

People's Democratic Republic of Algeria
Ministry of Higher Education and Scientific Research
Mohamed Boudiaf University of M'sila
Faculty of Technology



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
جامعة المسيلة
كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme de :

MASTER

En Génie Civil

Option : Géotechnique

Présenté par :

Debbi Chahrazad & Aouina Hakima

Thème

**COMPORTEMENT MECANIQUE DES SOLS SUSCEPTIBLES
D'EFFONDREMENT QUAND ILS SONT INONDES PAR DES
EAUX SALEES**

Devant le jury composé de :

NOM et Prénom	Grade	Qualité
Boulaouad A.	MCA	Président
Seddiki A.	MCA	Examineur
Belouahri B.	MACC	Encadreur

Année Universitaire : 2021 / 2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remercîment

D'abord je remercier Allah de m'avoir donné le courage et la détermination nécessaire pour finaliser ce travail.

Et n'oublions pas mes parents qui apportent tout le soutien nécessaire dans notre parcours scolaire.

Je tiens aussi à remercier Mon encadreur enseignant :

Mr. Belouahri Brahim

Pour son entière disponibilité, ses conseils et ses éclaircissements qui m'ont tant servi à réaliser ce travail.

A tous ceux qui, de près ou de loin, ont œuvré pour l'aboutissement de ce travail et de ma formation, et dont les noms n'ont pas été mentionnés ici, qu'ils veuillent bien accepter l'expression de ma profonde reconnaissance

Dédicaces

*Je dédie ce travail à : Ma Avec l'expression de
ma reconnaissance, je dédie ce modeste
travail à ceux qui, quels que soient les termes
embrassés, je n'arriverais jamais à leur
exprimer mon amour sincère.*

A mon cher père,

*A l'homme, mon précieux offre du dieu, qui
doit ma vie, ma réussite et tout mon respect*

A ma chère mère,

*A la femme qui a souffert sans me laisser
souffrir, qui n'a jamais dit non à mes
exigences et qui n'a épargné aucun effort
pour me rendre heureuse*

A mes frères

*N'ont pas cessée de me conseiller, encourager
et soutenir tout au long de mes
études. Que Dieu les protège et
leurs offre la chance et le
bonheur*

A ma chère sœur

(chahinez)

A ma grande famille « DEBBI »

*They say a person needs just three things to be truly happy in this world:
someone to love, something to do, and something to hope for.*

Dédicaces

Nous dédions notre travail à nos chers parents,

*Au savoir, espérant qu'il sera un outil de progrès aux
prochaines générations*

A ma grande famille « AOUINA »

A nous frères et sœur qui ont été toujours avec

Moi dans mon cycle d'étude

*Je le dédie aussi à mes amies : « radhia.sabrina.zahra » et
mes amies de la cité universitaire*

à tous mes amies de la promotion de Géotechnique «2022 »

*They say a person needs just three things to be truly happy in this world:
someone to love, something to do, and something to hope for.*

Résumé :

Mots clés : Effondrement du sol, déformation, teneur en eau.

Notre recherche contient une étude expérimentale sur les sols affaissables , qui se caractérisent par ses grands facteurs de vide, qui sont plus fréquents dans les zones arides et semi-arides.

Dans ce thème nous avons traité l'étude des sols affaissables inondés avec de l'eau distillée comme référence, en plus de l'eau salée avec différents degrés de teneur en eau et différentes concentrations de sel.

En plus des résultats, nous avons constaté que la l'affaissement du sol par inondation avec de l'eau distillée est plus rapide et plus dangereuse que l'état de l'eau salée.

ملخص :

الكلمات المفتاحية المحتوى المائي: التربة الانهيارية، التشوه،

، يحتوي بحثنا هذا على دراسة تجريبية حول التربة الانهيارية المكونة ، والتي تتميز بمعامل فراغاتها الكبير ، تتواجد أكثر في المناطق القاحلة والشبه القاحلة .

وقد تطرقنا في هذه الدراسة إلى دراسة التربة المغمورة بالماء المقطر كمرجع، بالإضافة إلى الماء المالح مع درجات مختلفة من محتوى الماء واختلاف تركيز نسبة الملح

من خلال النتائج المتوصل إليها وجدنا أن، هبوط التربة عن طريق غمرها بالماء المقطر أكثر سرعة وأكثر خطرا من حالة غمرها بالماء المالح

Abstract:

Key words: collapsing soil, deformation, water content.

Our research contains an experimental study of constitutive collapsed soil, characterized by its large vacuum factors, which are more common in arid and semi-arid areas.

In this study, we discussed the study of soil by immersing it in distilled water as a reference, in addition to salt water with different degrees of water content and different concentrations of salt.

In addition to the results, we found that soil degradation by immersion in distilled water is faster and more dangerous than with salt water.

Table des matières

Remeriment

Didécace

Ruséme

Liste des matières

Liste des Figures

Liste des Tableaux

Introduction générale..... 2

CHAPITRE I Aperçu Général Sur Les Sols Affaissables

I.1 Introduction 4

I.2 Définitions Des Sols Affaissables 4

I.3 Aperçu Historique Sur Les Etudes Des Sols Affaissables : 5

I.4 Répartition Des Sols Affaissables A travers Le Monde..... 5

I.5 Types Des Sols Affaissables 6

I. 5.1. Les lœss : 6

I. 5.2. Les dépôts éoliens : 6

I. 5.3. Dépôts alluvionnaires 7

I. 5.4. Dépôts résiduels 7

I.6 Les propriétés physiques des sols Affaissables..... 7

I. 6. 1. Le poids volumique des grains solides (Ys) 7

1.6.2. Le poids volumique (y)..... 7

I. 6 .3 Le teneur en eau (w) 7

I. 6.4. La porosité (n) 8

I. 6.5 l'indice de vide(e) 8

I. 6. 6 Les limites d'atte bergs 8

I. 7 Les Méthodes Prédicatives D'affaissement 8

I.7.1-Méthodes empiriques 8

1-Denis or (1951) 8

2-Priklonskij (1952)..... 9

3-Stephanoff & Kremakova (1960)..... 9

4-Gibbs (1961)	9
5-Gibbs et Bara (1962):.....	10
6-Feda (1964):	10
7-Feda (1966) :	10
8-Markin (1969).....	11
9-Zur et Wiseman (1973).....	11
10-HANDY(1973)	11
11- Bally (1973):.....	11
12- Krastilov (1980):	12
13- Minkov et al (1980) :	12
14- Kassif d'après Austerlitz et Al (1983) :.....	12
15-Anderson (1985) :.....	12
16- Clevenger (1985) :	12
17- Reginatto(1992) :.....	13
18 - Ayadat et Abbeche (1992) :	13
19- Ayadat et Belouahri (1996) :	13
20- Ayadat et Ouali (1999) :	13
21 - Abbeche et al (2005) :	13
I-7-2 - Méthodes expérimentales	13
I-7-2 – 1 - Essais oedométrique simple	14
I-7-2 - 2- Essai œdométrique double.....	15
I-7-2 - 3 -Affaissement données par les deux types d'essais :.....	16
I.7.3.Les Méthodes théoriques.....	17
I.8. Méthodes de traitement des sols affissable :	17
I.8.1 Traitement par compactage.....	17
I.8.2 Vibrocompactage	19
I.8.3 Traitement par pré mouillage.....	19
I.8.4 Traitement chimique	20
I. 8.5 Traitement par pré chargement	21
I.8.6 Traitement par colonne ballastée	21
I.8.7 Traitement par substitution.....	22
I.8.8 Traitement par injection :	22
I.8.9 les choix des techniques traitements des sols Affaissables	23
I.8.9.1 le choix basé sur profondeur du sol :	23
I.8.9. 2 le choix basé sur la classe granulométrique et l'état du sol :	25

CHAPITRE II Matériaux, Matériels et essais préliminaires

II. 1. Introduction.....	27
II.2. Matériaux	27
II.2.1. Le sable.....	27
II.2.3 Le sol reconstitué.....	30
II.2.4 L'eau d'inondation :	30
II. 3. Programme d'essais préliminaires :.....	31
II. 3. 1 Les essais préliminaires du présent travail sont les suivants :	31
II. 3.2 Masse volumique absolue :	31
II.3. 4 Equivalent de sable (ES)	37
II. 3. 5 Essais d'Atterberg : (NF P 94-015)	41
II. 3. 6. L'essai au bleu de méthylène :	49
II.3.7 Essai Proctor (NF P 94-093).....	52

CHAPITRE III Essais principaux, présentation des résultats et discussion

III.1-Introduction :	59
III.2 Essai œdométrique	59
III.2.1 odomètre	59
III 2.2-Description de l'appareillage.....	60
III.3-Principe de l'essai :.....	60
III.4-Exécution d'essai :	63
III.5-Résultats des calculs :	69
III.5. 1 Résultats de calcul ΔH et l'indice de vide :	69
III.5. 2 L'influence de la teneur en eau initiale sur l'affaissement des sols.....	82
III.5. 3Variation du degré de collapse en fonction du temps:	82
III.6- analyse et discussion des résultats	86

Chapitre IV Conclusion et recommandations et Future des travaux

RÉFÉRENCE BIBLIOGRAPHIQUE.....	93
---------------------------------------	-----------

Liste des Figures

FIG. I. 1 SOLS AFFAISSABLES A L'ETAT NORMALE	5
FIG. I. 2 CRITERE D'EVALUATION DU RISQUE D'EFFONDREMENT PROPOSEE PAR GIBBS ET BARA	10
FIG. I. 3 CRITERE D'EVALUATION DU RISQUE D'EFFONDREMENT PROPOSEE PAR GIBBS ET BARA	14
FIG. I. 4 DOUBLE OEDOMETRES (KNIGHT ET JENNINGS 1975). [6]	16
FIG. I. 5 SUN ROULEAU COMPACTEUR	18
FIG. I. 6 COMPACTAGE DYNAMIQUE.	19
FIG. I. 7 COMPACTAGE PAR VITRO-SONDE.	19
FIG. I. 8 TRAITEMENT CHIMIQUE A LA CHAUX ET AU CIMENT.	20
FIG. I. 9 MISE EN ŒUVRE DES COLONNES BALLASTEES	22
FIG. I. 10 LES CHAMPS D'APPLICATION DES DIFFERENTES TECHNIQUES DE TRAITEMENT.	25
FIG. II. 1 LE SABLE	28
FIG. II. 2 L'ARGILE ROUGE SUR LE TERRAIN (MAADID)	28
FIG. II. 3 SATURATION A L'EAU (48H)	29
FIG. II. 4 TAMISA (HUMIDE) $\leq 0.080\text{MM}$	29
FIG. II. 5 SECHAGE (ETUVE DE 60°C) EVAPORATION	29
FIG. II. 6 POUUDRE D'ARGILE	30
FIG. II. 7 MASSE VOLUMIQUE ABSOLUE GS (PYCNOMETRE).	32
FIG. II. 8 SERIE DES TAMIS SUR LA TAMISEUSE.	35
FIG. II. 9 COURBE GRANULOMETRIQUE DE SABLE.	37
FIG. II. 10 APPAREILLAGES ET MATERIELS UTILISES POUR L'EQUIVALENT DE SABLE	39
FIG. II. 11 APPAREIL DE CASAGRANDE ET MATERIELS DE LA LIMITE DE LIQUIDITE	43
FIG. II. 12 LES ETAPES DE LIMITE DE LIQUIDITE	44
FIG. II. 13 LES ETAPES DE LIMITE DE PLASTICITE.	45
FIG. II. 14 COURBE DE LIMITE DE LIQUIDITE WL	48
FIG. II. 15 POSITION DE L'ARGILE ROUGE DANS L'ABAQUE DE CASAGRANDE	48
FIG. II. 16 APPAREILLAGE DE L'ESSAI AU BLEU DE METHYLENE.	50
FIG. II. 17 RESULTAT DE VALEUR AU BLEU DE METHYLENE	51
FIG. II. 18 COURBE DE PROCTOR.	53
FIG. II. 19 MATERIELS DE L'ESSAI DE PROCTOR.	54
FIG. II. 20 MODE OPERATOIRE POUR L'ESSAI PROCTOR.	55
FIG. II. 21 COURBE PROCTOR DE SOL RECONSTITUE.	57
FIG. III. 1 ODOMETRE.	59
FIG. III. 2 DETAIL D'UN ODOMETRE.	60
FIG. III. 3 CELLULE ŒNOMETRIQUE.....	61
FIG. III. 4 COMPOSITION DE CELLULE.	62
FIG. III. 5 DAME DE COMPACTAGE.	63
FIG. III. 6 COURBE ŒDOMETRIQUE (LOG P, E MOY), EAU DISTILLEE.....	69
FIG. III. 7 COURBE ŒNOMETRIQUE (LOG P, E MOY), EAU DISTILLEE.....	70
FIG. III. 8 COURBE ŒDOMETRIQUE (LOG P, E MOY), EAU DISTILLEE.....	71

FIG. III. 9 COURBE ŒNOMETRIQUE (LOG P, E MOY), EAU SALEE20 G/L (W0 = 2%, EC = 20 COUPS).	72
FIG. III. 10 COURBE ŒNOMETRIQUE (LOG P, E MOY), EAU SALEE20 G/L.....	73
FIG. III. 11 COURBE ŒNOMETRIQUE (LOG P, E MOY), EAU SALEE20 G/L (W0 = 6%, EC = 20 COUPS).....	74
FIG. III. 12 COURBE ŒNOMETRIQUE (LOG P, E MOY), EAU SALEE50 G/L (W0 = 2%, EC = 20 COUPS).....	75
FIG. III. 13 COURBE ŒNOMETRIQUE (LOG P, E MOY), EAU SALEE30 G/L (W0 = 4%, EC = 20 COUPS).....	76
FIG. III. 14 COURBE ŒNOMETRIQUE (LOG P, E MOY), EAU SALEE30 G/L.....	77
FIG. III. 15 COURBE ŒNOMETRIQUE (LOG P, E MOY), EAU SALEE50 G/L.....	78
FIG. III. 16 COURBE ŒNOMETRIQUE (LOG P, E MOY), EAU SALEE50 G/L.....	79
FIG. III. 17 COURBE ŒNOMETRIQUE (LOG P, E MOY), EAU SALEE50 G/L.....	80
FIG. III. 18 COURBE DE VARIATION DE CPMOY EN FONCTION DE TENURE EN EAU W0 %.	81
FIG. III. 19 COURBE DE VARIATION DE CP MOY EN FONCTION DE LA CONCENTRATION	81
FIG. III. 18 COURBE DE VARIATION DE CPMOY EN FONCTION DE TENURE EN EAU W0 %.	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
FIG. III. 19 COURBE DE VARIATION DE CP MOY EN FONCTION DE LA CONCENTRATION .ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.	
FIG. III. 20 COURBES DE DEGRE DE COLLAPSE EN FONCTION DE TEMPS EAU DISTILLE	87
FIG. III. 21 COURBES DE DEGRE DE COLLAPSE EN FONCTION DE TEMPS	87
FIG. III. 22 COURBES DE DEGRE DE COLLAPSE EN FONCTION DE TEMPS	88
FIG. III. 23 COURBES DE DEGRE DE COLLAPSE EN FONCTION DE TEMPS	88

Liste des Tableaux

TABLEAUX. I. 1 COEFFICIENT DEPEND DE LA NATURE DE SOL (COEFFICIENT DE STEPHANOFF ET KREMAKOVA)	9
TABLEAUX. I. 2 CLASSEMENT DES SOLS AFFISSABLES D'APRES ET KNIGHT (1975) (6).	15
TABLEAUX. I. 3 CLASSEMENT DES SOLS AFFISSABLES D'APRES JENNINGS ET KNIGHT (1975). [6]	16
TABLEAUX. I. 4 METHODES DE TRAITEMENT DES SOLS AFFISSABLES SELON BARA (1976).	24
TABLEAUX. II. 1 POIDS SPECIFIQUE D'ARGILE	33
TABLEAUX. II. 2 POIDS SPECIFIQUE DU SABLE	33
TABLEAUX. II. 3 MASSE VOLUMIQUE DES GRAINS SOLIDES DU SOL RECONSTITUE.	34
TABLEAUX. II. 4 GRANULOMETRIE PAR TAMISAGE DU SABLE.	36
TABLEAUX. II. 5 CARACTERISTIQUE DE SABLE (ES).	38
TABLEAUX. II. 6 EQUIVALENT DE SABLE VISUEL.	41
TABLEAUX. II. 7 EQUIVALENT DE SABLE PAR PISTON	41
TABLEAUX. II. 8 CLASSEMENT DE SOL PAR RAPPORT LEUR INDICE DE PLASTICITE	45
TABLEAUX. II. 9 . LA LIMITE DE LIQUIDITE DE L'ARGILE ROUGE.	46
TABLEAUX. II. 10 .LA LIMITE DE PLASTICITE DE L'ARGILE ROUGE.	47
TABLEAUX. II. 11 VALEUR DE BLEU DE METHYLENE POUR L'ARGILE ROUGE.	52
TABLEAUX. II. 12 VALEUR DE BLEU DE METHYLENE POUR LE SOL RECONSTITUE.	52
TABLEAUX. II. 13 TABLEAUX. II. 13 RESULTAT D'ESSAI PROCTOR SUR LE SOL RECONSTITUE.	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
TABLEAUX. III. 1 PROGRAMME DES ESSAIS ŒDOMETRIQUE	66
TABLEAUX. III. 2 CARACTERISTIQUES INITIALES DU SOL RECONSTITUE AU LABORATOIRE	67
TABLEAUX. III. 3 CARACTERISTIQUES INITIALES DU SOL RECONSTITUE AU LABORATOIRE	67
TABLEAUX. III. 4 CARACTERISTIQUES INITIALES DU SOL RECONSTITUE AU LABORATOIRE	68
TABLEAUX. III. 5 CARACTERISTIQUES INITIALES DU SOL RECONSTITUE AU LABORATOIRE (EAU SALEE 50 G/L).	68
TABLEAUX. III. 6 LA MOYENNE DES RESULTATS DE L'ESSAI ŒDOMETRIQUE EAU DISTILLEE (W0 = 2%, EC = 20 COUPS).	69
TABLEAUX. III. 15 LA MOYENNE DES RESULTATS DE L'ESSAI ŒDOMETRIQUE EAU SALEE 50 G/L (W0 = 2%, EC = 20 COUPS).	78
TABLEAUX. III. 16 LA MOYENNE DES RESULTATS DE L'ESSAI ŒDOMETRIQUE EAU SALEE 50 G/L (W0 = 4%, EC = 20 COUPS).	79
TABLEAUX. III. 17 LA MOYENNE DES RESULTATS DE L'ESSAI ŒDOMETRIQUE EAU SALEE 50 G/L (W0 = 6%, EC = 20 COUPS).	80
TABLEAUX. III. 18 RESULTATS DE CALCUL DU DEGRE DE COLLAPSE D'EAU DISTILLEE	83
TABLEAUX. III. 19 RESULTATS DE CALCUL DU DEGRE DE COLLAPSE D'EAU SALEE 20G/L	84
TABLEAUX. III. 20 RESULTATS DE CALCUL DU DEGRE DE COLLAPSE D'EAU SALEE 30G/L	85
TABLEAUX. III. 21 RESULTATS DE CALCUL DU DEGRE DE COLLAPSE D'EAU SALEE 50G/L	86

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Introduction générale

Le processus de prévention des risques naturels ou industriels fait partie intégrante des intérêts de certains chercheurs et autorités publiques en termes d'aménagement du site et d'utilisation des sols.

