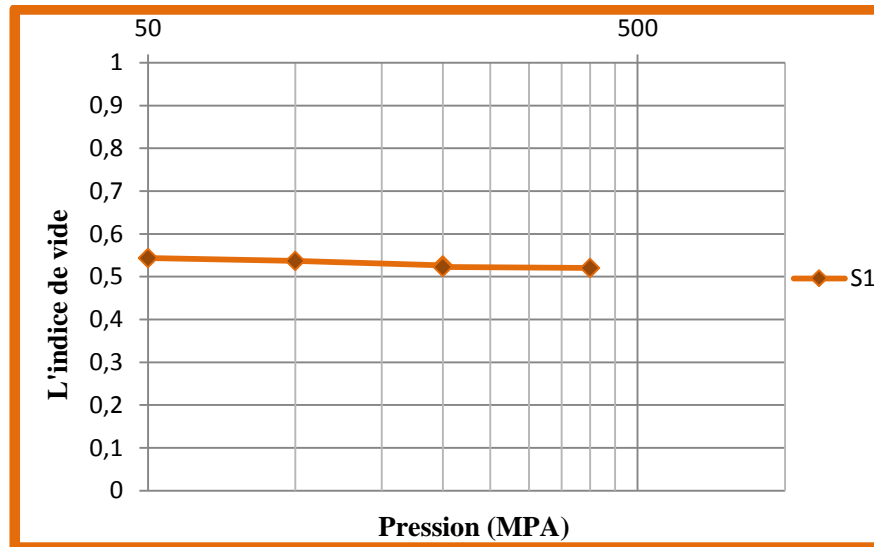


Figure .III.31 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ ,  $EC = 20$  coups, 7%crasse d'aluminium).

- Sol traité avec une teneur en eau 6% et 7%crasse d'aluminium et une énergie de compactage égal à 40 coups :

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (cm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	$C_p$ (%)
50	0,015	19,985	0,587	0,06408
100	0,02	19,98	0,587	
200	0,0285	19,9715	0,586	
200	0,0415	19,9585	0,585	
400	0,0465	19,9535	0,585	

Tableau. III.46 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ ,  $EC=40$  coups, 7%crasse d'aluminium).

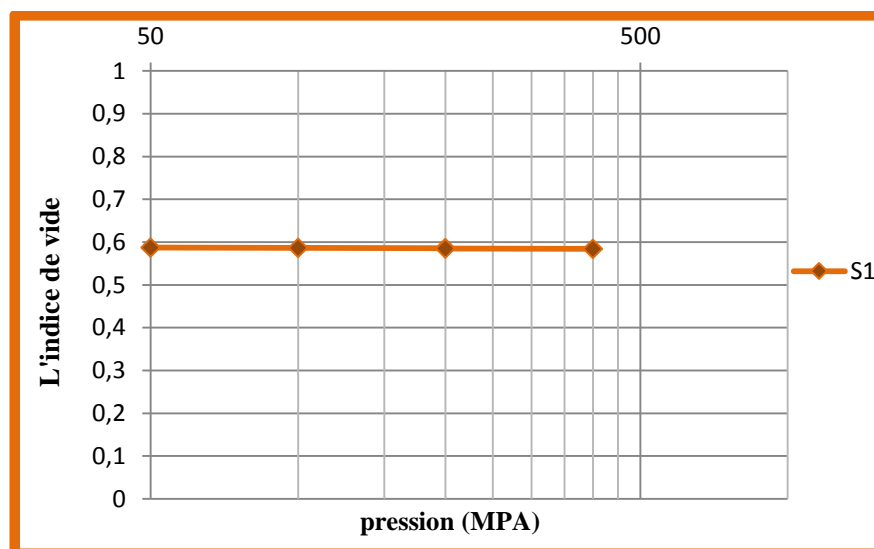


Figure .III.32 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ ,  $EC = 40$  coups, 7%crasse d'aluminium).



- Sol traité avec une teneur en eau 6% et 7% crasse d'aluminium et une énergie de compactage égal à 60 coups :

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (cm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	$C_p$ (%)
50	0,0103	19,9897	0,571	0,00898
100	0,014	19,986	0,570	
200	0,0205	19,9795	0,570	
200	0,0223	19,9777	0,570	
400	0,0276	19,9724	0,569	

Tableau.III.47: résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ , EC = 60 coups, 7% crasse d'aluminium).

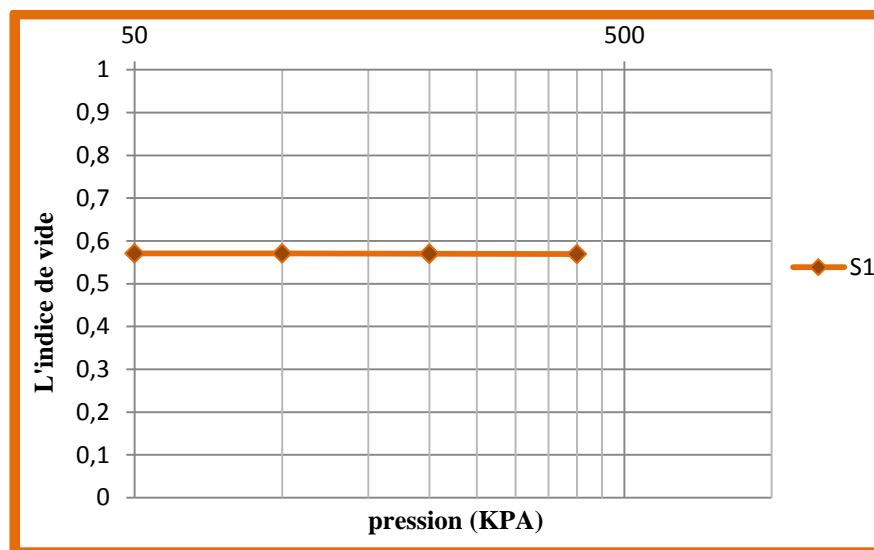


Figure .III.33 : résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 6\%$ , EC = 60 coups, 7% crasse d'aluminium).

Résumé des résultats des essais oedométriques :

- Sol non traité :

W (%)	2%		4%		6%	
Nombre de coups	20	40	20	40	20	40
$C_p$ (%)	11.18	8.04	6.55	5.009	4.61	3.46

Tableau .III.48 : Résumé  $C_p$  pour une teneur en crasse d'aluminium=0%



➤ Sol traité :

Crasse (%)	5%					
W (%)	4%			6%		
Nombre de coups	20	40	60	20	40	60
$e_0$	0.424	0.473	0.563	0.570	0.488	0.537
$\gamma_d$	1.726	1.667	1.572	1.565	1.651	1.599
<b>Cp (%)</b>	<b>0.691</b>	<b>0.424</b>	<b>0.318</b>	<b>0.415</b>	<b>0.213</b>	<b>0.198</b>

Tableau.III.49:Résumé Cp pour une Teneur en crasse d'aluminium al=5%.

Crasse (%)	6%					
W (%)	4%			6%		
Nombre de coups	20	40	60	20	40	60
<b>Cp (%)</b>	<b>0.583</b>	<b>0.374</b>	<b>0.277</b>	<b>0.342</b>	<b>0.205</b>	<b>0.152</b>

Tableau.III.50:Cp pour une Teneur en crasse d'aluminium al=6%.

Crasse (%)	7%					
W (%)	4%			6%		
Nombre de coups	20	40	60	20	40	60
<b>Cp (%)</b>	<b>0.348</b>	<b>0.244</b>	<b>0.116</b>	<b>0.196</b>	<b>0.064</b>	<b>0.0089</b>

Tableau.III.51:Cp pour une Teneur en crasse d'aluminium al=7%.

III.3.2.Essai de Cisaillement :

III.3.2.a.Sol non traité :

- Sol sans traitement avec une teneur en eau  $w=2\%$  et une énergie de compactage égal à 20 coups :

Contrainte vertical (KN/m <sup>2</sup> )	<b>100</b>	<b>200</b>	<b>400</b>
Contrainte tangentielle (KN/m <sup>2</sup> )	74.160	115.83	150.27
Angle de frottement (degré)	<b>18.33</b>		
Cohésion (KN/m <sup>2</sup> )	<b>56.94</b>		

Tableau .III.52 : Résultats d'essai de cisaillement ( $w=2\%$ ,  $E_c=20$ coups).

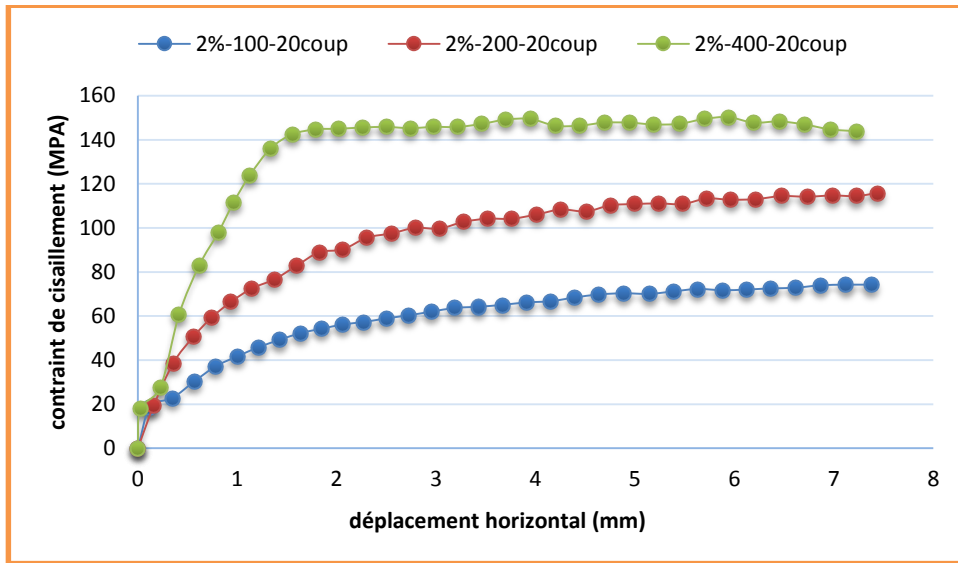


Figure III.34.courbe de contrainte déformation d’essai de cisaillement (w=2%, Ec=20).

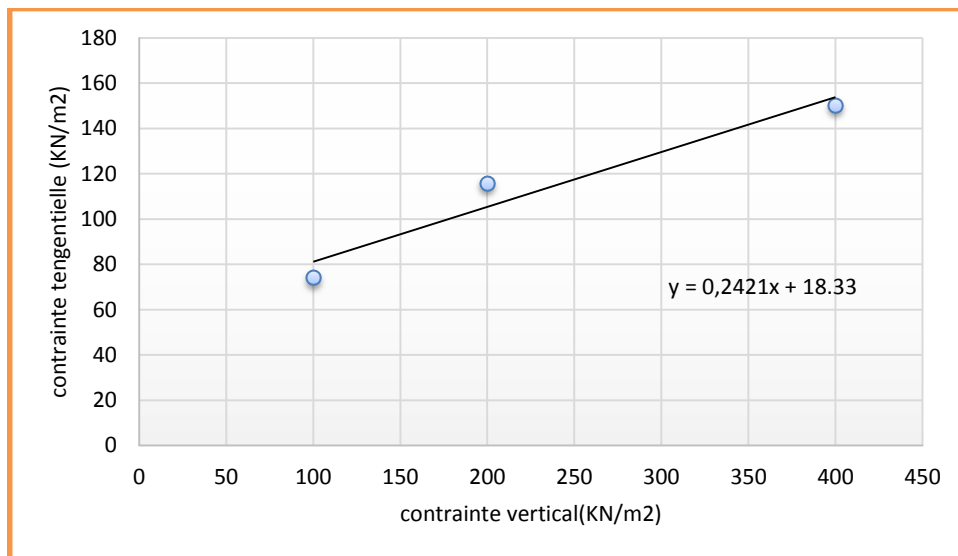


Figure .III.35: l’effort de cisaillement en fonction de contraint verticale (w=2%, Ec=20).

