



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique



Université Hadj Lakhdar –Batna

Institut de Génie Civil, d'Hydraulique et d'Architecture

Département de Génie Civil

Thèse de Doctorat en Sciences

Option : Mécanique des sols

Présenté par

LAOUAR MOHAMED SALAH

Pour obtenir le diplôme de Docteur en sciences

PRÉDICTION DES SOLS A EFFONDREMENT BRUSQUE PAR DES MÉTHODES EXPÉRIMENTALES

Sous la direction du Prof. Abbeche Khelifa
Thèse soutenue le.....

Devant le jury composé de :

Jury	Grade	Affiliation	Qualité
Prof. Boumekik Ahmed	Professeur	Université de Constantine	Président
Prof. Abbeche Khelifa	M.C classe A	Université de Batna	Rapporteur
Prof. Benmebarek Sadek	Professeur	Université de Biskra	Examineur
prof. Guettala Abdelhamid	Professeur	Université de Biskra	Examineur
Dr. Houam Abdelkader	M.C classe A	Université de Tebessa	Examineur
Dr. Messast Salah	M.C classe A	Université de Skikda	Examineur
Dr. Hamoud Farid	M.C classe A	Université de Batna	Examineur

AVANT- PROPOS

En premier lieu, je remercie Dieu et mes proches pour ces rencontres.

Au terme de cette recherche et de ma reconnaissance et mes très vifs remerciements à tous ceux qui ont contribué de près

à ma profonde reconnaissance et mes sincères remerciements à mon directeur de thèse, Docteur K. Abbeche Professeur.

Une fois qu'on a un manuscrit, il faut un jury qui accepte de le lire. Monsieur A. Boumekik honneur de présider le jury, je lui adresse mes sincères remerciements.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude aux Messieurs S. Benmebarek et A. Guettala pour leur honneur de me faire l'honneur de me recevoir et de me recevoir.

Je tiens également à remercier Docteur A. Houam, examinateur.

Que Messieurs F. Hamoud et S. Messast Maîtres de Conférences respectivement aux universités de Batna et de Skikda, trouvent dans ce travail.

Je remercie chaleureusement le Professeur Pierre Delage directeur CERMES ENPC Paris, pour son aide, ses remarques constructives et ses conseils enrichissants.

Je remercie grandement le Professeur Pierre Delage directeur CERMES ENPC Paris, pour son aide, ses remarques constructives et ses conseils enrichissants.

Le Docteur A. Boumekik honneur de présider le jury, je lui adresse mes sincères remerciements.

Je tiens également à remercier Monsieur M. Professeur à ses conseils judicieux, suggestions et discussions.

Je tiens également à remercier Monsieur M. Professeur à ses conseils et ses remarques scientifiques.

Je remercie également les Professeurs A. MICHEL chef de chaire géotechnique à ses conseils et ses remarques scientifiques.

Je tiens à exprimer mes sentiments de gratitude et de reconnaissance au directeur du LTPE Tebessa pour son accueil et sa confiance.

Merci à mon directeur de thèse pour toutes les conditions pour mener la partie expérimentale à bien. Je le remercie amplement pour son apport, ses précieux conseils, sa disponibilité et sa sympathie.

Je tiens également à remercier mes collègues civils Docteurs Boudjlel, Rouili, Fernane et Messaoud. Ce dernier a fait profité de son expérience anglo-saxonne, je le remercie vivement pour toutes les discussions, suggestions et ses précieux conseils.

Mon frère Badreddine a également collaboré à la relecture de ce manuscrit, je le remercie fortement.

Enfin, mon directeur de thèse pour son plan technique a permis de mener à bout cette thèse.

Je tiens également à remercier mes parents, ainsi que ma petite famille. Ce travail leur appartient.

RÉSUMÉ

La présente thèse comporte une étude expérimentale sur un sujet d'actualité, les sols affaissables reconstitués. Elle s'intéresse plus particulièrement à l'effet de la teneur en eau et de l'état de compacité sur le comportement de ces sols.

La synthèse bibliographique est consacrée à la description de ce type de sols avec une recherche poussée concernant les travaux réalisés sur les sols à effondrement brusque et les sols non saturés. Cette phase s'achève par un passage en revue des différentes méthodes d'amélioration de ces sols.

La phase expérimentale est entreprise en utilisant trois dispositifs différents, à savoir : l'œdomètre, le pénétromètre à cône et l'analyseur ultrasonique. L'influence des paramètres retenus est considérée dans chaque série d'essais, ce qui permet d'interpréter les effets de plusieurs façons.

Enfin, dans l'objectif d'enrichir les données propres au sujet, est suggérée une proposition d'une nouvelle approche de prédiction des sols à effondrement brusque basée sur les résultats des essais ultrasoniques.

خلاصة

تتضمن هذه الأطروحة دراسة تجريبية حول موضوع حديث وهو التربة القابلة للهبوط أو ذات الانهيار المفاجئ. إهتم العمل خاصة بتأثير محتوى الماء و حالة الاكتناز على سلوك هذه التربة.

إختصت الدراسة المرجعية بوصف هذا النوع من التربة مع بحث مستفيض خص الأعمال المنجزة و الخاصة بالتربة ذات الانهيار المفاجئ و التربة غير المشبعة بالماء، ينتهي هذا الجزء باستعراض مختلف المناهج المتبعة لتحسين هذا الصنف من التربة.

استعملت في المرحلة التجريبية ثلاثة أجهزة مختلفة و هي آلة الانضغاط، جهاز اختراق القمع، و محلل الموجات فوق الصوتية. تم إعتبار تأثير العوامل المختارة في كل سلسلة من التجارب مما سمح لنا بتأويل النتائج بعدة طرق.

أخيرا بهدف إثراء المعطيات الخاصة بهذا الموضوع، تم اقتراح مقارنة جديدة للتنبؤ بانهيار التربة المفاجئ استنادا إلى نتائج اختبارات بالموجات فوق الصوتية.

Abstract

The present thesis includes an experimental study on a topical subject, the reconstructed collapsible soils. It is more particularly interested to the effect of the water content and the state of compactness on the behavior of these soils.

The bibliographical synthesis is devoted to the description of this type of soils with a deep research concerning works that are concluded on the soils with abrupt collapse and unsaturated soils. This phase is completed through a review of various improvement methods of these soils.

The experimental phase is undertaken by using three different devices, namely: the oedometer, the cone penetrometer and the ultrasonic analyzer. The influence of selected parameters is considered in each series of tests, which makes it possible to interpret the effects in several ways.

Finally, in the purpose to improve the suitable data for the subject, a proposal for a new approach of prediction of the soils with abrupt collapse is suggested based on the results of the ultrasonic tests.

SOMMAIRE

Avant propos.....	1
Résumé.....	3
Abstract.....	4
Sommaire.....	5
Liste des abréviations.....	8
Principales symboles utilisés	9
Liste des tableaux.....	12
Liste des figures.....	14

Chapitre 1 - Introduction générale

1.1 INTRODUCTION	17
1.2 L'UTILITE DE LA RECHERCHE	17
1.3 L'OBJECTIF DE LA RECHERCHE	19
1.4 PLAN DE LA THESE	20

Chapitre 2 - Synthèse bibliographique

2.1 DEFINITION DU PROBLEME.....	22
2.2 PRINCIPALES CONTRAINTES AFFECTANT LES SOLS DES ZONES ARIDES.....	23
2.2.1 L'érosion éolienne.....	24
2.2.2 L'érosion pluviale.....	24
2.2.3 La salinisation des sols.....	25
2.3 TYPES DES SOLS AFFAISSABLES.....	26
2.3.1 Les Löss.....	26
2.3.2 Les dépôts éoliens.....	27
2.3.3 Les dépôts alluviaux.....	27
2.3.4 Les sols résiduels.....	27
2.3.5 Les sols compactés dans le versant sec de Proctor.....	28
2.4 LES DÉNOMINATIONS DES SOLS AFFAISSABLES.....	28
2.5 REPARTITION DES SOLS AFFAISSABLES A TRAVERS LE MONDE.....	29
2.6 LES SOURCES D'INONDATIONS.....	32
2.7 MECANISMES DE L'AFFAISSEMENT DES SOLS.....	33
2.7.1 Cas de suffusion.....	35
2.7.2 Cas de liaison.....	35
2.7.2.1 <i>Sable avec des liaisons en silt</i>	36
2.7.2.2 <i>Sable avec des liaisons d'argile</i>	36
2.7.2.3 <i>Liaisons chimiques</i>	36
2.7.3 Le phénomène de succion dans les sols affaissables.....	37
2.8 PARAMÈTRES INFLUANT L'EFFONDREMENT.....	39
2.9 PREDICTION DES SOLS AFFAISSABLES.....	40
2.9.1 Les méthodes expérimentales.....	40
2.9.1.1 <i>Essai œdométrique simple</i>	41
2.9.1.2 <i>Essai œdométrique double</i>	42
2.9.1.3 <i>Discussion des essais</i>	43

2.9.1.4 Essai triaxial.....	45
2.9.2 Les méthodes théoriques.....	46
2.9.3 Les méthodes empiriques.....	48
2.9.3.1 Critères de prédiction fondé sur l'état des sols.....	49
2.9.3.2 Autres formules empiriques.....	53
2.10 LES PROCÉDES DE TRAITEMENT DES SOLS AFFAISSABLES.....	56
2.10.1 Traitement par pré-mouillage du sol.....	56
2.10.2 Traitement thermique.....	57
2.10.3 Traitement chimique.....	57
2.10.4 La Silicatisation.....	57
2.10.5 Traitement par pieu de chaux.....	58
2.10.6 Traitement par pieu de sable.....	59
2.10.7 Renforcement par colonnes ballastées.....	59
2.10.8 Traitement par injection.....	59
2.10.9 Traitement par substitution.....	60
2.11 LES PROCÉDES DE DENSIFICATION.....	60
2.11.1 Densification par compactage dynamique.....	60
2.11.2 Le compactage par explosion.....	61
2.11.3 Le compactage par étincelle électrique.....	61
2.11.4 La densification par vibrocompaction et vibroflottation.....	62
2.11.5 Densification par Vibro-refoulement.....	62
2.12 DES OUVRAGES SUR SOLS COLLAPSIBLES.....	65
2.12.1 Cas des bâtiments.....	65
2.12.2 Cas des constructions hydrauliques.....	66
2.12.3 Cas des ouvrages hydrocarbures.....	66
2.13 CONCLUSION.....	68

Chapitre 3 - Essais préliminaires

3.1 INTRODUCTION.....	69
3.2 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	70
3.2.1 Le Kaolin.....	70
3.2.2 Les Sable.....	72
3.2.3 Constitution des sols d'essais.....	73
3.3 PROGRAMME DES ESSAIS PRELIMINAIRES.....	73
3.4 RESULTATS DES ESSAIS PRELIMINAIRES.....	74
3.4.1 Granulométries des sols.....	74
a) Granulométries des sables.....	75
b) Granulométries des sols reconstitués (par tamisage).....	76
c) Granulométries des sols reconstitués (par sédimentométrie).....	76
3.4.2 Densités spécifiques des grains solides.....	80
3.4.3 Essais de consistance des sols.....	83
3.4.3.1 Activités des sols.....	88
3.4.4 Essais de l'équivalent de sable.....	88
3.4.5 Essais Proctor.....	89

Chapitre 4 - Essais principaux

4.1 INTRODUCTION.....	92
4.2 PROGRAMME DES ESSAIS PRINCIPAUX.....	92
4.3 MATERIELS UTILISÉS.....	92
4.3.1 Essais œdométriques.....	93

a) l'œdomètre.....	93
b) La dame de compactage.....	95
4.3.2 Essais de pénétration.....	97
4.3.3 Essais ultrasoniques.....	99
4.3.3.1 Introduction	99
4.3.3.2 Objet et champ d'application des ultrasons	99
4.3.3.3 Dispositif expérimental	99
4.4 PROCEDURE ET REALISATION DES ESSAIS	
4.4.1 Essais œdométriques.....	101
4.4.2 Essais de pénétration.....	102
4.4.3 Essais aux ultrasons.....	103
4.4.3.1 Étalonnage.....	103
4.4.3.2 Couplant	103
4.4.3.3 Mesure de la distance entre capteurs	103
4.5 ESTIMATION DE L'INCERTITUDE DES RESULTATS	
4.5.1 Vérification de la répétabilité des essais.....	105
4.5.1.1 Essais œdométriques.....	105
4.5.1.2 Essais de pénétration.....	106
4.5.1.3 Essais ultrasonique.....	108
Chapitre 5 - Résultats des essais principaux et interprétations	
5.1 INTRODUCTION.....	110
5.2 ESSAIS OEDOMETRIQUES.....	111
5.2.1 Mise en évidence de l'effondrement des sols.....	111
5.2.1.1 D'après les caractéristiques de consistance	111
5.2.1.2 D'après les essais de compressibilité.....	112
5.2.2 L'effet de W et de E sur le Potentiel d'affaissement	126
5.2.3 L'effet de la fraction en kaolin.....	133
5.2.4 L'effet du nombre de coups sur la densité sèche	135
5.3 ESSAIS DE PENETRATION.....	138
5.3.1 Évolution des pénétrations en fonction de la teneur en eau initiale W_0	140
5.3.2 L'effet du rapport W_{opt} / W_0 sur les pénétrations	143
5.3.3 L'effet des rapports de densités (v_d / v_s) sur les pénétrations	148
5.3.4 Détermination de la relation de pénétration limite P_{lim}	151
5.4 ESSAIS ULTRASONIQUE.....	154
5.4.1 Introduction.....	154
5.4.2 Influence de la teneur en eau et de l'énergie de compactage.....	155
5.4.3 Prédiction de l'affaissement par l'essai ultrasonique.....	160
5.4.4 Relation pénétration limite vitesse ultrasonique.....	166
5.5 CONCLUSION.....	168
Chapitre 6 - CONCLUSION GÉNÉRALE PERSPECTIVES.....	169
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	174
Annexe A RÉSULTATS DES ÉSSAIS OEDOMÉTRIQUES	180
Annexe B VALEURS DES v_d POUR DIFFERENTE E ET W.....	204
Annexe C.....	205
Annexe D.....	206

LISTE DES ABREVIATIONS

Notation	Définition
AFNOR	Association Française de NORmalisation.
CERMES	Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols.
CTC	Contrôle Technique des Constructions.
EN	Norme européenne.
ENPC	École Nationale des Ponts et Chaussées.
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
LNHC	Laboratoire National d'habitat et de Construction.
LTPE	Laboratoire des Travaux Public de L'Est.
SETRA	Service d'Etude Techniques des Routes et Autoroutes.
M.E.B	Microscope Electronique à Balayage.

PRINCIPALES SYMBOLES UTILISÉS

Notation	Définition
A_c	Activité des sols
CP	Potentiel d'affaissement
C_U	Coefficient d'uniformité
C_c	Coefficient de courbure
D_r	Densité relative
D_x	Diamètre à travers lequel passe x % du sol
e	Indice des vides
e_0	Indice des vides initial
e_1	Indice des vides au début saturation
e_2	Indice des vides à fin de saturation
e_L	Indice des vides à la limite de liquidité
E	Nombre de coups
$\div e_c$	Variation de l'indice des vides à l'état inondé
ES	L'équivalent de sable
g	L'accélération de la pesanteur = $9,81 \text{ m.s}^{-2}$
G_s	Densité des grains solides
hr	l'humidité relative
H	Hauteur de chute de la dame
HP	Hauteur pleine
He	Variation de la hauteur après mouillage
H_0	Hauteur initial de l'échantillon
I_c	Indice de consistance
I_D	Indice de densité
I_L	Indice de liquidité
I_p	Indice de plasticité
I_w	Indice de maniabilité
K	Coefficient d'affaissement
M	Masse de la dame

Notation	Définition
M_0	Masse de pycnomètre
M_1	Masse de pycnomètre + grains solides
M_2	Masse de pycnomètre + grains solides + eau
M_3	Masse de pycnomètre + eau
N	Nombre de coups
p	Pluviométrie annuelle
P	Contrainte effective réelle
p_{cn}	Pression de préconsolidation à l'état naturel non saturé
p_0	Contrainte verticale en place
P_{10}	Fraction du sol passant à travers le tamis n° 10 (2 mm)
P_{200}	Fraction du sol passant à travers le tamis n° 200 (0.08 mm)
P_{lim}	Pénétration limite
P_h	Poids du sol humide
P_s	Poids du sol sec
P_w	Poids de l'eau
R	la constante des gaz parfaits ($R = 8,3143 \text{ J mol}^{-1} \text{ K}^{-1}$)
S	la succion totale
S_0	Surface de l'anneau de l'œdomètre
S_r	Degré de saturation
T	la température absolue (degrés Kelvin, K)
V_s	Volume des grains solide
U	Pression interstitielle
v	Volume du moule
V	Vitesse ultrasonique
W	Teneur en eau naturelle
W_0	Teneur en eau initial
W_{opt}	Optimum de Proctor
W_{sat}	Teneur en eau à l'état saturé
W_L	Limite de liquidité
W_P	Limite de plasticité

Notation	Définition
X_w	la fraction molaire d'eau dans la solution
W_s	Limite de retrait
σ'	Contrainte effective
σ	Contrainte total
Ψ_{ALL}	Masse volumique totale apparente
Ψ_d	Masse volumique sèche
γ_w	Poids volumique de l'eau
γ_d	Poids volumique sec
γ_h	Poids volumique humide
γ_{dL}	Poids volumique sec à la limite de liquidité
γ_s	Poids volumique des grains solides
Δw	Tassement relatif
ω_v	désigne la masse molaire de l'eau = 18,016 g. mol ⁻¹

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 2 *Synthèse bibliographique*

- Tableau 2.1 Susceptibilité d'effondrement d'après Jennings Knight (1975)
Tableau 2.2 Coefficient K de Stephanoff et Kremekova(1960)
Tableau 2.3 Solution pour les fondations sur sols affaissables Selon Antoine et al(1994)
Tableau 2.4 Les avantages et les limites des mesures d'améliorations, Antoine et al(1994).