Les structures dans le sol effondré sont un problème majeur en raison des dommages qu'elles causent aux structures.

Ce sol n'a été étudié que récemment, car on le trouve particulièrement dans les zones arides et semi-arides. Les sols effondrés peuvent être définis comme des structures partiellement saturées, capables de subir un réarrangement radical de leurs molécules, suivi d'une diminution soudaine significative de la taille, après avoir été inondés avec ou sans charges supplémentaires.

Les problèmes résultant de peuplements excessifs ont donné une impulsion à l'étude de ce sol. Certains chercheurs se sont concentrés sur les méthodes d'identification et de traitement, et d'autres études ont été consacrées au mécanisme d'atterrissage.

➤ Objectifs de recherche :

- Étudier l'effet de la teneur en eau avec une concentration différente de salinité sur le déclin du sol.
- Étudier l'impact des énergies de pression sur le déclin des sols Nous avons comparé les facteurs qui influent sur le taux d'effondrement en Utilisation d'eau de concentration variable en salinité et d'eau distillée avec des teneurs en eau et des énergies de pression différentes

➤ Aperçu sur le travail :

L'organisation de ce travail est établie comme suit:

Introduction Générale.

Chapitre I: Aperçu général sur les sols affaissables (définition, les différents types, leur formation, les mécanismes du collapse, les différentes méthodes de prédiction et les paramètres qui influent sur l'affaissement).

Chapitre II: Matériaux, Matériels et essais (présentation des matériaux, matériels utilisés, programme d'essais ainsi que leurs différents modes opératoire).

Chapitre III: Analyse et discussion des résultats (présentation des résultats des essais principaux et leur interprétation).

Chapitre IV: conclusion et recommandations et Future des travaux .

CHAPITRE I

Aperçu Général Sur Les Sols Affaissables

I.1 Introduction

La prévention des risques naturels ou industriels fait partie intégrante de la préoccupation des équipes de recherche et des autorités de l'espace public à l'égard de l'occupation des sols en prairie. Considérer le prix des catastrophes naturelles telles que les effondrements, les affaissements et les glissements de terrain justifie cette préoccupation.

Le risque d'affaissement joue un rôle croissant dans les projets de construction et d'aménagement du territoire. Le tassement excessif qui en résulte a poussé la recherche sur ces types de sols. Connus dans la littérature anglo-saxonne « < Collapsible Soils > » comme sols adhérents, ils sont définis comme des structures non saturées pouvant présenter des déformations potentielles importantes après mouillage avec ou sans chargement.

Ces sols sont répartis dans de nombreuses régions du monde, en particulier dans les régions arides ou semi-arides. Ils concernent un grand nombre de pays, notamment ceux situés entre le 30° et le 55° parallèle de l'hémisphère nord et ceux d'Amérique du sud.

I.2 Définitions Des Sols Affaissables

Les sols Affaissables sont définies comme étant des 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. [1]

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

Taux d'humidité (teneur en eau)(**W**)

Degré de saturation (**sr**)

Contrainte tangentielle moyenne (**τ**)

Contrainte de compression(**σ**)

La pression interstitielle(**U**)

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



Fig. I. 1 Sols affaissables a l'état normale

I.3 Aperçu Historique Sur Les Etudes Des Sols Affaissables :

Les travaux sur l'effondrement de sols ont été développés sur les sols de régions non tropicales, tels que ceux de Denisov (1946) et Larianov(1965) sur les sols de régions non tropicales, tels que ceux de Denisov(1946) et Larianov(1965) sur les sols de l'URSS , , Bologna si& Moretto (1957) sur les sols d'Argentine, Stefanov & kremakova(1960) sur les sols de Bulgarie , Holtz & Hilf (1961), Gibbs & Bara (1962), e Bull (1964) sur les sols des États-Unis. Ces études amènent à l'idée selon laquelle les sols caractérisés par le phénomène de l'effondrement sont associés exclusivement à son origine et par conséquent à sa microstructure. Dudley (1970) , en analysant le phénomène D'effondrement aux Etats-Unis, donne une grande importance à l'origine des sols , les associant selon les différents origininterprétation précipité selon la quel l'effondrement des sols tropicaux arrive sur de sols d'origine résiduelle comme montrent Vargas (1973) et Foss(1973).Cependant, dans les sols tropicaux ont été aussi identifié l'effondrement dans les Oxisols de différents origines et textures, sur les quels, l'altération chimique est fréquemment plus important que l'origine dans la formation de la microstructure (Ferreira & Monteiro, 1985 ;Mendonça & Mahler, 1994 ; cardoso , 1995 ; cardoso et al., 1995 ; Araki, 1997) [2].

I.4 Répartition Des Sols Affaissables A travers Le Monde

Les loess ou les sols Affaissables couvrent près de 13 million de kilomètre carrés de la surface du globe terrestre, dans deux bandes comprises entre les 30e et 55e degrés de latitude nord et sud, ce qui représente environ 10% des terres émergées, Abelev(1979). Il existe de vaste territoire occupé par ces sols comme le cas de la Russie, l'Afghanistan, la chine l'Inde, le Pakistan, la Thaïlande, l'Arabie saoudite, les États-Unis, l'Argentine, la New Zélande l'Australie, l'Afrique du nord, et dans beaucoup d'autres régions [3].

I.5 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. Sont jugés comme Affaissables les sols suivants : [4]

I. 5.1. Les lœss :

Le habituellement de couleur jaunâtre ou brun, est un sol sédimentaire Détritique meuble formé par l'accumulation de limons issus de l'érosion éolienne (déflation) est formé principalement de silice (quartz détritique) et de carbonate de calcium (CaCO_3). Il se caractérise par un très bon tri granulométrique dû à son origine éolienne, avec essentiellement des grains compris entre 10 et 50 Pm. Ainsi au niveau granulométrique le 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, à la cour du pléistocène, de l'accumulation, sous climat froid et sec, de limons transportés par le vent depuis des zones sources (alluvions, dépôts fluvio-glaciaires, sédiment côtiers et estuariens, zones arides) soumises à une déflation éolienne.

Une dérive granulométrique vers les sables (læss) peut être due à la proximité de la zone source læss et donc à un tri éolien moins poussé Antoine et al. (2009).

I. 5.2. Les 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 læss 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 læssique, 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 faiblissent 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 précipitation, les dépôts fins éoliens ne sont pas modifiés ou le sont partiellement.

I. 5.3. 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 saturent de nouveau qu'avec l'arrivée d'autres pluies qui contiennent des matériaux faiblement consolidés renfermant l'argile ; dont la qualité a une importance primordiale dans le comportement de ces sols.

I. 5.4. 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 Affaissables des grains est le résultat d'une solution d'un soluble et d'une matière colloïdale, cette formation donne un indice des vides plus ou moins élevé et une structure instable. Généralement les sols résiduels se présentent sous forme de couches stratifiées d'épaisseur allant de quelques pousses à plusieurs pieds en fonction du climat et de la physionomie la région.

I.6 Les propriétés physiques des sols Affaissables

L'analyse des nombreuses études des propriétés physiques des sols Affaissables Permet d'établir les caractéristiques principales des sols lœssiques ou Affaissables On peut énumérer : **[3]**

I. 6. 1. Le poids volumique des grains solides (γ_s)

La valeur des poids volumiques des grains solides varie de 25,1 .à 28.4 KN/ m³

1.6.2. Le poids volumique (γ)

Le poids volumique des sols affaissables varie de 12,8 à 21,1 KN/ m³.

I. 6 .3 Le teneur en eau (w)

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

I. 6.4. La porosité (n)

Les valeurs de la porosité des sols affaissable peuvent servir comme indirect de la probabilité d'existence des propriétés d'affaisabilité de ces sols. La porosité totale des sols læssiques est comprise entre 30 et 60%.

I. 6.5 l'indice de vide(e)

L'indice de vide des sols læssiques est compris entre 42.85 et 150%

I. 6. 6 Les limites d'atte bergs

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

I. 7 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 : [5]

I .7.1-Méthodes empiriques

1-Denis or (1951): $K = e_l / e_o$

Où :

K : coefficient d'affaissement.

e_l: Indice des vides à la limite de liquidité.

e_o : Indice des vides initial.

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-Prikloński (1952): $k_d = (W_L - W_d) / I_p$

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

Où

K : coefficient dépend de la nature de sol (coefficient de Stephanoff et Kremakova). N : porosité initiale.

w_0 : Teneur en eau initiale.

$\delta > 2\% \rightarrow$ Le Sol est susceptible à l'effondrement

Tableaux. I. 1 coefficient dépend de la nature de sol (coefficient de Stephanoff et Kremakova)

Nature	sable Loessique	Loess Sableux	Loess	Loess Argileux	Less très Argileux
K	0,02	0,03	0,05	0,08	0,09

4-Gibbs (1961): $R = [(\gamma_w / \gamma_d) - 1] / G_s \cdot w_i$

Où :

γ_w : Poids volumique de l'eau ;

γ_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

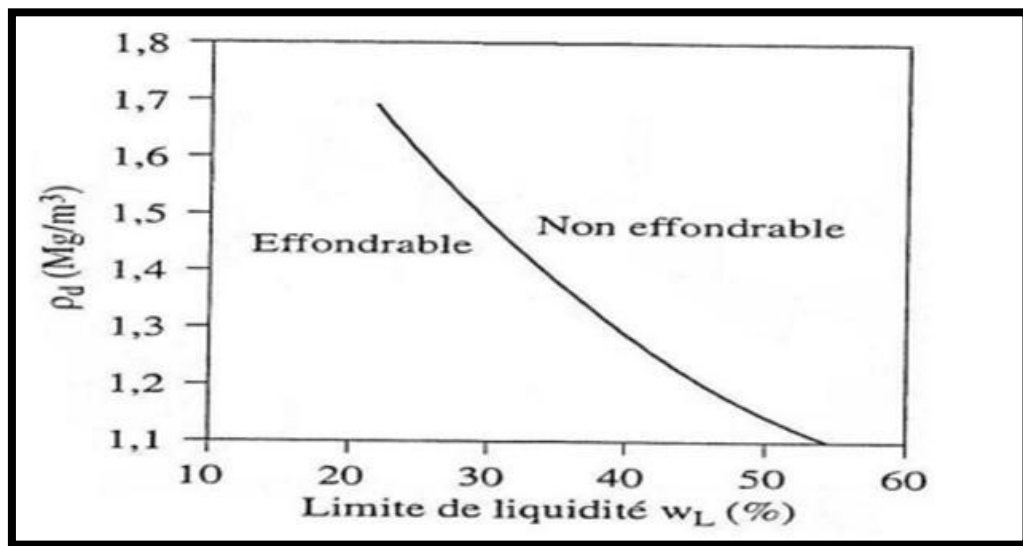


Fig. I. 2 Critère d'évaluation du risque d'effondrement proposée par Gibbs et Bara

6-Feda (1964):

$$K_L = [(w_o) / S_r] - W_p / I_p$$

Où :

w_o : 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) :

Si $n_o \geq 40\%$ sol susceptible à l'affaissement

Où n_o : porosité du sol ;

8-Markin (1969)

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

Où :

γ_{dL} : Poids volumique sec à la limite de liquidité ;

γ_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 $R < (1.0 \div 1.1) \rightarrow$ sol éffondrable

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):

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

Où :

i_{mgj} : Coefficient de tassement mesuré à l'oedomètre quand l'échantillon est inondé sous (2 à 3 kg/cm²);

z_j : Épaisseur de la couche j ;

i_{mg} : Le potentiel de l'affaissement total (le loess est affaissable s= 10 à 1

12- Krastilov (1980):

$$\delta(3,5) = 0.166.Sr^2 + 0.665Ip + 0.078e^{-.1655Sr} - 0.854Ip.Sr$$

Si $\delta(3,5) \geq 2\%$, le sol est affaissables

13- Minkov et al (1980) :

$$\delta = 0.05 (n_0 - 40). (30 - W_0)$$

Si $\delta \geq 2\%$, le sol est affaissables

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 .

15-Anderson (1985) :

$$\text{Degré d'effondrement } R = 5.5 - 3.82 \log(w_L / W_p) - 1.63 \log(w_0) - 1.24 (C_u) - 0.918 \log(P_{10}) + 0.465 \log(D_{10} / D_{40}) - 0.45 \log(D_{99} / D_{55}) - 0.303 P_{200}$$

Où :

C_u : Coefficient d'uniformité du sol.

P_{10} : La fraction du sol passant à travers le tamis 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.

Si $\gamma_d > 1.44 \text{ g/cm}^3$: 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) :

$1.25(w_c/s_o)$: le sol est susceptible à l'affaissement.

19- Ayadat et Belouahri (1996) :

Critère basé sur la granulométrie.

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

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

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

Avec Cu : coefficient d'uniformité.

19- Ayadat et Abbeche (1997)

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

20- 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.

21 - 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 : $15\% < (\% \text{ des particules fine } < 2\mu\text{m}) < 30\%$ et $15\% < W_L < 30\%$

L'effondrement est très probable.

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

I-7-2 - Méthodes expérimentales

Des bancs d'essai au laboratoire et des essais in situ ont bien apprécié quantitativement le phénomène collapse. À cause de la localisation des sols affaissables dans les régions arides souvent éloignés des centres de recherches, la plupart des sols testés dans les diverses

manipulations sont généralement des échantillons reconstitués. , la plupart des sols testés dans les diverses manipulations sont généralement des échantillons reconstitués. Dans la plupart des cas l'indentification d'effondrement se fait en laboratoire avec les méthodes du simple oedomètre et du double oedomètre. [6]

I-7-2 – 1 - Essais oedométrique simple

Knight (1963) a proposé un essai à l'oedomètre effectué sur un échantillon, à sa teneur en eau naturelle, découpé et introduit dans l'anneau de l'oedomètre, sur lequel sera effectué un chargement progressif jusqu'au 200KPa, à la fin de ce chargement l'échantillon est inondé puis laissé 24 heures dans cette état, en suite l'essai est conduit à son chargement maximal.

La courbe qui en résulte est représentée sur la **Figure : I.3** :

Le potentiel d'affaissement est défini comme suit :

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

$$\Delta e = e_2 - e_1$$

e_0 : Indice des vides initial ;

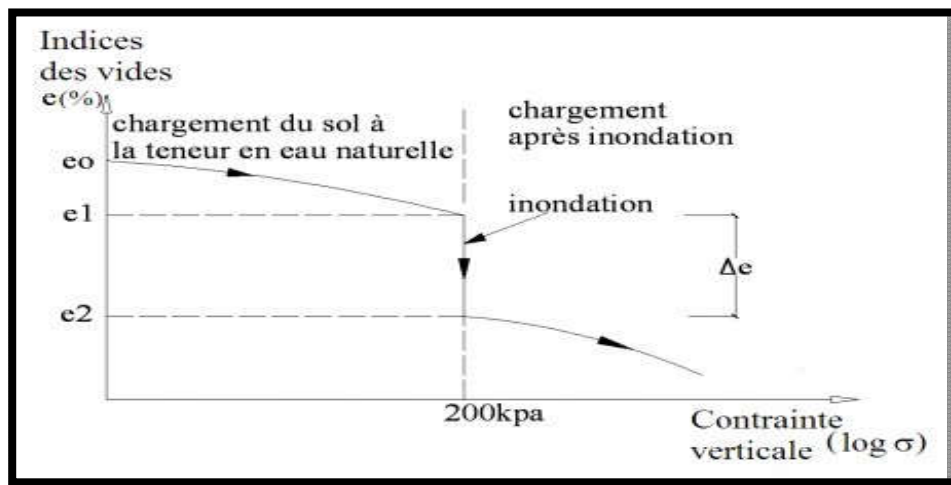


Fig. I. 3 Critère d'évaluation du risque d'effondrement proposée par Gibbs et Bara

Jennings et Knight (1975) donnent une classification des sols affaiblissement de la gravité du problème et des valeurs de potentiel d'affaissement. Cette classification est représentée dans le tableau suivant :

Tableaux. I. 2 2 classement des sols affissables d'après et knight (1975) (6).

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

I-7-2 - 2- Essai œdométrique double

Deux échantillons de sol sont placés dans deux œdomètres sous une charge de 1KPa pendant 24 heures, à la fin de ce chargement un des échantillons est saturé à l'eau l'autre est gardé à sa teneur en eau naturelle.

En suite les deux essais sont conduits à leurs chargements maximaux tout en doublant la charge toutes les 24 heures. A la fin du chargement, avant saturation d'un des échantillons, les indice des vides des deux échantillons pourraient être différents et que les deux courbes ne partent pas du même point.

Après avoir tracé les deux courbes œdométriques sur un même diagramme, on calcul la contrainte effective réelle P_0 due au poids des terres à la profondeur de prélèvement de l'échantillon et on positionne cette valeur sur la courbe $e=f(\log\sigma)$ pour les deux courbes.

On détermine en suite la pression de prés consolidation P_c à partir de la courbes œdométriques de l'échantillon saturé.

La courbe à partir de laquelle sera calculé l'affaissement est construite par translation parallèle à la courbe relative à l'échantillon à teneur en eau naturelle au point (e_0, P_0) (voire figure : I-4). Si l'augmentation du chargement et de teneur, le sol à la teneur en eau.

Naturelle aura un tassement de :

$$\left[\frac{\Delta e_s}{1 - e_0} \right]$$

Si le chargement reste constant et le sol subit une saturation, le tassement additionnel sera de :

$$\left[\frac{\Delta e_c}{1 - e_0} \right]$$

Jennings et Knight (1975) rapportent suite à leurs études que les tassements observés et ceux prédit par cette méthode sont suffisamment comparables et que depuis plusieurs mécanismes d'affaissement ont été avancés ainsi que plusieurs techniques de prédiction, et qu'il est souhaitable à chaque fois qu'il est possible d'effectuer des essais in situ à fin de vérifier les analyses au laboratoire et l'efficacité de la technique d'inondation utilisée. Seulement le majeur inconvénient des essais sur site réside dans les dépenses coûteuses et le temps considérable nécessaire à leur accomplissement.