- Sol sans traitement avec une teneur en eau w=2% et une énergie de compactage égal à 40 coups :

Contrainte vertical (KN/m <sup>2</sup> )	<b>100</b>	<b>200</b>	<b>400</b>
Contrainte tangentielle (KN/m <sup>2</sup> )	59.166	111.11	192.77
Angle de frottement (degré)	<b>34.27</b>		
Cohésion (KN/m <sup>2</sup> )	<b>23.47</b>		

Tableau .III.53 : Résultats d’essai de cisaillement (w=2%, Ec=40coups)

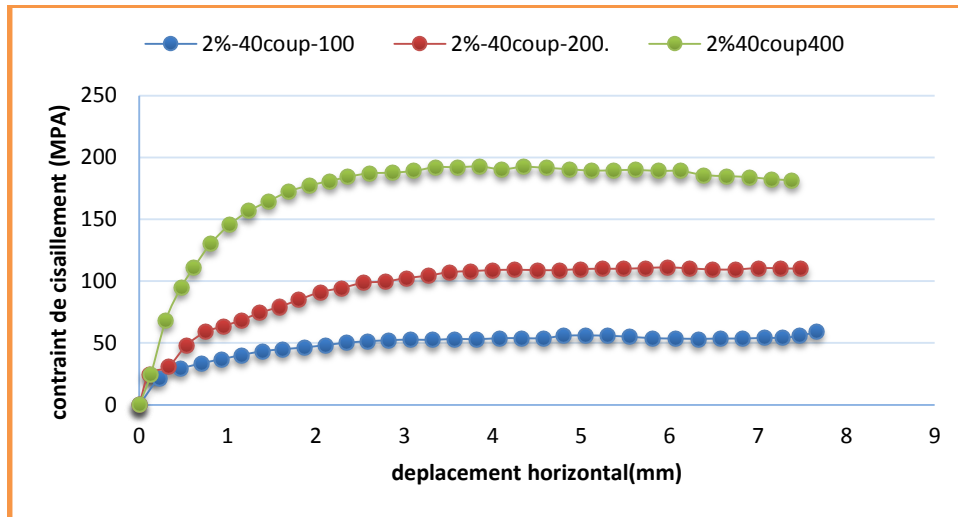


Figure III.36.courbe de contrainte déformation d'essai de cisaillement (w=2%, Ec=40).

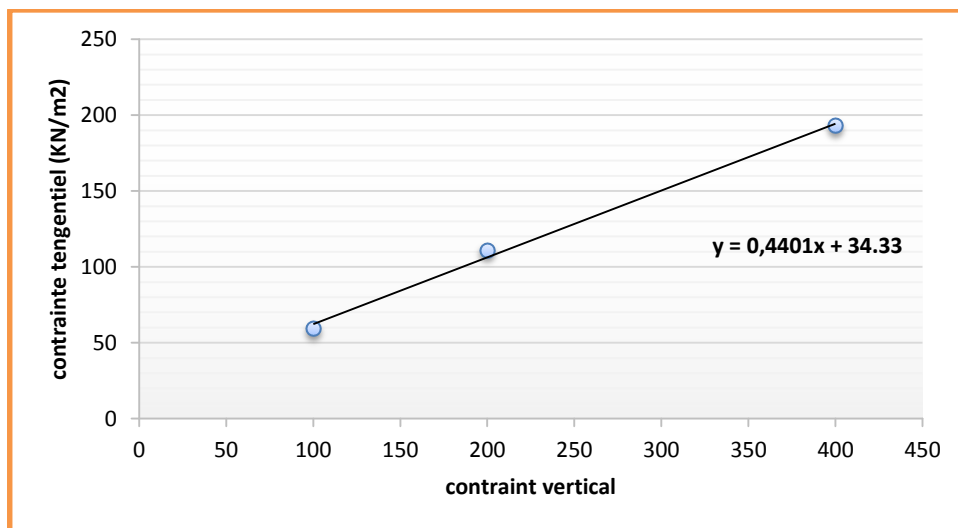


Figure .III.37: l'effort de cisaillement en fonction de contraint verticale (w=2%, Ec=40).

☀ Sol traité:

- Sol traité avec une teneur en eau 4% et 5% crasse d'aluminium et une énergie de compactage égal à 20 coups :

Contrainte verticale (KN/m <sup>2</sup> )	<b>100</b>	<b>200</b>	<b>400</b>
Contrainte tangentielle (KN/m <sup>2</sup> )	59.72	94.44	223.88
Angle de frottement (degré)	<b>29.31</b>		
Cohésion (KN/m <sup>2</sup> )	<b>1.00</b>		

Tableau .III.54 : Résultats d'essai de cisaillement (w=4%, al=5%, Ec=20coups).

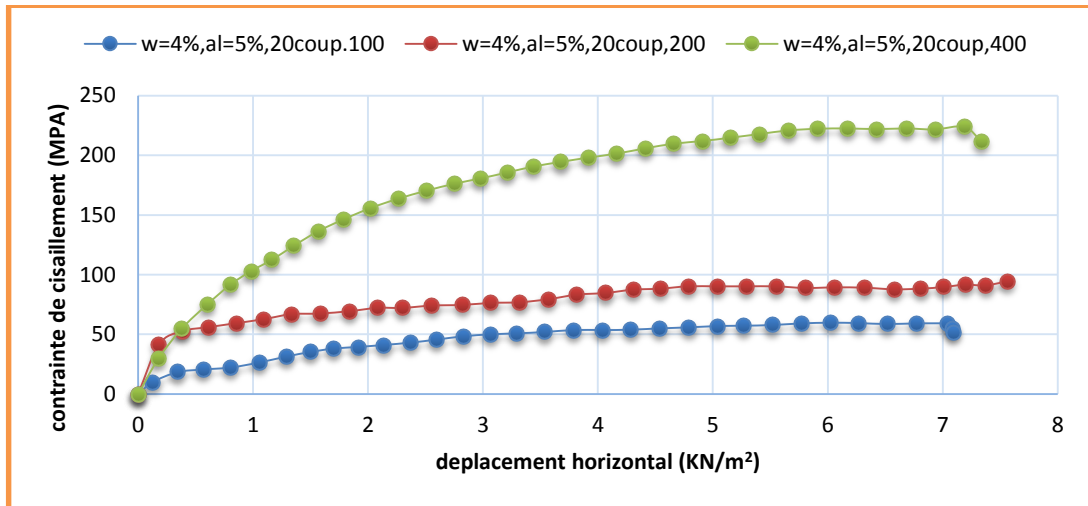


Figure.III.38.courbe de contrainte déformation d’essai de cisaillement (w=4%, al=5%, Ec=20).

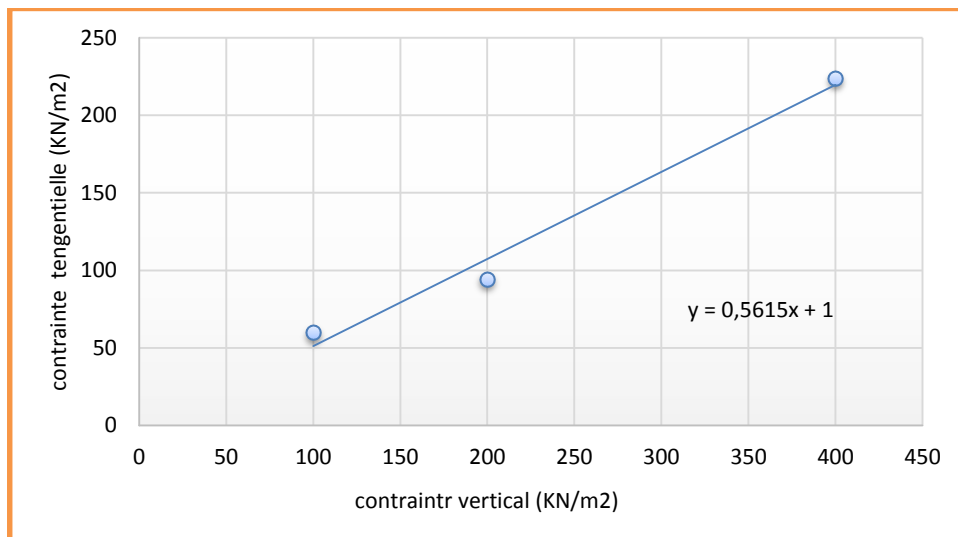


Figure .III.39: l’effort de cisaillement en fonction de contraint verticale (w=4%, al=5%, Ec=20).

- Sol traité avec une teneur en eau 4% et 5% crasse d’aluminium et une énergie de compactage égal à 40 coups :

Contrainte vertical (KN/m <sup>2</sup> )	<b>100</b>	<b>200</b>	<b>400</b>
Contrainte tangentielle (KN/m <sup>2</sup> )	60.27	123.61	225.27
Angle de frottement (degré)	<b>28.55</b>		
Cohésion (KN/m <sup>2</sup> )	<b>9.44</b>		

Tableau .III.55 : Résultats d’essai de cisaillement (w=4%, al=5%, Ec=40coups).

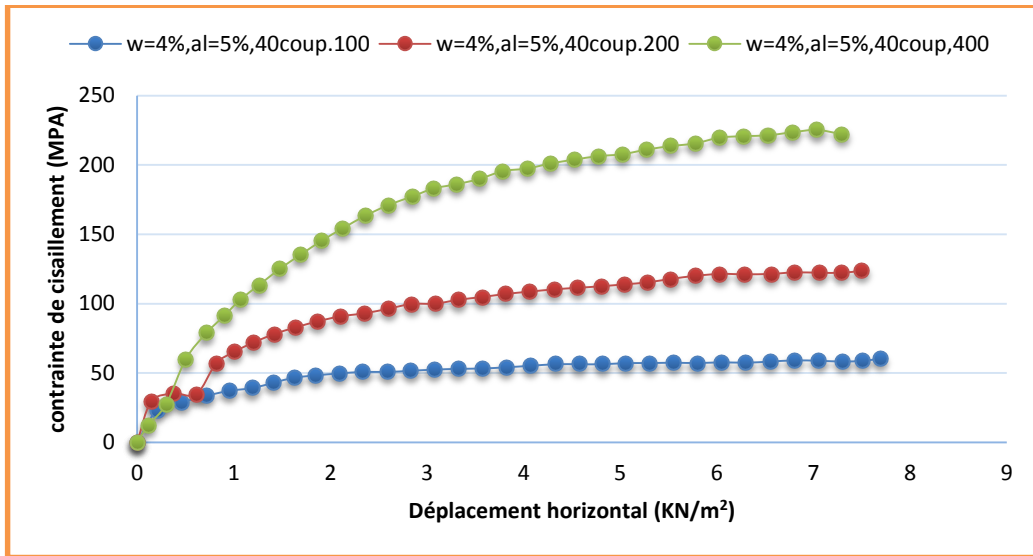


Figure III.40.courbe de contrainte déformation d’essai de cisaillement (w=4%, al=5%, Ec=40).