Chapitre 3 *Essais préliminaires*

- Tableau 3.1 Granulométries par tamisage des sables
Tableau 3.2 Granulométries par tamisage des sols reconstitués
Tableau 3.3 Granulométries par sédimentométrie du sol 1
Tableau 3.4 Granulométries par sédimentométrie du sol 2
Tableau 3.5 Granulométries par sédimentométrie du sol 3
Tableau 3.6 Granulométries par sédimentométrie du sol 4
Tableau 3.7 Granulométries par sédimentométrie du sol 5
Tableau 3.8 Granulométries par sédimentométrie du sol 6
Tableau 3.9 poids spécifiques du Kaolin
Tableau 3.10 poids spécifiques de sable de dunes
Tableau 3.11 poids spécifiques de sable de rivière
Tableau 3.12 poids spécifiques de sable de rivière du sol 1
Tableau 3.13 poids spécifiques de sable de rivière du sol 2
Tableau 3.14 poids spécifiques de sable de rivière du sol 3
Tableau 3.15 poids spécifiques de sable de rivière du sol 4
Tableau 3.16 poids spécifiques de sable de rivière du sol 5
Tableau 3.17 poids spécifiques de sable de rivière du sol 6
Tableau 3.18 Teneurs en eau moyenne du kaolin
Tableau 3.19 Teneurs en eau moyenne du Sol 01
Tableau 3.20 Teneurs en eau moyenne du Sol 02
Tableau 3.21 Teneurs en eau moyenne du Sol 03
Tableau 3.22 Teneurs en eau moyenne du Sol 04
Tableau 3.23 Teneurs en eau moyenne du Sol 05
Tableau 3.24 Teneurs en eau moyenne du Sol 06
Tableau 3.25 Valeurs des limites de liquidités
Tableau 3.26 Valeurs des limites de plasticités
Tableau 3.27 Valeurs des indices de plasticités
Tableau 3.28 Dénomination des sols d'après leur activité
Tableau 3.29 Equivalent de sable (sables de dunes et de rivière)
Tableau 3.30 Densités sèches et teneurs en eau correspondants

Tableau 3.31 Valeurs des optimums de Proctor

Tableau 3.32 Récapitulatif des caractéristiques des matériaux.

Chapitre 4 ***Essais principaux***

Tableau 4.1 Programme des essais

Tableau 4.2 Correspondance entre le nombre de coups et l'énergie de compactage

Tableau 4.3 Valeur de vitesses ultrasoniques moyennes arrondies

Tableau 4.4 Résultats de répétabilité des essais œdométriques

Tableau 4.5 Résultats de répétabilité des essais de pénétration

Tableau 4.6 Résultats de répétabilité des essais de pénétration (E=10, w=10%,12%,14%)

Tableau 4.7 Résultats de répétabilité des essais ultrasonique (w=4%, E=10, 25, 40,60)

Chapitre 5 ***Résultats des essais principaux interprétations***

Tableau5.1 Caractéristiques de consistance des sols

Tableau5.2 variation des potentiels d'affaissement

Tableau5.3 potentiels d'affaissement du sol 1

Tableau5.4 potentiels d'affaissement du sol 2

Tableau5.5 potentiels d'affaissement du sol 3

Tableau5.6 potentiels d'affaissement du sol 4

Tableau5.7 potentiels d'affaissement du sol 5

Tableau5.8 potentiels d'affaissement du sol 6

Tableau 5.9 Résultats des essais de pénétration

Tableau 5.10 les pénétrations en fonction du rapport w_{opt}/w_0

Tableau 5.11 les pénétrations en fonction du rapport w_{opt}/w_0

Tableau 5.12 les pénétrations en fonction du rapport v_d/v_s

Tableau 5.13 les pénétrations en fonction du rapport v_d/v_s

Tableau 5.14 Valeurs des pénétrations limites en (mm) en fonction de v_d (g/cm^3)

Tableau 5.15 Valeurs des Vitesses Ultrasoniques

LISTE DES FIGURES

Chapitre 2 - Synthèse bibliographique-

- Figure 2.1 répartition des zones arides au niveau mondial
Figure 2.2 phénomène de remontée de la nappe avec les traces gypso-salifère.
Figure 2.3 Effondrement de la ville de Cheria en 2009 et les dommages induits
Figure 2.4 Liaison par ménisque d'eau capillaire
Figure 2.5 liaisons par grains de silt
Figure 2.6 liaisons d'argile selon Barden (1973)
Figure 2.7 Relation entre la succion s et l'humidité relative de l'air à 20°C, d'après la loi de Kelvin.
Figure 2.8 Courbe œdométrique d'un sol affaissable Knight (1975)
Figure 2.9 Méthode du double œdomètre, Knight et Jennings (1975)
Figure 2.10 Essais réalisés sur les sols lœssiques de Picardie
Figure 2.11 L'effondrement en fonction de la contrainte Pour différents régions de l'ex-URSS (1979)
Figure 2.12 Evaluation du risque à l'effondrement Selon le critère de Gibbs et Bara (1962)

Chapitre 3 - Essais préliminaires -

- Figure 3.1 Schéma de la particule de kaolinite
Figure 3.2 Photographies au Microscope Electronique à Balayage de la kaolinite (Mitchell, 1976).
Figure 3.3 Le kaolin de Djebel Debagh utilisé dans la reconstitution des sols
Figure 3.4a Courbe granulométrique de sable de dunes
Figure 3.4b Courbe granulométrique de sable de rivière
Figure 3.5a Courbes granulométriques (sol1, 2 et 3)
Figure 3.5b Courbes granulométriques (sol4, 5 et 6)
Figure 3.6 Détermination des limites de liquidité
Figure 3.7 Position des sols testés dans l'abaque Casagrande
Figure 3.8 Essais de l'équivalent de sable
Figure 3.9 Courbes Proctor des différents sols

Chapitre 4 - Essais principaux-

- Figure 4.1 Série d'œdomètres
Figure 4.2 Cellule d'œdomètre
Figure 4.3 Détail d'un œdomètre
Figure 4.4 Dame de compactage
Figure 4.5 Pénétrömètre à cône complet
Figure 4.6 La partie mobile du Pénétrömètre à cône
Figure 4.7 Analyseur ultrasonique type Pundit Plus
Figure 4.8 Courbes de répétabilité des essais œdométriques (Sol 4, $w=8\%$, $E=10$)

Chapitre 5 - Résultats des essais principaux interprétations -

- Figure 5.1 Courbes œdométriques sol 1 ($w=2\%$)
Figure 5.2 Courbes œdométriques sol 1 ($w=4\%$)
Figure 5.3 Courbes œdométriques sol 1 ($w=6\%$)
Figure 5.4 Courbes œdométriques sol 1 ($w=8\%$)

Figure 5.5 Courbes œdométriques sol 2 (w=2%)
 Figure 5.6 Courbes œdométriques sol 2 (w=4%)
 Figure 5.7 Courbes œdométriques sol 2 (w=6%)
 Figure 5.8 Courbes œdométriques sol 2 (w=8%)
 Figure 5.9 Courbes œdométriques sol 3 (w=2%)
 Figure 5.10 Courbes œdométriques sol 3 (w=4%)
 Figure 5.11 Courbes œdométriques sol 3 (w=6%)
 Figure 5.12 Courbes œdométriques sol 3 (w=8%)
 Figure 5.13 Courbes œdométriques sol 4(w=2%)
 Figure 5.14 Courbes œdométriques sol 4(w=4%)
 Figure 5.15 Courbes œdométriques sol 4(w=6%)
 Figure 5.16 Courbes œdométriques sol 4(w=8%)
 Figure 5.17 Courbes œdométriques sol 5(w=2%)
 Figure 5.18 Courbes œdométriques sol 5(w=4%)
 Figure 5.19 Courbes œdométriques sol 5(w=6%)
 Figure 5.20 Courbes œdométriques sol 5(w=8%)
 Figure 5.21 Courbes œdométriques sol 6(w=2%)
 Figure 5.22 Courbes œdométriques sol 6(w=4%)
 Figure 5.23 Courbes œdométriques sol 6(w=6%)
 Figure 5.24 Courbes œdométriques sol 6(w=8%)
 Figure 5.25 Courbes œdométriques sol 1 (E=10coups)
 Figure 5.26 Courbes œdométriques sol 1 (E=25coups)
 Figure 5.27 Courbes œdométriques sol 2 (E=40coups)
 Figure 5.28 Courbes œdométriques sol 2 (E=60coups)
 Figure 5.29 Courbes œdométriques sol 5(E=40coups)
 Figure 5.30 Courbes œdométriques sol 5(E=60coups)
 Figure 5.31 Courbes œdométriques sol 6 (E=60coups)
 Figure 5.32 Potentiels d'affaissement en fonction des teneurs en eau E=10
 Figure 5.33 Potentiels d'affaissement en fonction des teneurs en eau E=25
 Figure 5.34 Potentiels d'affaissement en fonction des teneurs en eau E=40
 Figure 5.35 Potentiels d'affaissement en fonction des teneurs en eau E=60
 Figure 5.36 Potentiels d'affaissement en fonction des teneurs en eau E=10
 Figure 5.37 Potentiels d'affaissement en fonction des teneurs en eau E=25
 Figure 5.38 Potentiels d'affaissement en fonction des teneurs en eau E=40
 Figure 5.39 Potentiels d'affaissement en fonction des teneurs en eau E=60
 Figure 5.40 Potentiels d'affaissement en fonction du nombre de coups w=2%
 Figure 5.41 Potentiels d'affaissement en fonction du nombre de coups w=4%
 Figure 5.42 Potentiels d'affaissement en fonction du nombre de coups w=6%
 Figure 5.43 Potentiels d'affaissement en fonction du nombre de coups w=8%
 Figure 5.44 Potentiels d'affaissement en fonction du nombre de coups w=2%
 Figure 5.45 Potentiels d'affaissement en fonction du nombre de coups w=4%
 Figure 5.46 Potentiels d'affaissement en fonction du nombre de coups w=6%
 Figure 5.47 Potentiels d'affaissement en fonction du nombre de coups w=8%
 Figure 5.48 Potentiel d'Affaissement en fonction de la fraction en kaolin (w=2%)
 Figure 5.49 Potentiel d'Affaissement en fonction de la fraction en kaolin (w=4%)
 Figure 5.50 Potentiel d'Affaissement en fonction de la fraction en kaolin (w=6%)
 Figure 5.51 Potentiel d'Affaissement en fonction de la fraction en kaolin (w=8%)
 Figure 5.52 Variation de la densité sèche en fonction du nombre de coups (sol 1)
 Figure 5.53 Variation de la densité sèche en fonction du nombre de coups (sol 2)
 Figure 5.54 Variation de la densité sèche en fonction du nombre de coups (sol 3)
 Figure 5.55 Variation de la densité sèche en fonction du nombre de coups (sol 4)
 Figure 5.56 Variation de la densité sèche en fonction du nombre de coups (sol 5)
 Figure 5.57 Variation de la densité sèche en fonction du nombre de coups (sol 6)
 Figure 5.58 Variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau (sol1)
 Figure 5.59 Variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau (sol2)

Figure 5.60 Variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau (sol3)
 Figure 5.61 Variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau (sol4)
 Figure 5.62 Variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau (sol5)
 Figure 5.63 Variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau (sol6)
 Figure 5.64 Niveaux des enfoncements du cône Pour différentes énergies de compactage (sol1)
 Figure 5.65 La pénétration en fonction de w_{opt}/w_0 (sol 1)
 Figure 5.66 La pénétration en fonction de w_{opt}/w_0 (sol 2)
 Figure 5.67 La pénétration en fonction de w_{opt}/w_0 (sol 3)
 Figure 5.68 La pénétration en fonction de w_{opt}/w_0 (sol 4)
 Figure 5.69 La pénétration en fonction de w_{opt}/w_0 (sol 5)
 Figure 5.70 La pénétration en fonction de w_{opt}/w_0 (sol 6)
 Figure 5.71 la pénétration en fonction des rapports de densités v_d/v_s (sol 1)
 Figure 5.72 la pénétration en fonction des rapports de densités v_d/v_s (sol 2)
 Figure 5.73 la pénétration en fonction des rapports de densités v_d/v_s (sol 3)
 Figure 5.74 la pénétration en fonction des rapports de densités v_d/v_s (sol 4)
 Figure 5.75 la pénétration en fonction des rapports de densités v_d/v_s (sol 5)
 Figure 5.76 la pénétration en fonction des rapports de densités v_d/v_s (sol 6)
 Figure 5.77 la pénétration limite en fonction de la densité sèche
 Figure 5.78 la pénétration limite en fonction de la densité sèche
 Figure 5.79 Variation de la vitesse ultrasonique en fonction de la teneur en eau (Sol 1)
 Figure 5.80 Variation de la vitesse ultrasonique en fonction de la teneur en eau (Sol 2)
 Figure 5.81 Variation de la vitesse ultrasonique en fonction de la teneur en eau (Sol 3)
 Figure 5.82 Variation de la vitesse ultrasonique en fonction de la teneur en eau (Sol 4)
 Figure 5.83 Variation de la vitesse ultrasonique en fonction de la teneur en eau (Sol 5)
 Figure 5.84 Variation de la vitesse ultrasonique en fonction de la teneur en eau (Sol 6)
 Figure 5.85 Variation de vitesse ultrasonique en fonction du nombre de coups (Sol 1)
 Figure 5.86 Variation de vitesse ultrasonique en fonction du nombre de coups (Sol 2)
 Figure 5.87 Variation de vitesse ultrasonique en fonction du nombre de coups (Sol 3)
 Figure 5.88 Variation de vitesse ultrasonique en fonction du nombre de coups (Sol 4)
 Figure 5.89 Variation de vitesse ultrasonique en fonction du nombre de coups (Sol 5)
 Figure 5.90 Variation de vitesse ultrasonique en fonction du nombre de coups (Sol 6)
 Figure 5.91 Variation du Potentiel d'affaissement en fonction de la vitesse ultrasonique (sol 1)
 Figure 5.92 Variation du Potentiel d'affaissement en fonction de la vitesse ultrasonique (sol 2)
 Figure 5.93 Variation du Potentiel d'affaissement en fonction de la vitesse ultrasonique (sol 3)
 Figure 5.94 Variation du Potentiel d'affaissement en fonction de la vitesse ultrasonique (sol 4)
 Figure 5.95 Variation du Potentiel d'affaissement en fonction de la vitesse ultrasonique (sol 5)
 Figure 5.96 Variation du Potentiel d'affaissement en fonction de la vitesse ultrasonique (sol 6)
 Figure 5.97 Le potentiel d'affaissement en fonction de la vitesse (sol 1)
 Figure 5.98 Le potentiel d'affaissement en fonction de la vitesse (sol 2)
 Figure 5.99 Le potentiel d'affaissement en fonction de la vitesse (sol 3)
 Figure 5.100 Le potentiel d'affaissement en fonction de la vitesse (sol 4)
 Figure 5.101 Le potentiel d'affaissement en fonction de la vitesse (sol 5)
 Figure 5.102 Le potentiel d'affaissement en fonction de la vitesse (sol 6)
 Figure 5.103 Variation de la pénétration limite en fonction de la vitesse
 Figure 5.104 Variation de la pénétration limite en fonction de la vitesse
 Figure 5.105 Variation de la pénétration limite en fonction de la vitesse (sol 1,2et3)
 Figure 5.106 Variation de la pénétration limite en fonction de la vitesse (sol 4,5et6)

Chapitre 1 - Introduction générale

1.1 INTRODUCTION

Les constructions ont gagné des zones de plus en plus difficiles, jadis réputées inconstructibles. Le contact d'une superstructure rigide et d'un sol de qualité médiocre a toujours été un problème majeur de la mécanique des sols. Les sols en apparence les plus sains et les plus normaux peuvent présenter des anomalies cachées qui entraînent des incidents graves. La prévention des risques naturels ou industriels fait partie intégrante des préoccupations des équipes de recherches et des pouvoirs publics en matière d'agencement des sites et d'occupation des sols. La prise en compte de l'aléa naturel tel que les effondrements, les affaissements et les glissements de terrains témoignent de cette inquiétude. Le risque d'affaissement prend une part grandissante dans les projets de construction et d'aménagement du territoire. Les tassements excessifs qui en résultent ont donné une impulsion à l'étude de ce genre de sols.