D'après Piggs (1978) et Piggs et Schmidh (1980) les essais de plaque, les tests au laboratoire ou les essais standards peuvent être utilisés et que la teneur en eau initiale reste le critère fondamental dans le choix de la méthode à entreprendre.

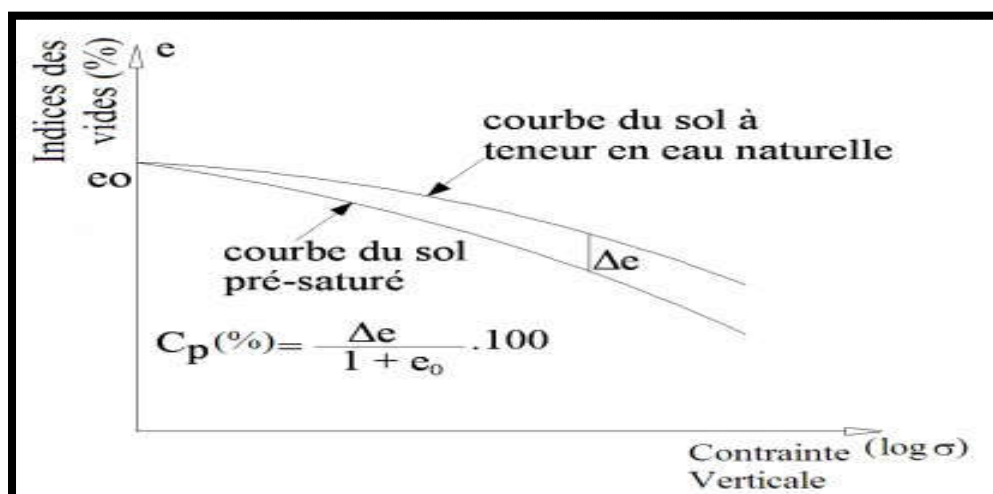


Fig. I. 4 Double oedomètres (Knight et Jennings 1975). [6]

I-7-2 - 3 -Affaissement données par les deux types d'essais :

Nous pouvons citer les études menées par A.Luttenegger (1988), A.Zur (1669) et P.Delage (1993) sur différents types des sols Affaissables sur lesquels ont été effectués des essais œdométriques simples et des essais œdométriques doubles, qui montre dans tous les cas que l'affaissement obtenu par l'odomètre double est toujours supérieur à celui obtenu par l'essai simple. Pour A.Luttenegger (1988), le rapport entre les deux potentiels d'affaissement varie entre 0,94 et 0,35.

Tableaux. I. 3 Classement des sols affaissables d'après Jennings et Knight (1975). [6]

CP (%)	Gravité du problème
--------	---------------------

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

I.7.3. Les Méthodes théoriques

En ce qui concerne la prédiction de l'effondrement par des méthodes théoriques, très peu de travaux ont été publiés dans ce sens. Il semble qu'actuellement, le développement d'une méthode analytique est très difficile.

La méthode qui donne des résultats plus exactes, exige des essais in-situ avec la charge réelle appliquée, ce qui est coûteux et consomme beaucoup de temps et ne peut être généralisée, puisqu'elle ne montre que le comportement de surface de la région testée.

I.8. Méthodes de traitement des sols affissable :

Les sols affaissables en place est probablement très compressible, et de faible consistance. Après l'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 par affaissables des procédés qui soucieux de la sensibilité et de l'importance des constructions que l'on allait réaliser 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 collapssaibles ou affaissables on utilise plusieurs méthodes qui dépendent essentiellement de la profondeur et de la capacité portante que requirrent 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 damier groupe de procédé, principalement mis en ceuvre sur les chantiers routiers.

I.8.1 Traitement par compactage

Le compactage est l'ensemble des opérations mécaniques (apport d'énergie mécanique), qui conduisent à accroître la densité d'un sol. En faisant, la texture d sol est resserrée ce qui réduit les déformations et tassements et augmente la compacité du sol et améliore sa capacité portante.

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

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 Ya trois type de compactage :

- une pression exercée par un rouleau compacteur (Fig. I .5).
- une masse qui chute sur une hauteur donnée (Fig. I .6).
- une vibration transmise par un moteur à pulsation hydraulique monté sur un compacteur (ou grue) -(vibrocompactage).(Fig. I 7).

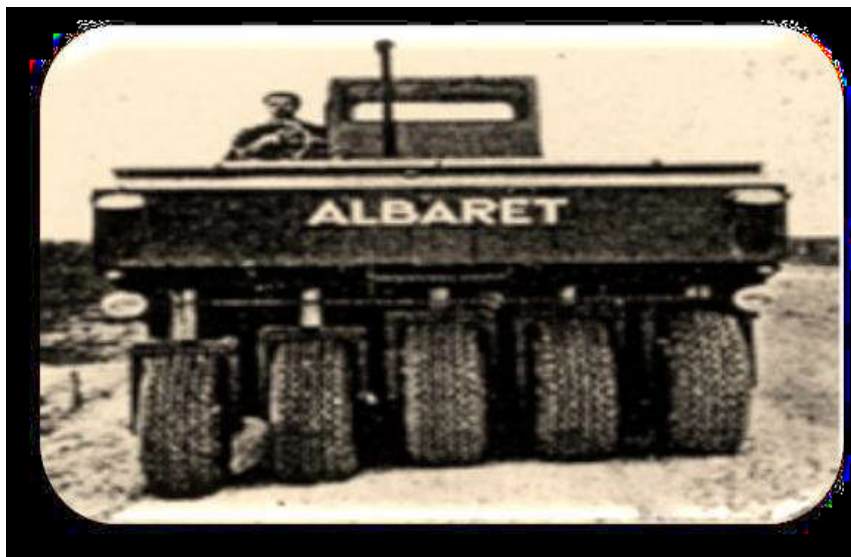


Fig. I. 5 Un rouleau compacteur



Fig. I. 6 Compactage dynamique.



Fig. I. 7 Compactage par vitro-sonde.

I.8.2 Vibrocompactage

Inventé en 1934 en Allemagne par Stuhmann 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.

I.8.3 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 <<collapsai>>le poids propre du terrain et l'infiltration lente de l'eau Seront les causes principales de l'affaissement.

I.8.4 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 chimiques courants

- 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.



Fig. I. 8 Traitement chimique à la chaux et au ciment.

I. 8.5 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.

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.

I.8.6 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

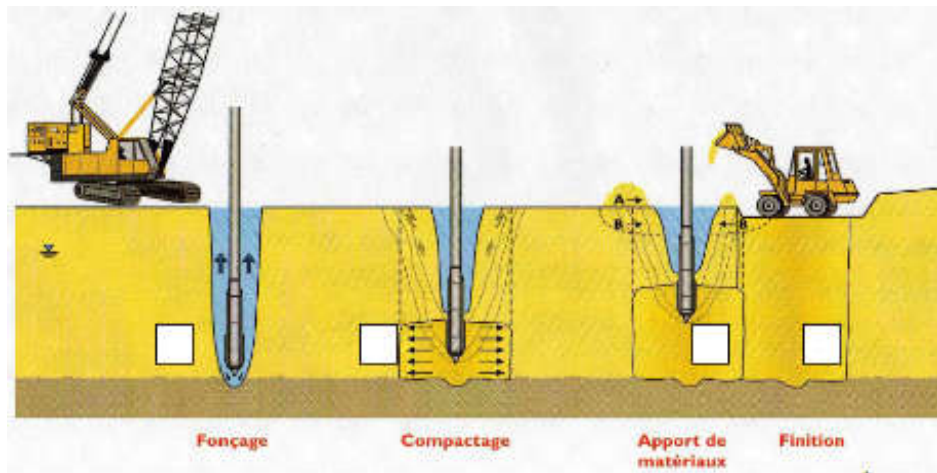


Fig. I. 9 Mise en œuvre des colonnes ballastées

I.8.7 Traitement par substitution

Parfois on recourt à la substitution, soit par ajout d'un sol de bonne qualité après décapage du sol existant, soit par reconstitution du sol existant avec un autre sol de qualité meilleure. Dans les deux cas un compactage poussé doit être appliqué.

Cette technique a été appliquée avec succès en Algérie dans un projet d'une station de carburant à Hassi Ramel, (rapports technique 1990).

Elle requiert des moyens logistiques et la disponibilité du sol de substitution dans une zone bien proche pour diminuer les coûts. a défaut, on pourrait utiliser le même sol excavé puis remis en place après traitement avec du ciment tout en diminuant la quantité d'eau et l'énergie de compactage suivant les proportions suggérées par Ayadat et Gherabli (1995).

I.8.8 Traitement par injection :

Par l'intermédiaire de forages, on introduit dans les vides du sol un produit liquide (coulis) se rigidifiant par la suite, l'injection du coulis est amenée en profondeur du sol par l'intermédiaire d'un tube de diamètre compris entre 25 et 50 mm, souvent en matière plastique. Le tube est scellé au terrain par une gaine en coulis argile-ciment tous les 30 cm, le tube est percé de trous, lesquels sont couverts d'une manchette, en caoutchouc, un train de tiges, creux, muni à son extrémité d'un double obturateur, permet d'envoyer le coulis désiré aux endroits des couches à traiter, par tranches de 30 cm. le coulis est envoyé sous pression pour composer les diverses pertes des charges (train de tiges, obturateur, manchette, gaines). On commence généralement par le fond et en retire le train de tiges au fur et à mesure de l'injection.

Les coulis utilisés sont généralement des suspensions stables à base de ciment. Le traitement au ciment convient plus particulièrement aux sols peu plastiques, qui sont a priori inadaptés au traitement à la chaux du fait de leur faible teneur en argile, auxquelles il apporte cohésion, résistance mécanique, stabilité à l'eau et au gel.

La prise au ciment est plus rapide que celle de la chaux (qui évolue encore au bout d'un an les constituants hydratés du ciment relient les grains de sable entre eux en formant des sortes de ponts nombreux et solides, d'où l'augmentation de la portance et de la résistance mécanique. On utilise des ciments de classe 45 qui sont les meilleurs marchés, les doses varient de 3,5 à 5 % du poids de sol sec à traiter. Marquons aussi d'autres types de traitement en bentonite et en résine.

I.8.9 les choix des techniques traitements des sols Affaissables

I.8.9.1 le choix basé sur profondeur du sol :

On généralement les méthodes de traitement dépendent de la profondeur du sol Affaissables de la capacité portante que requiert l'ouvrage à édifier. La méthode utilisé dans le passé et vont être probablement utilisées dans le futur ont été résumées par Bara (1976) et sont reprises dans le tableau suivra

Tableaux. I. 4 Méthodes de traitement des sols affaissables selon Bara (1976).

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

I.8.9. 2 le choix basé sur la classe granulométrique et l'état du sol :

Les domaines d'utilisation des différentes méthodes d'amélioration des sols, par référence aux classes granulométriques et à la l'état du sol, représenté par sa résistance décane **a u** pénétromètre statique.

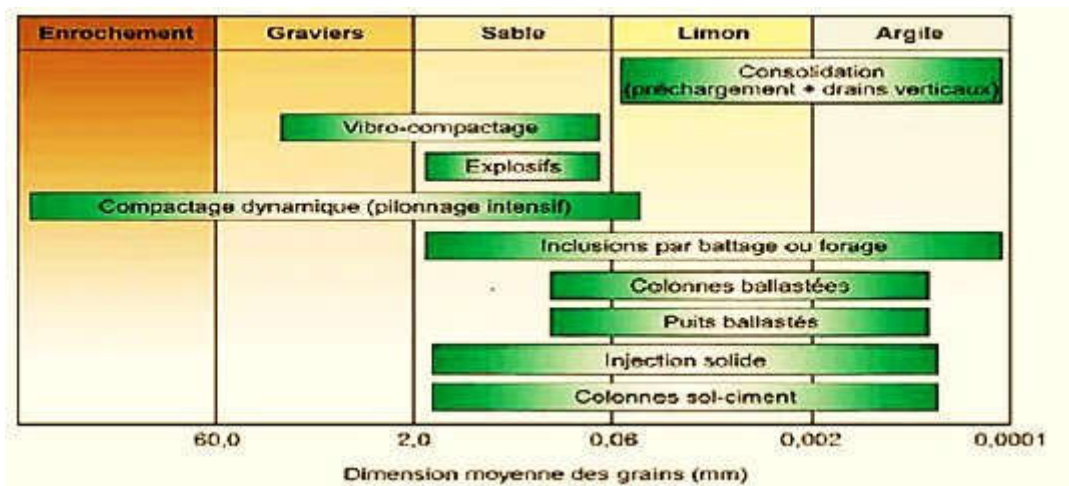


Fig. I. 10 les champs d'application des différentes techniques de traitement.

CHAPITRE II

Matériaux, Matériels et essais préliminaires

II. 1. Introduction

L'objectif principal de ce programme d'essais, se résume en l'étude de l'influence de certains paramètres propres aux sols sur l'affaissement. A partir de ces résultats on pourra par la suite d'une part prédire les sols à effondrement brusque en se basant sur des essais simples et rapides tels que la granulométrie et les limites d'Atterberg, d'autre part contribuer à l'explication du mécanisme d'effondrement de ces sols lors de l'inondation. Ce programme d'essais comporte trois principales étapes :

- Préparation des matériaux qui composent les sols d'essais.
- Détermination des caractéristiques physiques de ces sols (granulométrie, limites d'Atterberg, teneurs en eau optimales).
- Détermination des caractéristiques de déformabilité des sols en question par les essais oedométriques.
- Dans ce chapitre nous détaillons uniquement la première et la deuxième étape, c'est-à-dire donner une description des matériaux et de l'appareillage utilisé ainsi que la procédure employée dans les essais.

II.2. Matériaux

II.2.1. Le sable

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



Fig. II. 1 le sable

II.2.2.L'argile (rouge)

L'argile est extraite du gisement de(MAADID) dans la wilaya de M'sila. Pour la fabrication de la brique. Cette argile est de couleur rouge,

Voie humide : tamisage (0.08mm) ; l'eau de lavage contenant les particules fines inférieures à 0.08est recueillie dans des bacs propres.

Voie sèche ; la quantité broyée, séchée à l'étuve (60°C) pendant 24heurs ; puis, on la fait passer à travers le tamis 0.08mm, les particules passant récupérées et les retenus de nouveau séchées, broyées puis passées de nouveau au tamis 0.08mm ; ainsi de suite jusqu'à l'épuisement du stock.

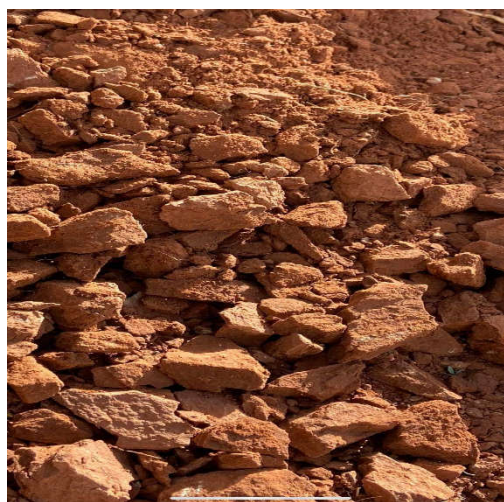


Fig. II. 2 l'argile rouge sur le terrain (maadid)



Fig. II. 3 Saturation à l'eau (48h)



Fig. II. 4 tamisa (humide) $\leq 0.080\text{mm}$



Fig. II. 5 séchage (étuve de 60°C) évaporation



Fig. II. 6 poudre d'argile

II.2.3 Le sol reconstitué

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

- Le sable ($0.080 \text{ mm} < D < 2 \text{ mm}$).
- Argile ($D < 0.080 \text{ mm}$.)
- Le sol sec reconstitué est obtenu en mélangeant les deux matériaux : sable (80%) et argile (20%).

II.2.4 L'eau d'inondation :

On a utilisé l'eau distillée commercial : C'est une eau non minéralisée, de Conductivité 6 us/cm et de PH 6.38.

II.2.5 Reconstitution des sols d'essais :

On a reconstitué notre sol en mélangeant les matériaux secs (80% de sable et 20% d'argile rouge).

II. 3. Programme d'essais préliminaires :

Du point de vue géotechnique, il est nécessaire de réaliser les essais préliminaires, qui sont d'une importance vitale.

En plus de la détermination de caractéristiques physiques des sols testés, ils permettent d'identifier les états des sols.

II. 3. 1 Les essais préliminaires du présent travail sont les suivants :

- L'analyse granulométrique.
- Equivalent de sable (ES).
- Les limites d'Atterberg.
- L'essai au bleu méthylène.

- Masse volumique absolue γ_s .

- L'essai Proctor du sol reconstitué

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

II. 3.2 Masse volumique absolue :

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

un pycnomètre désigne un instrument de laboratoire utilisé pour mesurer, à une température déterminée, la masse volumique d'un produit liquide, pâteux (mastic, adhésif, peinture, etc.) ou solide (poudre, par exemple). La formule utilisée pour calculer le poids spécifique est :

$$\gamma_s = \frac{(M1 - M0) \cdot \rho_{eau}}{M3 + M1 - M0 - M2} \text{ g/cm}^2$$

Avec :

- Mo: Masse de pycnomètre.
- M1: Masse de (pycnomètre + grains solides).
- M2: Masse de (pycnomètre + grains solides + eau).
- M3: Masse de (pycnomètre + eau).

➤ **Appareillage**

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

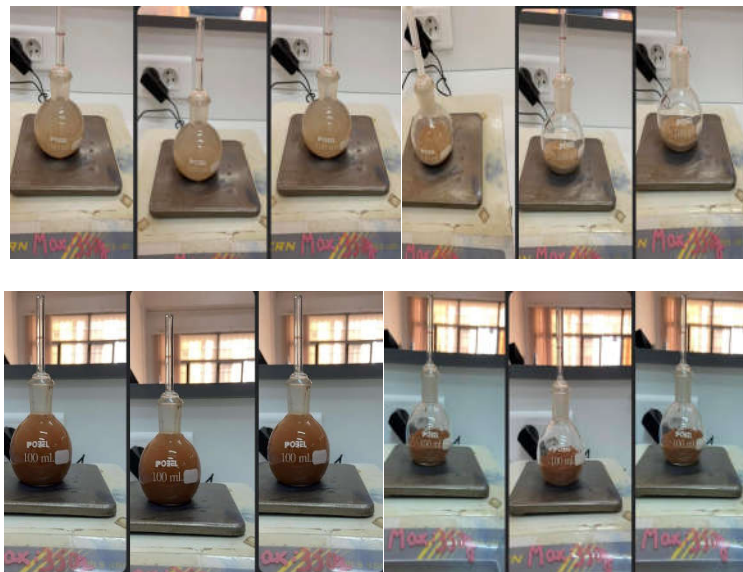


Fig. II. 7 Masse volumique absolue γ_s (pycnomètre).