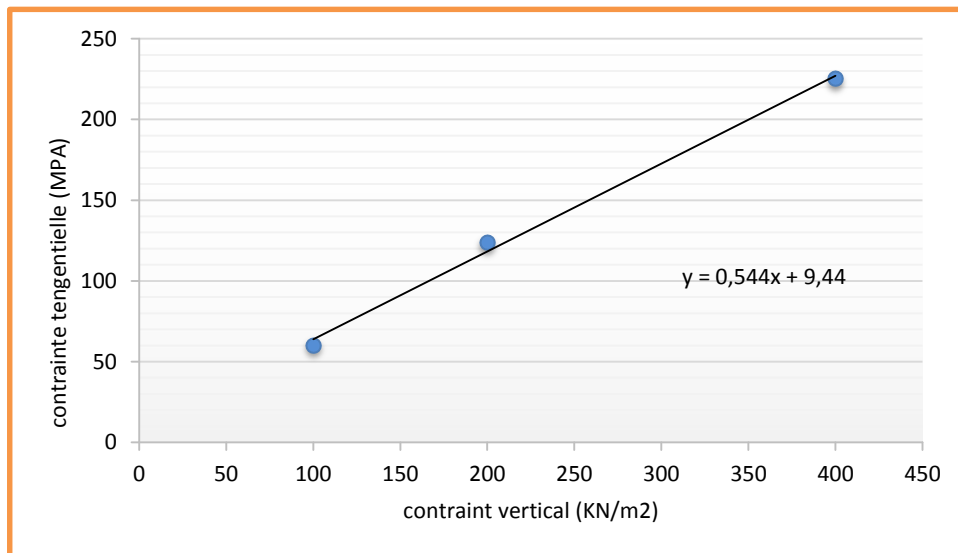


Figure .III.41: l’effort de cisaillement en fonction de contraint verticale (w=4%, al=5%, Ec=40).

- Sol traité avec une teneur en eau 4% et 5% crasse d’aluminium et une énergie de compactage égal à 60 coups :

Contrainte vertical (KN/m²)	<b>100</b>	<b>200</b>	<b>400</b>
Contrainte tangentielle (KN/m²)	64.72	116.12	216.66
Angle de frottement (degré)	<b>26.84</b>		
Cohésion (KN/m²)	<b>14.44</b>		

Tableau .III.56 : Résultats d’essai de cisaillement (w=4%, al=5%, Ec=60coups).

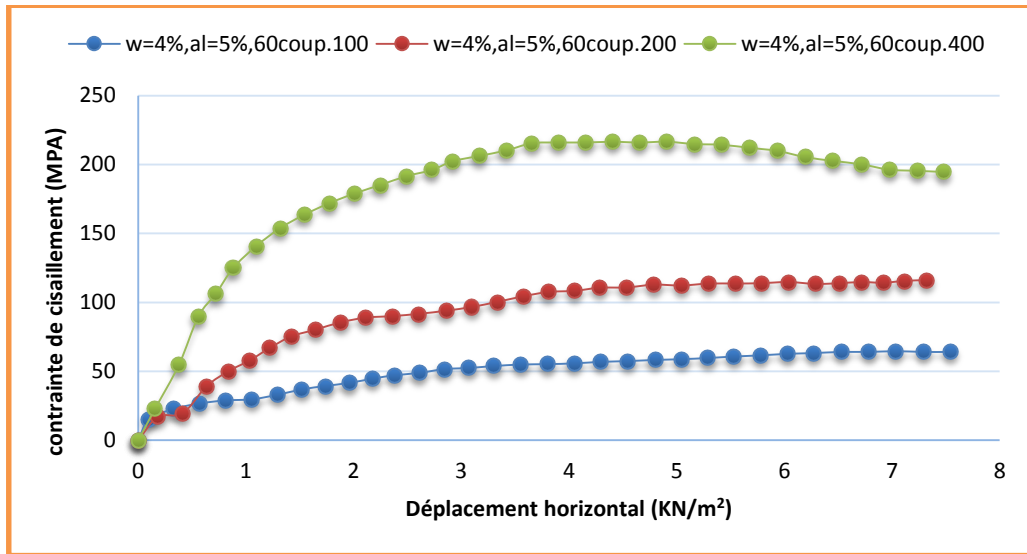


Figure III.42.courbe de contrainte déformation d’essai de cisaillement (w=4%, al=5%, Ec=60).

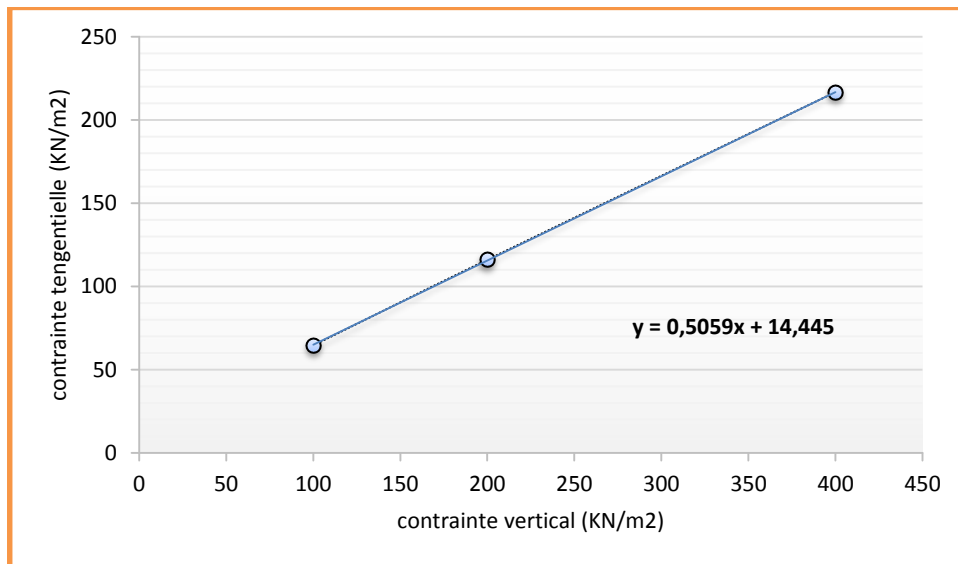


Figure .III.43: l’effort de cisaillement en fonction de contraint verticale (w=4%, al=5%, Ec=60).

- Sol traité avec une teneur en eau 4% et 6%crasse d’aluminium et une énergie de compactage égal à 20 coups :

Contrainte verticale (KN/m²)	100	200	400
Contrainte tangentielle (KN/m²)	65.27	116.66	219.44
Angle de frottement (degré)	27.33		
Cohésion (KN/m²)	13.88		

Tableau .III.57 : Résultats d’essai de cisaillement (w=4%, al=6%, Ec=20coups).

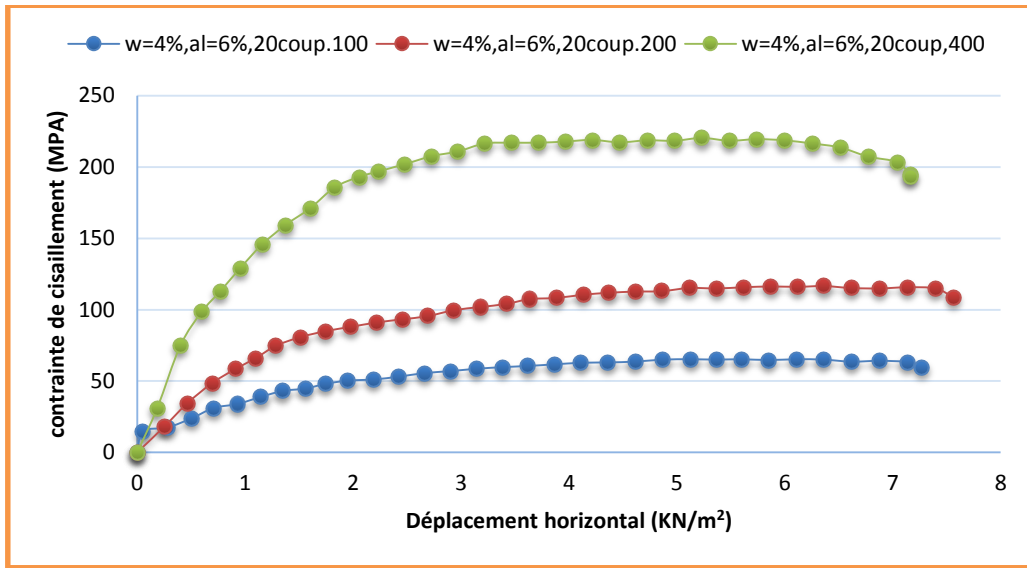


Figure III.44.courbe de contrainte déformation d'essai de cisaillement (w=4%, al=6%, Ec=20).

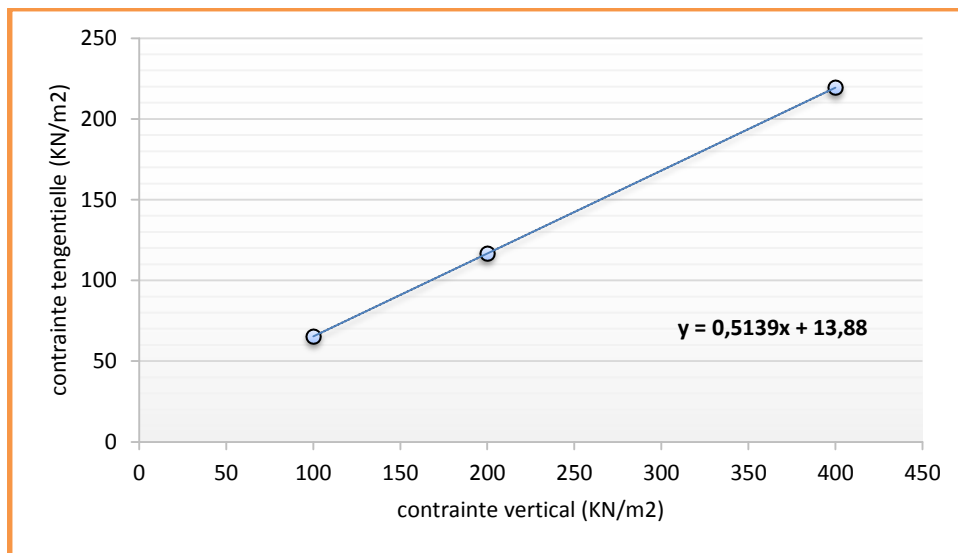


Figure .III.45: l'effort de cisaillement en fonction de contraint verticale (w=4%, al=6%, Ec=20).

- Sol traité avec une teneur en eau 4% et 6% crasse d'aluminium et une énergie de compactage égal à 40 coups :

Contrainte vertical (KN/m²)	100	200	400
Contrainte tangentielle (KN/m²)	72.93	127.55	232.22
Angle de frottement (degré)	26.75		
Cohésion (KN/m²)	20.59		

Tableau .III.58 : Résultats d'essai de cisaillement (w=4%, al=6%, Ec=40coups).

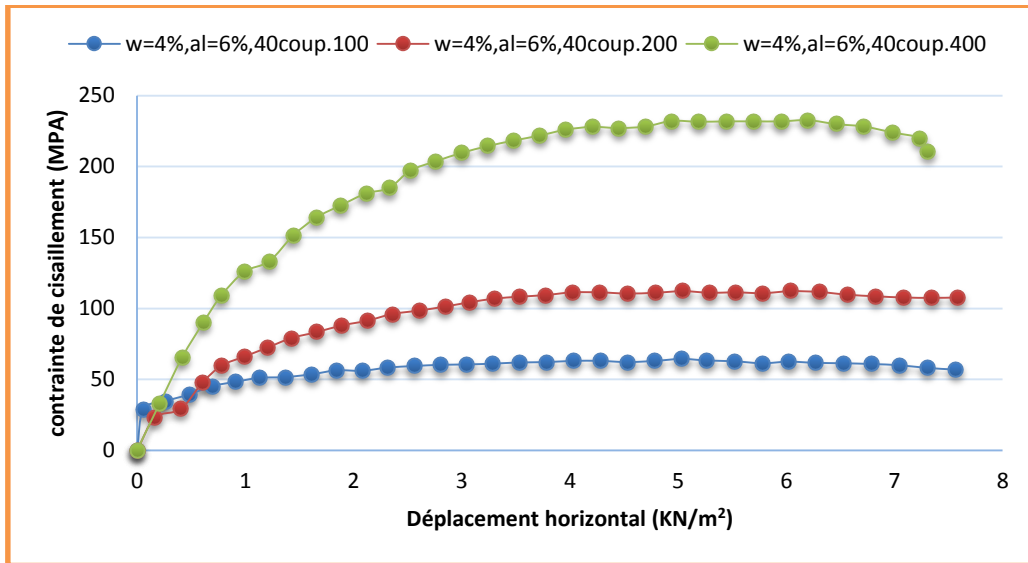


Figure III.46.courbe de contrainte déformation d’essai de cisailment (w=4%, al=6%, Ec=40).