Les sols affaissables appelés dans la littérature anglo-saxonne « Collapsibles soils » sont définis comme des structures non saturées pouvant avoir une importante déformation potentielle après mouillage avec ou sans chargement. Ces sols sont localisés dans de nombreuses régions du monde, particulièrement quand elles sont arides ou semi-arides. Ils concernent un nombre important de pays notamment ceux situés entre les 30^e et 55^e parallèles de l'hémisphère nord ainsi que des pays d'Amérique du sud.

1.2 L'UTILITE DE LA RECHERCHE

Les cycles de sécheresse prolongée qui se sont produits ces dernières années à plusieurs reprises et dans plusieurs régions du monde modifient les paramètres

régissant le comportement du sol et donnent naissance à de nouvelles zones de sol affaissable. Le progrès des méthodes d'irrigation, l'évolution économique et la modernisation des moyens de transport ont rendu possible l'exploitation de ces régions, qui sont devenues de nos jours très vitales. Ceci nous a incités à l'utilisation de l'eau en grande quantité, ce qui favorise l'environnement idéal d'effondrement de ce type de sols, et par conséquent de nombreux préjudices dans les ouvrages tels que les constructions, les réseaux de transport des eaux et les ponts-aqueducs de pipelines. Pareillement la plupart des gazoducs construits dans le monde sont des ouvrages semi enterrés réalisés dans des régions arides, en compagnie des conditions climatiques et de terrain qui n'ont rien d'exceptionnel. Les techniques de pose employées restent classiques, ce qui rend donc ces ouvrages sujets à des défaillances et des dégradations durant leur exploitation.

Les sols affaissables sont caractérisés par le potentiel d'affaissement ou *collapse potential* noté CP. Une multitude de facteurs contrôle ce paramètre ; en plus de la nature chimique du liquide se trouvant dans les orifices et les pores, le potentiel d'affaissement dépend de :

- ∅ la minéralogie des particules qui constituent le squelette,
- ∅ la granulométrie du sol,
- ∅ l'état du sol (porosité, degré de saturation),
- ∅ la nature des agents de cimentation,
- ∅ la nature chimique du liquide se trouvant dans les pores,
- ∅ la pression de l'eau et du gaz,
- ∅ le débit d'inondation,
- ∅ la contrainte due à la pesanteur et aux charges extérieures.

De nombreux travaux expérimentaux et théoriques ont été consacrés à la description du comportement et du phénomène d'affaissement des sols effondrables. La littérature a révélé que la masse essentielle des recherches a été consacrée à la prédiction d'effondrabilité et aux méthodes d'identification. Ajouté à cela, l'apport considérable des études paramétriques accomplies sur les grandeurs gouvernant le collapse ; ceci permet de proposer des relations entre ces paramètres et le potentiel d'affaissement. Également, d'autres contributions basées sur le traitement chimique et la densification par compactage dynamique, ont été développées, ce qui apporte un

plus à propos de la compréhension de ce fait, en essayant d'en expliquer les mécanismes, d'élaborer des théories et d'en déduire des méthodes et des dispositions.

Notons aussi, les approches d'interprétation des mécanismes de l'effondrement des structures macroporeuses, qui sont souvent basées sur le suivi expérimental de l'affaissement local dû à l'infiltration d'eau, de l'érosion interne et de la migration des particules fines. Ces approches mettent en évidence que la présence de la succion rigidifie le sol, augmente sa pression de surconsolidation et sa résistance. Parmi les concepts qui ont été proposés pour décrire le comportement des sols à effondrement brusque, le concept de contraintes effectives est critiqué, car il ne permet pas de reproduire certains phénomènes tels que l'effondrement en cours de saturation. La plupart des autres attentions s'accordent sur les points suivants:

- ∉ L'effondrement peut être excessif, si la teneur en eau initiale est faible, ce qui justifie l'influence marquée de ce paramètre sur l'effondrement des sols.
- ∉ Un sol est susceptible d'effondrement si au moins l'un des critères suivants est vérifié : l'indice de liquidité, $I_L > 0$ ou l'indice de consistance, $I_C > 1$.
- ∉ Les sols ne sont plus susceptibles d'affaissement si le degré de saturation $S_r = 50\%$ à 60% , ou si l'indice de densité I_D est $>$ à 65% .

1.3 L'OBJECTIF DE LA RECHERCHE

Quoiqu'on dispose maintenant d'une grande gamme d'équipements ultrasoniques et de la vaste utilisation de ce procédé dans les divers domaines, la littérature révèle que, mis à part la géotechnique marine et quelques applications, peu d'attention a été accordée à cette technique dans la mécanique des sols. La présente recherche est une contribution expérimentale à l'identification des sols affaissables. Elle s'inscrit dans le cadre des thèmes de recherches du laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée de Batna et du laboratoire des Mines et de génie civil de Tébessa.

En plus d'une série d'essais œdométriques, à différentes teneurs en eau et énergies de compactage, nécessaires pour la détermination des potentiels d'affaissement, deux autres séries d'essais sont proposées ; l'une utilise le pénétromètre à cône, la seconde utilise, pour la première fois, l'analyseur ultrasonique, dans la perspective de proposer une méthode de prédiction des sols affaissables en utilisant ce dispositif. Une particulière réflexion est faite concernant l'influence des paramètres retenus dans cette étude sur le comportement des sols testés.

1.4 PLAN DE LA THESE

Le travail de thèse est présenté en six chapitres.

Le premier chapitre : Introduction générale (*problématique, nécessité, objectif de la recherche et plan de la thèse*), est consacré à la définition du thème, on évoque le risque de construire sur des sols à effondrement brusque et l'apport pertinent des études théoriques et des travaux expérimentaux à la résolution de ce problème. Comme tout travail de recherche, on doit mentionner la nécessité et le but visé par l'étude. Ce chapitre s'achève par le développement des axes principaux de la thèse.

Le deuxième chapitre : Synthèse bibliographique, concerne la masse des travaux réalisés sur les sols affaissables et le comportement des sols non saturés. C'est une étude critique touchant les sols affaissables, (*définitions, les différents types, leurs formations, les principales contraintes affectant les sols des zones arides, les mécanismes du «collapse», les méthodes d'amélioration et de traitement, les différentes méthodes de prédiction, les paramètres influant sur l'affaissement, ainsi que des exemples de construction sur ces sols*). La notion de la succion et son effet sur la compressibilité, les différentes techniques utilisées, mesure et contrôle, sont aussi contemplées.

Le troisième chapitre : Essais préliminaires et résultats, matériaux, matériels, essais et résultats (*présentation des caractéristiques des matériaux et des sols testés, matériels utilisés, les différents modes opératoires, et le programme des essais préliminaires*). Cette partie est décisive et nécessaire pour la suite de la partie expérimentale et les essais principaux.

Le quatrième chapitre: Essais principaux (*essais œdométriques, essais au pénétromètre à cône et essais ultrasoniques*). Présentation de l'appareillage concernant les essais principaux avec les différentes manipulations. Nous mettons en évidence l'estimation de l'incertitude des résultats et le rôle de certaines grandeurs sur le comportement des sols étudiés.

Le cinquième chapitre : résultats des essais principaux avec leurs interprétations. (*L'importance des paramètres retenus sur le comportement des sols et leurs influences sur les résultats de compressibilités, pénétrométriques et ultrasoniques*). la mise en évidence de l'affaissement, l'interprétation de chaque série d'essais et la proposition d'une nouvelle méthode de prédiction des sols affaissables.

Le sixième chapitre : conclusions, recommandations et perspectives. (*C'est l'épilogue et les suggestions de développement ultérieurs*). Des conclusions générales relatives aux résultats acquis sont finalement présentées. Comme toute recherche, ce travail reste extensible et peut être enrichi, pour cela et dans le but de mieux comprendre le phénomène collapse des perspectives de travaux dans divers axes expérimentaux sont proposées.

Chapitre 2 - Synthèse bibliographique

2.1 DEFINITION DU PROBLEME

Le développement de la géotechnique s'est limité principalement et a concerné les sols saturés en raison de difficultés à la fois expérimentales et d'interprétation des mesures. Cependant, il est indispensable de prendre en considération le comportement des sols non saturés et ce, surtout dans les pays à climat désertique ou sec où l'on est en permanence confronté à ce type de sol pour la plupart des ouvrages.

Dans les pays à climat subdésertique et sahélien, la répartition spatio-temporelle des précipitations annuelles est très irrégulière. La saison sèche, qui ne comporte en général aucune averse, dure parfois près de dix mois. Les crues décennales sont faibles et presque la totalité des pluies qui ne ruissellent pas sont éliminées par évapotranspiration directe ou différée. La nappe aux endroits où elle était près de la surface il y a une trentaine d'années est située actuellement à une profondeur supérieure à dix mètres. Ainsi, le désert avance.

La plupart des sols des régions arides et semi arides sont des sols affaissables, métastables, de natures non saturées, à structure ouverte lâche, se trouvant sous forme de dépôts. A l'état sec, une cimentation naturelle entre les grains leur confère une importante liaison intergranulaire et peuvent supporter des charges très éminentes. Cependant, la saturation, même sans chargement complémentaire, incite la désintégration des liaisons donnant une structure plus dense suivie d'un effondrement soudain des particules du sol. À cause des potentiels d'affaissement important et des conséquences pénibles qui peuvent se produire dans les constructions, ce type de sol est considéré instable comme assise de fondations.

Se présentant sous plusieurs formes et en fonction de plusieurs paramètres, les affaissements de sol sont répartis pratiquement sur l'ensemble du globe, essentiellement dans les pays à climat sec ou même tropical. Un effondrement

brusque du sol peut être la cause d'autres mouvements de terrain comme l'éboulement, le fauchage, le glissement plan ou rotationnel, la coulée de débris ou boueuse. Le géotechnicien est donc en permanence confronté à ce type de terrains et au risque d'exposition aux aléas naturels, surtout avec l'aménagement croissant des territoires (infrastructures routières, urbanisation, réseaux de transport d'énergie, exploitation du sol, etc.).

De nombreux problèmes concernent le couplage entre le transfert d'eau dans le sol et le comportement mécanique, en particulier dans les zones non saturées. La conduite des sols dans ces zones reste un des sujets importants de la mécanique des sols, qui présente encore de nombreux aspects inconnus et inexplorés. Dans ce chapitre, en tenant compte des développements récents dans les approches théoriques et dans les procédures d'essais, nous tenterons de dégager certains aspects du comportement des sols affaissables et les effets de la succion sur la stabilité générale des sols. Des études théoriques et des essais de laboratoire particuliers ont été utilisés pour quantifier cet aspect.

2.2 PRINCIPALES CONTRAINTES AFFECTANT LES SOLS DES ZONES ARIDES

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

- ∉ Le domaine hyperaride ($p < 100$ mm)
- ∉ Le domaine aride ($100 < p < 300-400$ mm)
- ∉ Le domaine semi-aride ($300-400 < p < 600$ mm).

Ces trois domaines occupent environ 1/3 de la surface terrestre figure 2.1., soit 46 millions de km² englobant 55% de l'Afrique et plus de 2/3 de l'Australie, qui doivent nourrir près de 1 milliards d'habitants, Thomas, (2003).

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

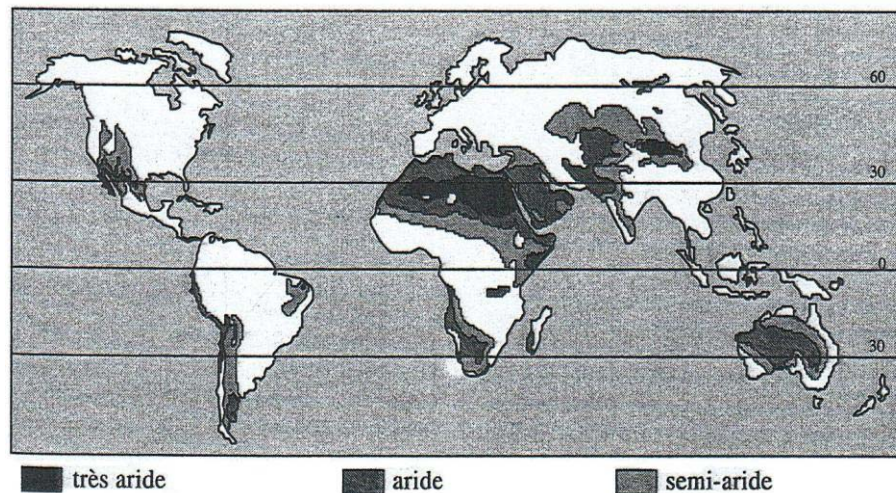


Figure 2.1 répartition des zones arides au niveau mondial

Les principaux phénomènes de dégradation enregistrés dans les régions arides sont :

2.2.1 L'érosion éolienne

Il s'agit là d'un des phénomènes de dégradation physique les plus typiques des régions arides bien que l'on puisse le trouver sous d'autres zones climatiques lorsque les conditions sont favorables (sol sableux). Le phénomène d'érosion va se traduire d'une part, par des phénomènes d'arrachement, d'autre part, par des dépôts. Les effets de la déflation sont différents selon la vitesse et l'énergie du vent, mais aussi selon la taille des particules du sol.

Ainsi, souvent les particules sableuses grossières (500 à 1000 μm) vont ramper sur le sol (creeping) ; les particules de 100 à 200 μm vont sauter (saltation) et cela sera souvent l'effet majoritaire ; enfin, les particules les plus fines (2 à 100 μm) vont être entraînées en altitude et seront déplacées souvent sur de très grandes distances (parfois des milliers de km). L'érosion éolienne entraîne un appauvrissement du fait d'une perte en sol considérable dans les régions arides de départ et au contraire un apport de sol et une source de fertilité dans les zones d'arrivée.

2.2.2 L'érosion pluviale

Des averses intenses tombant sur des sols secs peuvent, indépendamment de la pente, provoquer la formation d'une croûte de battance, la fermeture de la porosité de la surface du sol et une érosion importante Casenove et al, (1992).

2.2.3 La salinisation des sols

Ce phénomène de dégradation des sols peut être présent à la fois par ses trois composantes : chimique, physique et biologique, et peut même conduire à la désertification, Adopo(2009). On peut distinguer une salinisation naturelle, que l'on peut dénommer primaire, et une salinisation anthropique, généralement liée à l'irrigation, que l'on appellera secondaire.

- ∄ La salinisation primaire apparaît liée à une source naturelle précise de sels qui peut être la mer ou l'océan, mais aussi des roches salines (exemple du trias) et quelquefois l'altération des roches et le volcanisme.
- ∄ La salinisation secondaire est liée à l'action anthropique et principalement à l'irrigation. Évidemment, la pratique de l'irrigation s'est d'abord développée dans les régions arides et semi-arides.

Dans les deux cas évoqués ci-dessus, à l'état sec les minéraux de sel incitent de fortes liaisons entre les particules du sol. Cependant la saturation brise ces liaisons, donnant un nouveau réarrangement des grains.

L'intensité de la salinisation est en rapport avec la qualité des eaux utilisées, en particulier dans les horizons de surface, (irrigations, gâchages, etc..), qui constituent un facteur de dégradation des sols, et qui se traduit par une chute de cohésion. Notons les cas de remontées des nappes et de salinité des sols et sous sols enregistrés dans le Sud Est algérien. A l'Oued et dans la plaine d'Eloutaya - Biskra, le problème posé par les exploitants n'est pas lié à la disponibilité des eaux souterraines mais plutôt à la qualité. L'étude de ces eaux montre une minéralisation assez élevée et fait apparaître l'importance du faciès gypso-salifère Brinis et al (2010). En ce sens, des dépenses énormes sont lancées en vue de rabattre les nappes et traiter les eaux salées. Aussi des études géologiques entamées dans la région d'Ouargla indiquent que l'évolution de la salinité des eaux des nappes de la région de M'ya et de sebkha de Bamendil, figure2.2, est due essentiellement à la dissolution des minéraux gypseux présents dans la formation géologique qui forment le paysage de la région, Saighi et al(2010) et Zeddouri et al(2010).