➤ **Mode opératoire :**

- Préparer un échantillon de sore constitué, sèche a l'étuve et refroidi.
- 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

➤ résultats d'essais :

Tableaux. II. 1 Poids spécifique d'argile

N° d'essai	M ₀ (g)	M ₁ (g)	M ₂ (g)	M ₃ (g)	γ _s (g/cm ³)	γ _s moy (g/cm ³)
P ₁	70.74	100.5	192.12	174.48	2.42	□ 2.38
P ₂	69.67	100.25	191.46	174.56	2.24	
P ₃	70.29	100.41	191.71	173.67	2.49	

Tableaux. II. 2 Poids spécifique du sable

N° d'essai	M ₀ (g)	M ₁ (g)	M ₂ (g)	M ₃ (g)	γ _s (g/cm ³)	γ _{sm} oy (g/cm ³)
P ₁	70.15	100.2	192.009	174.61	2.38	□ 2.49
P ₂	69.76	99.83	191.69	173.45	2.54	
P ₃	70.19	100.19	192.86	174.60	2.52	

Tableaux. II. 3 Masse volumique des grains solides du sol reconstitué.

N° d'essai	M ₀ (g)	M ₁ (g)	M ₂ (g)	M ₃ (g)	γ _s (g/c m ³)	γ _s moy (g/cm ³)
P ₁	69.33	100.03	194.25	174.9 7	2.68	□ 2.65
P ₂	70.1	101.18	195.487	176.3 3	2.6	
P ₃	69.44 1	99.98	190.004	175.2 2	2.69	

II – 3- 3- L'analyse granulométrique :

➤ Définition :

On appelle (analyse granulométrique) l'opération permettant de déterminer la granulométrie : c'est-à-dire la détermination de la grosseur des grains et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles des grains constituant les échantillons. Elle se fait sur la fraction du sol ayant un diamètre supérieur à 0.08mm.

➤ But de l'essai :

La distribution dimensionnelle des grains constituant les granulats dont les dimensions sont supérieures à 0.08

➤ Appareillage

- Une série de tamis (de maille carrée) • Tamis de 0.08mm pour le lavage
- Une étuve pour le séchage
- Un fond
- Une brosse métallique
- Une balance



Fig. II. 8 série des tamis sur la tamiseuse.

➤ **Principe :**

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série de tamis (2- 1.25 - 0.63 - 0.315 - 0.2 -0 et 0.08mm). Emboîtés les uns sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas.

➤ **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.

➤ **Résultats d'essai :**

Tableaux. II. 4 Granulométrie par tamisage du sable.

Tamis (mm)	Poids refus (g)	Poids refus cumulés(g)	Refus cumulés en%	Tamisât en %
2	0	0	0	100
1,25	18	19	1.26	98.74
0.63	183	202	13.46	86.54
0.315	724	926	61.66	38.34
0.2	306	1232	82.13	17.87
0.08	262	1494	99.6	0.4
Fin	4	1498	99.86	0.14

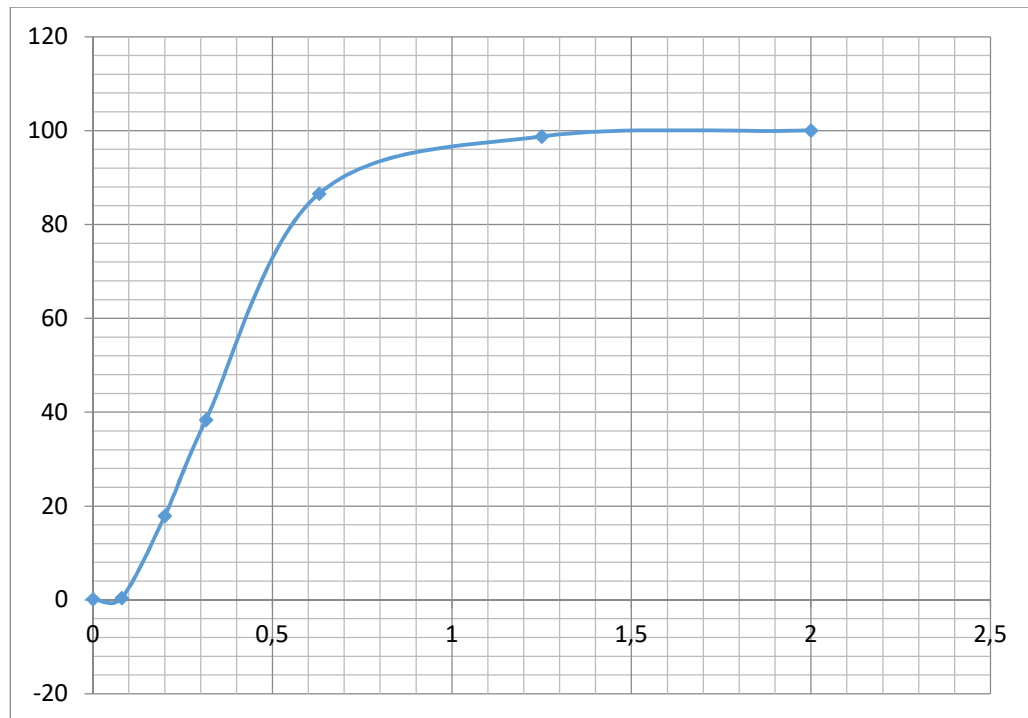


Fig. II. 9 courbe granulométrique de sable.

➤ **Conclusion**

Qualité du sable : sable propre à faible proportion de fines argileuses convenant parfaitement pour les bétons de haute qualité.

II.3. 4 Equivalent de sable (ES)

L'équivalent de sable est un indicateur, utilisé en géotechnique, caractérisant la propreté d'un sable ou d'un grave. Il indique la teneur en éléments fins, d'origine essentiellement argileuse, végétale ou organique à la surface des grains. 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 ».

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.

Tableaux. II. 5 Caractéristique de sable (ES).

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

➤ **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 Tamis 2mm.
- 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: $m=12$



Fig. II. 10 Appareillages 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.
- l'éprouvette à l'aide du bouchon de caoutchouc, la secouer horizontalement 90 fois aller-retour en 30 secondes 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 h1, h2, h'2.

h1 : hauteur du sable.

h2: hauteur du sable +éléments fins.

h'2: hauteur des éléments fins pris à partir du

piston L'équivalent de sable et déterminer par:

$$E_s(\text{visuel}) = \left(\frac{h2}{h'2/h'1} \right) \times 100$$

$$E_s(\text{Piston}) = \left(\frac{h2}{h'1} \right) \times 100$$

➤ Résultats d'essai

- Equivalent de sable visuel:

$$ESV = \frac{h_1}{h_2} \times 100$$

Tableaux. II. 6 Equivalent de sable visuel.

N° d'essai	1	2	3
La hauteur h_2 (cm)	8.7	8.3	8.2
La hauteur h_1 (cm)	9.7	9.8	9.6
ESV (%)	89.69	84.69	85.41
ESV moyenne	86.60		

- Equivalent de sable par piston

$$ESP = \frac{h_1}{h'_2} \times 100$$

Tableaux. II. 7 Equivalent de sable par piston

N° d'essai	1	2	3
La hauteur h'_2 (cm)	8.2	8.8	8.7
La hauteur h_1 (cm)	9.7	9.7	9.6
ESP (%)	84.53	89.79	90.62
ESP moyenne	88.31		

II. 3. 5 Essais d'Atterberg : (NF P 94-015)

➤ Introduction

Les limites d'Atterberg sont des essais qui permettent de définir des indicateurs qualifiant la plasticité d'un sol, et plus précisément de prévoir le comportement des sols pendant les opérations de terrassement, en particulier sous l'action des variations de teneur en eau.

Notons que cet essai se fait uniquement sur les éléments fins du sol et il consiste à faire varier la teneur en eau de l'élément en observant sa consistance, ce qui permet de faire une classification du sol. Selon sa teneur en eau, un sol sensible à l'eau peut se présenter sous trois états :

- État solide (état solide avec retrait et état solide sans retrait)
- État de plastique.
- État liquide.

➤ But de l'essai :

Déterminer les teneurs en eau remarquables situées à la frontière entre ces différents états Sont les « Limites d'Atterberg » :

- limite de Liquidité : WL (frontière entre état plastique et liquide).
- limite de Plasticité : WP (frontière entre état solide et plastique).

➤ Appareillage

- Appareil de casagrande.
- Balance de 5kg (précision 1g).
- Etuve ventilé.
- Planche à rouleaux.
- Capsules en verre.
- Spatules.
- Mortier et pilon en porcelaine.



Fig. II. 11 appareil de casagrande et matériels de la limite de liquidité

➤ **Mode opératoire**

Cet essai est réalisé sur la partie granulométrique appelée mortier inférieur à 0,4mm

- On remplit la coupelle au tiers
- On trace le milieu de l'échantillon à l'aide d'un outil à rainurer et l'essai comme immédiatement
- La coupelle fixée à l'appareil est soumise à une série de chocs réguliers jusqu'à ce que les deux lèvres se ferment (le nombre de coups de fermeture doit être compris entre 15 et 35)
- Pour confirmer le nombre de chocs, il faut recommencer immédiatement l'essai, si les deux essais successifs ne diffèrent pas plus d'un choc, on prélève à l'aide d'une spatule deux échantillon de chaque côté des lèvres et on détermine la teneur en eau.

➤ **Limites de liquidité**

Le sol est mélangé à une quantité d'eau. La pâte obtenue est placée dans une coupelle de 100 mm de diamètre environ. On trace sur la pâte lissée une rainure normalisée avec un outil spécial. À l'aide d'une came, on fait subir une série de chocs à la coupelle. On observe en fin d'expérience le contact des deux lèvres de la rainure. La limite de liquidité est la teneur en eau en (%) qui correspond à une fermeture en 25 chocs.



Fig. II. 12 Les étapes de limite de liquidité

➤ **Limite de plasticité :**

On mélange l'échantillon avec des quantités variables d'eau, on façonne avec la pâte un rouleau de 6 mm de diamètre pour une centaine de mm de longueur. Puis on atteint 3mm de diamètre en le roulant (souvent avec les doigts), après 5 à 10 allers-retours maximum. La limite de plasticité est la teneur en eau en % du rouleau qui se fissure et se brise lorsqu'il atteint un diamètre de 3 mm La précision de l'essai est de l'ordre du demi-point de teneur en eau pour la détermination de la limite de liquidité et du point de teneur en eau pour la détermination de la limite de plasticité.



Fig. II. 13les étapes de limite de plasticité.

➤ **L'indice de plasticité I_p :**

Il donne l'étendue du domaine plastique $I_p = W_L - W_p$. La plasticité d'un sol (c'est-à-dire sa faculté de devenir très déformable en absorbant de l'eau) est appréciée par le couple (W_L, I_p) qui dépend n 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 :

Tableaux. II. 8 Classement de sol par rapport leur indice de plasticité

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

➤ **Résultats d'essai:**

Tableaux. II9 . la limite de liquidité de l'argile rouge.

	Essai 1		Essai 2		Essai 3		Essai 4	
Nombre de coups	18		22		26		32	
Tare N	11	74	T 10	35	9	A	6	E
Masse de tare ; Mt(g)	51,95	43,86	45,38	46,94	46,70	46,62	46,49	47,48
Masse (du sol humide+tare) (Mh +Mt)	64,90	54,76	61,73	62,27	56,50	54,50	59,47	59,80
Masse (du sol sec +tare)(Md +Mt)	61,85	52,17	57,89	58,77	54,31	52,75	56,58	57,04
Masse deau; Mw (g)	3,05	2,59	3,84	3,50	2,19	1,75	2,89	2,76
Masse du sol sec ; Md (g)	9,90	8,31	12,51	11,83	7,61	6,13	10,09	9,56
Teneur en eau ; W(%);Mw/Md	0,31	0,31	0,31	0,30	0,295	0,29	0,29	0,29
M moy(%)	30,81	31,17	30,70	29,59	29,85	28,55	28,64	28,87
WL	30,99		30,14		29,20		28,76	

Tableaux. II10 .la limite de plasticité de l'argile rouge.

	Essai 1		Essai 2		Essai 3		Essai 4	
Tare N	26	17	11	8	42	M 23	11	79
Masse de tare ; Mt(g)	52,40	50,21	42,91	46,02	44,80	52,43	50,43	53,00
Masse (du sol humide+tare) (Mh +Mt)	54,09	52,27	45,56	48,77	47,31	54,79	52,69	56,07
Masse (du sol sec +tare)(Md +Mt)	53,80	51,89	45,07	48,30	46,84	54,34	52,21	55,52
Masse deau; Mw (g)	0,29	0,38	0,49	0,47	0,47	0,45	0,48	0,55
Masse du sol sec ; Md (g)	1,40	1,68	2,16	2,28	2,04	1,91	1,78	2,52
Teneur en eau ; W(%);Mw/Md	0,21	0,23	0,23	0,21	0,23	0,24	0,27	0,22
M moy(%)	20,71	22,62	22,69	20,61	23,04	23,56	26,97	21,83
Wp	21,67		21,65		23,30		24,40	

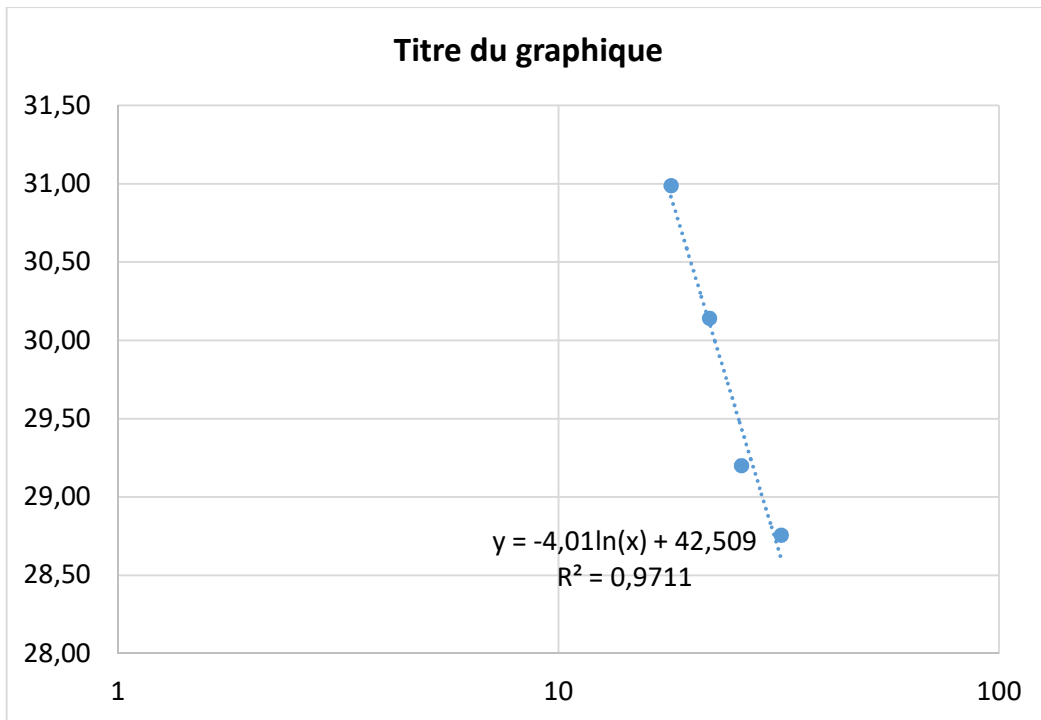


Fig. II. 14 Courbe de limite de liquidité WL

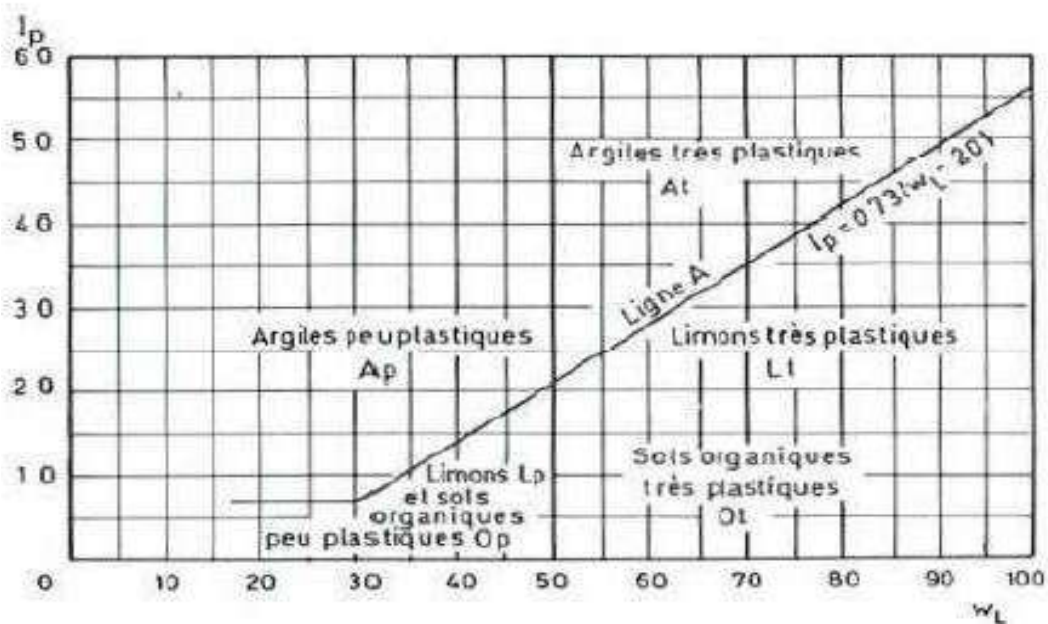


Fig. II. 15 position de l'argile rouge dans l'abaque de casagrande

$$W_P = 22,75 (\%)$$

$$W_L = 29,77 (\%)$$

$$I_P = W_L - W_P = 7,02 (\%)$$

➤ **Conclusion :**

L'argile utilisée est moyennement plastique à peu plastique.

II. 3. 6. L'essai au bleu de méthylène :

➤ **Définition :**

L'essai au bleu de méthylène a pour but de révéler la présence de fines de nature argileuse et de déterminer la concentration. On appelle «valeur de bleu VBS d'un sol, la quantité en gramme de bleu de méthylène adsorbé par 100g de sol (2mm).

➤ **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, 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 : $VB = \frac{VBM}{M_{sol}}$

Où : VBM est la quantité de bleu de méthylène adsorbé (ml), et masse sol sec de la prise d'essai (g)

NORME A CONSULTER : NE 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 tâche.