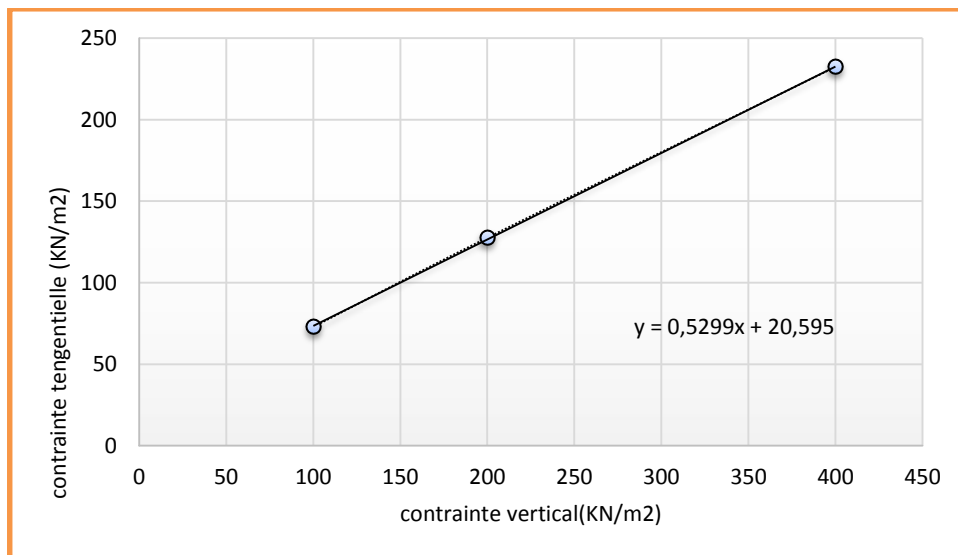


Figure .III.47: l’effort de cisailment en fonction de contraint verticale (w=4%, al=6%, Ec=40).

- Sol traité avec une teneur en eau 4% et 6% crasse d’aluminium et une énergie de compactage égal à 60 coups :

Contrainte vertical (KN/m <sup>2</sup> )	<b>100</b>	<b>200</b>	<b>400</b>
Contrainte tangentielle (KN/m <sup>2</sup> )	82.77	116.66	225.55
Angle de frottement (degré)	<b>23.88</b>		
Cohésion (KN/m <sup>2</sup> )	<b>28.32</b>		

Tableau .III.59 : Résultats d’essai de cisailment (w=4%, al=6%, Ec=60coups).

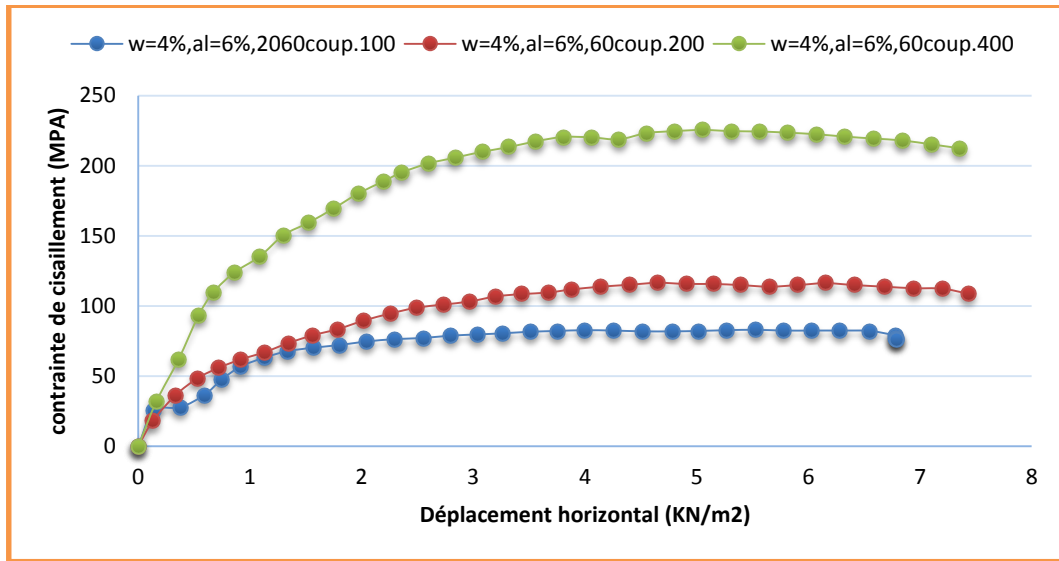


Figure III.48.courbe de contrainte déformation d'essai de cisaillement (w=4%, al=6%,  $E_c=60$ ).

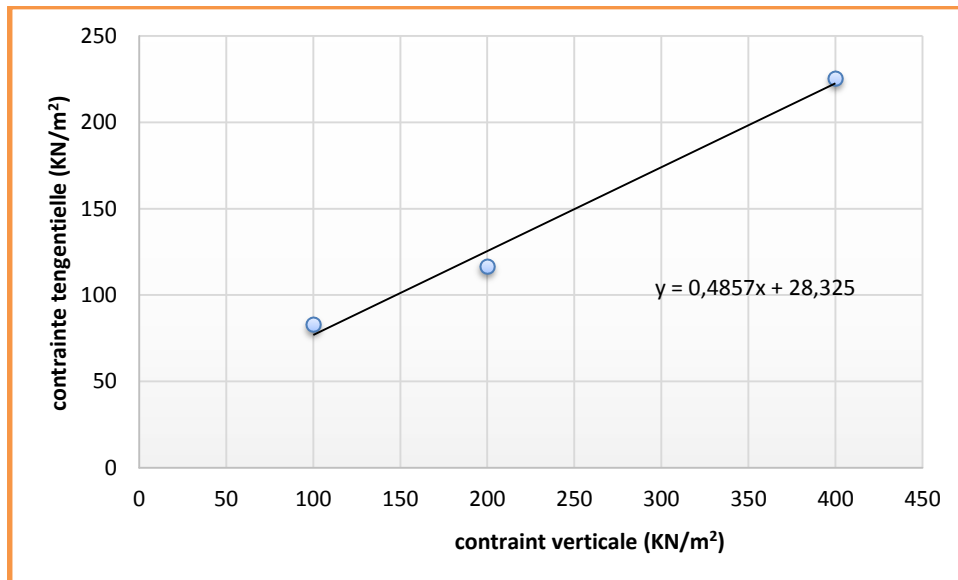


Figure .III.49: l'effort de cisaillement en fonction de contraint verticale (w=4%, al=6%,  $E_c=40$ ).

Résumé des résultats des essais cisaillement :

➤ Sol non traité :

W (%)	2%	
Nombre de coup	20	40
Angle de frottement	56.94	23.47
Cohesion (KN/m <sup>2</sup> )	18.33	34.27

Tableau. III. 60 : Cohésion pour une teneur en crasse d'aluminium =0.



➤ Sol traité:

W (%)	4%					
Crasse d'aluminium	5%			6%		
Nombre de coups	20	40	60	20	40	60
Angle de frottement (degré)	29.31	28.55	26.84	27.33	26.75	23.88
Cohesion (KN/m <sup>2</sup> )	1	9.44	14.44	13.88	20.59	28.32

Tableau. III. 61 : Cohésion pour une teneur en crasse d'aluminium (al=5%, et al=6%).



## CHAPITRE IV

## DISCUSSION DES RESULTATS

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

➤ *Analyse granulométrique :*

Une série d'essais d'identification physiques a été effectuée dans le but d'avoir les connaissances nécessaires à l'élaboration de la suite des essais principaux. 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 jusqu'à III-2**. 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 $\mu$ m avec un pourcentage de 20% de la masse du sol. Le coefficient d'uniformité  $C_u = 1.86$  pour le sable et 14.7 pour le sol reconstitué, le coefficient de courbure est de 0.77 pour le sable et 1.94 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.

➤ *Equivalent de sable :*

Les résultats de l'essai d'équivalent de sable sont illustrés par les **tableaux III.04**, qui donnent un ESV égale à 76.56, et ESP égale à 75.68 ce résultat qui peut classer notre sable dans la catégorie du sable propre à faible proportion de fines argileuses convenant parfaitement pour les bétons de haut qualité.

➤ *La masse volumique :*

Les masses volumiques absolues sont déterminées et données par les **tableaux III.6 à III.7**, dans ces résultats nous pouvons constater que la masse volumique absolue du sol reconstitué est de 2.66g/cm<sup>3</sup> et la masse volumique absolue du kaolin est de 2.64 g/cm<sup>3</sup>. et la masse volumique absolue du le déchet d'aluminium est de 2.21 g/cm<sup>3</sup>. et La masse volumique absolue par la méthode des éprouvettes graduée de notre sable est de 2.67 g/ml dans le tableau **III.05**

Puis les masses volumiques apparentes sont présentées dans les **tableaux III.10 à III.13**, dans ces résultats nous pouvons constater que la masse volumique apparentes du sable avec choc est de 1.38 g/cm<sup>3</sup> et sans choc est de 1.63 g/cm<sup>3</sup> et la masse volumique apparentes du kaolin avec choc est de 0.83 g/cm<sup>3</sup> et sans choc est de 0.60 g/cm<sup>3</sup>. Et la masse volumique apparentes du le déchet d'aluminium est de 0.81 g/cm<sup>3</sup> dans le tableau **III.14**.



### ➤ *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.15**, jusqu'à **III.17**.

Ils donnent un VBS égal à 1.94 pour le kaolin, 0.43 pour le sol reconstitué et 0.44 pour le sable, ces résultats peuvent classer notre kaolin et le sol reconstitué dans les catégories des [Seuil distinguant les sols sablo-limoneux des sols sablo argileux et sol insensible à l'eau] respectivement.

### ➤ *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.18** jusqu'à **III.21**, et illustrées par les **figures III.04** jusqu'à **III.07**. D'après ces résultats nous pouvons constater que la limite de liquidité du kaolin et celle de sol reconstitué est de 47.011 et 19.31 respectivement, et leur indice de plasticité  $I_p$  passe de 13.71 à 3.01. Ces valeurs, d'après la classification proposée par l'abaque de Casagrande, classent le sol testé comme limons peu plastiques. De même pour la valeur de l'indice de plasticité, ce sol est classé entre non plastique et peu plastique.

### ➤ *Essai de Proctor :*

Les résultats de l'essai Proctor sont sol reconstitué non traité, pour la teneur en eau et la masse volumique sèche optimales, égales respectivement à 8% et  $0,89 \text{ t/m}^3$  et le sol reconstitué traité à 9.9% et  $0.744 \text{ t/cm}^3$ .

## IV.2 : Discussion des résultats des essais mécaniques :

### 1. Essais oedométriques :

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

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

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

Où :

$C_p$  : potentiel de collapse (%).

$\Delta e$  : 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. a. Mise en évidence de l'affaissement du sol non traité :**

Pour mettre en évidence l'effondrement du sol reconstitué utilisés, et pour pouvoir le comparés aux résultats trouvés pour un sol traité à la crasse d'aluminium, on a effectué des essais œdométriques simple (test Knight 1963) ; à différentes teneur en eau et énergie de compactage. Après, le tracé des courbes œdométrique et le calcul des potentiels de l'affaissement respectifs, nous on fait constater que les résultats varient de 11.32 à 3.46. Les résultats sont résumés aux **tableaux III.48**

**1. b. 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  $C_p$  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  $C_p$  décroît avec l'augmentation de l'énergie **figure 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 de point de vue mécanisme d'effondrement on peut dire que si le sol est constitué des grains liés avec des matériaux fin (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.