Le même phénomène est constaté à Gafsa dans le sud tunisien L'analyse physico chimique de l'extrait des sols affirme la forte salinité des échantillons prélevés. Le taux des insolubles dépasse 80%, le gypse représente plus de 12% alors que le calcaire est négligeable (2%).



Figure 2.2 phénomène de remontée de la nappe avec les traces gypso-salifère.

2.3 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 :

2.3.1 Les Lœss

Le lœss, habituellement de couleur jaunâtre ou brun, est un sol sédimentaire détritique meuble formé par l'accumulation de limons issus de l'érosion éolienne (déflation) est formé principalement de silice (quartz détritique) et de carbonate de calcium (CaCO_3). Il se caractérise par un très bon tri granulométrique dû à son origine éolienne, avec essentiellement des grains compris entre 10 et 50 μm . Ainsi au niveau granulométrique le lœss est un limon. Il contient, en proportion moindre, des sables et des argiles (ces dernières pouvant être agglomérées et former des grains de limon fin). Il est homogène, sans stratifications mais avec une très forte porosité

résultant d'une cimentation carbonatée des grains. Il résulte, au cours du Pléistocène, de l'accumulation, sous climat froid et sec, de limons transportés par le vent depuis des zones sources (alluvions, dépôts fluvio-glaciaires, sédiments côtiers et estuariens, zones arides) soumises à une déflation éolienne. Une dérive granulométrique vers les sables (lœss « sableux ») peut être due à la proximité de la zone source lœss et donc à un tri éolien moins poussé Antoine et al, (2009).

2.3.2 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 lœss pour les plus fins au sable de dunes, de plages et des dépôts de poussières volcaniques pour les plus gros. La structure naturelle de ces sols peut être constituée par des liaisons cimentées d'argile telle que les sols lœssiques. Ces dépôts sont caractéristiques des zones arides où le niveau de la nappe est à une grande profondeur de la surface du sol. Au-delà de la saturation, les liaisons cimentées d'argile 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 précipitations, les dépôts fins éoliens ne sont pas modifiés ou le sont partiellement.

2.3.3 Les dépôts alluviaux

Les particules fines ont une importance considérable dans le comportement de ces sols. Ce sont essentiellement des sédiments lâches, déposés par des inondations brusques ou des écoulements de flots de boues, dérivés à partir de petits cours d'eau dus à des courtes chutes de pluies espacées dans le temps. Par la suite, ces dépôts sèchent et deviennent de nouveau saturés, jusqu'à l'arrivée de nouveaux flots. Ces derniers contiennent des matériaux argileux faiblement consolidés. La quantité d'argile dans un flot a une influence importante sur le comportement de ces sols.

2.3.4 Les sols résiduels

Allant de quelques centimètres à plusieurs mètres en fonction du climat et de la physionomie de la région, les sols résiduels sont causés par l'érosion due à la

désintégration et l'altération de la roche-mère. Souvent, les sols résiduels se présentent sous forme de couches de différentes épaisseurs stratifiées. Les grandeurs des particules de ces sols varient du large fragment, gravillon, sable, silt, aux colloïdes et sont parfois composés de matières organiques. La structure affaissable des grains est le résultat d'une solution, d'un soluble et de matière colloïdale ; cette structuration donne un indice des vides plus au moins élevés et d'un arrangement instable.

2.3.5 Les sols compactés dans le versant sec de Proctor

Il y a aussi des gammes de sols reconstitués artificiellement, comme les remblais faiblement compactés ou compactés dans le versant sec de Proctor, surtout dans le versant sec de la courbe de compactage. Ce type de sol est largement utilisé dans la construction des ouvrages en terre. La réalisation de grands travaux, comme les remblais routiers, requiert des volumes importants de matériaux (en moyenne $100000 \text{ m}^3/\text{km}$ dans le cas d'autoroutes). De ce fait, il est souvent nécessaire, pour réaliser un ouvrage d'une certaine ampleur, d'utiliser des matériaux d'origines différentes, présentant des caractéristiques mécaniques et des comportements différents. Les remblais en sols argileux sont fréquemment le siège de déformations verticales et horizontales, se traduisant par des affaissements plus ou moins localisés et par des fissures souvent longitudinales. Ces déformations, dans les régions arides et semi-arides, sont liées essentiellement au changement climatique: séchage pendant la saison sèche et humidification pendant la saison humide. Ces désordres sont généralement mineurs, mais ils nécessitent un entretien fréquent. Dans certains cas, ils peuvent prendre une ampleur inacceptable avec un risque pour l'utilisateur. L'évolution de la fissuration peut conduire à l'affaissement et à la rupture du remblai ou du moins à la formation d'un décrochement sur la voie.

Il existe d'autres types de sols qui exhibent le collapse lorsqu'ils sont inondés tels que; les sols dérivés du tuf volcanique, les argiles montmorillonites riches en sodium, les sols à forte teneur en gypse, les sables lâches cimentés par des sels solubles, les argiles dispersées et les résidus miniers et de carrière.

2.4 LES DÉNOMINATIONS DES SOLS AFFAISSABLES

Parmi les nominations des sols affaissables on note:

- Sols affaissables.

- Sols effondrables.
- Sols collapsibles.
- Sols a macroporeux.
- Sols lœssiques.
- Sols sensibles au mouillage.
- Sols à rupture brusque.
- Sols métastables.
- Sols autotassants.
- Sols partiellement saturés.
- Sols évolutifs.
- Arènes argileuses.
- argiles limoneuses.

2.5 REPARTITION DES SOLS AFFAISSABLES A TRAVERS LE MONDE

Les sols affaissables macroporeux particulièrement les lœss couvrent près de 13 millions de kilomètres 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.

Les recherches effectuées sur les argiles macroporeuses d'Algérie par L. Drukhin et Al Abelev (1979), ont montré que dans ces sols, les macrospores se sont formées par suite de l'évaporation de l'eau des couches supérieures des sols argileux et de l'élimination des bulles d'air. C'est précisément ainsi que ces auteurs expliquent l'existence de petits canaux de formes et de dimensions variées dans les argiles limoneuses d'Algérie. Afin de confirmer cette hypothèse, ils ont testé des éprouvettes d'argile limoneuse de structure remaniée. Ces éprouvettes furent humidifiées par

saturation capillaire, puis on les fait sécher. Au bout de dix cycles de séchage successifs, de petits canaux se forment dans ces argiles.

Il est important de noter que l'affaissement de Cheria en 2009 à l'Est Algérien constitue un bon exemple, où un grand effondrement a été enregistré, dans lequel des dizaines de constructions se sont enfoncées de plus de deux mètres et demi dans le sol, figure 2.3. En attendant d'accomplir les mesures de l'expertise technique, le constat préliminaire impute cette catastrophe à un mouvement dans les nappes phréatiques.



Figure 2.3 Effondrement de la ville de Cheria en 2009 et les dommages induits

Aussi une étude géotechnique faite par (LNHC Batna, 2000) dans le cadre de la réalisation d'une station de gaz naturel à Hassi Messaoud montre que le site est composé de deux couches de nature affaissable, la solution adoptée est la substitution de la première couche et de prendre des mesures pour éviter l'infiltration des eaux à la seconde couche. Par ailleurs, les dégradations qu'ont subies plusieurs bâtiments d'habitation à Biskra sont dues aux infiltrations des eaux (CTC Biskra, 2002).

En Europe occidentale et, notamment, en France, le loess recouvre le nord du pays d'une couche de quelques mètres d'épaisseur au maximum; il est formé de particules d'argiles, de silice et de calcaire. Il provient de la déflation des matériaux glaciaires quaternaires. Le calcaire est dissous en surface par les eaux d'infiltration: le loess est décalcifié et prend le nom de lehm. Une zone particulièrement affectée est la zone de Picardie située entre Paris et Lille. De même les dépôts situés dans des régions sèches, initialement des régions de climat humide, ont depuis longtemps

perdu toute particularité et sont inclus dans la catégorie des sols fins, avec une forte proportion de particules limoneuses. Ces dépôts ont conservé des structures macroporeuses qui peuvent s'affaisser lorsque de l'eau s'infiltre dans le sol, provoquant des tassements brusques de la surface du sol, dont l'amplitude peut atteindre, dans certains cas, 15% de l'épaisseur de la couche de lœss.

Des propriétés semblables sont enregistrées dans beaucoup de pays d'Europe de l'Est et Centrale. En Russie les sols affaissables de type lœssique ont été étudiés par de nombreux chercheurs. Cela a permis d'élaborer en 1932 la première carte de localisation des sols affaissables dans la partie européenne du territoire russe. Les résultats des études des sites de construction sur sols lœssiques ont servi de base pour l'établissement de cette carte. A.Silvan, a montré que les particules argileuses des sols romains jouent un rôle important dans la formation des structures macroporeuses lâches. Après séchage des ciments argileux qui réunissaient les particules limoneuses, des structures lâches étaient apparues dans les sols et l'on ne pouvait les briser à l'œdomètre que pour des pressions supérieures à 50 kPa, à condition de les humidifier simultanément. Ainsi, dans les sols argileux, la structure macroporeuse se forme tant lors de la genèse du sol en climat sec, que lors de sa diagénèse. Pareillement, notons l'existence de fortes épaisseurs de sols lœssiques en Hongrie, en Bulgarie et en Pologne.

Les résultats d'une enquête réalisée par Al Amoudi (1995), visant à évaluer les caractéristiques des sols de sebkha de l'Arabie saoudite indiquent que ces sols possèdent une très bonne résistance à l'état sec, mais sont sensibles à l'effondrement lors de l'exposition à l'eau. En outre, il existe une forte corrélation entre la résistance au cisaillement et la structure du sol cimenté.

Aux États unis, les couches de lœss les plus importantes, qui se caractérisent par l'existence d'une structure macroporeuse, se trouvent dans les états de l'Illinois, du Kansas, de l'Iowa, du Wisconsin, du Minnesota et dans les bassins du Mississippi.

En Amérique du sud, les sols affaissables sont principalement répartis en Argentine, Brésil et en Uruguay.

En plus des sols salins, les sols effondrables de Chine se caractérisent par le fait qu'ils sont affaissables jusqu'à des profondeurs de 35 à 40 m, bien que dans

certaines régions l'épaisseur des lœss dépasse les 200 m. La littérature révèle qu'un bâtiment à trois étages à Xining, Qinghai, a été détruit au-delà de réparation à cause d'affaissement, Qian et al, (1988). Ce problème se produit parce que le lœss sous les fondations subit un affaissement structural quand il est inondé.

2.6 LES SOURCES D'INONDATIONS

De façon classique, l'analyse d'un risque consiste à faire une synthèse entre l'aléa (le phénomène générateur du risque) et la vulnérabilité (les inconvénients potentiels). L'eau joue un rôle majeur dans le comportement des sols non saturés. Sa cohabitation avec l'air dans les pores prend des formes variées, selon que l'eau domine et l'air ne peut se déplacer librement, ou au contraire, que l'air occupe l'essentiel des pores et l'eau est bloquée aux contacts des particules, ou encore, que l'eau et l'air peuvent se déplacer tous les deux, (Delage et al. 2000).

Malgré les efforts déployés pour contrôler les inondations : la réalisation des canaux qui servent à contenir ou détourner les cours d'eau; le reboisement, la levée du bord des rivières et des lacs, la construction de digues et de barrages, les crues rapides restent les principales causes de mouillage des sols affaissables. Une intense et subite inondation peut survenir n'importe quand et n'importe où. De plus, les aménagements, l'urbanisation anarchique des plaines (zones d'activités, réseaux d'infrastructures et voiries) modifient les conditions d'écoulement des eaux (imperméabilisation et ruissellement) et les champs d'expansion des crues. Ce qui multiplie les surfaces étanches et accentue ainsi le risque d'inondation.

Parmi les sources de mouillage qui peuvent inciter l'affaissement des sols on note:

- ∉ Les dégradations et les fuites dans les conduites d'eau et des carburants favorisent le mouillage superficiel et local du sol. D'habitude les déperditions des liquides n'infiltrant pas à une grande profondeur du sol. S'il n'y a pas de remontée de la nappe phréatique, les tassements se produisent principalement dans les couches supérieures du sol, au-dessus de la zone mouillée.
- ∉ Le débordement d'un cours d'eau sorti de son lit habituel ou la rupture d'une digue de protection, peuvent provoquer des violentes inondations des plaines suivies par des remontées de nappes

phréatiques sous l'influence des sources d'eau extérieure à la zone du sol affaissable. Le tassement dans ce cas est uniforme et progressif.

- ∄ La circulation de l'eau en milieu non saturé par gravité est également possible à travers les réseaux constitués par les macropores : les racines, les milieux fissurés et fracturés. Ces derniers constituent des zones d'écoulements préférentiels, l'effondrement est donc en fonction du débit d'inondation.
- ∄ Le ruissellement pluvial rapide, qui se manifeste soit en zone urbaine fortement imperméabilisée, soit en milieu rural avec érosions superficielles provoque la réactivation des talwegs habituellement à sec.
- ∄ Le système d'irrigation ou les affluents industriels peuvent causer un intense et profond mouillage. Si le débit d'eau est assez important, le niveau de la nappe phréatique peut alors remonter et toute la zone du sol se trouve saturée dans un temps relativement court. Dans ce cas, le tassement peut être extrêmement accidentel et dangereux, englobant toute l'épaisseur de la couche du sol, soit sous l'effet de son poids propre ou les surcharges des constructions existantes.
- ∄ Un affaiblissement de la cohésion interne du sol et des tassements lents peuvent se produire s'il y a un accroissement graduel et lent de la teneur en eau, résultant de la condensation de la vapeur d'eau et l'accumulation de l'humidité, (le cas des terrains couverts de béton ou d'asphalte).

2.7 MECANISMES DE L'AFFAISSEMENT DES SOLS

La granulométrie des sols affaissables est caractérisée par une forte proportion de particules limoneuses. Ce paramètre représente un signe extérieur de reconnaissance de ce type de sols. Les recherches réalisées ces dernières années permettent d'établir des relations quantitatives entre les teneurs en particules limoneuses fines et les caractéristiques de perméabilité de ces sols. Par exemple lors de la mesure du poids volumique des grains des sols effondrables, il faut tenir en compte du fait qu'ils comportent souvent des sols aisément solubles, ainsi que des matières organiques; c'est pratiquement le même cas que les sols salins.

Comme c'est mentionné, la structure d'un sol à effondrement brusque ressemble à l'arrangement de nid d'abeille, et que les grains sont liés entre eux par des forces dues à une matière liante. Le mouillage affaiblit ces liaisons en donnant un nouveau réarrangement plus dense des particules.

Selon Barden et al (1973), l'affaissement d'un sol obéit aux conditions préalables suivantes :

- 1- La structure du sol doit être partiellement saturée ou non saturée et potentiellement instable.
- 2- L'existence au niveau du sol d'une contrainte assez élevée, favorise les conditions du collapse.
- 3- L'existence de forces de liaison ou de cimentation suffisent pour stabiliser les contacts inter-granulaires du sol, mais elles disparaissent par mouillage, produisant ainsi l'effondrement.

Les forces de liaisons stabilisatrices (résistance temporaire), dépendent de l'angle de frottement interne, de la cohésion et de la contrainte effective. Elles garantissent une bonne résistance au cisaillement du sol surtout à la teneur en eau naturelle. En effet, quand le sol est séché en dessous de sa limite de retrait, l'eau reste partiellement en contact avec les grains dans les espaces étroits en reliant les particules entre elles par une force due à l'interface air-eau, ce qui place l'eau sous tension capillaire, figure2.4.

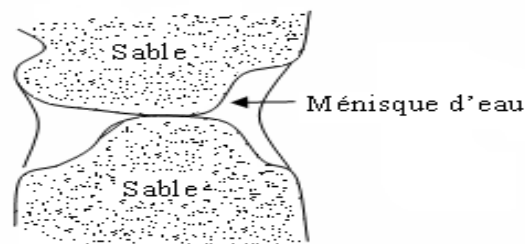


Figure2.4 Liaison par ménisque d'eau capillaire

L'excès de la pression interstitielle de l'eau dans l'expression usuelle $\sigma' = \sigma - u$ devient négative et la contrainte effective sera plus grande que la contrainte totale appliquée. Les autres paramètres dans la résistance du sol, l'angle de frottement

interne et les agents de cimentation dépendent surtout des matériaux qui le constituent, de leurs liaisons dans la composition de la structure et de son mode de formation. La littérature dévoile que la suffusion ainsi que la destruction des liaisons dans les cas cités ci-après peut conduire à l'effondrement :

2.7.1 Cas de suffusion

Le phénomène de suffusion (migration des particules fines) se traduit par une redistribution diffuse des particules dans le sol. La granulométrie globale du sol ne change pas, par contre la perméabilité évolue. Ce phénomène s'accroît avec l'augmentation du gradient hydraulique (Lafleur, 1999). L'écoulement de l'eau à travers les grains crée des forces hydrodynamiques accrues par des gradients hydrauliques élevés, qui entraînent les particules fines d'un sol d'un horizon à un autre dans le sens de l'écoulement, en laissant des vides dans la structure granulaire : ceci donnerait au bout de plusieurs cycles un sol dépourvu de fines particules ou presque, riche en macropores jusqu'à un seuil au-delà duquel la résistance est quasiment nulle.