➤ **Appareillage spécifique:**

- Pipette d'Andréasen.
- Papier filtre blanc.
- Baguette en verre.
- Récipient cylindrique en verre.
- Agitateur magnétique.



Fig. II. 16 Appareillage de L'essai au bleu de méthylène.

➤ **Mode opératoire :**

- On prend 30g de sol.
- Après inhibition de 5 minutes de la prise d'essai.
- on procède au dosage au bleu de méthylène.

- Nous avons commencé par introduire dans la suspension, maintenue en agitation, 5cm³ de bleu, puis prélever une goutte de liquide, qu'on dépose sur le papier filtre.
- Le test s'avérant négatif, nous avons continué le dosage jusqu'à 15cm³, en suite nous avons ajouté 5cm³ de bleu, le teste est positive.

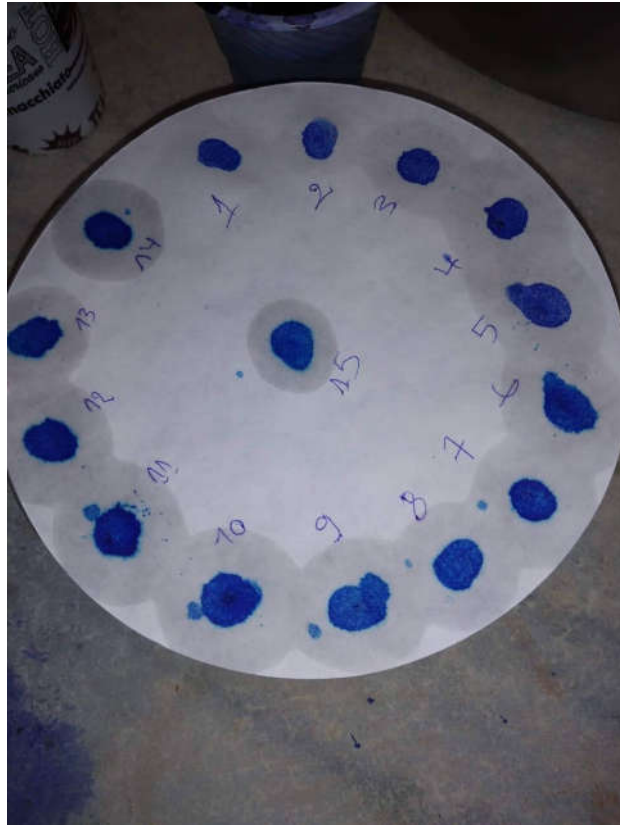


Fig. II. 17 Résultat de valeur au bleu de méthylène

➤ Expression des résultats :

- Masse sèche de la prise d'essai $M_0 = \frac{M_1}{(1+w)}$
- Masse de bleu introduite $B = 0,01 * V$.
- L'expression des résultats est (en(g) de bleu pour 100g de sol sec)

$$VBS = 100 * B / M_0.$$

Il est effectué sur la fraction 0.2 mm du sol et on distingue les valeurs suivantes :

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

➤ Les résultats de bleu méthylène présenté dans les tableaux suivants :

Tableaux. II. 11 valeur de bleu de méthylène pour l'argile rouge.

	Essai n°1	Essai n°2	Essai n°3
Volume de bleu méthylène	48	50	52
VBS	1.6	1.67	1.73

Tableaux. II. 12 valeur de bleu de méthylène pour le sol reconstitué.

	Essai n°1	Essai n°2	Essai n°3
Volume de bleu méthylène	10	14	15
VBS	0.33	0.46	0.5

➤ **Conclusion :**

Il s'agit d'un sol sablo limoneux, sensible à l'eau.

II.3.7 Essai Proctor (NF P 94-093)

➤ **Définition:**

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.

➤ **But de l'essai Proctor :**

Il existe une teneur en eau particulière w optimum notée W_{Opt} pour l'essai Proctor normal et W_{Opt} pour l'essai Proctor modifié pour laquelle le compactage conduit à une masse volumique sèche γ_d (ou un poids volumique) maximum.

La masse volumique maximale correspond donc à un état de compacité maximum et à une capacité de résistance maximum. L'essai Proctor permet de déterminer ces conditions particulières.

➤ **Principe de l'essai Proctor :**

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

D'une manière générale, cette courbe appelée courbe Proctor présente une valeur maximale de la masse volumique sèche, elle est obtenue pour une valeur particulière de la teneur en eau. Ce sont ces 2 valeurs qui sont appelées caractéristiques de compactage Proctor Normal ou Proctor Modifié suivant l'essai réalisé.

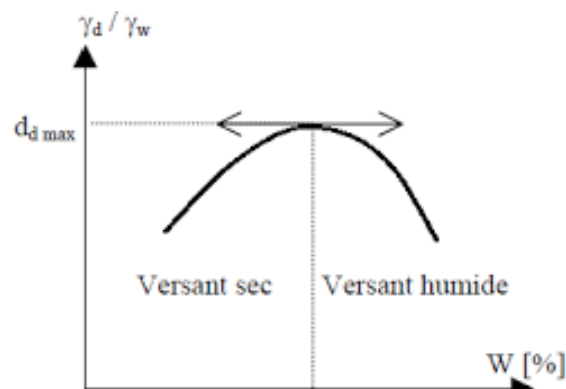


Fig. II. 18 courbe de Proctor.

➤ **Appareillage :**

➤ **Matériel spécifique Proctor :**

- Moule Proctor avec embase et hausse.
- Ou moule CBR avec embase et hausse Dame Proctor normal.
- Ou dame Proctor modifié.
- Règle à araser.
- Balance de portée supérieure à 6 kg.

➤ **Matériel connexe pour essai Proctor :**

- Eprouvette graduée et burette d'eau pour humidifier le sol.
- Four.
- Balance de précision.
- Petits récipients pour mesurer la teneur en eau à posteriori



Fig. II. 19 Matériels de l'essai de Proctor.

➤ **Mode opératoire pour l'essai Proctor :**

- On dispose d'un échantillon de masse $m = 3\text{kg}$ et dont la teneur en eau initiale est supposée égale à 4%.
- On mesure le poids du moule à vide.

- Ajouter par respectivement considéré les teneurs en Eau suivantes : 04%; 06%; 08%; 10% et 12%.
- A chaque étape, on procède comme suit :
- On remanie le sol jusqu'à ce que la teneur en eau soit supposée uniforme
- Une première fraction est introduite dans le moule et celle-ci est compactée à l'aide de 25 coups de la dame.
- On suit la même procédure pour une 2ème puis une 3ème fraction.
- On enlève la hausse amovible du moule.
- La couche supérieure débordant la partie inamovible du moule est rasée.
- On pèse le moule et son contenu.
- On prélève du centre de l'échantillon, une fraction d'environ 100g placée dans une tasse et introduite dans l'étuve. La tasse et la fraction du sol ont été préalablement pesées.

Après 24h de séjour dans l'étuve, on pèse à nouveau la fraction de sol. Ces différentes valeurs sont récapitulées dans le tableau.



Fig. II. 20 Mode opératoire pour l'essai Proctor.

Tableaux. II. 13 Tableaux. II. 13 Résultat d'essai Proctor sur le sol reconstitué

Teneur en eau approximative (%)	4%		6%		8%		10%		12%	
Masse du moule (g)	1715,3		1715,3		1715,3		1715,3		1715,3	
Volume du moule (cm ³)	944		944		944		944		944	
Masse du sol humide avec moule (g)	3674,5		3745,2		3805,3		3818,2		3800,3	
Masse du sol humide (g)	1959,2		2029,9		2090		2102,9		2085	
Masse volumique humide (g/cm ³)	2,08		2,15		2,21		2,23		2,21	
Masse sol humide + tare (g)	61,4	56,8	61,7	60,7	73,5	71	61,8	57,2	67,6	66,8
Masse sol sec + tare (g)	59,33	56,01	58,96	57,98	67,7	65,43	58,12	53,73	61,6	61,06
Masse de la tare (g)	10,2	10,3	10,3	10,1	10,3	10	10,4	10,1	10,1	10,3
Teneur en eau W (%)	4,21	1,73	5,63	5,68	6,2	6,7	7,71	7,95	11,65	11,31
Teneur en eau W (%)	2,97		5,66		6,3		7,83		11,48	
Masse volumique sèche (g/cm ³) ; $\rho_d = \rho_h / (1+W)$	2,02		2,04		2,05		2,07		2,056	

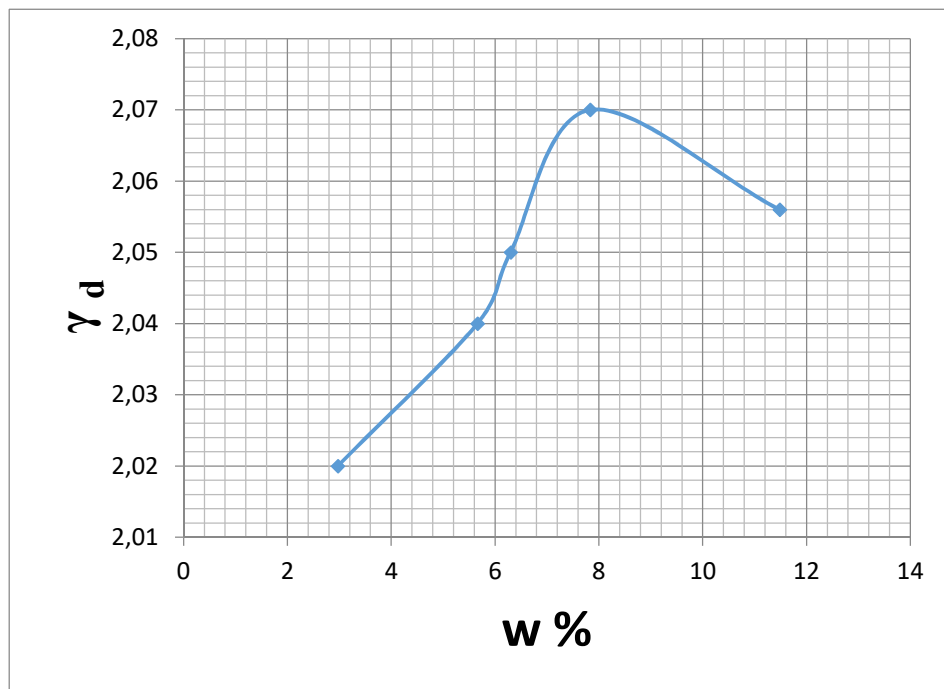


Fig. II. 21 courbe Proctor de sol reconstitué.

CHAPITRE III

Essais principaux, présentation des résultats et discussion

III.1-Introduction :

L'objectif de ce programme d'essais en laboratoire peut se résumer à l'examen de l'impact de l'eau, qui est la concentration différente de salinité sur le déclin du sol. Ce programme de test comprend :

Deux étapes principales :

1. Préparez les matériaux qui composent les planchers d'essai.
2. Effectuer un essai de podomètre en utilisant les trois fluides d'immersion:
 - Eau distillée.
 - Eau mélangée dans le degré de concentration respectivement (20g/l, 30g/l/50g/l)

III.2 Essai œdométrique



Fig. III. 1 odomètre.

III.2.1 odomètre

L'œdomètre utilisé pour réaliser les essais de compressibilité à déformation horizontale nulle compte deux parties :

- Une cellule contenant l'éprouvette de sol.

Un système de mise en charge :

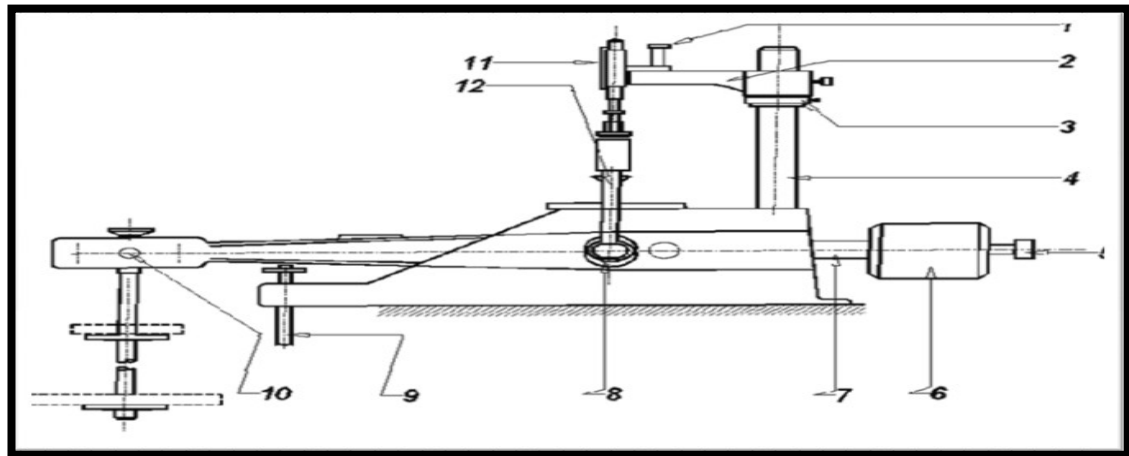


Fig. III. 2 Détail d'un odomètre.

III 2.2-Description de l'appareillage

- 1) Vis de fixation du comparateur ;
- 2) Console coulissante sur (04);
- 3) Réglage de la hauteur du comparateur ;
- 4) Support rigide du comparateur;
- 5) Vis de réglage du contre poids ;
- 6) Contre poids ;
- 7) Barre supportant le contre poids ;
- 8) Articulation ;
- 9) Vérin de support ;
- 10) Articulation entre la poutre et les plateaux recevant les masses ;
- 11) Comparateur au 1/1000 mm ;
- 12) Traverse de mise en charge;

III.3-Principe de l'essai :

L'essai s'effectue sur une éprouvette de matériau placée dans une enceinte cylindrique rigide (odomètre).

Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas est maintenue saturée pendant l'essai.

La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement

croissants et décroissants 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.

➤ **Les poids :**

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

$$(0.5 - 1 - 2 - 4 - \text{ (kg)})$$

➤ **Cellule œdométrique**

Elle comporte

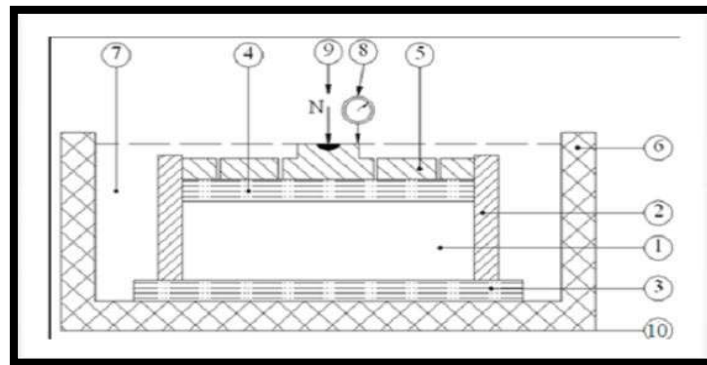


Fig. III. 3 Cellule œdométrique.

- 1) Eprouvette 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 ;

Deux types de cellules œdométriques sont utilisés à l'heure actuelle. Ils se différencient par le fait que, dans un cas on peut contrôler l'écoulement de l'eau qui

sort de l'éprouvette ou la pression de l'eau dans le sol pendant l'essai, tandis que, dans l'autre cas, on ne le peut pas.

- **Les cellules œdométrique ouvertes:** qui ne permettent pas de contrôler l'eau pendant l'essai, ils sont constitués de :
 - Une bague annulaire rigide contenant l'éprouvette de sol ;
 - Deux pierres poreuses assurant le drainage des deux faces supérieure et inférieure de l'éprouvette.
 - Un piston coulissant à l'inférieur de l'anneau et venant charge l'éprouvette. Un réservoir d'eau dans lequel l'ensemble précédent est immergé.

Un ou deux comparateurs pour mesurer les déplacements verticaux du piston, si l'on remplace la pierre poreuse inférieure par une plaque métallique, on peut réaliser les essais sur des 6 prouvâtes drainées d'un seul côté.

Les éprouvettes œdométrique ont des dimensions variables selon le matériel utilisé. Les dimensions les plus fréquentes sont les suivantes :

- diamètre : 50mm.
- hauteur : 20 mm



Fig. III. 4 composition de cellule.

➤ **saturation de la cellule:**

Il est nécessaire de saturer toutes les conduites qui composent la cellule œdométrique, conduite de la contre pression, de la pression interstitielle et de la

chambre par laquelle est appliquée la pression verticale, afin d'éviter la présence d'air; cette opération peut se faire avant la mise en place de l'éprouvette dans la cellule.

➤ **Dame de compactage :**

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

- Un disque de diamètre 50.2mm.
- Fixer à une tige de guidage d'une hauteur de 220mm.
- Une dame de forme de disque de masse de 132.90g, perforée d'un trou de diamètre supérieur à celui de la tige.



Fig. III. 5 dame de compactage.

III.4-Exécution d'essai :

Une fois la bague contenant l'éprouvette de sol est dans la cellule, cette dernière 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 l'inondation par l'eau distillée afin de voir l'influence sur l'affaissement de ce sol.

Puis on la laisse pendant 24 heures. Au cours de cette période on a relevé les lectures du comparateur aux instants suivants 30sec, 1 mn, 2mn, 4mn, 10mn, 15mn, 30 mn, 1h

,1h ,4h ,24h (l’instant initial t=0, marque le début du tassement après inondation sous 200 kpa).

Le test œdométrique est alors poursuivi à son chargement maximal limite.

➤ **Mise en place de l’éprouvette:**

Mettre l’éprouvette de sol entre deux papiers filtres et placer l’ensemble trousse + échantillon dans le logement prévu a cet effet, au niveau de la partie supérieure de la cellule doit être assemblée a la partie inférieure.