**1.1.Sol non traité :**

W (%)	2%		4%		6%	
Nombre de coups	20	40	20	40	20	40
$e_0$	0.433	0.451	0.449	0.395	0.479	0.479
$\gamma_d$	1.71	1.69	1.69	1.76	1.66	1.66
<b><math>C_p</math> (%)</b>	<b>11.18</b>	<b>8.04</b>	<b>6.55</b>	<b>5.009</b>	<b>4.61</b>	<b>3.46</b>

Tableau .IV.1 :  $C_p$  pour une teneur en crasse d'aluminium=0%



1.1. a. Influence de l'énergie de compactage :

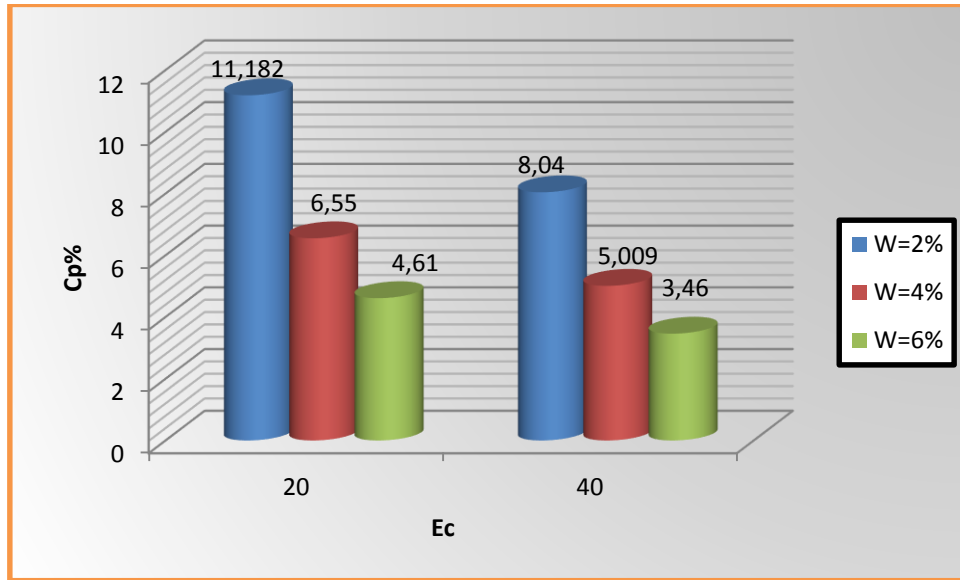


Figure.IV.1 : influence de l'énergie de compactage.

1.1. Influence de la teneur en eau :

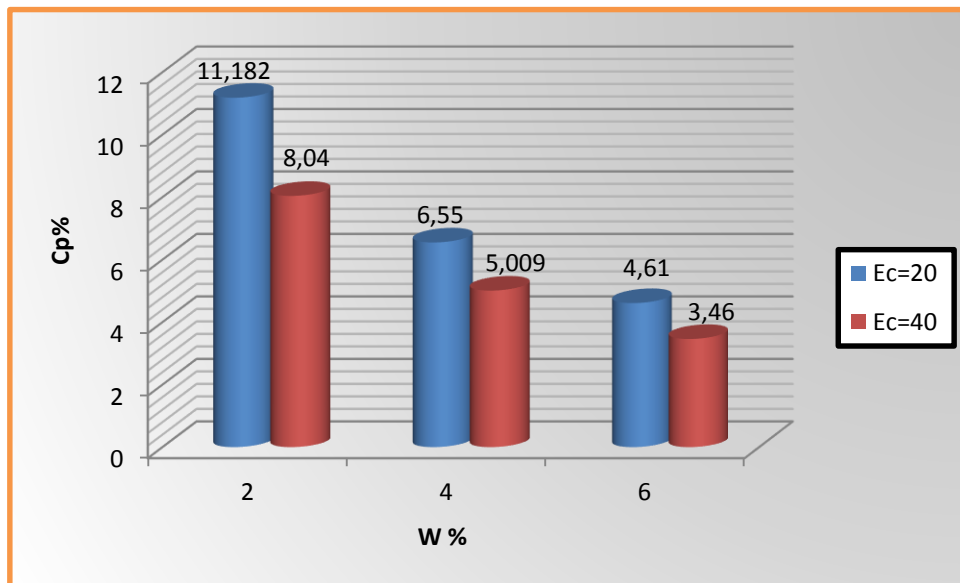


Figure.IV.2 : influence de la teneur en eau.

Les figures (IV.12 ; IV.3) représentent l'influence de la teneur en eau et l'énergie de compactage sur la déformation.

A partir des résultats des figures précédentes on peut conclure que, la déformation diminue avec l'augmentation de la teneur en eau et l'énergie de compactage.



## 1.2..Sol traité :

Nous constatons d'après les **tableaux III.49** et que le potentiel d'affaissement  $C_p$  diminue lorsqu'on augmente l'un des paramètres suivants :

- teneur en eau.
- taux du la crasse d'aluminium.
- degré de compactage.

- ❖ Pour les sols traités avec 5% de déchets d'aluminium, le potentiel de collapse  $C_p$  varie de 0.691% à 0.198%, pour une énergie de compactage  $E_c=20, 40,$  et 60 coups et pour une teneur en eau initial  $w_0$  égale à 4% et 6%. Ces types de sol, d'après le classement de Jennings & Knight (1957), passent d'un sol à troubles très services à sol à troubles modérés.
- ❖ Pour les sols traités avec une teneur en crasse d'aluminium de 6% le potentiel de collapse  $C_p$  varie de 0.583% à 0.152% pour une teneur en eau initiale de 6% et une énergie de compactage de 60 coups. D'après le classement de Jennings & Knight (1957), on passe du cas d'un sol à troubles au cas d'un sol non collapsible. On remarque donc qu'à partir de l'ajout 5% de crasse d'aluminium on peut éliminer totalement le problème d'affaissement d'un sol à effondrement brusque.
- ❖ Pour un traitement avec 7% de déchet d'aluminium le potentiel du collapse  $C_p$  passe de 0.348% et 0.0089, on voit que le problème d'effondrement est totalement écarté. Nous pouvons conclure donc que 5% de crasse d'aluminium est suffisante pour résoudre le problème des sols collapsible.

Crasse (%)	5%					
	4%			6%		
W (%)						
Nombre de coups	20	40	60	20	40	60
$e_0$	0.424	0.473	0.563	0.570	0.488	0.537
$\gamma_d$	1.726	1.667	1.572	1.565	1.651	1.599
<b><math>C_p</math> (%)</b>	<b>0.691</b>	<b>0.424</b>	<b>0.318</b>	<b>0.415</b>	<b>0.213</b>	<b>0.198</b>

Tableau.IV.2:Cp pour une Teneur en crasse d'aluminium al=5%.

Crasse (%)	6%					
	4%			6%		
W (%)						
Nombre de coups	20	40	60	20	40	60
$e_0$	0.594	0.374	0.518	0.576	0.496	0.565
$\gamma_d$	1.543	1.594	1.619	1.559	1.643	1.570
<b><math>C_p</math> (%)</b>	<b>0.583</b>	<b>0.374</b>	<b>0.277</b>	<b>0.342</b>	<b>0.205</b>	<b>0.152</b>

Tableau.IV.3:Cp pour une Teneur en crasse d'aluminium al=6%.



Crasse (%)	7%					
W (%)	4%			6%		
Nombre de coups	20	40	60	20	40	60
$e_0$	0.610	0.571	0.673	0.583	0.611	0.575
$\gamma_d$	1.527	1.564	1.469	1.552	1.526	1.560
Cp (%)	<b>0.348</b>	<b>0.244</b>	<b>0.116</b>	<b>0.196</b>	<b>0.064</b>	<b>0.0089</b>

Tableau.IV.4:Cp pour une Teneur en crasse d'aluminium al=7%.

### 1.2. a. Influence de l'énergie de compactage :

On constate que pour les trois taux de la crasse d'aluminium 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, le collapse diminue quand l'énergie de compactage augmente **figure (IV.3 ; IV.4)**

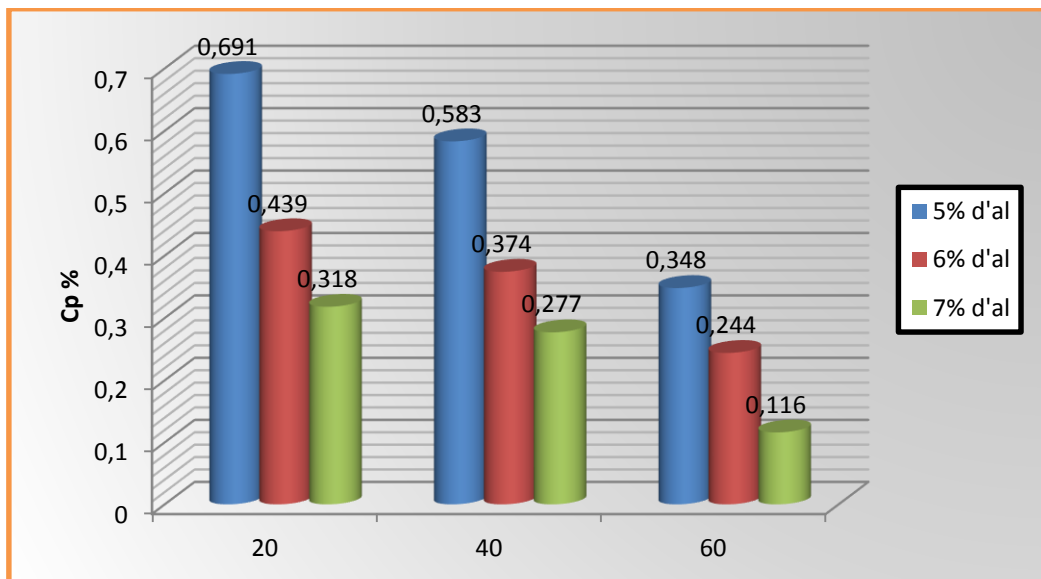


Figure .IV.3 : Influence de l'énergie de compactage sur Cp (W=4%)

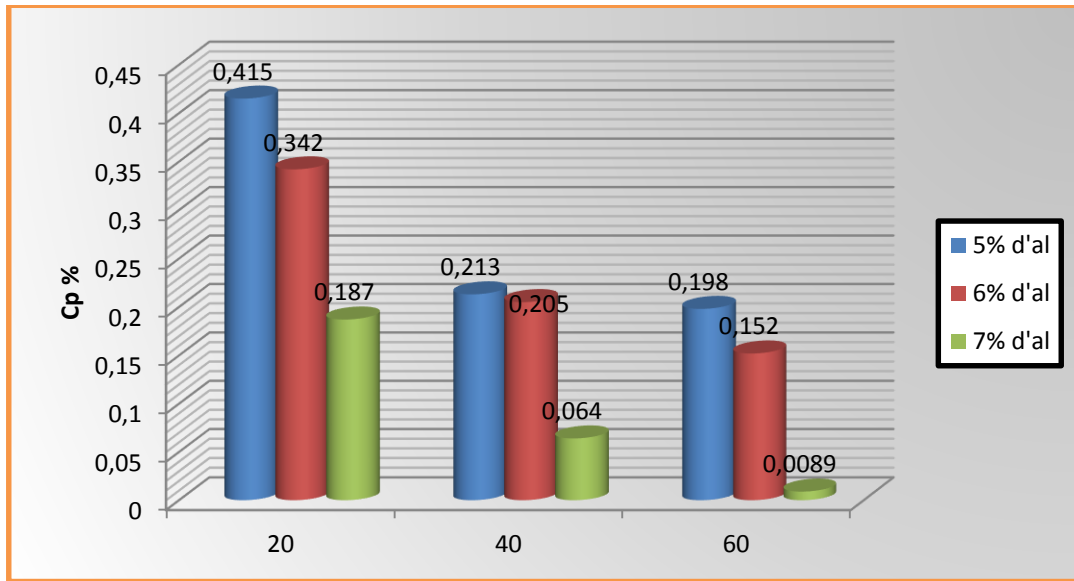


Figure .IV.4 : Influence de l'énergie de compactage sur Cp (W=6%)

1.2. b. Influence de la teneur en eau :

On constate que pour les trois taux de la crasse d'aluminium utilisé, la teneur en eau initial influe sur la diminution du degré d'affaissement d'un sol collapsible. Nous pouvons constater sur la **figure (IV.5 ; IV.6 ; IV.7)** que l'affaissement diminue si on augmente la teneur en eau pour les trois pourcentages en crasse (5%,6% ,7%) et pour une même énergie de compactage.