2.7.2 Cas de liaison

2.7.2.1 Sable avec des liaisons en silt

Un sol métastable peut être formé par du sable et silt fin, figure 2.5. Dans ce cas la résistance transitoire est due à la tension capillaire appliquée autour des contacts sable-silt ou silt-silt. Si la teneur en eau passe en dessous de la limite de retrait, l'eau restante se retire à l'intérieur des espaces étroits à proximité des jonctions des grains et l'interface air-eau, ce qui met l'eau sous pression capillaire. Ainsi, la contrainte effective devient négative à cause de l'excès de la pression interstitielle avec une augmentation de la résistance apparente du sol. Cependant, l'addition de l'eau réduit énormément cet effet. Ceci provoque une grande diminution du volume.

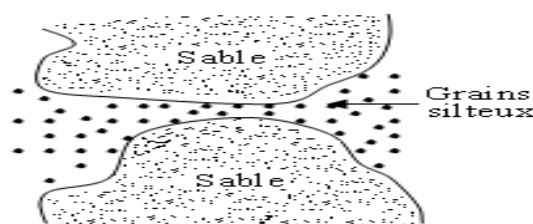


Figure 2.5 liaisons par grains de silt

2.7.2.2 Sable avec des liaisons d'argile

Divers cas d'arrangement des particules sont envisageables dans le cas des liaisons en argile. La dissolution du feldspath dans le sol, favorise l'arrangement parallèle. Une résistance remarquable est constatée à l'état sec, cependant la saturation incite la séparation des particules d'où l'affaissement. Lorsque le mouillage n'est pas assez important, il est possible que l'effet de séparation des particules soit faible et qu'un arrangement floculant arc-bouté se crée autour des grains, après l'évaporation de l'eau une résistance appréciable se manifeste, quelque cas de liaison d'argile sont illustré dans la figure 2.6.

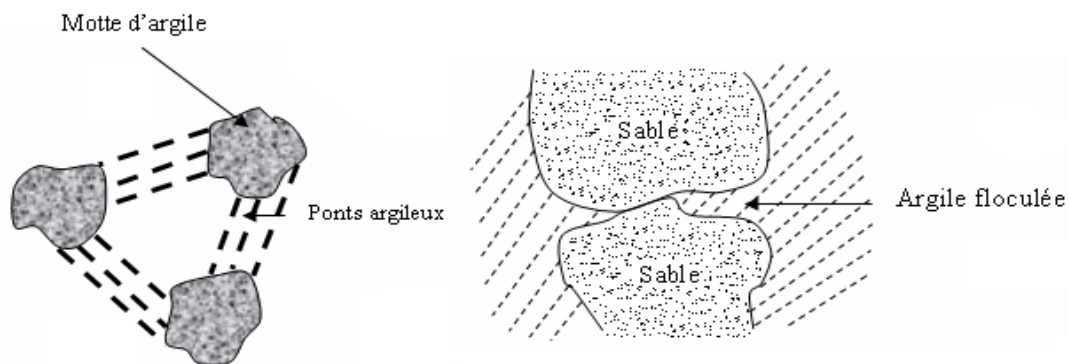


Figure 2.6 liaisons d'argile selon Barden (1973)

2.7.2.3 Liaisons chimiques

La structure métastable est parfois composée de particules de quartz séparées par des couches d'argile et de particules de carbonate. Aussi des agents de cimentation telle que l'oxyde de fer et le carbonate de calcium ont un effet du joint de contact entre les grains, ils fournissent une résistance notable aux sols. Cette action de la cimentation a été souvent observée dans les loëss.

D'une manière générale, sous un certain état de contraintes, quelle que soit la nature de la liaison, l'ajout d'eau affaiblit dans des proportions considérables la résistance des sols effondrables. L'affaissement est soudain dans le cas où les grains sont liés par des tensions capillaires, moins brusque pour des liaisons chimiques par

cimentation et plus ralenti dans le cas des liaisons d'argile à cause de la faible perméabilité.

2.7.3 Le phénomène de succion dans les sols affaissables

La succion est une mesure de l'attraction entre le sol et l'eau, plus le sol est sec plus la succion est grande. Elle a été définie comme une énergie potentielle comparable à la charge hydraulique dans les sols saturés (Delage et Cui, 2000). Pour amener, à altitude constante, de l'eau libre de l'infini jusqu'au sol non saturé, il faut fournir une énergie pour résister à l'attraction exercée. Ce potentiel « est égal à la quantité de travail par unité de volume d'eau pure nécessaire pour transporter de façon réversible, isotherme, à altitude constante et à la pression atmosphérique, une quantité infinitésimale d'eau depuis un état d'eau pur loin du sol, à celui d'eau interstitielle dans le sol non saturé ». Cui Y.J et al (2008).

La succion totale peut être exprimée en fonction de la pression partielle de la vapeur d'eau. La relation thermodynamique correspondante est donnée par la loi de Kelvin :

$$s = \frac{RT}{g\omega_v} \ln h_r$$

Avec :

s : la succion totale,

h_r : l'humidité relative,

R : la constante des gaz parfaits ($R = 8,3143 \text{ J mol}^{-1} \text{ K}^{-1}$),

g : l'accélération due à la pesanteur,

ω_v désigne la masse molaire de l'eau ($\omega_v = 18,016 \text{ g. mol}^{-1}$),

T : la température absolue (degrés Kelvin, K).

La succion représente l'énergie libre dans un sol lœssique sans contrainte extérieure lorsque l'humidité relative de l'air est inférieure à 100%. Si l'humidité relative de l'air atteint 100%, la succion s'annule, figure 2.7. En pratique, pour une grande catégorie de sols fins, la succion maximale atteinte à 20 °C de température ne dépasse pas 1 GPa.

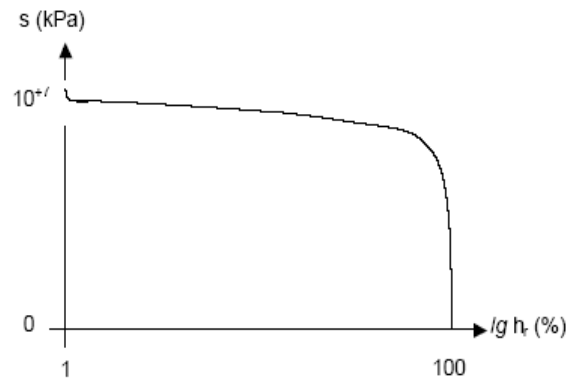


Figure 2.7 Relation entre la succion s et l'humidité relative de l'air à 20°C, d'après la loi de Kelvin.

On distingue deux composantes dans la succion totale s : la succion matricielle s_m et la succion osmotique s_ϕ .

$$s = s_m + s_\phi$$

La succion matricielle ou la pression capillaire est la différence entre les pressions de l'air et de l'eau :

$$s_m = P_a - P_w$$

Où P_a désigne la pression de l'air et P_w désigne la pression de l'eau.

La succion osmotique ou pression osmotique est la capacité de rétention d'eau par les sels présents sous forme dissoute dans l'eau interstitielle. Elle existe lorsque l'eau est une solution saline. Si la concentration de sel est faible, cette composante peut être négligée et la succion totale se réduit à la succion matricielle. La succion osmotique est donnée par :

$$s_\phi = \frac{\psi_w RT}{w_v} \ln X_w$$

Avec :

R : la constante des gaz parfaits ($R = 8,3143 \text{ J mol}^{-1} \text{ K}^{-1}$),

T : la température absolue (K),

ρ_w : la masse volumique de l'eau (kg/m^3),

ω_v : la masse molaire de la vapeur d'eau ($18,016 \text{ kg/kmol}$),

X_w : la fraction molaire d'eau dans la solution.

La variation de la teneur en eau dans un sol affaissable peut être provoquée par une augmentation de la succion en séchage ou par une diminution de la succion en remouillage. La succion du sol est reliée à la quantité d'eau qui y est présente à cause des interactions de type capillaire ou d'adsorption entre l'eau et les particules du sol.

2.8 PARAMÈTRES INFLUANT L'EFFONDREMENT

L'effondrement brusque d'un sol dépend d'une part, de la nature minéralogique des particules qui constituent le squelette du sol, et d'autre part, de l'état du sol (porosité, degré de saturation, pressions de l'eau, pression du gaz, contraintes dues à la pesanteur et aux charges extérieures), (Delage et al. 2001). Des études expérimentales et théoriques visant à comprendre le grand nombre d'incertitudes impliquées dans le phénomène de l'affaissement sont actuellement menées. La littérature a révélé que la majorité des recherches a été consacrée aux mécanismes d'affaissement, aux méthodes d'identification, de traitement et de prédiction. Concernant les causes du phénomène, il est clair que parmi les paramètres qui conduisent l'affaissement des sols, il y a l'état de compacité du sol, la teneur en eau initiale, l'indice des vides initial, la granulométrie et le chargement appliqué. Il faut ajouter à cela la nature de l'agent de cimentation et la nature chimique du liquide qui inonde le sol et son débit (remontée d'une nappe phréatique ou infiltration par le dessus du terrain),

Dudley (1970) a décrit qualitativement que le phénomène d'effondrement pour des structures cimentées, ne dépend pas a priori de l'humidification, il se produit seulement quand les liaisons de cimentation sont brisées par des contraintes mécaniques. En revanche, si le sol est un mélange de grains et de particules fines qui induisent des liaisons importantes dues à la succion ou à la cimentation, l'humidification amène à l'annulation de la succion, ce qui diminue la cohésion et favorise l'affaissement. Ce résultat a été confirmé par Cui et Magnan (2000). Houston et al. (2001).

Al-Amoudi et Abduljawwad (1995) et aussi Reznik (2007) prouvent que le collapse dépend surtout de la densité sèche initiale, de l'indice des vides et de degré de saturation. Zur et Wisman (1973), Morgenstern et De Matos (1975), Ganeshan (1982) ont affirmé que la cause de l'effondrement réside dans les faibles teneurs en eau. Milovic, Markin (1969), Both (1975) Ting (1979) et Ganeshan (1982) ont expliqué que l'affaissement dépend de la densité sèche initiale, l'indice des vides et le degré de saturation. Markin (1969), Pruza et Choudry (1979) proposent un intervalle de degré de saturation entre 60% et 65% au-delà de laquelle l'affaissement n'apparaît plus. Le même résultat est confirmé par Mishu (1963), Booth (1977) et Ganéchan

(1982). Booth (1975), Cox (1978) et Lawton (1989) ont observé que pour une densité sèche donnée la surcharge qui provoque l'affaissement est inversement proportionnelle avec la teneur en eau naturelle du sol. La destruction des forces capillaires peut expliquer l'affaissement soudain en inondant le sol Alonso et al (1987). Les succions développées dans les liaisons en argile peuvent être différents de celles développées entre les grains de limon. Jusqu'à nos jours, il n'y a pas de moyens pour mesurer ces différences Fredlund et Rahardjo (1993). L'examen des aspects macroscopiques et microscopique de l'affaissement soudain est recommandé, Feda (1994) et Cui(1998).

L'affaissement brusque se produit quand la masse volumique sèche et la teneur en eau initiale sont faibles, Dijkstra et al (1995), Cui et al (1999) et Loiseau et al (2001). Si la densité relative est supérieure à 0.65% et la teneur en eau est proche de l'optimum de Proctor il n'y a pas de risque d'effondrement, Abbeche (2007).

L'approche par l'utilisation d'échantillons reconstitués à partir du loess artificiel et l'emploi de la technique de chute dans l'air sont utilisés par A.M.Assallay et al (1997), pour étudier l'affaissement des dépôts de loess du Sahara algérien. Cette approche a éclairé un nouveau chemin pour l'étude de divers paramètres reliés à ce problème.

2.9 PREDICTION DES SOLS AFFAISSABLES

Entre les diverses approches et méthodes qui ont été établies pour expliquer les paramètres favorisant le collapse on trouve :

2.9.1 Les 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. Dans la plupart des cas, l'indentification d'effondrabilité se fait en laboratoire avec les méthodes du simple œdomètre et du double œdomètre.

2.9.1.1 Essai œdométrique simple

Pour évaluer le risque d’effondrement des sols, Knight (1975) a préconisé l’essai du simple œdomètre. C’est une méthode directe, elle consiste à mesurer l’effondrement du sol dû à la saturation sous une contrainte préalablement appliquée. À partir d’une courbe de compression unique, commençant à teneur en eau naturelle jusqu’à un niveau de contrainte préfixé à 200 kPa, pour lequel l’échantillon est saturé afin d’observer l’effondrement sous charge statique, ensuite le chargement est continu jusqu’à l’état saturé. La courbe qui en résulte est donnée par la figure 2.8.

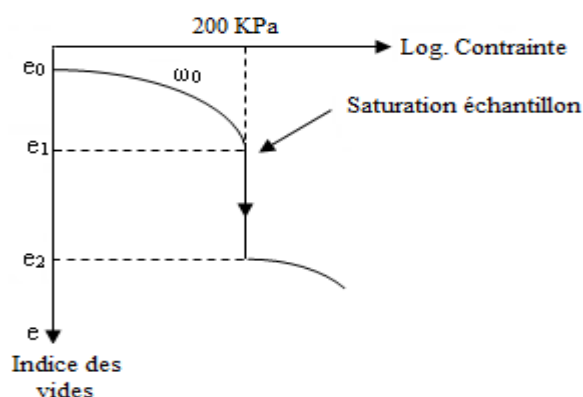


Figure 2.8 Courbe œdométrique d'un sol affaissable Knight (1975)

La réalisation de l’essai du simple œdomètre a comme rôle principal de vérifier l’homogénéité du matériau, ainsi que la répétitivité des résultats pour le critère de 200 kPa. Olabarría j.g. (2003).

Le potentiel d’affaissement CP en (%) est calculé par la relation :

$$CP = [\div e_c / (1+e_0)] \times 100\%.$$

Où : $\div e_c = e_1 (200 \text{ kPa}) - e_2 (200 \text{ kPa, inondé})$,

$e_0 =$ Indice des vides initial.

Le tableau 2-1 illustre les valeurs des potentiels d’affaissement et la gravité du cas qui correspond d’après Jennings et Knight.

C_p sous 200 kPa en (%)	Susceptibilité d'effondrement
0 - 1	Pas de risque
1 - 5	Troubles modérés
5 - 10	Troubles
10 - 20	Troubles sévères
>20	Troubles très sévères

Tableau 2.1 Susceptibilité d'effondrement d'après Jennings Knight (1975)

Le potentiel d'affaissement peut être aussi défini comme :

$$C_p = H_e / H_0$$

Avec:

H_e : variation de la hauteur après mouillage.

H_0 : hauteur initial de l'échantillon.

Luttenegger et al (1988) a proposé le même essai œdométrique effectué par Jennings et Knight (1975), mais avec une saturation de l'échantillon à un niveau de contrainte de 300 KPa. Le potentiel d'affaissement suggéré est défini comme suit :

$$C_p = [\Delta e_c / (1 + e_1)] \times 100\%$$

$$\Delta e_c = e_1 - e_2$$

e_1 : Indice des vides au début de la saturation.

2.9.1.2 Essai œdométrique double

La technique du double œdomètre est présentée sur la figure 2.9. On réalise deux essais œdométriques, sur un échantillon initialement saturé et sur un autre échantillon à la teneur en eau naturelle. Les résultats sont présentés sur un plan $[e : \log(\omega_v)]$ (l'indice des vides : contrainte verticale totale). Pour déterminer l'effondrement, on se ramène au même indice des vides initial, on mène, à partir du point initial de la courbe (1), une courbe parallèle à la courbe (2). On obtient ainsi la part du tassement due au tassement naturel ($\div es$) et celle ($\div ec$) due à l'effondrement. Cette méthode permet d'identifier l'influence de la contrainte avec un nombre réduit d'essais. Si l'augmentation du chargement est de Δp , le sol à teneur en eau naturelle aura un tassement de : $[\Delta e_s / (1 + e_0)]$.