• **Détermination l’indice de vide e et potentiel de collapse :**

Quelques caractéristiques initiales de l’éprouvette peuvent être déterminées de la façonsuivante :

$$\gamma_h = \frac{M}{V} \dots\dots\dots(1)$$

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

γ_h : la masse volumique du sol humide

M: la masse de l’éprouvette du sol

V : volume de bague annulaire

d : est son diamètre.

h0 : est sa hauteur

$$\gamma_d = \frac{\gamma_h}{1+W_0} \dots\dots\dots(2)$$

$$e_0 = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_d}\right) - 1 \dots\dots\dots(3)$$

γ_d : La masse volumique du sol

e_0 : L'indice des vides initial

w_0 : est la teneur en eau initial

γ_s : est la masse volumique des grains solides

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

$$e = \frac{H - H_p}{H_p} \dots\dots\dots (4)$$

$$H_p = \frac{P_{sec}}{\gamma_s \times s} \dots\dots\dots (5)$$

$$H = h_0 - \Delta h$$

P_{sec} : poids de sol sec

S : section droite de l'éprouvette

h_0 : hauteur initiale de la cellule œnométrique

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

$$CP = \left(\frac{\Delta h}{h_0} \right) \times 100\% \cong \left(\frac{\Delta e}{1 + e_0} \right) \times 100 \dots\dots\dots (6)$$

$$\Delta e = \frac{(1 + e_0)}{h_0} \times \Delta h \dots\dots\dots (7)$$

Donc l'indice de vide est égal :

$$e_0 = e_0 - \Delta e \dots\dots\dots (8)$$

Et le potentiel de collapse est égal :

$$CP = \left(\frac{\Delta e}{1 + e_0} \right) \times 100\% \dots\dots\dots (9)$$

• **L'énergie de compactage E_c :**

La procédure que nous avons que utilisée, pour compacter le sol, est une consolidation dynamique. Elle consiste à laisser tomber en chute libre une masse M (ou

mouton) sur une hauteur constante H, cette masse coulisse librement sur une tige verticale et vient percuter un disque, lui-même compactant l'échantillon de sol. L'énergie de compactage totale mise en jeu pour une éprouvette, étant le travail de la masse M sur une hauteur H et s'exprime par la relation :

$$E_c = M \cdot g \cdot H \cdot (2 \cdot N) \dots\dots\dots (10)$$

Où :

N : le nombre des chocs de la masse M sur le disque pour une seule couche de sol; g : accélération de la pesanteur.

➤ **La relation entre l'indice des vides et le logarithme de la contrainte effective :**

A partir des résultats de l'essai de consolidation, on trace une courbe avec en ordonnée, sur une échelle arithmétique, les indices des vides en fin de palier de chargement ou de déchargement, et en abscisse, sur une échelle logarithmique, les pressions d'essai.

• **Programme des essais œdométrique :**

Tableaux. III. 1 Programme des essais œdométrique

N° d'essai	Teneur en eau d'Eau distillée (%)	Teneur en eau de Eau salée 20 g/l (%)	Teneur en eau de Eau salée 30 g/l (%)	Teneur en eau de Eau salée 50 g/l (%)	EC
1	2	2	2	2	20
2	4	4	4	4	20
3	6	6	6	6	20

Tableaux. III. 2 caractéristiques initiales du sol reconstitué au laboratoire

Essais	nombre de coups	h0	w0	γ_s	γ_d Moy	e_0 Moy
1	20	20	2	2,65	1,61	64,6
2	20	20				
3	20	20				
1	20	20	4	2,65	1,67	58,68
2	20	20				
3	20	20				
1	20	20	6	2,65	1,7	55,88
2	20	20				
3	20	20				

Tableaux. III. 3 caractéristiques initiales du sol reconstitué au laboratoire

Essais	nombre de coups	h0	w0	γ_s	γ_d Moy	e_0 Moy
1	20	20	2	2,65	1,77	49,71
2	20	20				
3	20	20				
1	20	20	4	2,65	1,62	63,58
2	20	20				
3	20	20				
1	20	20	6	2,65	1,62	63,58
2	20	20				
3	20	20				

Tableaux. III. 4 caractéristiques initiales du sol reconstitué au laboratoire

Essais	nombre de coups	h0	w0	γ_s	γ_d Moy	e_0 Moy
1	20	20	2	2,65	1,78	48,87
2	20	20				
3	20	20				
1	20	20	4	2,65	1,69	56,80
2	20	20				
3	20	20				
1	20	20	6	2,65	1,61	64,59
2	20	20				
3	20	20				

Tableaux. III. 5 caractéristiques initiales du sol reconstitué au laboratoire (Eau salée 50 g/l).

Essais	nombre de coups	h0	w0	γ_s	γ_d Moy	e_0 Moy
1	20	20	2	2,65	1,88	40,95
2	20	20				
3	20	20				
1	20	20	4	2,65	1,63	62,57
2	20	20				
3	20	20				
1	20	20	6	2,65	1,6	65,62
2	20	20				
3	20	20				

III.5-Résultats des calculs :

III.5. 1 Résultats de calcul ΔH et l'indice de vide :

Tableaux. III. 6 la moyenne des résultats de l'essai œdométrique Eau distillée ($W_0 = 2\%$, $EC = 20$ coups).

Pression (Kpa)	ΔH (mm)	H1(mm)	e	CP (%)
50	0,043	19,95	46,45	8.33
100	0,121	19,87	64,20	
200	1,285	18,71	60,38	
200	2,95	17,05	54,92	
400	3,4	16,6	53.44	

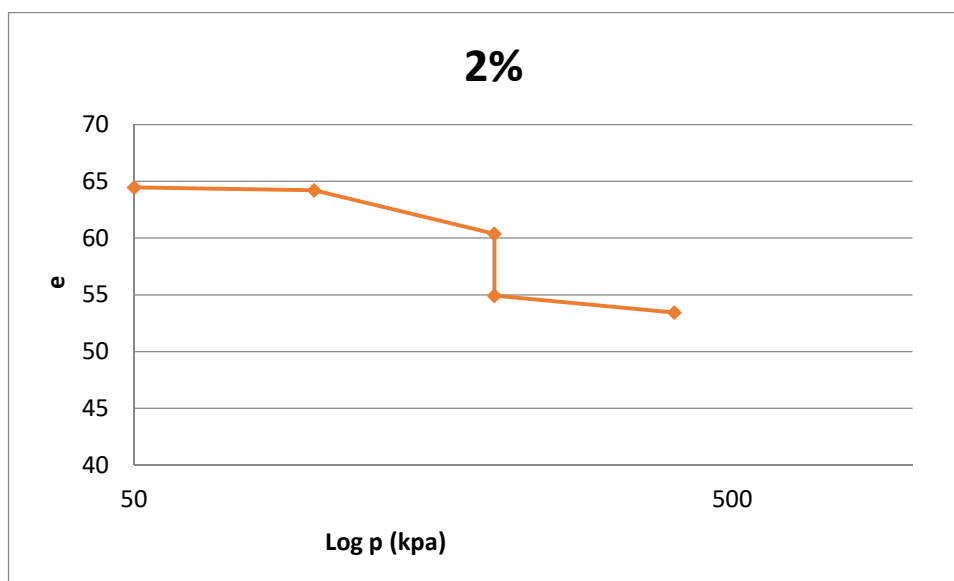


Fig. III. 6 Courbe œdométrique (log p, e moy), Eau distillée

Tableaux. III. 7 la moyenne des résultats de l'essai œdométrique Eau distillée (W0 = 4%, EC = 20 coups).

Pression (Kpa)	ΔH (mm)	H1(mm)	e	Cp(%)
50	0,31	19,69	57,75	5,7
100	0,48	19,52	57,24	
200	1,5	18,5	54,20	
200	2,64	17,36	50,80	
400	2,7	17,3	50,62	

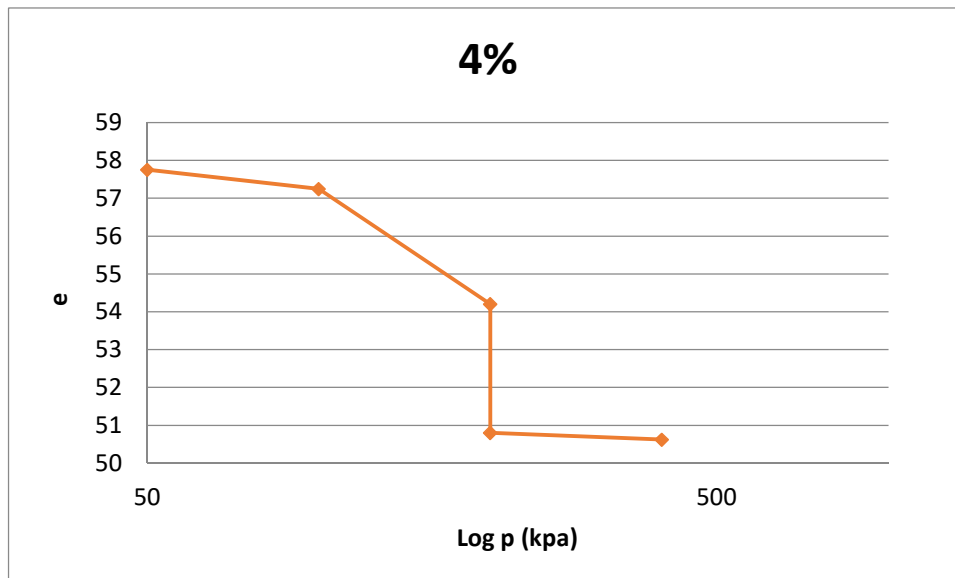


Fig. III. 7 Courbe œdométrique (log p, e moy), Eau distillée

Tableaux. III. 8 la moyenne des résultats de l'essai œdométrique Eau distillée ($W_0 = 6\%$, $EC = 20$ coups).

Pression (Kpa)	ΔH (mm)	H l(mm)	e	Cp(%)
50	0,113	19,51	55,55	3,975
100	0,97	19,16	53,12	
200	1,605	18,69	51,31	
200	2,4	17,65	49,05	
400	2,5	17,4	48,77	

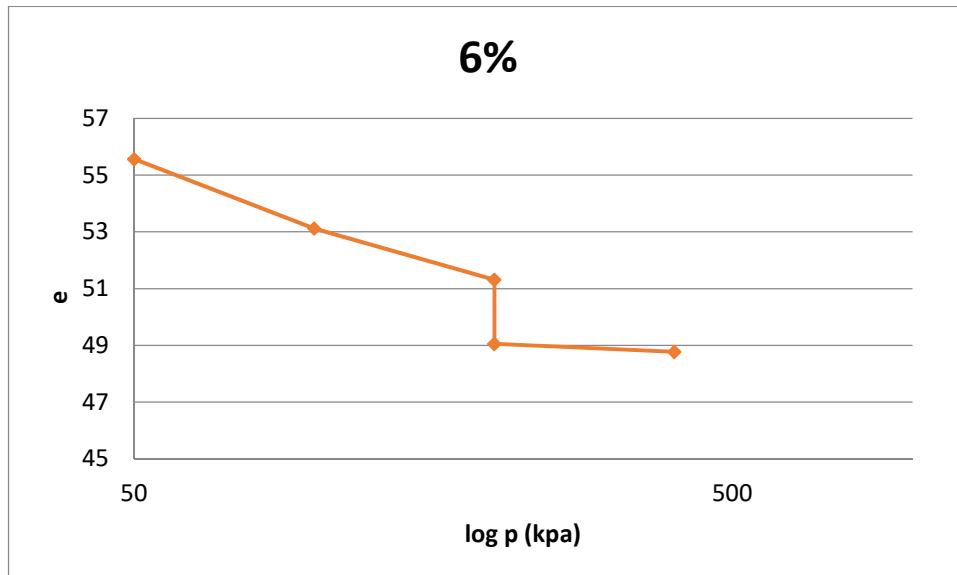


Fig. III. 8 Courbe œdométrique (log p, e moy), Eau distillée

Tableaux. III. 9 la moyenne des résultats de l'essai œdométrique Eau salée 20 g/l (W0 = 2%, EC = 20 coups).

Pression (Kpa)	$\Delta H(\text{mm})$	H1(mm)	e	Cp(%)
50	0,38	19,62	48,74	7,16
100	0,53	19,47	48,36	
200	0,62	18,84	48,13	
200	2,9	17,56	42,35	
400	3,38	16,62	41,14	

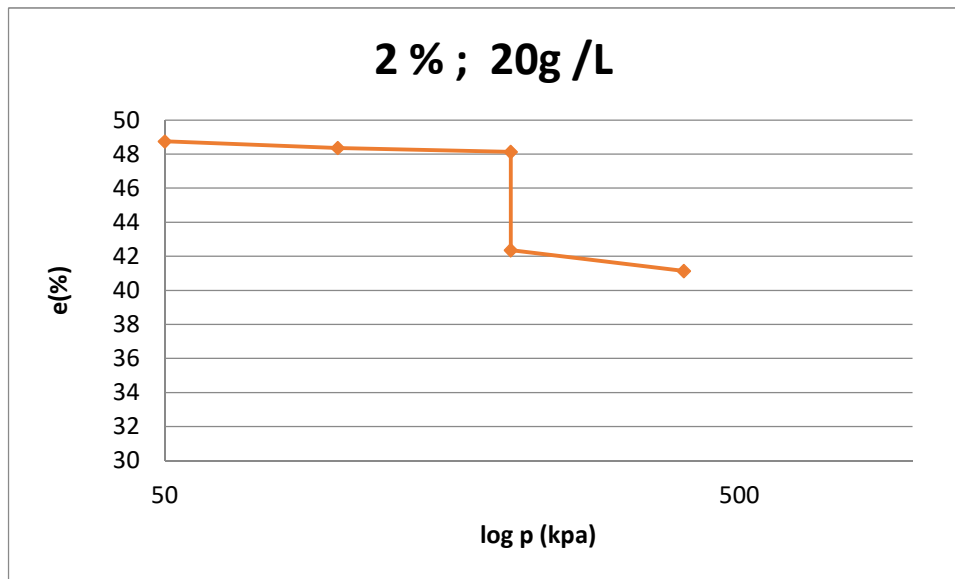


Fig. III. 9 Courbe œdométrique (log p, e moy), Eau salée 20 g/l (W0 = 2%, EC = 20 coups).

Tableaux. III. 10 la moyenne des résultats de l'essai œdométrique Eau salée 20 g/l ($W_0 = 4\%$, $EC = 20$ coups).

Pression (Kpa)	ΔH (mm)	H1 (mm)	e	CP (%)
50	0,515	19,485	61,91	3,95
100	0,58	19,42	61,70	
200	1,91	18,19	57,41	
200	2,7	17,53	54,86	
400	3,15	17,55	53,40	

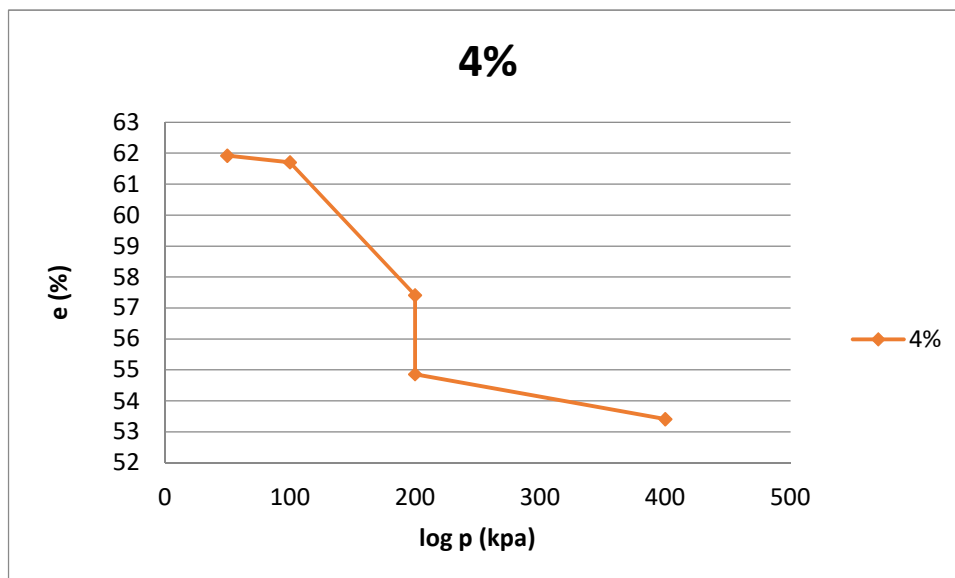


Fig. III. 10 Courbe œdométrique ($\log p$, e moy), Eau salée 20 g/l ($W_0 = 4\%$, $EC = 20$ coups).

Tableaux. III. 11 la moyenne des résultats de l'essai œdométrique Eau salée 20 g/l (W0 = 6%, EC = 20 coups).

Pression (Kpa)	ΔH (mm)	H1 (mm)	e	CP (%)
50	0,45	19,55	62,12	3,91
100	0,49	18,91	61,99	
200	1,84	18,16	57,63	
200	2,622	17,36	55,11	
400	3,57	16,43	52,05	

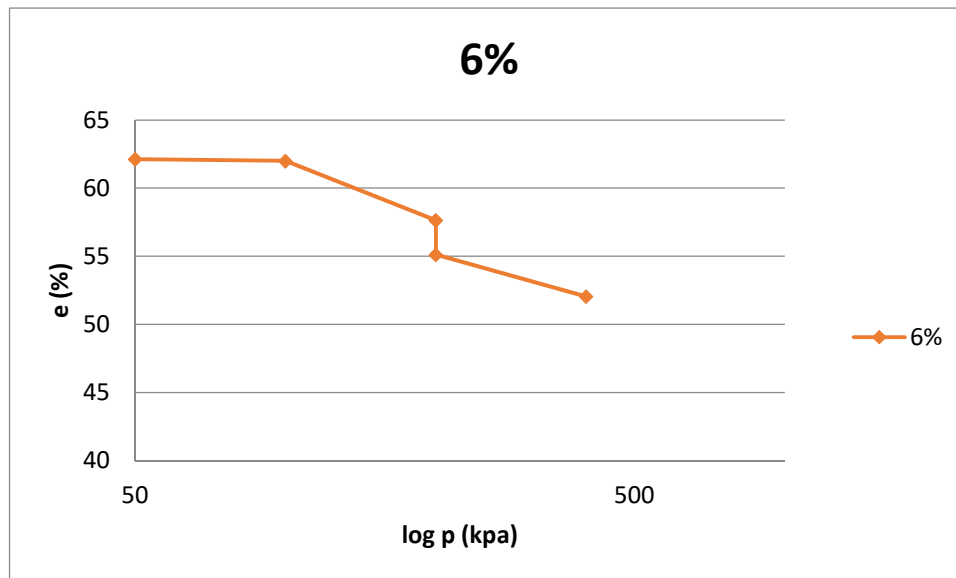


Fig. III. 11 Courbe œdométrique ($\log p$, e moy), Eau salée 20 g/l (W0 = 6%, EC = 20 coups).

Tableaux. III. 12 la moyenne des résultats de l'essai œdométrique Eau salée 30 g/l (W0 = 2%, EC = 20 coups).