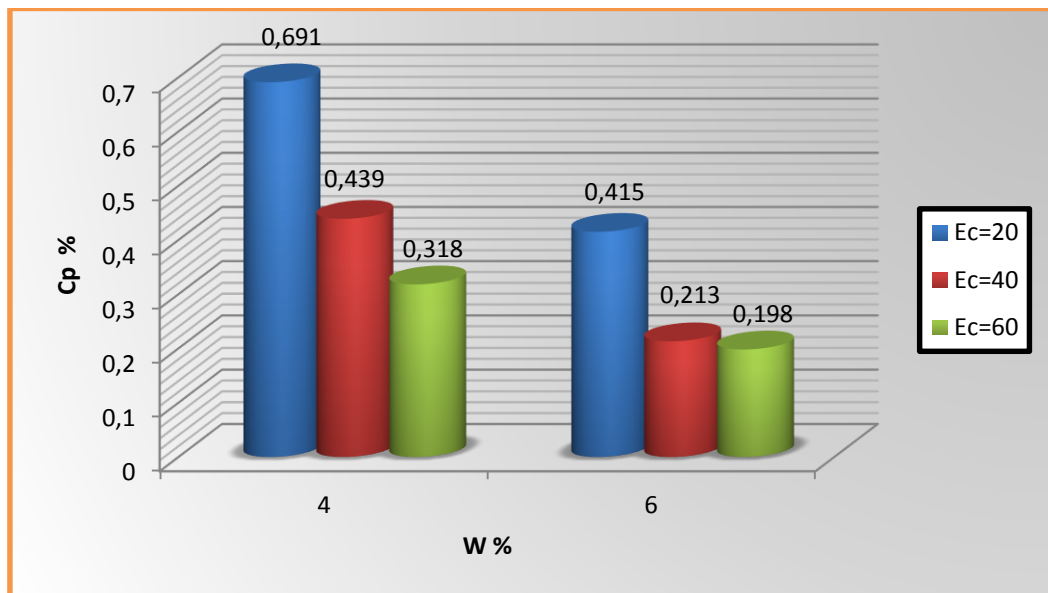


Figure .IV.5. Influence de la teneur en eau sur Cp (al=5%).

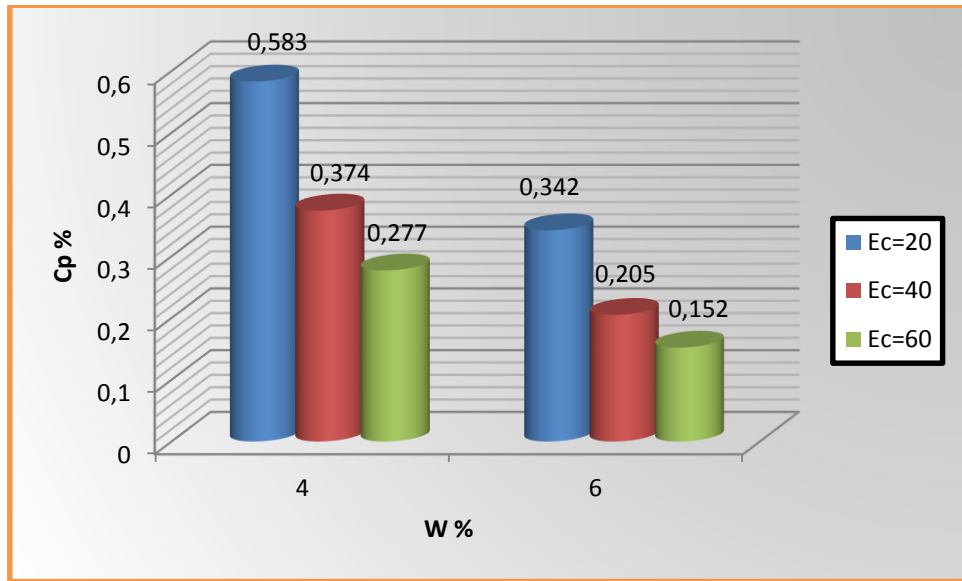


Figure .IV.6.Influence de la teneur en eau sur Cp (al=6%).

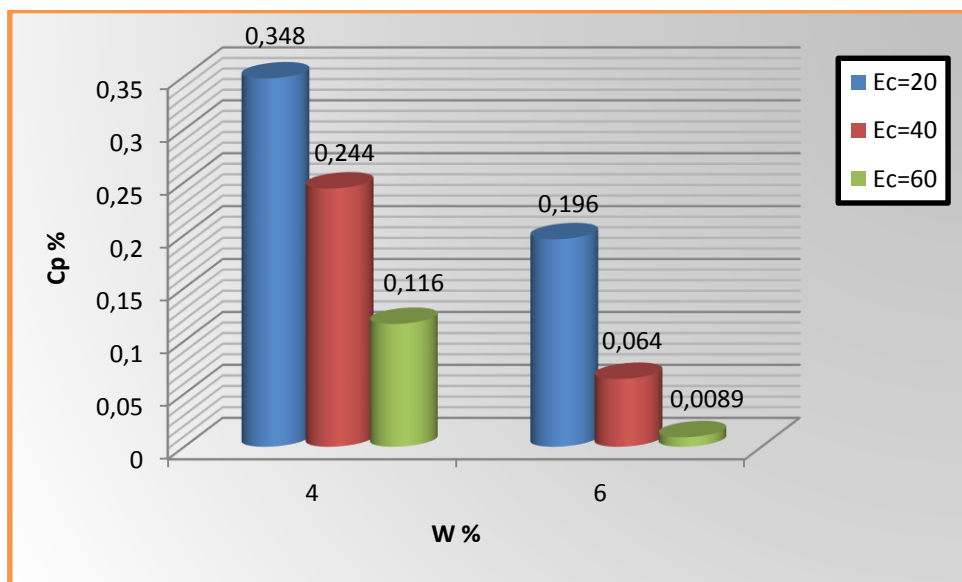


Figure .IV.7.Influence de la teneur en eau sur Cp (al=7%).

### 1.2. C. Influence de la teneur de crasse d'aluminium:

On constate qu'une augmentation de la teneur en crasse diminue le degré d'affaissement, et que pour une même teneur en eau si on augmente le pourcentage de crasse d'aluminium le Cp diminue **figure IV.8 et figure IV.9.**

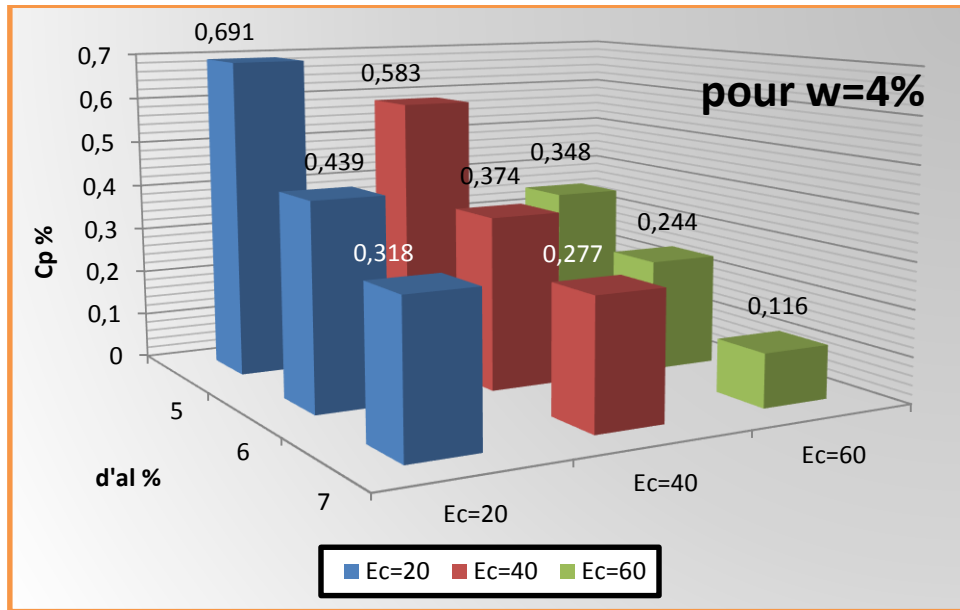


Figure. IV.8 : Influence de la teneur de crasse d'aluminium sur le Cp (W=4%).

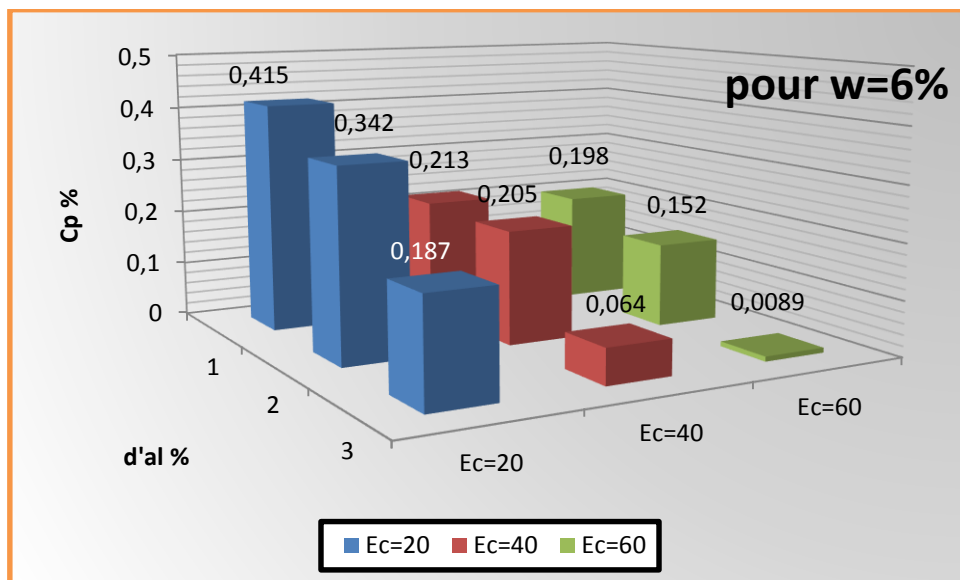


Figure. IV.9 : Influence de la teneur de crasse d'aluminium sur le Cp (W=6%).

#### IV .2.Essai de cisaillement :

Pour les résultats de l'essai de cisaillement à la boîte de sol reconstitué sont présentés dans les **tableaux III.52** jusqu'à **III.54**.

D'après les essais de cisaillement sur les sols reconstitués on a obtenu les résumés des résultats présenté Dans les **tableaux III.55** à **III.60** ;

##### IV.2.1.Sol non traité :

A base de résultats trouvées dans les **figures (IV.3, IV.4)** on peut remarquer que :



Dans le pourcentage  $w=2\%$  de teneur en eau la cohésion diminue avec l'augmentation d'énergie de compactage et l'angle de frottement augmente.