Si le chargement reste constant et le sol subit une saturation, le tassement additionnel sera de : $[\Delta e_c / (1 + e_0)]$

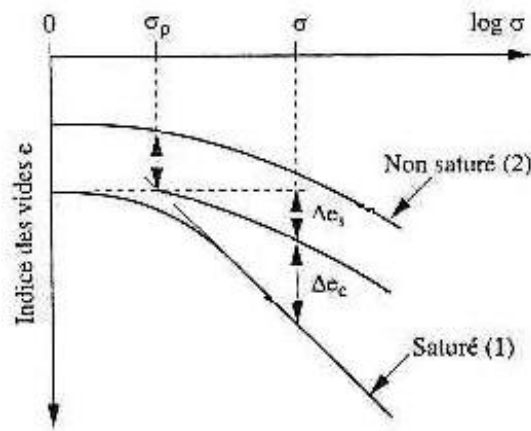


Figure 2.9 Méthode du double œdomètre, Knight et Jennings(1975)

2.9.1.3 Discussion des essais

Les résultats obtenus par Olabarriá (2003) montrent une augmentation de l'effondrement mesuré avec la diminution de la teneur en eau (augmentation de la succion). et une correspondance assez précise entre l'effondrement mesuré par le double et le simple œdomètre. Cependant, il est nécessaire de faire quelques remarques à propos de la validité de ces critères puisqu'ils ne tiennent pas compte de la microstructure du sol et par conséquent ils servent uniquement à comparer avec précision le risque d'effondrement.

Les essais œdométriques simples et doubles menés par Zur (1969), et Delage (2001) sur différents types de sols affaissables montrent que l'affaissement obtenu par l'essai double est supérieur à celui obtenu par l'essai simple. Luttenegger (1988), affirme que le rapport entre les deux potentiels d'affaissement varie entre 0.35 et 0.94. Jennings et Knight (1975) rapportent que les tassements examinés et ceux prédits par cette méthode sont raisonnablement comparables et que depuis, plusieurs techniques de prédiction et mécanismes d'affaissement ont été avancés.

La figure 2.10 présente un exemple d'essais réalisés sur les sols lœssiques de Picardie. On observe qu'à 200 KPa de contrainte, l'effondrement identifié par les deux méthodes est très comparable pour ce niveau de sol, il correspond à un tassement de l'ordre de 2%.

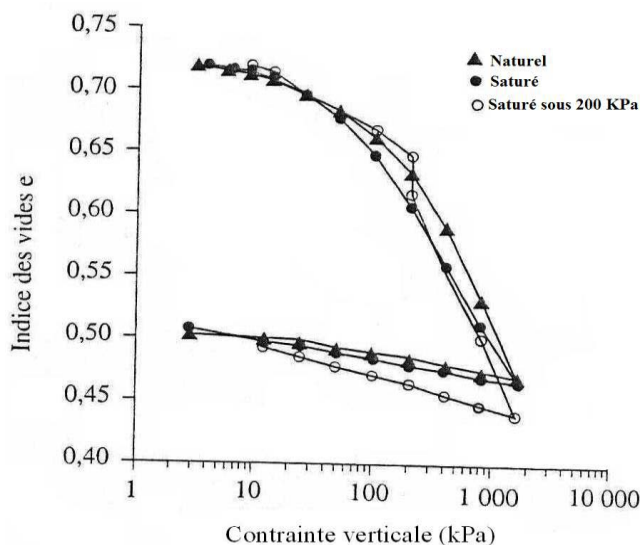


Figure 2.10 Essais réalisés sur les sols lœssiques de Picardie

Avec la méthode du simple œdomètre, Abelev et al (1979) ont étudié l'effondrement relatif en fonction de la contrainte appliquée pour neuf sols collapsibles différents de l'ex-URSS, figure 2.11. Ils ont remarqué que c'est aux alentours de 300 KPa de contrainte que l'effondrement est au maximum. Leur critère est différent de celui défini à 200 KPa.

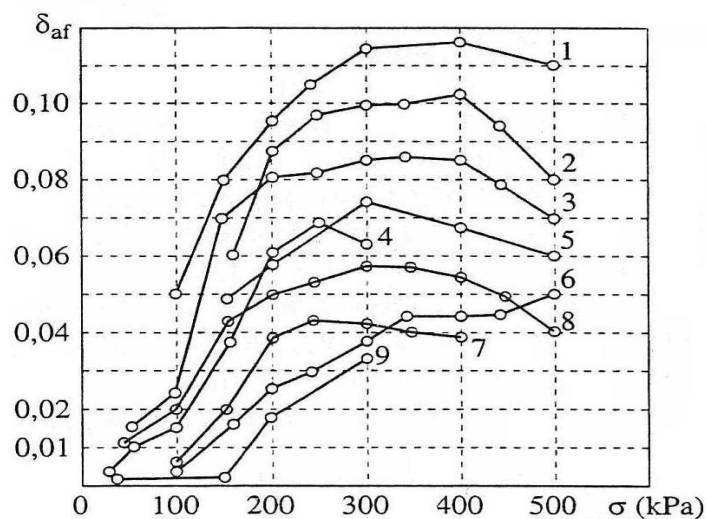


Figure 2.11 L'effondrement en fonction de la contrainte Pour différents régions de l'ex- URSS(1979)

2.9.1.4 Essai triaxial

En étudiant l'effet de séchage – humidification sur le comportement des sols collapsible non saturé, Omrane A. (2002), a réalisé des études à la cellule triaxiale. Il a montré que la succion rigidifie le sol et augmente sa pression de consolidation. Aussi la résistance du sol compacté dépend de la succion appliquée et de la pression de confinement. Aux faibles confinements, la succion induit une augmentation de la résistance du sol. L'ampleur de la dilatance s'accroît avec la densité de séchage et le nombre de cycles de séchage – humidification.

Une analyse de l'effondrement à succion contrôlée est effectuée à l'appareil triaxial Sandral (2001). Deux groupes d'essais triaxiaux ont été accomplis à l'aide de la méthode du double triaxial. Il est indiqué que l'appareil triaxial peut être utilisé avec succès pour mener des tests effondrable à succion contrôlée. Les résultats des essais sous la même pression de cellule et des succions différentes ont montré que la déformation d'effondrement augmente avec la succion, et les effets de la succion sur la déformation d'effondrement sous faible contrainte déviatorique sont moins importants que ceux sous la contrainte déviatorique supérieure. Les résultats des essais sous la même succion et différentes pression indiquent que la pression nette a un impact remarquable sur la déformation d'effondrement.

En outre, d'après Marot(2009), Benites a suggéré une procédure simple qui consiste à mettre 2 g de sol à sa teneur en eau naturelle dans 125 ml d'eau distillée. On relève le temps écoulé pour la dispersion totale de cet échantillon. Les sols collapsibles d'Arizona se dispersent totalement entre 20 et 30 secondes.

Clemence (1985) persuade quand à lui de prendre une certaine quantité de sol à la main de la partager en deux moitiés à peu près égales, de mouiller l'une tandis que l'autre est roulée entre les mains sous forme de boule. On comparera ensuite les deux volumes et on conclura que le sol est d'autant plus susceptible au collapse que le volume mouillé est plus petit.

Concernant l'influence de la nature du liquide inondant le sol, en utilisant l'essence comme liquide d'inondation, Benkhadja(2006) a montré lors d'une étude expérimentale que l'affaissement par inondation en eau est plus rapide et plus dangereux que dans le cas de l'essence (plus léger et plus évaporant). Aussi la

suffusion dans le cas de mouillage par l'essence ne se produite pas au même degré que dans le cas d'une inondation par l'eau. La différence entre les potentiels d'affaissement dus aux deux liquides (l'eau et l'essence) pourrait être due principalement à deux causes :

- ∉ les liaisons inter granulaires sont assurées par des liaisons capillaires et des ponts argileux. L'eau élimine facilement ces liaisons. Par contre, l'essence, trop légère et très évaporable, ne se mélange pas facilement avec l'eau interstitielle se trouvant libre ou entourant les ponts argileux.
- ∉ l'essence, malgré sa viscosité, pourrait aussi transporter les particules fines mais à un moindre degré que l'eau (phénomène de suffusion : migration des particules fines).

Notons aussi l'existence de plusieurs essais in situ définissent la géostratigraphie et obtiennent des mesures directes dans les conditions réelles des propriétés du sol et de ses paramètres géotechniques. Les essais les plus courants sont : l'essai de pénétration standard, les essais de pénétration quasi statique et dynamique au cône, l'essai de dilatomètre de Marchetti et les essais de mesures de la vitesse des ondes de cisaillement. Chaque essai applique différents modes de chargement afin de mesurer la réponse du sol. Certains essais, comme le SPT nécessitent la réalisation de forages, d'autres sont réalisés par enfoncement direct des instruments dans le sol.

2.9.2 Les méthodes théoriques

Les méthodes théoriques, exposant des modèles numériques et des hypothèses de calculs de plus en plus complexes, requérant un support mathématique assez important, généralement manquent cruellement d'approbation. Le développement d'une méthode analytique exige des essais in-situ avec les conditions réelles du terrain, ce qui est coûteux et consomme beaucoup de temps et ne peut être généralisé aux autres cas. À cet effet très peu de travaux ont été publiés dans ce sens.

Amirsolaymani(1989), propose une approche mathématique pour évaluer le comportement des sols collapsibles macroporeux de l'Iran. Les macropores sont schématisés sous forme de volumes elliptiques tridimensionnels avec une densité

visuelle de macropores de l'ordre de 20%. Les aboutissements de ces études montrent que la stabilité générale du sol est tributaire de l'état de contraintes intrinsèques auquel le macropore est soumis sous l'action des charges appliquées sur le sol et qui se manifeste sous forme de contraintes de cisaillement qui tendent à déformer, par réduction latérale, le volume des macropores. Le phénomène de collapse survient quand la résistance effective autour du macropore devient plus petite que les surcharges imposées. Cette résistance dépend essentiellement de la tension capillaire, des ponts argileux et de l'orientation spatiale des macropores.

Le transport des particules à travers des textures poreuses a été le sujet de nombreuses études dans différents domaines de recherches, notamment en ce qui concerne le phénomène d'érosion interne qui endommage les structures civiles. En effet, les mécanismes de l'érosion peuvent agir en affaiblissant le sol d'assise ou constitutif de l'ouvrage par altération de sa résistance mécanique ou en dégradant son étanchéité par l'augmentation progressive de sa perméabilité. L'érosion interne est l'entraînement des particules d'un sol sous l'action d'un écoulement qui le traverse. Il a lieu seulement s'il y a combinaison de deux phénomènes lors de l'écoulement de fluide à partir d'une vitesse critique : l'arrachement des particules et leur transport.

Des modèles numériques des phénomènes d'érosion interne, particulièrement de la suffusion et du renard hydraulique ont été mises en œuvre par plusieurs auteurs Vardoulakis (1995), Stavropoulou (1998), Wan(2004), Bonelli (2006) et Bendahmane (2006). Les modèles ainsi développés sont fondés sur des équations phénoménologiques. Ils sont principalement fondés sur la loi de conservation de la masse appliquée aux différents constituants du sol et de la loi de Darcy pour décrire l'écoulement du fluide interstitiel chargé des particules érodées. Certains auteurs Stavropoulou (1998) prennent en compte, en plus, le comportement mécanique du squelette par des lois simples, permettant ainsi de modéliser l'évolution de sa rigidité.

Enfin, l'évolution de la quantité de matière érodée est décrite par une loi d'érosion habituellement directement dépendante du gradient hydraulique de l'écoulement. Z. Mesticou et al(2010), suggèrent que le facteur primordial responsable de l'effondrement brusque des sols est l'érosion interne. C'est un phénomène de dégradation progressive des sols, induit par l'écoulement des fluides. Dans ce sens une modélisation mathématique de ce phénomène fondée sur les lois classiques a été

validée. Dans cette étude une loi d'érosion interne construite explicitement sur l'état de contrainte du squelette a été proposée. Introduite dans un modèle continu à trois phases, elle a montré son efficacité pour traduire l'influence de la contrainte de confinement sur le mécanisme de l'érosion interne.

2.9.3 Les méthodes empiriques

Les méthodes empiriques sont d'un nombre limité. Elles consistent à vérifier des critères ou des relations en fonction des paramètres géotechniques tels que la densité sèche, la teneur en eau, le degré de saturation et la granulométrie. Dans la littérature, on trouve différents critères basés sur l'état des sols permettant d'identifier soit qualitativement, soit quantitativement, l'effondrabilité des sols. L'avantage de ces critères est évident dans la pratique, on a seulement besoin de déterminer les paramètres d'état d'un sol pour connaître son effondrabilité. D'après une recherche proposée par Luttenegger et al (1988) et d'autres sources. Les principaux critères empiriques peuvent être classés chronologiquement comme dans § 2.9.3.1

2.9.3.1 Critères de prédiction fondé sur l'état des sols

Référence	Critère
<i>Denisov (1951)</i>	<p>Définit un coefficient d'effondrement K basé sur l'indice des vides.</p> $k \mid \frac{e_L}{e_0}$ <p>Où:</p> <p>e_L: indice des vides à la limite de liquidité</p> <p>e_0: indice des vides initial</p> <p>K = 0.5 – 0.75: Sol à affaissement important</p> <p>K = 1.0: Sol à affaissement faible</p> <p>K = 1.5 – 2.0: Sol non affaissable</p>
<i>Gibbs (1961)</i>	<p>Définit un paramètre R comme degré d'effondrement:</p> $R = W_{sat}/W_L = [(\gamma_w / \gamma_d) - 1 / G_s] / W_L$ <p>Si: $R \geq 2 \%$, il y a risqué d'effondrement avec:</p> <p>W_{sat}: teneur en eau à l'état saturé,</p> <p>W_L: limite de liquidité</p> <p>γ_w: poids volumique de l'eau,</p> <p>γ_d: poids volumique sec,</p> <p>G_s: densité spécifique des grains solides.</p>
<i>Feda (1966)</i>	$k_L \mid \frac{\frac{w_0}{S_0} - 4 w_p}{I_p}$ <p>Un sol risque de s'effondrer lorsque $K_L > 0.85$ et $S_r < 0.6$.</p> <p>avec :</p> <p>W_0: teneur en eau naturel</p> <p>W_p: limite de plasticité</p> <p>I_p: indice de plasticité</p> <p>S_r: degré de saturation initial</p>

Référence	Critère
Feda (1966)	Si la porosité initiale $n_0 \geq 40\%$, le sol est susceptible à l'affaissement.
Goldshtein (1969)	$\delta_w = \delta_k \cdot [(G_{cr} - G_w) / (G_{cr} - w_0)]$ avec : δ_w : tassement relatif δ_k : tassement relatif à G_{cr} $G_{cr} = 0.60$ à 0.70 (dépend de la charge) w : teneur en eau w_0 : teneur en eau initial
Markin(1969)	$L \mid \frac{e_0 4 e_L}{12 e_0}$ <p>Ce critère est plus proche de la méthode de détermination du simple œdomètre, il est basé sur l'état du sol à la limite de liquidité.</p> <p>si $K > -0.1$ et $S_r < 60\%$, le sol est susceptible à l'affaissement</p> <p>Avec:</p> <p>e_0 : indice des vides initial</p> <p>e_L: indice des vides à la limite de liquidité.</p>
Handy (1973)	<p>Précisa que le comportement de Lœss d'Iowa (USA) dépend de la fraction argileuse ($\% < 2\sigma_m$), si elle est:</p> <p>$< 16\%$, le collapse est très probable</p> <p>$16 - 24\%$, le collapse est probable</p> <p>$24 - 32\%$, la probabilité du collapse $< 50\%$</p> <p>$> 32\%$, le sol est non collapsible.</p>
Zur (1973)	<p>proposa un critère en termes de poids volumiques secs.</p> $K = \gamma_d / \gamma_{dLL}$ <p>Avec:</p> <p>γ_d : poids volumique sec</p> <p>γ_{dLL}: poids volumique sec à la limite de liquidité</p> <p>Si $K < 1.1$, le sol est affaissable.</p> <p>Si $K > 1.3$, le sol est gonflant.</p>