Pression (Kpa)	ΔH (mm)	H1 (mm)	e	Cp (%)
50	0,141	19,85	48,51	8,455
100	0,301	19,69	48,11	
200	0,819	19,18	46,82	
200	2,51	17,49	42,61	
400	2,895	17,1	41,6	

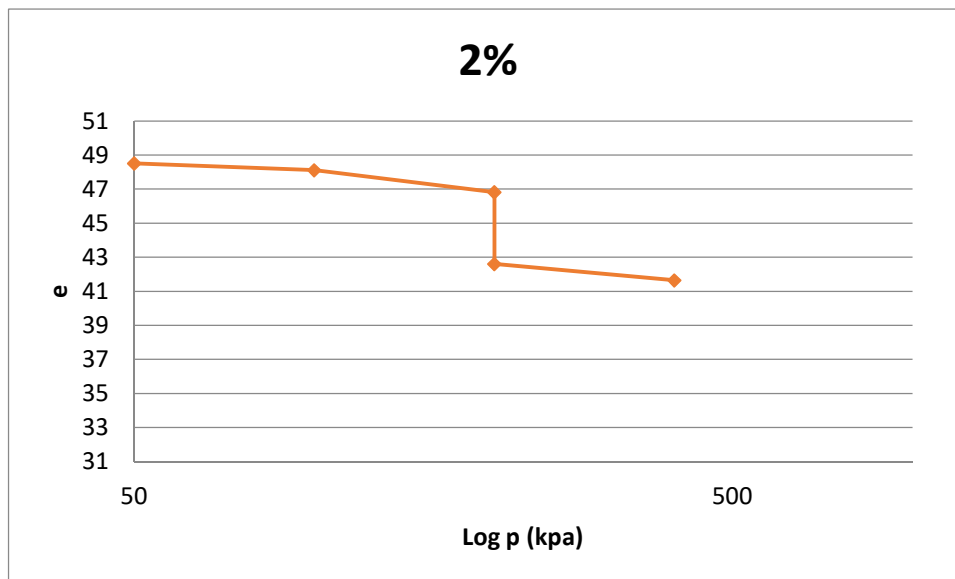


Fig. III. 12 Courbe œdométrique (log p, e moy), Eau salée 50 g/l (W0 = 2%, EC = 20 coups).

Tableaux. III. 13 la moyenne des résultats de l'essai œdométrique Eau salée 30 g/l (W0 = 4%, EC = 20 coups).

Pression (Kpa)	ΔH (mm)	H1(mm)	e	CP (%)
50	0,75	19,25	54,63	2,83
100	0,84	18,86	54,37	
200	2,193	18,81	50,46	
200	2,759	17,73	48,82	
400	2,36	17,64	49,97	

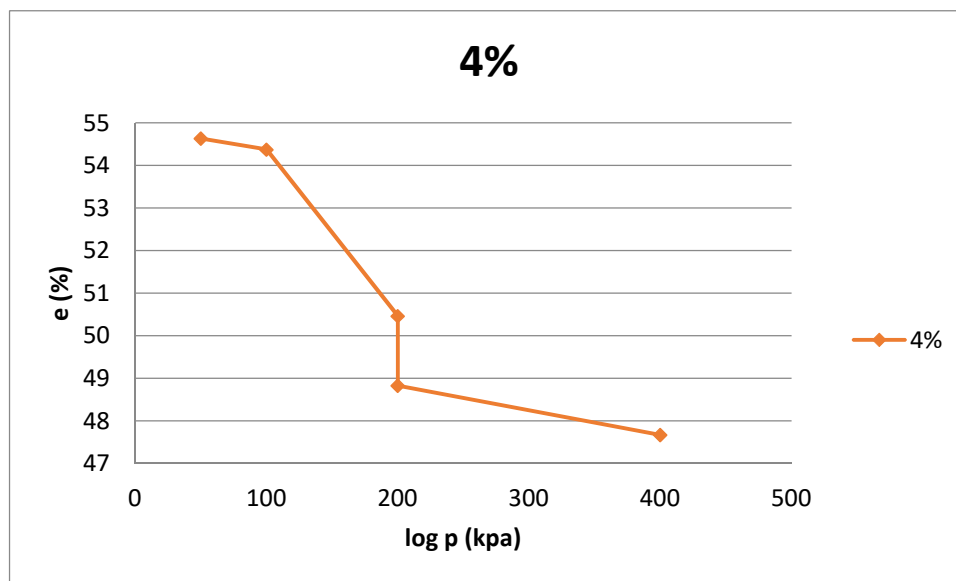


Fig. III. 13 Courbe œdométrique (log p, e moy), Eau salée 30 g/l (W0 = 4%, EC = 20 coups).

Tableaux. III. 14la moyenne des résultats de l'essai œdométrique Eau salée 30 g/l (W0 = 6%, EC = 20 coups).

Pression (Kpa)	ΔH (mm)	H1 (mm)	e	CP (%)
50	0,35	19,65	63,44	2,75
100	0,66	19,34	62,42	
200	1,23	18,77	60,55	
200	1,78	18,22	58,75	
400	2,71	17,29	55,70	

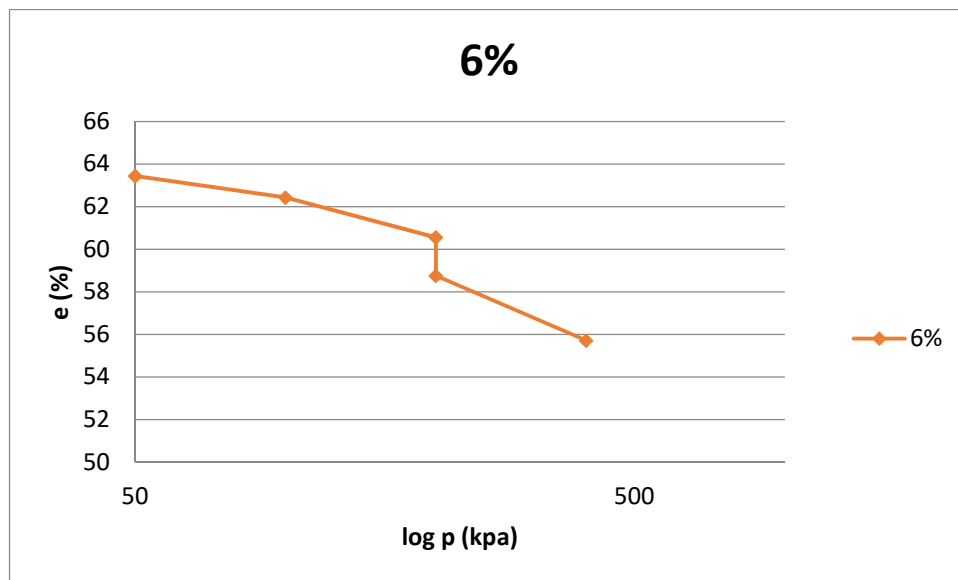


Fig. III. 14 Courbe œdométrique (log p, e moy), Eau salée 30 g/l (W0 = 6%, EC = 20 coups).

Tableaux. III. 75la moyenne des résultats de l'essai œdométrique Eau salée 50 g/l (W0 = 2%, EC = 20 coups).

Pression (Kpa)	ΔH (mm)	H1(mm)	e	CP (%)
50	0,6	19,4	39,69	7,255
100	0,781	19,219	39,31	
200	1,6	18,97	37,59	
200	3,051	17,94	34,55	
400	3,51	16,43	33,58	

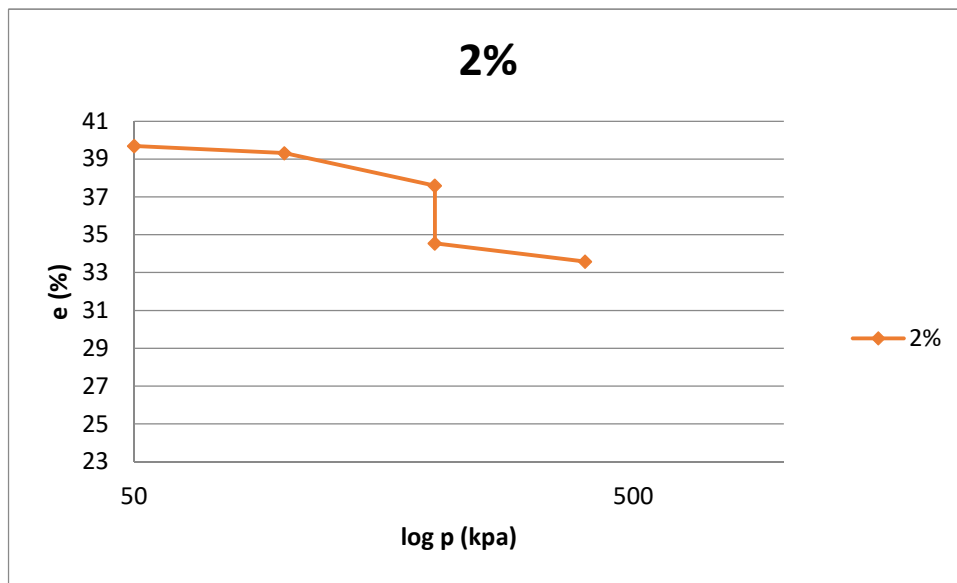


Fig. III. 15 Courbe œdométrique (log p, e moy), Eau salée 50 g/l (W0 = 2%, EC = 20 coups).

Tableaux. III. 86 la moyenne des résultats de l'essai œdométrique Eau salée 50 g/l (W0 = 4%, EC = 20 coups).

Pression (Kpa)	ΔH (mm)	H1(mm)	e	CP(%)
50	0,63	19,37	60,56	2,685
100	1,09	18,91	59,10	
200	1,763	18,77	56,96	
200	2,3	18,03	55,25	
400	3,45	17,57	51,60	

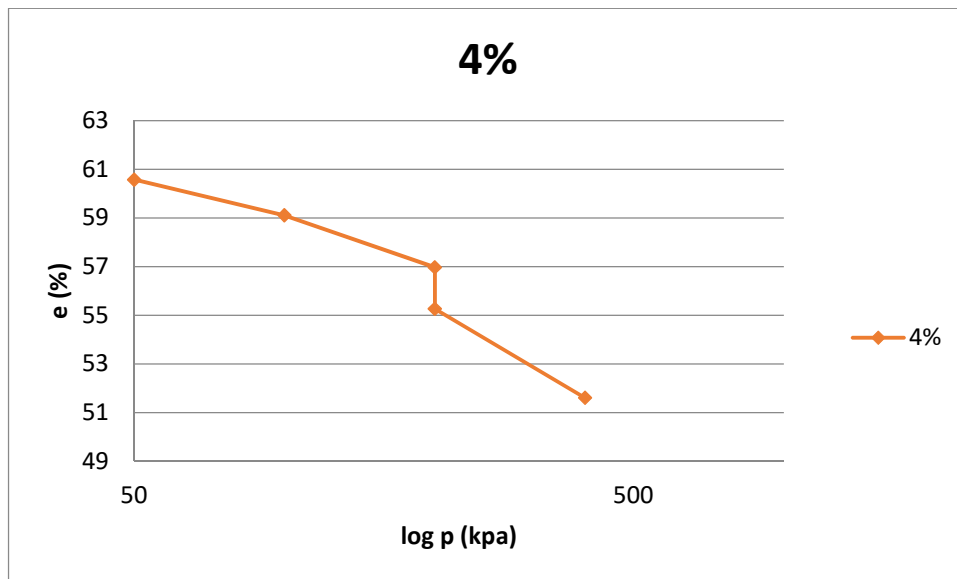


Fig. III. 16 Courbe œdométrique (log p, e moy), Eau salée 50 g/l (W0 = 4%, EC = 20 coups).

Tableaux. III. 97 la moyenne des résultats de l'essai œdométrique Eau salée 50 g/l (W0 = 6%, EC = 20 coups).

Pression (Kpa)	ΔH (mm)	H1 (mm)	e	Cp(%)
50	0,42	19,58	64,22	2,37
100	0,59	19,41	63,65	
200	1,323	18,99	61,21	
200	1,797	18,21	59,63	
400	2,9	17,1	55,96	

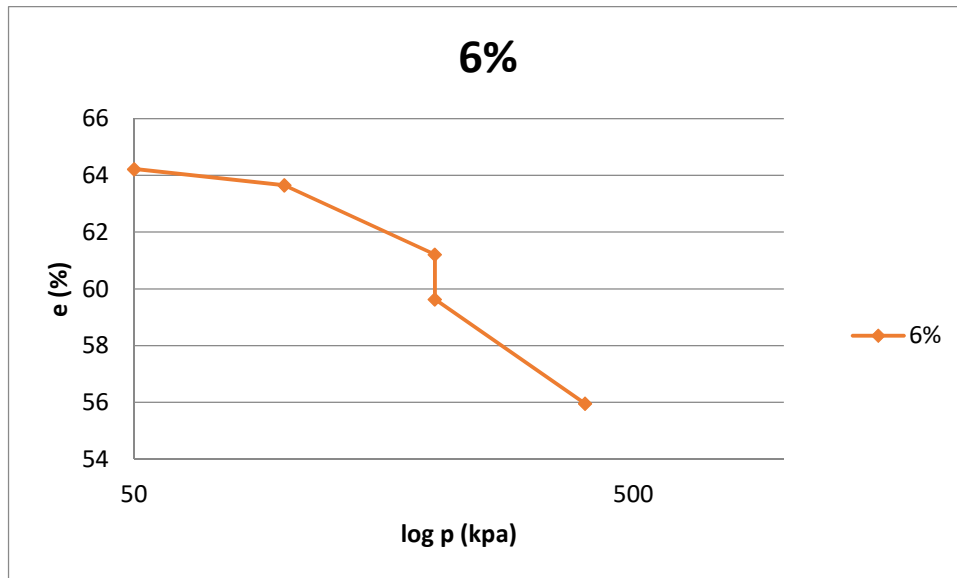


Fig. III. 17 Courbe œdométrique ($\log p$, e moy), Eau salée 50 g/l (W0 = 6%, EC = 20 coups).

III.5.2 L'influence de la teneur en eau initiale sur l'affaissement des sols:

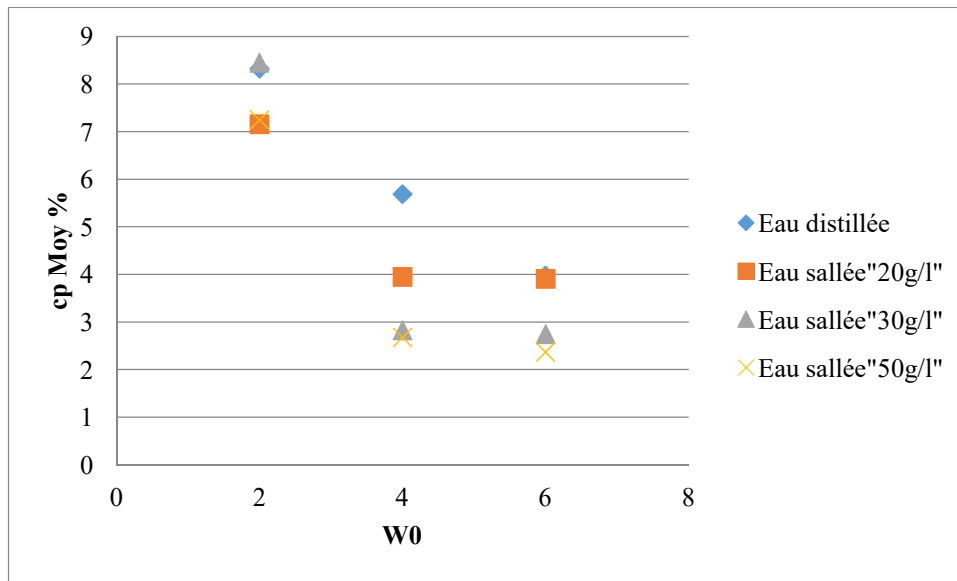


Fig. III. 18 Courbe de variation de CPmoy en fonction de teneur en eau W0 %.

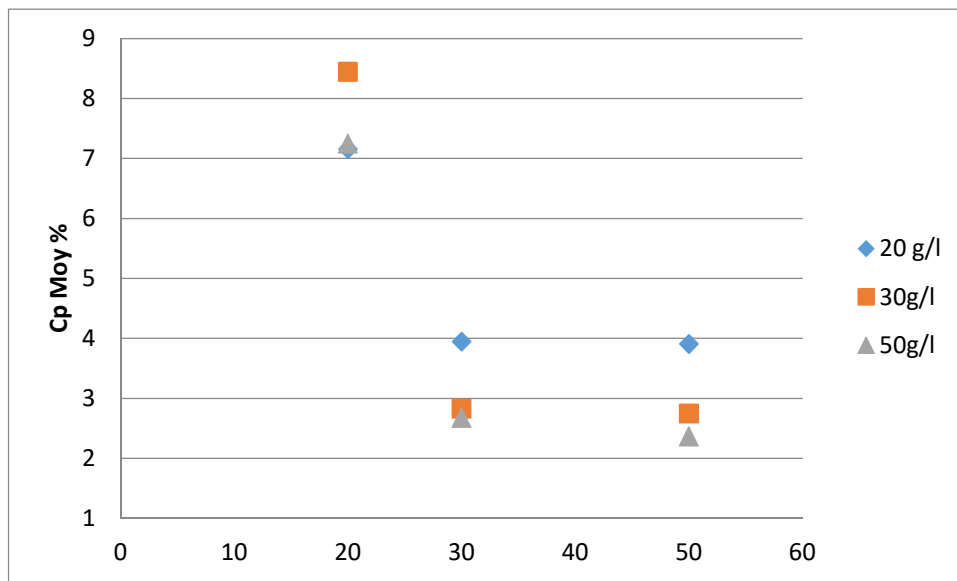


Fig. III. 19 Courbe de variation de CP moy en fonction de la concentration

III.5.3 Variation du degré de collapse en fonction du temps:

On définit le degré de collapse DC, comme étant le rapport entre le potentiel de collapse à l'instant (t) pendant l'inondation à l'eau et le potentiel de collapse final Cp (t= 24 h).

Soit:

$$DC = \frac{C_p(t)}{C_{pfin}} \times 100$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableaux. III. 10 Résultats de calcul du degré de collapse d'eau distillée .

Temp s	MASSE S SUR LES PLATE AUX en Kg	CONT RAIN TE NOR MALE EN KPa	Teneur en eau W _o = 2 % E _c = 20 coups			Teneur en eau W _o = .4 % E _c = 20 coups			Teneur en eau W _o = 6 % E _c = 20 coups		
			Δh	E	DC%	Δh	E	DC%	Δh	E	DC%
			1	50	0.043	46.45		0.31	57.75		0.113
2	100	0.121	64.20		0.48	57.24		0.97	53.12		
4	200	1.285	60.38		01.5	54.20		1.605	51.31		
0	inondatio n										
0.5m n			1.045		30.70	1.5		54.34	1.55		64.58
1			1.29		43.72	1.55		58.71	1.58		65.83
2			1.35		45.76	1.58		64.01	1.63		67.91
4			1.567		53.11	1.69		61,44	1.77		73.75
10			1.72		58.30	1.76		64.01	1.91		79.58
15			1.73		58.64	1.77		67.04	1.94		80.83
30			1.75		59.32	1.78		67.42	1.95		81.25
1h			1.76		59.61	1.79		67.80	1.96		81.66
4h			1.79		60.67	1.80		68.18	1.97		82.08
24			2.95	59.92	100	2.64	50.80	100	2.4	49.05	100

Tableaux. III. 11 Résultats de calcul du degré de collapse d'eau salée 20g/L .