**IV.2.1.a. Influence de l'énergie de compactage :**

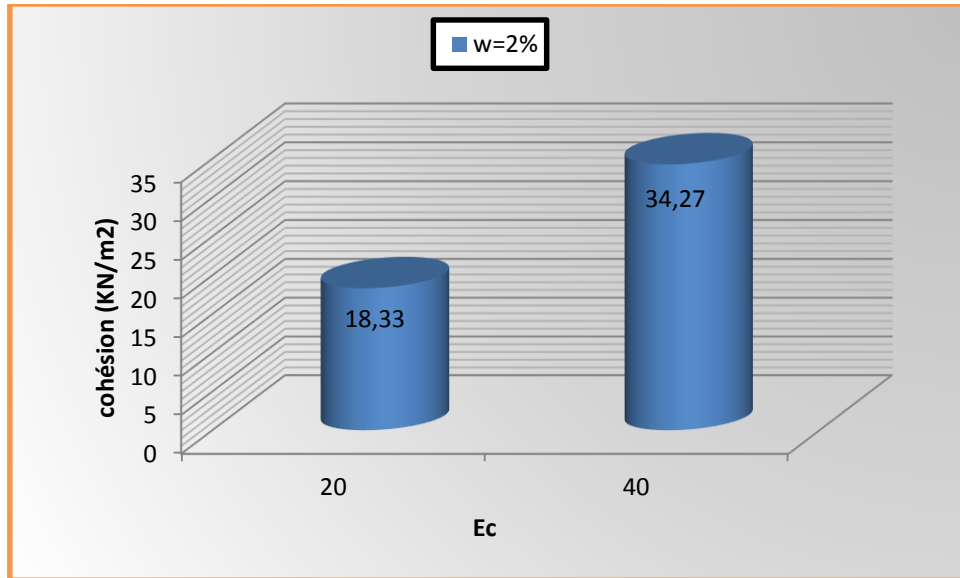


Figure .IV.10 : Influence de l'énergie de compactage sur cohésion (W=2%)

**IV.2.1.b. Influence de la teneur en eau**

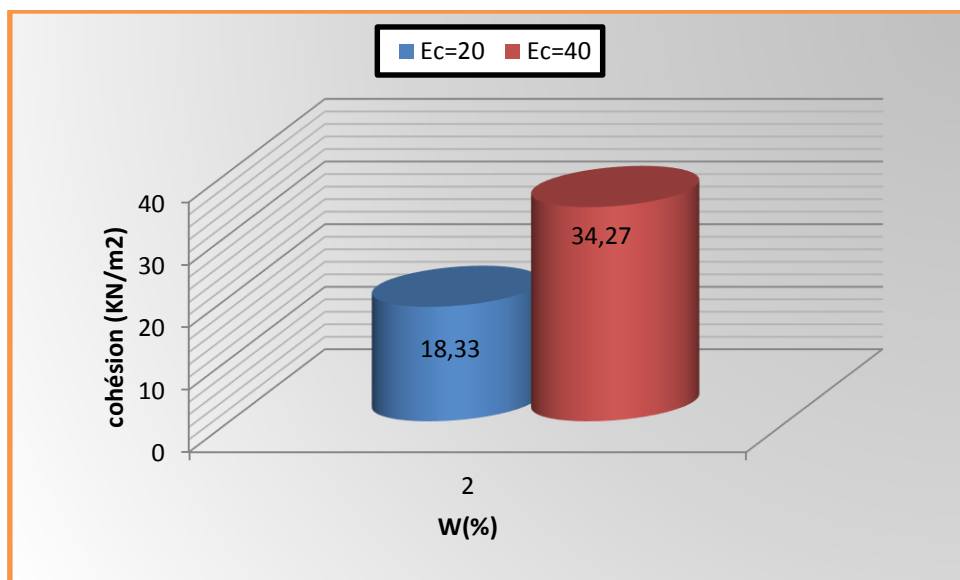


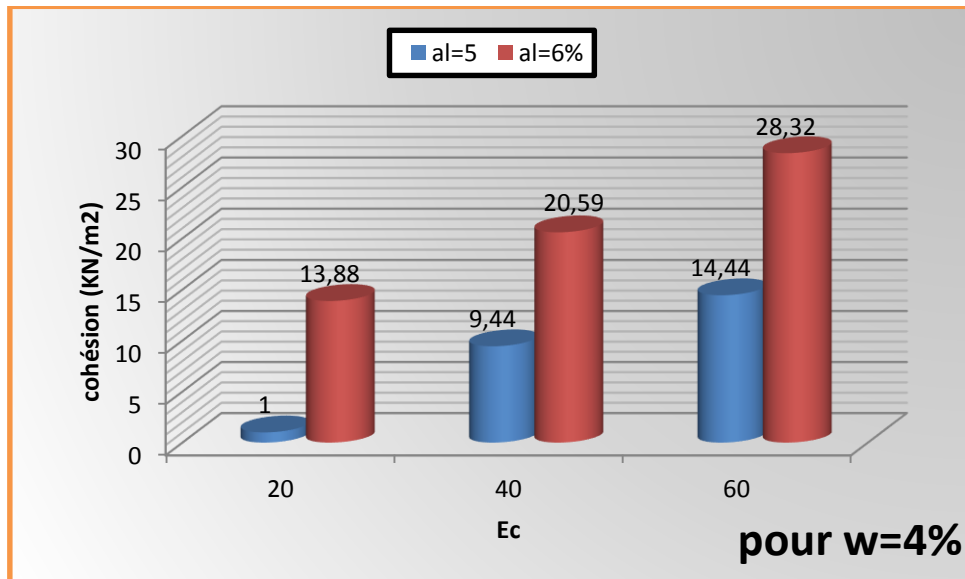
Figure .IV.11 : Influence de la teneur en eau sur cohésion



#### IV.2.2.Sol traité :

##### IV.2.2.a.Influence de l'énergie de compactage :

On constate que pour les trois taux de la crasse d'aluminium 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.12**. À partir des résultats obtenus de **tableau III.61** on peut dire que l'angle de frottement diminue avec l'augmentation de l'énergie de compactage.



**Figure.IV.12 : Influence de l'énergie de compactage sur cohésion (w=4%)**

##### IV.2.2.b.Influence de la teneur en eau :

On constate que pour les deux taux de la crasse d'aluminium utilisés, la teneur en eau initiale influe sur la cohésion. Nous pouvons constater sur la **figure (IV.13 ; IV.14)** dans le pourcentage 4% de teneur en eau la cohésion augmente pour les deux pourcentages en crasse (5%,6%) et pour une même énergie de compactage. Et diminution de l'angle de frottement (**tableau III.61**).

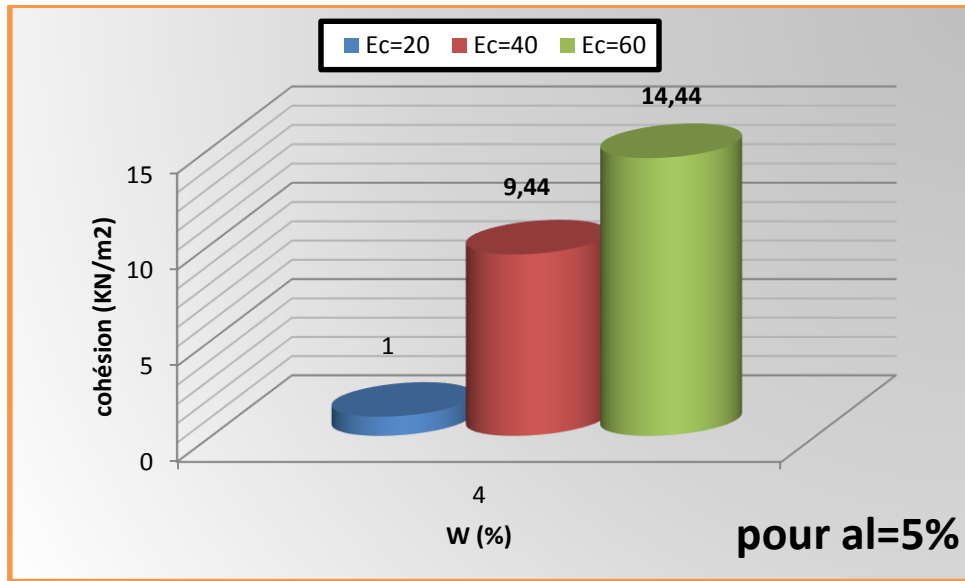


Figure .IV.13 : Influence de la teneur en eau sur Cohésion (al=5%).

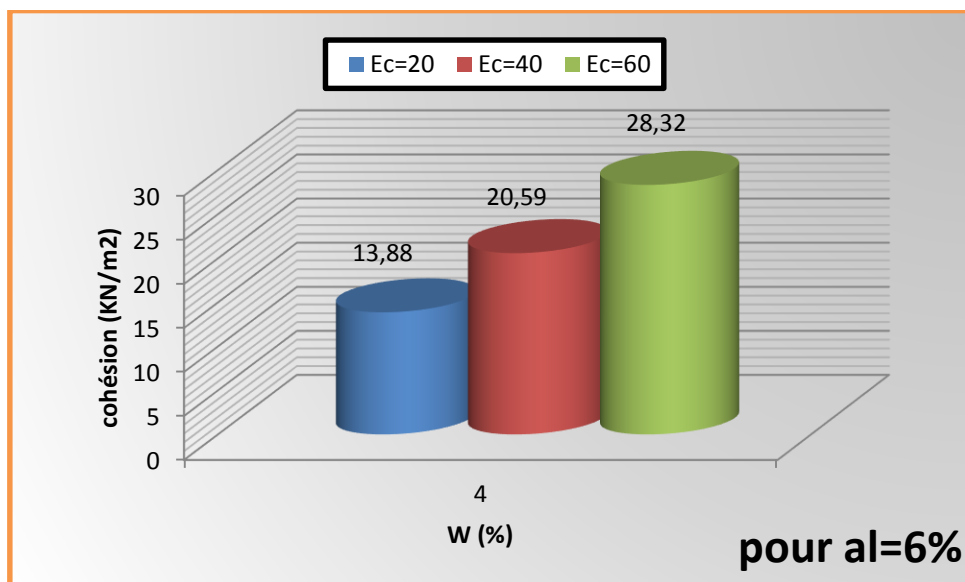


Figure .IV.14 : Influence de la teneur en eau sur Cohésion (al=6%).

**IV.2.2.c. Influence de la teneur de crasse d'aluminium:**

A partir de la **figure IV.15** On remarque que dans le dosage 4% de teneur en eau la cohésion augmente à chaque augmentation de taux du déchet d'aluminium et diminution de l'angle de frottement (**tableau III.61**).

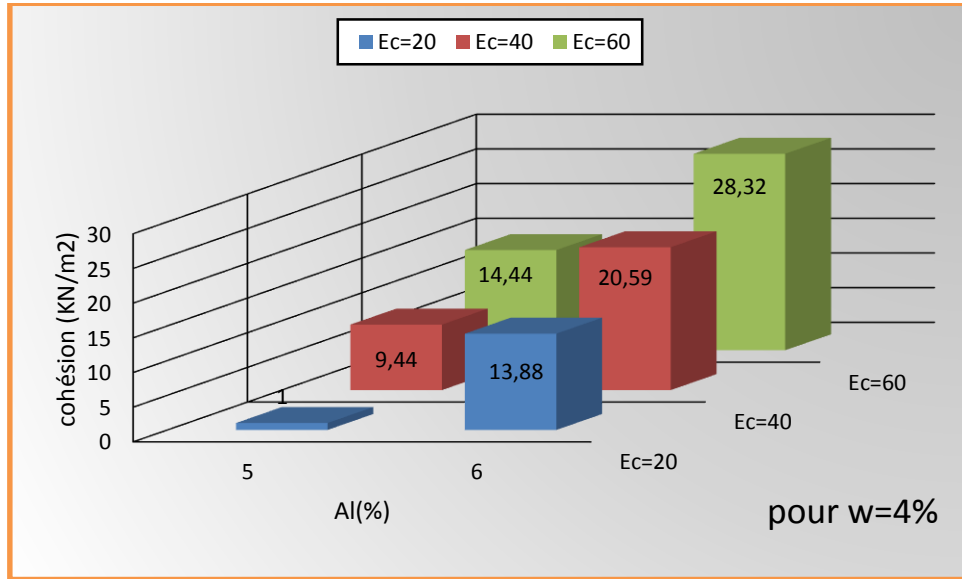


Figure. IV.15 : Influence de la teneur de crasse d'aluminium sur le Cohésion (W=4%).