Référence	Critère
<i>Bally (1973)</i>	$I_{mg} = \sigma_{mgi} \cdot h_j$ <p>avec:</p> <p>I_{mg} : le potentiel d'affaissement total</p> <p>σ_{mgi} : coefficient de tassement mesuré à l'œdomètre quand l'échantillon est inondé sous (2 à 3 kg / cm²)</p> <p>h_j: épaisseur de la couche j</p> <p>Si $I_{mg} = 10$ à 12 cm / m, le sol est affaissable.</p>
<i>Jennings et Knight (1975)</i>	<p>Le potentiel collapse:</p> $CP \mid \frac{e_1 - 4 e_2}{12 e_0}$ <p>Avec:</p> <p>e_0 : indice des vides initial,</p> <p>e_1: indice des vides sous P = 200 kPa</p> <p>e_2: indice des vides sous P = 200 kPa (inondé).</p> <p>0 – 1%: <i>pas de problème</i></p> <p>1 – 5%: <i>trouble modéré</i></p> <p>5 – 10%: <i>trouble</i></p> <p>10 – 20%: <i>trouble sévère</i></p> <p>> 20%: <i>trouble très sévère</i></p>
<i>Krastilov (1980)</i>	$\delta(3,5) = 0.166Sr^2 + 0.665Ip + 0.165Sr - 0.854Ip.sr$ <p>Si $\delta(3,5) \geq 2$ %, le sol est affaissable.</p>
<i>Minkov et al (1980)</i>	$\delta = 0.05 (n_0 - 40). (30 - w_0)$ <p>Si $\delta \geq 2$ % le sol est affaissable.</p>
<i>Kassif, d'après Austerlitz et al(1983),</i>	<p>a défini un critère basé uniquement sur le poids volumique initial et sur la teneur en eau initial.</p> <p>Pour qu'un sol s'effondre, il faut que $v_0 \cdot w_0 \leq 1.5$.</p>

Référence	Critère
<i>Clevenger (1985)</i>	<p>La densité sèche peut donner une vue sur la macroporosité des sols.</p> <p>Si $v_d < 1.28 \text{g/cm}^3$: l'effondrement se manifeste après une faible augmentation de la teneur en eau.</p> <p>Si $v_d > 1.44 \text{g}$: pas d'effondrement. entre ces deux limites l'effondrement peut se manifester.</p>
<i>Lin et Wang (1988)</i>	<p>Indice de Collapse:</p> $i_{cz} = \frac{h_z - 4 h_{zs}}{h_1}$ <p>avec:</p> <p>h_z et h_{zs}: les épaisseurs d'échantillon de sol dans l'essai œdométrique respectivement sous chargement et sous le même chargement inondé.</p> <p>h_1: l'épaisseur initiale de l'échantillon de sol.</p> <p>0 – 1%: sols non affaissables 1 – 5%: l'affaissement peut se manifester 5 – 10%: sols affaissables 10 – 20%: sols très affaissables > 20%: sols extrêmement affaissables</p>
<i>Priklonskij d'après Huergo(1989)</i>	<p>Priklonskij d'après Huergo(1989) a utilisé l'indice de consistance I_c qu'il a noté K_d :</p> $K_d = I_c = (w_L - w_0) / I_p$ <p>Il a définie la susceptibilité de l'affaissement des sols de la façon suivante:</p> <p>$K_d < 0.5$: sols très affaissables $K_d \geq 0.50$: sols non affaissables $K_d > 1.0$: sols gonflants</p>
<i>Reginatto(1992)</i>	<p>Basé sur le critère de Markin(1969), Reginatto suggère que le sol est susceptible à l'affaissement si: $K > 0.02$.</p>
<i>Ayadat et Abbeche (1992)</i>	<p>$W_L \leq 1.25 (W_0/S_0)$: le sol est susceptible à l'affaissement</p>

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

2.9.3.2 Autres formules empiriques

En plus des critères cités ci-dessus, on remarque dans la littérature diverses autres formules empiriques pour la prédiction de l'affaissement des sols. Ci-après quelques références de ces formules :

Stephanoff et Kremekova (1960) ont proposé une formule permettant de déterminer quantitativement l'effondrabilité des sols en fonction de porosité, de la teneur en eau et d'un coefficient K tenant compte des caractéristiques des sols. Un sol risque de s'effondrer quand la porosité initiale est supérieure à 40 % et la teneur en eau inférieure à 30 %. Ils ont proposé la valeur suivante du tassement d'effondrement : $\iota = K (n-40) (30-w)$.

Le coefficient K rend compte de la composition du sol affaissable lœssique.

Nature	Sable lœssique	Lœss sableux	Lœss	Lœss argileux	Lœss très argileux
K	0.02	0.03	0.5	0.08	0.09

Tableau 2.2 Coefficient K de Stephanoff et Kremekova(1960)

En se basant sur cette définition, Gibbs et Bara (1962) ont proposé un critère basé sur le poids volumique sec v_d et la limite de liquidité w_L , qui sépare le plan ($w_L : v_d$) en une zone effondrable et une non effondrable, figure 2.12.

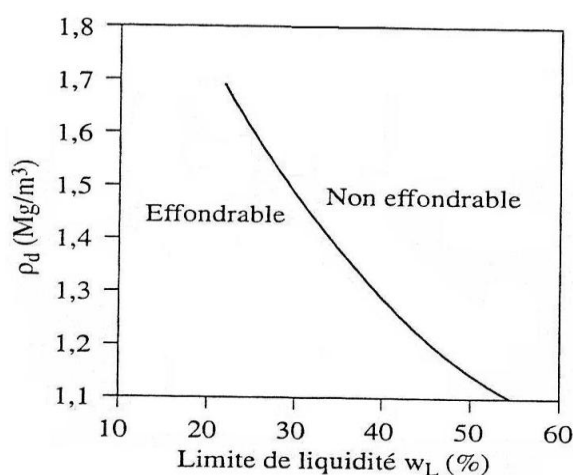


Figure 2.12 Evaluation du risque à l'effondrement Selon le critère de Gibbs et Bara(1962)

On peut utiliser des critères plus complexes comme celui proposé par Reginatto et Ferrero (1973) ou le critère pour la méthode du double œdomètre Reginatto(1999), en définissant un coefficient d'effondrement C :

$$C = (p_{cs} - P_0) / (p_{cn} - P_0)$$

Avec : p_{cs} : pression de préconsolidation à l'état saturé,

p_{cn} : pression de préconsolidation à l'état naturel non saturé,

p_0 : contrainte verticale en place.

Si $C \leq 0$ ($p_{cs} \leq p_0$), on a un sol qui s'effondre sous son propre poids, ce qui est un cas exceptionnel.

Si $0 < C < 1$, on a deux cas possibles :

- ∉ la contrainte appliquée p est entre p_{cs} et p_{cn} ($p_{cs} \leq p \leq p_{cn}$), le sol s'effondre sous saturation,
- ∉ la contrainte appliquée est supérieure à p_{cn} ($p > p_{cn}$), le sol s'effondre même sans saturation.

Le critère de Reginatto et Ferrero permet non seulement de considérer l'effondrement dû à la succion, mais aussi de tenir compte de l'effondrement dû à la contrainte mécanique.

En se basant sur un grand nombre de résultats obtenus lors des constructions des aéroports et des autoroutes en Palestine, Austerlitz et al(1983) ont remarqué qu'il est possible de définir un potentiel d'effondrement i_m , qui varie linéairement avec la masse volumique totale apparente ψ_{ALL} :

$$i_m = 1.305 - 0.669\psi_{ALL}$$

Avec:

$$\psi_{ALL} = \psi_d (1 + W_L)$$

ψ_d : la masse volumique sèche. Pour les sols effondrables, on a $i_m \geq 0.05$ et $S_r \leq 50\%$.

Anderson (1985) a proposé une longue formule basée sur l'état de consistance et la granulométrie du sol.

$$R = 5.5 - 3.82 \log (w_L / w_p) - 1.63 \log w_0 - 1.24 \log C_u - 0.918 \log p_{10} + 0.465 \log D_{60} / D_{40} - 0.45 \log D_{99} / D_{40} - 0.303 P_{200}$$

Avec:

C_u : le coefficient d'uniformité du sol

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

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

D_x : le diamètre à travers lequel passe $x\%$ du sol

Si $R \geq 2\%$ le sol est affaissable.

2.10 LES PROCÉDES DE TRAITEMENT DES SOLS AFFAISSABLES

Lorsque la construction d'un ouvrage est décidée sur un terrain fixé dont la stratigraphie peut être constituée d'un sol dit « à problèmes » deux problèmes se posent le plus souvent. En premier lieu, il faut recourir à une opération dite d'amélioration du sol pour rendre faisable la construction de l'ouvrage en question dans un délai raisonnable. En second lieu, il faut tenir compte du coût de l'opération d'amélioration en évitant qu'elle soit disproportionnée par rapport au coût d'une autre solution de fondation envisageable. L'opération d'amélioration s'accompagne, donc, de certaines performances qui conduiront à de nouvelles propriétés et caractéristiques du sol initialement à problèmes. C'est dans cette vue qu'une technique d'amélioration d'un sol est décidée. Lorsqu'on opte pour une technique d'amélioration donnée, on est amené le plus souvent à compléter les résultats issus de la première campagne de reconnaissance géotechnique du sol. En effet, on aura à déterminer des paramètres supplémentaires, soit relatifs au sol initial, soit relatifs à la technique d'amélioration décidée aussi bien pour les modalités d'exécution que pour les besoins du calcul et du dimensionnement.

Mis à part le cas d'une substitution du sol par un autre matériau adéquat, ou lorsque l'ouvrage est édifié sur des fondations profondes dépassant ainsi la couche affaissable, les autres cas du sol à effondrement brusque peuvent être le sujet d'un traitement. Maints chercheurs se sont penchés sur le traitement des sols collapsibles par des procédés qui se soucient des sensibilités et de l'importance des constructions qu'on allait réaliser dessus ou à proximité. La façon de traitement dépend souvent de la profondeur du sol affaissable et de la capacité portante que requiert l'ouvrage à édifier. L'adoption de telle ou telle méthode obéit le plus souvent à des contraintes technico-économiques. Les méthodes les plus utilisées sont :

2.10.1 Traitement par pré-mouillage du sol

Cette technique de traitement qui a été utilisée avec succès dans les années 1930 en ex URSS, consiste à réaliser un étang artificiel permettant d'accumuler une grande quantité d'eau au-dessus d'un sol affaissable. L'infiltration, généralement lente, de cette eau et le poids propre du terrain constituent les conditions idéales

d'affaissement. Cette méthode reste efficace pour des sols ayant des épaisseurs d'environ 5m mais elle exige une disponibilité de l'eau en grande quantité, par contre elle est prescrite pour des sites urbains.

2.10.2 Traitement thermique

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

2.10.3 Traitement chimique

Il s'agit de traitements qui utilisent les affinités physiques du sol affaissable et d'un liant, une solution ou un produit chimique. Le traitement des sols en place évite le transport et valorise les matériaux locaux, ce qui permet de stabiliser des sols à des coûts très intéressants. Dans cette section de traitement on constate:

2.10.4 La Silicatisation

Le principe du procédé de silicatisation consiste à injecter dans le sol une solution chimique (silicate de sodium). L'injection permet de conforter instantanément ce type de sols, en leur conférant des propriétés meilleures. Le sol traité devient résistant à l'action de l'eau et acquiert un comportement mécanique très élevé. Des réactions chimiques conduisent à la formation de microcouches de produits néoformés, silico-calcaire, qui cimentent fortement le sol collapsible. Le professeur Abelev (1937) fût le premier à faire des recherches poussées pour renforcer la tenue des sols lœssiques au moyen de différents types de verre soluble en injectant dans le sol des solutions chimiques au moyen de tubes perforés sous des pressions pouvant atteindre 15 bars. Il a montré que la Silicatisation des sols est très utilisée en Russie. Plus de 100.000m³ de sols effondrables sont traités par an. L'introduction dans les

vides d'un gel insoluble d'acide silicique se rigidifiant par la suite, augmente sa consistance et le rend pratiquement imperméable. De nombreuses expériences ont montré que l'on pouvait atteindre des taux de remplissage de l'ordre de 80%.

L'efficacité d'une silicatisation de sols loessiques augmente lorsqu'il y a augmentation du module silicique de la solution utilisée. L'addition d'une petite quantité de solution de mono phosphate d'ammonium à la solution de silicate augmente ce module. L'efficacité du traitement dépend de la capacité d'absorption et d'échange, de la teneur en eau et de la concentration de la solution. Une teneur en eau élevée entraîne une diminution de la concentration de la solution de silicate à l'intérieur des interstices du sol traité. Cela est dû avant tout à la perméabilité globale du sol, suite quoi on n'atteint pas une imprégnation suffisamment complète par la solution.

On peut aussi intensifier la silicatisation par injection de gaz carbonique sous pression, puis une solution de silicate. Le gaz carbonique sous pression déplace l'eau interstitielle vers l'extérieur, tout en laissant dans les pores un film d'eau acidifiée. L'injection du gaz carbonique permet d'avoir une répartition plus régulière de la solution de silicate injectée dans le sol.

2.10.5 Traitement par pieu de chaux

L'utilisation de la chaux comme liant est très ancienne, Grande Muraille de Chine (localement, en argile traitée à la chaux), voies romaines, habitations (chaux + sable + terre argileuse). L'emploi de liants est très développé en technique routière, elle concerne essentiellement les sols instables, les sols fins argileux ou limoneux et aussi les sols à effondrement brusque. Le liant développe des liaisons dans le matériau qui, sans cela, serait trop déformable, la "portance" est largement améliorée. Un sol effondrable traité passe d'un état plastique à un état solide et perd une partie de sa sensibilité à l'eau. On observe une augmentation de la cohésion, de la résistance mécanique et au poinçonnement (l'indice CBR peut être multiplié par 4 ou 10 au bout de deux heures), ainsi qu'une diminution des variations volumiques.

Tkhirov (1971), montre qu'une grande quantité de chaleur se dégage (jusqu'à 300°C) lors de la réaction chimique qui s'ensuit, ce qui a pour effet de diminuer sensiblement la teneur en eau jusqu'à ce que le degré de saturation soit devenu \leq à

60% pour permettre un pilonnage dynamique. Le diamètre du pieu de chaux augmente de 60 à 80% pendant le processus d'extinction d'où un apport de compactage complémentaire non négligeable.

2.10.6 Traitement par pieu de sable

Le traitement des sols effondrables par pieu de sable est une technique qui s'est développée très rapidement et qui est encore amenée à connaître une importante croissance. Aisée à mettre en œuvre, économique et efficace, elle permet d'éviter de lourds travaux de terrassement destinés à rejeter les sols inadéquats et à faire appel à des matériaux d'emprunt de qualité, issus de carrières qui sont utilisés parfois dans le même but. Technique maintenant très répandue, elle utilise le principe de la diminution progressive de la surpression interstitielle sous l'influence d'une contrainte mécanique ou dynamique d'où une consolidation.

2.10.7 Renforcement par colonnes ballastées

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

2.10.8 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 résines.

2.10.9 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 R'mel, (rapport technique 1990). Elle requiert des moyens logistiques et la disponibilité du sol de substitution dans une zone bien proche pour diminuer les coûts. A défaut, on pourrait utiliser le même sol excavé puis remis en place après traitement avec du ciment tout en diminuant la quantité d'eau et l'énergie de compactage suivant les proportions suggérées par Ayadat et Gherabli (1995).

2.11 LES PROCÉDES DE DENSIFICATION

2.11.1 Densification par compactage dynamique

C'est un procédé récent, (1965 L. Ménard) qui consiste à pilonner le sol en surface, avec ou sans humidification du sol, avec une masse. L'énergie transmise par chaque impact pénètre dans le sol et produit un réarrangement des grains. Une restructuration s'opère qui aboutit à des caractéristiques de portance améliorées. Le matériel est constitué d'un pilonne de 8 à 50 t (coque d'acier cubique ou cylindrique pleine de béton) manipulé par un engin de levage. L'énergie unitaire nécessaire

augmente linéairement avec le carré de la hauteur de couches à compacter (200 t/ m à 2000 t/ m). Ce procédé est retenu comme solution absolue dans le terminal pétrolier de Malongo Cabinda (Angola) et dans les entrepôts de Naboomspruit (Afrique du Sud). L'efficacité du procédé retenu fut rapidement confirmée, tant par l'effondrement provoqué par le pilonnage que par les résultats des pressiomètres de contrôle. Le compactage dynamique fut mis en œuvre sur une surface totale de 27000 m², avec une grue sur chenilles autorisant une énergie unitaire de 200 tonnes x mètre (masse de 12 tonnes lâchée de 18 mètres de hauteur de chute). Le tassement moyen total induit par le pilonnage atteignit 75cm environ, soit 15% de l'épaisseur traitée.

2.11.2 Le compactage par explosion

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

2.11.3 Le compactage par étincelle électrique

Proposée pour la première fois par Lomize et Gutkin (1962), cette méthode est utilisée pour les sables lâches saturés. Le principe de la méthode réside dans le fait qu'entre deux électrodes placées dans un sol saturé se produit une décharge de haute tension et qu'apparaît instantanément dans l'eau entourant les électrodes une pression très élevée (effet hydrodynamique) qui agit sur le massif de sol environnant. La charge est répétée de nombreuses fois par suite de ces chocs répétés. La structure naturelle se brise dans la zone d'action de la décharge. Sous l'action de la pression naturelle des couches de sol sus-jacentes et des impulsions créées par les décharges, le sol se compacte.