Temp s	MASSE S SUR LES PLATE AUX en Kg	CONT RAIN TE NOR MALE EN kPa	Teneur en eau W _o = 2 % E _c = 20 coups			Teneur en eau W _o =.4 % E _c = 20 coups			Teneur en eau W _o = 6 % E _c = 20 coups		
			Δh	E	DC%	Δh	E	DC%	Δh	E	DC%
			1	50	0.38	48.74		0.515	61.91		0.45
2	100	0.53	48.36		0.58	62.70		0.49	61.99		
4	200	0.62	48.13		1.91	57.41		1.84	57.63		
0	Inundation										
0.5m n			2.22			2.43		90	1.95		90.03
1			2.51		76.55	2.49		92.22	2.014		92.51
2			2.49		85.86	2.54		94.07	2.15		94.29
4			2.52		86.89	2.59		95.92	2.29		97
10			2.64		91.03	2.63		97.40	2.32		97.88
15			2.56		88.27	2.64		97.77	2.33		98.51
30			2.57		88.62	2.66		98.51	2.37		99
1h			2.57		88.62	2.67		98.88	2.43		99.92
4h			2.58		88.96	2.69		99.62	2.60		99.92
24h			2.90	42.35	100	2.70	54.86	100	2.62	55.11	100

Tableaux. III. 12 Résultats de calcul du degré de collapse d'eau salée 30g/L .

Temp s	MASSE S SUR LES PLATE AUX en Kg	CONT RAIN TE NOR MALE EN kPa	Teneur en eau			Teneur en eau			Teneur en eau		
			$W_o = 2 \%$			$W_o = .4 \%$			$W_o = 6 \%$		
			$E_c = 20 \text{ coups}$			$E_c = 20 \text{ coups}$			$E_c = 20 \text{ coups}$		
			Δh	E	DC%	Δh	E	DC%	Δh	E	DC%
	1	50	0.141	48.51		0.75	54.63		0.35	63.44	
	2	100	0.301	48.11		0.84	54.37		0.66	62.42	
	4	200	0.819	46.82		1.19	50.46		1.23	60.55	
0	inondation										
0.5m n			1.44		58.56	2.32		84.36	1.55		87.07
1			1.54		61.35	2.41		87.63	1.58		88.76
2			1.62		64.54	2.37		86.18	1.61		90.44
4			1.67		66.53	2.51		91.27	1.65		62.69
10			1.68		66.93	2.60		94.54	1.66		93.25
15			1.68		66.93	2.61		94.90	1.72		93.25
30			1.69		67.33	2.62		95.27	1.75		96.92
1h			1.69		67.33	2.64		96	1.76		98.31
4h			2.48		98.80	2.65		96.36	1.77		99.43
24h			2.51	42.61	100	2.75	48.82	100	1.78	58.75	100

Tableaux. III. 13 Résultats de calcul du degré de collapse d'eau salée 50g/L .

Temp s	MASSE S SUR LES PLATE AUX en Kg	CONT RAIN TE NOR MALE EN kPa	Teneur en eau $W_o = 2 \%$ $E_c = 20 \text{ coups}$			Teneur en eau $W_o = .4 \%$ $E_c = 20 \text{ coups}$			Teneur en eau $W_o = 6 \%$ $E_c = 20 \text{ coups}$		
			Δh	E	DC%	Δh	E	DC%	Δh	E	DC%
			1	50	0.6	39.69		0.63	60.56		0.42
2	100	0.781	39.31		1.09	59.10		0.59	63.65		
4	200	1.025	37.59		1.76	56.96		1.323	61.21		
0	inondation										
0.5m n			1.73		56.72	2.09		72.66	1.48		82.68
1			1.91		62.62	2.14		76	1.57		87.70
2			1.96		64.26	2.16		77.33	1.66		92.73
4			1.98		64.91	2.19		79.33	1.74		97.20
10			2.01		65.90	2.21		80.66	1.76		98.32
15			2.11		69.18	2.22		81.33	1.77		98.88
30			2.12		69.50	2.23		82	1.77		98.88
1h			2.3		74.40	2.25		82.66	1.78		99.44
4h			2.45		80.32	2.28		86.66	1.78		99.44
24h			3.051	34.55	100	2.30	55.25	100	1.79	59.63	100

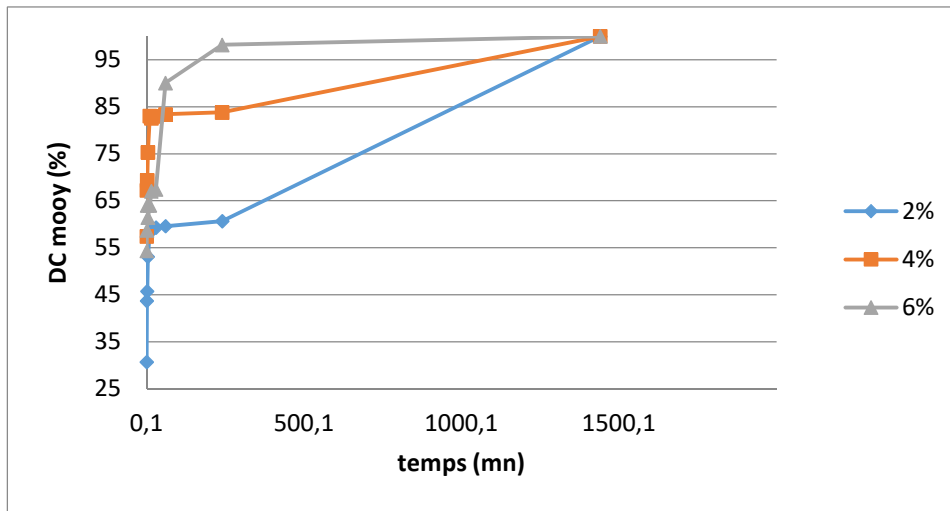


Fig. III. 20 courbes de degré de collapse en fonction de temps eau distillé

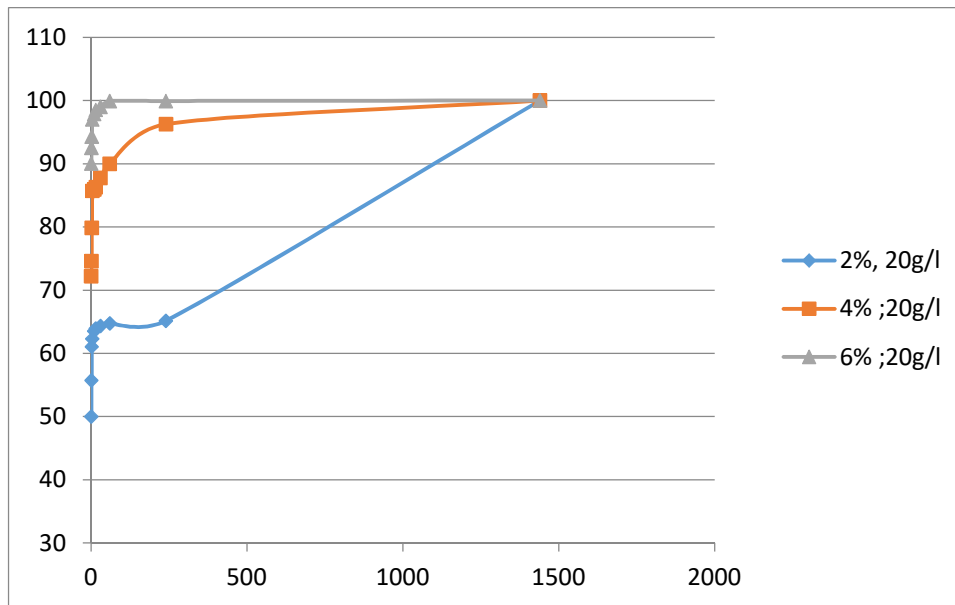


Fig. III. 21 courbes de degré de collapse en fonction de temps

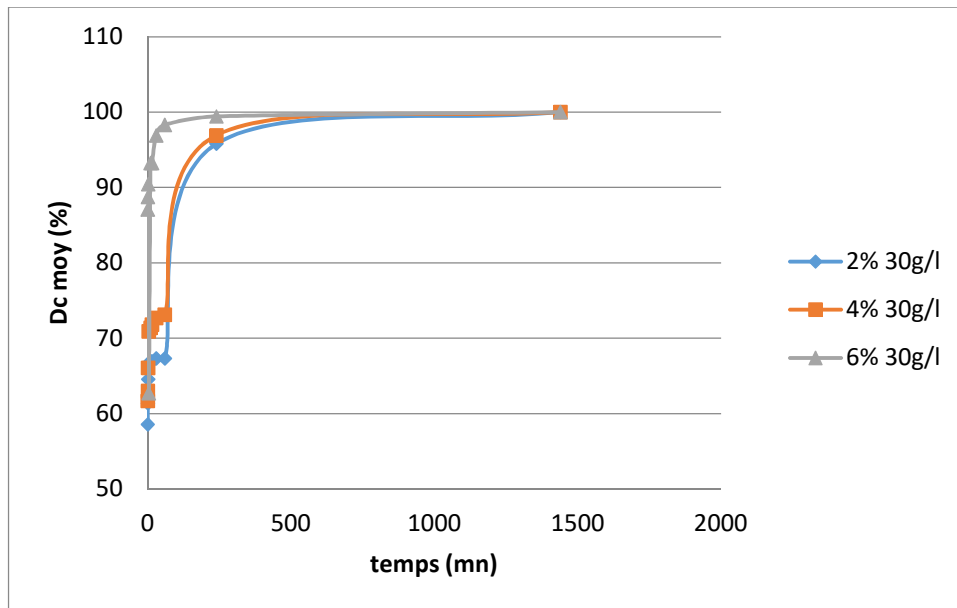


Fig. III. 22 courbes de degré de collapse en fonction de temps

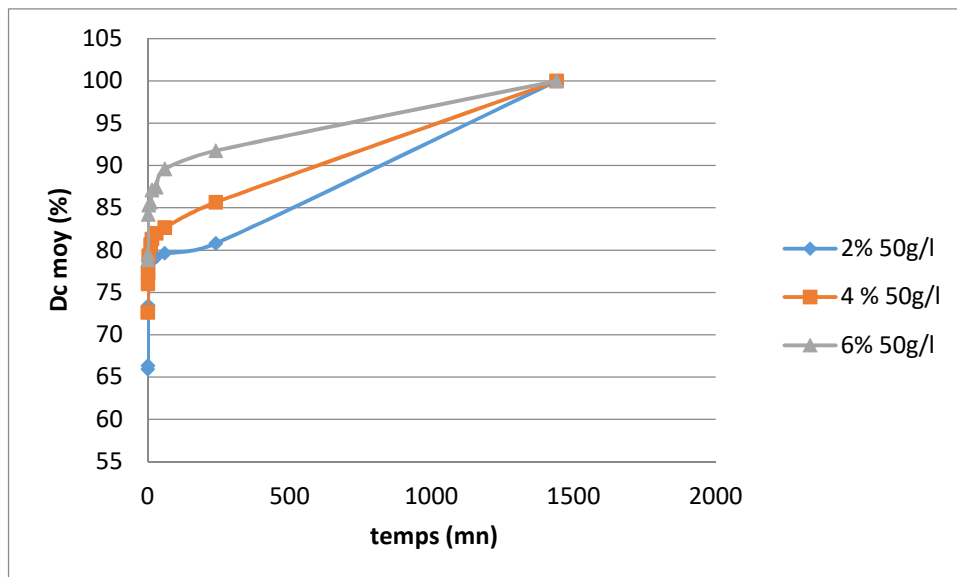


Fig. III. 23 courbes de degré de collapse en fonction de temps

III.6- analyse et discussion des résultats :

- **le potentiel d'affaissement(CP) :**

D'après la classification de Jennings et Knight (1975), l'affaissement ne se produit pas pour le potentiel d'affaissement (CP) inférieur à 1%, et les résultats qu'on a obtenus dans les tableaux et Fig. (III-6 à III-17) ont montré tout les (CP) sont supérieur à 1%.

Donc, ce sol (sol reconstitué) est conforme aux caractéristiques du sol affaissable, et à partir du tableau I-2 on a déduit que le sol est trouble.

A partir de la figure (III-18) :

Lorsque le teneur en eau initiale (eau distillés) augmente de $w=2\%$ jusqu'à 6% le potentiel de collapse (CP) diminue. Ceci est valable aussi pour les 3 concentrations de sel croissantes (20g/l ; 30g/l ; 50g/l).

Pour une teneur en eau initiale faible ($w_0 = 2\%$) le potentiel de collapse reste pratiquement constant malgré la présence du sel (NaCl) dans l'eau d'inondation.

- **Variation de CP moy en fonction de la concentration du sel**

On constate d'après la figure III. 24, lorsqu'on augmente la concentration du sel , le potentiel de collapse C_p diminue sensiblement.

- **Variation du degré d'affaissement (DC) en fonction du temps:**

Le degré d'affaissement DC (en %) est le rapport entre le potentiel d'affaissement à l'instant (t) et le potentiel d'affaissement final.

A partir des tableaux III-23 à III-26 et les figures III-20 à III-23 on a vu que

- Avant 10 mn si (l'eau distillée: ($W_0=2\%$); le pourcentage du degré de collapse augmente. Après 10 mn le pourcentage du degré de collapse est pratiquement le même
- Avant 10 mn si (l'eau distillée: ($W_0=2\%$), (l'eau salée 20g/l ($W_0=2\%$), (l'eau salée 30g/l ($W_0=2\%$), (l'eau salée 50g/l ($W_0=2\%$),)le pourcentage du degré de collapse augmente, après 10 mn le pourcentage du degré de collapse est pratiquement le même
- Avant 10 mn si (l'eau salée 20g/l ($W_0=4\%$), (l'eau salée 30g/l ($W_0=4\%$)), l'eau salée (50g/l ($W_0=4\%$) le pourcentage du degré de collapse augmente, après 10 mn le pourcentage du degré de collapse est pratiquement le même.
- Avant 15 mn si (l'eau salée 20g/l ($W_0=6\%$), (l'eau salée 30g/l ($W_0=6\%$)), l'eau salée (50g/l ($W_0=6\%$) le pourcentage du degré de collapse augmente, après 15 mn le

pourcentage du degré de collapse est pratiquement le même.

- D'après les résultats du tableau III-23 à III-26 on ne constate que le degré du collapse (DC) pour les 4 niveaux de compactage du sol reconstitué, pendant les quinze (15) premières minutes ce qui explique le caractère brusque de l'affaissement de ces sols.
- Le degré de collapse se diffère la teneur en eau (WO) et la différence de l'eau de l'inondation (les 4 liquides).

On conclut que :

- Le phénomène d'effondrement des sols est brusque dans les premières minutes d'inondation par l'eau avec ou sans sel.

Chapitre IV

**Conclusion et
recommandations et Future
des travaux**

Dans cette étude .nous donnons un aperçu des sols Affaissables.

Cette étude a été établie pour comprendre les dernières connaissances liées à ces sols et pour mieux comprendre l'effet de la teneur en saumure sur l'argile

- Les types de sols affaissés les plus populaires dans le monde sont : les sédiments éoliens (perte), les sédiments fluviaux, les sols résiduels et d'autres types de sols créés artificiellement.
- En laboratoire, la formation artificielle de sols affaissés peut être obtenue en mélangeant des matériaux granulaires (sable et argile), en compactant et en fixant à une teneur en humidité inférieure à l'optimum de Proctor.
- Le sol pliable a une structure en nid d'abeille avec des particules maintenues en place par la liaison ou la force du matériau. Cette liaison est susceptible d'être réduite ou supprimée par l'ajout d'eau, auquel cas les grosses particules glissent les unes par rapport aux autres tout en remplissant les vides qui les entourent. La résistance de ces sols n'est donc que temporaire.
- Il existe trois méthodes d'identification des sols affaissés : la méthode empirique, la méthode expérimentale et la méthode théorique.
- Pour une énergie de compactage fixée, le potentiel d'effondrement "Cp" diminue lorsque la saumure augmente, renforçant l'idée de l'effet de la succion sur le potentiel d'effondrement.

Future des travaux :

- Il serait préférable de changer le pourcentage de concentration en sel à une valeur plus élevée que la recherche que nous avons faite pour voir comment cela affecte la décantation du sol.
- On fait la même étude avec le changement d'énergie de pression
- Augmentation de la teneur en eau initiale

**RÉFÉRENCE
BIBLIOGRAPHIQUE**

- [1] : **BENBELKHEIR MOHAMED** : (Influence de la teneur en eau sur les caractéristiques de Résistance des sols affaissables vis-à-vis du cisaillement).2012/2013
- [2]: **YOUSFI ABD EL FATAH** : (comportement mécanique des sols affaissables sous inondation par des eaux saumâtres) mémoire de master génie civil et d'hydraulique université de M'SILA 2011/2012
- [3] : **LAOUAR MOHAMED SALAH**: (PR DICTION DES SOLS A EFFONDREMENT BRUSQUE PAR DES METHODES EXPERIMENTALES) Thèse de doctorat en Sciences option mécanique des sols Université Hadj lakhdar –Batna.
- [4] :**khaldi Abdelhamid** : (Étude DE L'INFLUENCE DE LA GRANULOMETRIE SUR LE TAUX ET L'AMPLITUDE DE L'AFFAISSEMENT DES SOLS PAR LA METHODE DEDOUBLE CONSOLIDATION thèse de Magister Université Hadj lakhdar –Batna 2011
- [5]: **BENBELKHEIR MOHAMED** : (Influence de la teneur en eau sur les caractéristiques de Résistance des sols affaissables vis-à-vis du cisaillement).2012/2013
- [6] : **ABDERRAHMANE GHERBI** : (Influence du degré de saturation initial sur les caractéristiques de résistance des sols affaissable vis-à-vis du cisaillement).mémoire de master 2015/2016
- [7] **NF P 94-056 AFNOR (1996) Norme Française : Sols : Reconnaissance et Essais - Analyse granulométrique, méthode de tamisage par voie humide.**
- [8] **NE P 94-057 AFNOR (1992) Norme Française : Sols : Reconnaissance et Essais - Analyse granulométrique des sols.**
- [9] **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.**
- [10] **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.**
- [11] **NF P 94-093 AFNOR (1999) Norme Française: Sols : Détermination des références de compactage d'un matériau Essai Proctor normal — Essai Proctor modifié**