## CONCLUSION GENERAL

### RECOMMANDATIONS ET PERSPECTIVES :

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 crasse d'aluminium 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 l'indice de vide, 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 l'indice de vide 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 crasse d'aluminium diminué le degré d'affaissement, et le potentielle de collapse diminué aussi surtout en premier minutes

3- pour l'indice de vide : On constate qu'une augmentation d'énergie de compactage et la teneur en eau et la teneur en crasse d'aluminium diminue l'indice de vide (la vitesse de collapse).

L'augmentation de la teneur en crasse d'aluminium, après l'inondation réduisent les vides existant entre les grains de sable.

### RECOMMANDATIONS ET PERSCRIPTIVES :

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 crasse d'aluminium (5%,6%,7%) 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]. **ZM Mansour, Z. Chik ET M. Taha, 2008.** Sur les procédures de sol Collapse évaluation potentielle. Journal of Applied Sciences, 8 : 4434-4439.
- [2]. **ZUR A, WISEMAN G.(1973),** A study of collapse phenomena of an undisturbed, Proc. Of the Inter. Conf. on soil Mech. And Found. Eng, Vol 2.2, p. 225-269.
- [3]. **BOOTH A R.(1977),** collapse Settlement in Compacted Soils. CSIR Research Report 321 NITRR, Pretoria, South Africa Bulletin 13.
- [4]. **HOCINE ZIANI :** (Etude de l'influence du gradient hydraulique sur l'affaissement de la structure des sols a effondrement brusque en utilisant la méthode double consolidation) thèse de magister université hadj Lakhdar –Batna 2011.
- [5]. **LAOUAR MOHAMED SALAH :** (prédiction des sols a effondrement brusque par des méthodes expérimentales) thèse de doctorat en sciences option mécanique des sols université hadj Lakhdar –Batna.
- [6]- **ANTOINE P., ROUSSEAU, MOINE, O., D.D. KUNESCH, S., HATTÉ, C., LANG, A., & ZÖLLER, L., (2009),** Evidence of rapid and cyclic eolian deposition during the Last Glacial in European loess series (Loess Events): The high-resolution records from Nussloch (Germany). , Quaternary Science Reviews, doi:10.1016/j.quascirev.2009.08.001
- [7]. **CHERDOUD SIHAM :** (étude de l'effet des déchets d'aluminium sur l'amélioration des caractéristiques mécaniques d'un sol affaissables) thèse de master université de m'sila 2013.
- [8]. **FAO. 2005 :** Utilisation des engrais par culture en Algérie. FAO Rome, 61 p.
- [9]. **densification des sols affaissables par compactage dynamique ph.** Liausuménard sol traitement j.p. iorio Bouygues ofshore w.f. Hartley ground engineering and piling.
- [10]. **Denisov N.Y.** (1951). Mechanical properties of loess and loams (enrusse). Gosstroizdat, Moscou. 136p. (1.4.1).
- [11]: **FEDA J.** (1966), « Structural stability of subsident loess soil from Praha- Dejvice ». Eng. Geology. 1(3), p. 201-219.
- [12]. **MARKIN B P.** (1969), Discussion on standard criteria of Sag in Loess soil. Soil Mechanics and Foundations Engineering; no 2, p.137.
- [13]. **NECHNECH NOUREDDINE:** (influence de la teneur en particules argileuses sur le potentiel d'effondrement, lors de l'inondation des sols affaissables) thèse de master

université de m'sila 2014.

[14]. **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 –Batna2011.

[15] : **Fayez KASSABJI, François Clemendot** : le traitement des crasses d'aluminium.

[16].**JEAN-FRANCOIS BRUCHON** :(Analyse par microtomographie aux rayons X de l'effondrement capillaire dans les matériaux granulaires) Thèse de DOCTORAT D'ETAT l'Université Paris-Est Spécialité : Géomatériaux Ecole Doctorale : SCIENCES,INGÉNIERIE ET ENVIRONNEMENT Thèse soutenue le 04/04/2014.

- **Normes :**

- **NF P 94 -056 AFNOR** (1996) Norme Française : Sols : Reconnaissance et Essais – Analyse granulométrique, méthode de tamisage par voie humide.
- **NF P 94 -057 AFNOR** (1992) Norme Française : Sols : Reconnaissance et Essais – Analyse granulométrique des sols par sédimentométrie.
- **NF P 94 -051 AFNOR** (1993) Norme Française: Sols : Reconnaissance et Essais – Détermination des limites d'Atterberg – Limite de liquidité 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 tâche.
- **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 AFNOR** (1991) Norme Française : Sols : Détermination de la masse volumique des particules solide des sols –méthode de pycnomètre a eau

## الملخص

التربة القابلة للطي هي تربة غير مستقرة ببنية مسامية مفتوحة مشبعة في مشبع طبيعيا وتوجد في شكل ودائع التدعيم الطبيعي في حالة الجفاف يضيف رابطا مهما بين الحبيبات. ويمكن ان تحمل احمال عالية جدا. اثناء التشبع وحتى من دون احمال إضافية، يحدث تفكك لهذه الروابط ليعطس هيكل أكثر كثافة يليه انهيار مفاجئ لجسيمات التربة. وكانت مشكلة تحديد ومعالجة التربة القابلة للطي من العديد من الدراسات البحثية الرائدة المختلفة ومتناقضة في بعض الأحيان نتائج الجموع. لهذا الغرض ومن اجل المساهمة في إيجاد حل لمشكلة هبوط اقترحنا هذه الدراسة التي هي جزء من علاج التربة القابلة للطي. تقدم هذه الدراسة حالة معالجة التربة القابلة للطي بسخام الألومنيوم هذه الدراسة أجريت في المختبر باستخدام الطريقة التجريبية "طريقة التوطيد البسيطة" والتي أجريت بعناية على عينات التربة تم تجميعها في المختبر ومعالجتها بسخام الألومنيوم بمحتويات مختلفة من الماء ودرجات مختلفة من الضغط من اجل الحد من مشكلة هبوط التربة وللقضاء عليها ولتحديد نسبة السخام التي تحل المشكلة. **الكلمات الاستدلالية:** التربة القابلة للطي معامل هبوط، طريقة التوطيد البسيطة سخام الالمنيوم

## Résumé

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 intergranulaire 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.

Le problème de l'identification puis du traitement des sols affaissables a fait l'objet de nombreux de travaux de recherche aboutissant à de multitudes résultats différents 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.

Cette étude présente le cas du traitement des sols affaissables par la crasse d'aluminium, une étude réalisée au laboratoire par une méthode expérimentale soigneusement conduite à l'odomètre « méthode de la simple consolidation » sur des échantillons de sols reconstitués au laboratoire, puis traités avec la crasse d'aluminium à différentes teneurs en eau et différents degrés de compactage, en vue de limiter le problème d'affaissement voir de l'éliminer et déterminer par la même étude le pourcentage de crasse qui résout le problème.

**Mots clés :** sol affaissable, coefficient d'affaissement, simple consolidation, traitement, crasse d'aluminium.

## Abstract

The collapsible soils are metastable soils, open porous structure, non-saturated nature, being in the form of deposits. A dry, natural cementation between grains gives them an important link intergranulaire and can withstand very high loads. However, the saturation, even without additional loading, causes disintegration of connections providing a more dense structure followed by a collapse of the soil particles.

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, which is part of the treatment of collapsible soils.

The problem of identify in gland to collapse after flooding has been the subject of extensive research resulting multitudes of different and sometimes contradictory results.

This study presents the case of treatment of collapsible soils grime aluminum perform a study in the laboratory by an experimental method carefully conducted oedomètre "simple consolidation method" 'on reconstituted soil samples in the laboratory, and proceeded with grime aluminum at different water cantatas and determined by the same study the percentage of grime that solves the problem.

**Key words:** ground affaissable, flood, collapse, argillaceous fraction, collapse.

## Résumé

---

### Résumé

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 intergranulaire 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.

Le problème de l'identification puis du traitement des sols affaissables a fait l'objet de nombreux travaux de recherche aboutissant à de multitudes résultats différents 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.

Cette étude présente le cas du traitement des sols affaissables par la crasse d'aluminium, une étude réalisée au laboratoire par une méthode expérimentale soigneusement conduite à l'odomètre « méthode de la simple consolidation » sur des échantillons de sols reconstitués au laboratoire, puis traités avec la crasse d'aluminium à différentes teneurs en eau et différents degrés de compactage, en vue de limiter le problème d'affaissement voir de l'éliminer et déterminer par la même étude le pourcentage de crasse qui résout le problème.

**Mots clés :** sol affaissable, coefficient d'affaissement, simple consolidation, traitement, crasse d'aluminium.

### Abstract

The collapsible soils are metastable soils, open porous structure, non-saturated nature, being in the form of deposits. A dry, natural cementation between grains gives them an important link intergranulaire and can withstand very high loads. However, the saturation, even without additional loading, causes disintegration of connections providing a more dense structure followed by a collapse of the soil particles.

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, which is part of the treatment of collapsible soils.

The problem of identify in gland to collapse after flooding has been the subject of extensive research resulting multitudes of different and sometimes contradictory results. This study presents the case of treatment of collapsible soils grime aluminum perform a study in the laboratory by an experimental method carefully conducted oedomètre "simple consolidation method" 'on reconstituted soil samples in the laboratory, and proceeded with grime aluminum at different water cantatas and determined by the same study the percentage of grime that solves the problem.

**Key words:** ground affaissable, flood, collapse, argillaceous fraction, collapse.

## Résumé

### الملخص

التربة القابلة للطي هي تربة غير مستقرة ببنية مسامية مفتوحة مشبعة في مشبع طبيعيا وتوجد في شكل ودائع التدعيم الطبيعي في حالة الجفاف يضيف رابطا مهما بين الحبيبات. ويمكن ان تحمل احمال عالية جدا. اثناء التشبع وحتى من دون احمال إضافية، يحدث تفكك لهذه الروابط ليعطس هيكل أكثر كثافة يليه انهيار مفاجئ لجسيمات التربة.

وكانت مشكلة تحديد ومعالجة التربة القابلة للطي من العديد من الدراسات البحثية الرائدة المختلفة ومتناقضة في بعض الأحيان نتائج الجموع. لهذا الغرض ومن اجل المساهمة في إيجاد حل لمشكلة هبوط اقترحنا هذه الدراسة التي هي جزء من علاج التربة القابلة للطي.

تقدم هذه الدراسة حالة معالجة التربة القابلة للطي بسخام الألومنيوم هذه الدراسة أجريت في المختبر باستخدام الطريقة التجريبية "طريقة التوطيد البسيطة" والتي أجريت بعناية على عينات التربة تم تجميعها في المختبر ومعالجتها بسخام الألومنيوم بمحتويات مختلفة من الماء ودرجات مختلفة من الضغط من اجل الحد من مشكلة هبوط التربة وللقضاء عليها ولتحديد نسبة السخام التي تحل المشكلة.

**الكلمات الاستدلالية:** التربة القابلة للطي معامل هبوط، طريقة التوطيد البسيطة سخام الالمنيوم.