2.11.4 La densification par vibrocompaction et vibroflottation

On parle de vibro flottation dans le cas où on associe à la vibration une action de lancement d'eau sous pression. La vibroflottation, une forme de vibro-compactage, a été développée en Europe durant les années 30. Elle vise à densifier des sols lâches, tant sur terre ferme que sous l'eau, par l'application de vibrations à haute fréquence. Utilisée dans sa version originale, la méthode permet de densifier des sols sableux dont la teneur en particules fines ne dépasse pas 12 à 15 %, au moyen de vibrations à haute fréquence, permettant d'amplifier des vibrations dans le sol jusqu'à des profondeurs allant à 30 m. Pour un sol effondrable dont sa grande portion est fraction argileuse, cette technique doit être appliquée avec vigilance. De plus, des variantes du procédé permettent le remplacement partiel de sols traités et/ou leur renforcement au moyen de colonnes de béton ou de pierre. L'appareil, générant ces vibrations, consiste en une sonde de forme tubulaire qui renferme un puissant vibreur dans sa pointe inférieure.

Le vibreur est conçu pour transmettre aux sols, dans lesquels il est enfoncé, des vibrations dans le plan horizontal de façon à optimiser radialement l'efficacité du procédé. La sonde est manœuvrée à l'aide d'une grue et enfoncée par lancement d'eau et/ou injection d'air comprimé. Une fois la sonde parvenue à la profondeur désirée, le vibreur est actionné et la sonde retirée progressivement vers la surface. Le resserrement du terrain en profondeur se traduit, à la surface, par un affaissement de forme conique qui doit être compensé par l'ajout de sable qu'on déverse au fur et à mesure du retrait de la sonde. Cette action améliore la densité et par conséquent les caractéristiques mécaniques des sols. La grande quantité d'eau que requiert le procédé ainsi que le volume de boue qu'il produit et qu'il faut évacuer du site représente des coûts élevés et peut constituer un obstacle sur le plan environnemental. Ces considérations ont donc conduit, dans les années 80, au développement de sondes pourvues d'une canalisation fermée permettant d'amener la pierre à la base du vibreur pour ensuite la compacter lors du retrait progressif de ce dernier.

2.11.5 Densification par Vibro-refoulement

Il s'agit de construire des colonnes de pierre dans une cavité. Formée sans éjection de sol vers la surface et par le simple déplacement latéral des sols sous l'effet

combiné du poids et de l'action du vibreur assisté au besoin d'injection d'air comprimé. De plus, si on utilise une sonde classique, elle doit être entièrement extraite du trou avant d'y déverser la pierre, de sorte que le sol soit suffisamment cohésif pour que la cavité demeure ouverte. Cette dernière contrainte est éliminée par l'utilisation de nouvelles sondes permettant l'injection de la pierre par le fond. De plus, correctement utilisées, ces sondes permettent d'optimiser remplacement et refoulement pour construire des colonnes plus profondes qu'il ne serait possible autrement. Cette variante requiert un matériel beaucoup plus complexe, elle est plus lente à réaliser donc plus coûteuse que les précédentes. Ce procédé ne produit des colonnes profondes que dans les sols mous, donc très efficace dans le cas des sols affaissables. Quand il est nécessaire de réaliser la construction d'ouvrages sur des sols effondrables, on peut soit adapter la structure des ouvrages pour qu'elle supporte des affaissements importants, soit traités préalablement les sols. Le tableau 2.3 synthétise les diverses solutions de traitement (Clemence 1994).

Profondeur de la couche à traiter	Solutions préconisées
Inférieure à 1.5 m	Humidification et compactage (compacteurs lourds, impacts, rouleau vibrants)
De 1.5 à 10 m	Sur-excavation et recompactage (avec ou sans l'ajout d'additifs) Vibroflottation (pour sols perméables) Pieux à refoulement Injection de limons ou chaux Humidification en l'absence de couche perméable
Supérieure à 10 m	N'importe lequel des précédents ou une combinaison quand cela est possible Humidification avec puits d'infiltration (avec la possibilité d'utiliser des explosifs)

Tableau 2.3 Solution pour les fondations sur sols affaissables
selon Antoine et al(1994)

Notons que pour choisir une méthode de traitement, il paraît important de considérer à la fois l'importance de la construction, la profondeur à traiter et l'efficacité de la méthode. Le tableau 2.4, montre les avantages et les limites des mesures d'améliorations, Clemence et al (1981) d'après Antoine et al (1994).

Méthode	Avantages	Limites
Prémouillage à l'eau	Faible coût Facilité de mise en œuvre	Tassements excessifs Impossibilité de densifier les couches supérieures Fortes probabilités de tassements différentiels
Prémouillage au silicate de sodium	Réduction marquante des tassements Développement d'une cimentation permanente Réduction de la perméabilité Réduction significative des tassements dus au fluage Possibilité d'utilisation en reprise en sous-œuvre	Coût élevé Expérience pratique relativement limitée Profondeur du traitement limitée à 2 m
Excavation partielle et remplacement avec déblai	Coût relativement faible Facilité de mise en œuvre Expérience pratique riche Réduction des contraintes appliquées au sol effondrable sous-jacent Réduction des tassements pour des apports d'eau limités Limitations des tassements différentiels	Traitement des zones de surfaces uniquement Tassement important dans le cas d'humidification de zones profondes
Compactage dynamique à la teneur en eau naturelle	Réduction marquante des tassements Diminution de la perméabilité Amélioration jusqu'à des profondeurs significatives (> 5 m)	Coût élevé Dégâts potentiels dus aux vibrations Traitement non uniforme Expérience pratique assez limitée
Compactage dynamique après Prémouillage	Réduction significative des tassements Efficacité du compactage Réduction du niveau de vibrations Plus grande uniformité dans la densification Diminution de la perméabilité Amélioration jusqu'à des profondeurs significatives (> 5 m)	Coût élevé Augmentation du fluage à long terme Risque de liquéfaction quand la teneur en eau est élevée Difficulté de retirer le poids après l'impact Réduction de la teneur en eau à la suite du traitement peut-être assez longue Expérience pratique assez limitée Difficulté d'évaluer l'amélioration

Tableau 2.4 Les avantages et les limites des mesures d'améliorations, Antoine et al(1994).

2.12 DES OUVRAGES SUR SOLS COLLAPSIBLES

Malgré le caractère particulier et les anomalies des sols affaissables, la littérature révèle que les méthodes de stabilisation et de renforcement ont permis l'accomplissement avec couronnement de divers ouvrages parfois excessivement compliqué. Les principes de construction sur ce type de sols utilisant des dispositions constructives et des mesures de protection contre l'eau, ainsi que différentes techniques d'élimination des propriétés d'affaissabilité, tels qu'ils ont été élaborés par le professeur Yu.M. Abelev, constituent les bases de l'élaboration des projets d'ouvrages industriels et civils sur sols affaissables. La particularité de la construction des ouvrages industriels, civils ou hydrotechniques et des infrastructures de transport sur les sols lœssiques macroporeux peu humides réside dans le fait que, si les sols de fondation sont humidifiés pendant les travaux, des affaissements se produisent et les fondations perdent souvent leur stabilité. De plus, même après la fin des travaux de construction, lorsque les tassements dus à la pression transmise aux fondations se sont stabilisés, après plusieurs années d'exploitation normale, si les sols sont humidifiés, des affaissements importants et non uniformes des édifices peuvent se produire, ce qui rend leur exploitation impropre. Dans certains cas, le coût des travaux de réparation et de réhabilitation atteint 30 à 40 % de coût initial de l'ouvrage. Parmi les constructions réalisées avec succès, consultés dans la littérature, on note:

2.12.1 Cas des bâtiments

D'après Steffanoff(1961), à cause de la saturation du lœss une déformation importante s'est produite dans un moulin à structures préfabriquées. Le moulin s'est affaissé de 14 cm. La coupe géologique du site montre que le projet est réalisé sur un remblai de 0.7à1.2m d'épaisseur, surmontant 7.5m de lœss. La solution proposée consiste en une stabilisation du sol lœssique par injection d'agents chimique et d'empêcher l'inondation de l'infrastructure par un système approprié de drainage en surface.

De sa part Liaussu et al(1989), ont montré que le traitement d'une surface de 10 ha d'argile limoneuse par humidification du sol et compactage dynamique par pilonnage, s'est proposé comme remède, en vue de réduire le potentiel d'affaissement d'un projet de bâtiments en béton armé.

2.12.2 Cas des constructions hydrauliques

D'après Clevenger (1985) un Canal à Courtland (grande Bretagne) est fondé sur du lœss silteux et argileux de faible densité. Les essais au laboratoire montrent un effondrement allant de 45.70 à 61 cm dans les conditions de saturation et de chargement. Les essais in situ sur le sol saturé donnent 51 cm de tassement et indiquent que la saturation seule ne cause pas l'affaissement du lœss et comme la contrainte appliquée par les fondations est plus faible que la contrainte due aux poids des terres, le canal a été construit sans traitement du sol.

Peak et al(1985), affirment que lors du passage d'un canal d'irrigation à travers 120.70 Km du lœss d'une épaisseur de 61 m. Avec la susceptibilité d'affaissement du lœss par saturation. L'expertise montre que le niveau de la nappe n'atteindra jamais la structure, la saturation est faible pour causer l'effondrement.

Une préconsolidation par inondation est proposée dans le projet d'un réservoir, selon Holtz (1962). La nature du sol est du type lœssique. L'affaissement du sol survient à des pressions plus faibles que celles dues au poids propre des terres à la teneur en eau naturelle.

Clevenger (1985), montre que la dégradation dans un barrage en terre à Walla Walla(USA) est due à la nature du sol, composée de silts avec 8 à 12% d'argile et 2 à 10% de sable. Pour réduire les tassements excessifs et contrôler l'infiltration de l'eau, il est préconisé de prévoir une excavation et recompaction, sans recommander le drainage.

Dans le cadre d'un projet d'irrigation (canaux d'irrigation, tunnel, étangs, ponts, digues), puisque le sol du projet est du type sableux, fin à grossier, contenant 10 à 30% de fines comme agent de cimentation, la réduction de susceptibilité à l'affaissement, nécessite l'excavation du sol puis le compactage par rouleaux vibrants. Raini et al(1989).

2.12.3 Cas des ouvrages hydrocarbures

Brink (1961), montre que divers ouvrages ont été réalisés en Afrique du sud sur des sols granitiques résiduels. La décomposition du granite a conduit à découvrir que ce sol résiduel est exposé à un affaissement de sa structure en grains à l'état

d'inondation, ce qui provoque l'inclinaison du château d'eau adjacent au site. Un décapage et une substitution avec compactage intensif de la totalité des terrains nus sont proposés comme remède.

Au cours des travaux d'extension des gazoducs à Hassi R'mel qui consiste en la réalisation des bâtiments, des réservoirs d'eau potable, d'atelier d'équipement lourd, et des fondations pour des turbocompresseurs, le rapport de reconnaissance de sol, ABB-SAE (1993), montre que le sol du projet est composé de :

- Une première couche de limon argileux jusqu'à 3m d'épaisseur avec traces de sable. Les essais œdométriques saturés et à l'état naturel montrent que le sol est affaissable.
- Une deuxième couche de limon argileux avec traces de sable.
- Une troisième couche de terrain très compact à forte cohésion à l'état sec, non susceptible à l'affaissement. La variation du module œdométrique est faible, mais perd la plupart de sa cohésion en cas de saturation. La solution proposée est la substitution de la première couche par un matériau granulaire compact et prévoir des écrans d'étanchéité.

Reginatto (1973), indique la construction d'un barrage de longueur de 7 km sur une assise composée d'un sol résiduel surmontant une couche de gneiss décomposé. Les essais au laboratoire et in situ ont montré qu'il n'y a pas d'affaissement sous faible chargement mais sous des contraintes supérieures à 4 kg / cm^2 , l'affaissement résulterait par destruction des liaisons de cimentation. Pour éviter tout mouvement du sol, une substitution du sol dans les zones dangereuses est recommandée.

Anagnosti (1973), rapporte que lors de la réalisation d'un barrage de 15 à 20 m de hauteur et d'une longueur de 600 m, construit sur pentes, situé dans la zone côtière Libyenne, il a constaté que cette zone est couverte d'un mince dépôt de loess avec des fragments de roche. Les essais au laboratoire indiquent qu'une faible saturation, provoque un important affaissement d'environ 1m, donc c'est un signe de danger de destruction du barrage pendant son remplissage. Le remède proposé consiste à excaver, remplacer par un matériau meilleur et inonder. Ainsi on assure un chargement et une saturation du sol durant les travaux préparatoires de construction. Le drainage de l'eau, pouvant se faire par-dessous du fond de la réserve de matériau, est protégé par une couche de loess bien compactée. Les charges créées par la réserve

de sol en talus sont suffisantes pour produire un tassement qui consolidera les couches de loess et écarte le danger de liquéfaction du sol en cas du séisme.

2-13 Conclusion

Avant d'utiliser un quelconque matériau il faut connaître ses différentes propriétés, ce chapitre a comporté une présentation de la synthèse des connaissances relatives aux sols affaissables. Le dimensionnement des ouvrages capables de reposer sur des sols affaissables pose un problème difficile pour les constructeurs, la nature imprévisible de l'affaissement, peut prendre une ampleur inacceptable, ne permet pas d'utiliser une approche purement déterministe. En effet, la description des mécanismes, des causes et du phénomène "collapse" est indispensable. En ce sens divers procédés de prédiction de ce type de sols trouvent leurs espaces dans ce chapitre, ces derniers sont fondés sur des approches théoriques et des essais de caractérisation. La littérature offre aussi certains remèdes à des problèmes géotechniques propres à ces sols. Ces remèdes sont basés essentiellement sur des méthodes de substitution, de traitement et de renforcement. Dans bien des cas, l'étude expérimentale s'impose, nous allons contribuer à la prédiction des sols affaissables par des essais expérimentaux à partir du chapitre suivant.

Chapitre 3 - Essais préliminaires

3.1 INTRODUCTION

Le sol constitue un milieu triphasique formé de grains solides, que l'on peut, le plus souvent, considérer comme élastiques, d'eau et de gaz. Aux faibles teneurs en eau, correspondant à des degrés de saturation inférieurs à 50 %, l'air est en contact direct avec les particules du sol, dans ce cas c'est la différence entre la pression de l'air et celle de l'eau interstitielle, appelée succion, qui est responsable du comportement. L'eau soumise à une succion exerce des forces d'attraction sur les particules solides, contribuant à augmenter les forces de contact entre les grains et, par conséquent, la résistance et la rigidité du squelette.

Peu de travaux se sont intéressés au comportement des sols collapsibles, dans la zone de transition, à l'état désaturé précédant l'optimum Proctor. Cette zone correspond généralement au domaine de mise en œuvre de la plupart des sols affaissables, sols compactés et sols fins en remblais.

À partir de ce chapitre on entreprend notre contribution "l'étude expérimentale" qui sera présentée comme suit:

- ∉ Caractéristiques des matériaux testés
- ∉ Matériels utilisés et manipulation
- ∉ Programme des expérimentations
- ∉ Résultats et interprétation des essais

Deux groupes d'essais seront accomplis : les uns (préliminaires) nécessaires à l'identification géotechnique des sols, les autres (principaux) réalisés dans l'objectif d'analyser le comportement de compressibilité selon les normes propres à ce type de sols et de vérifier l'affaissabilité des échantillons testés. On utilise dans cette partie expérimentale, en plus de l'œdomètre, matériel qui contribua énormément à

l'identification des sols, deux autres équipements spécifiques à savoir; le pénétromètre à cône et l'analyseur ultrasonique.

Par la suite, une synthèse des résultats avec interprétations sera présentée. La démarche suivie dans ce chapitre nous a permis d'avoir une base de données suffisante pour l'interprétation des différents cas et ainsi de proposer une nouvelle méthode de prédiction des sols affaissables. Auparavant, cette base de données expérimentale n'existait pas et les données ultrasoniques disponibles par exemple ne concernait qu'un nombre limité de matériaux et ne permettait pas d'avoir une approche prédictive du comportement des sols.

3.2 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Les essais sont effectués sur six sols reconstitués composés de kaolin et de sables en différentes proportions, pour lesquels l'application des différents critères d'affaissement, rapportée par Lutenegger et al (1988) et Ayadat et al(2000), montre que ceux-ci sont effondrables.

3.2.1 Le Kaolin

Le kaolin est une argile blanche, pure, tendre, de plasticité variable mais généralement faible. Il conserve sa couleur blanche à la cuisson, pour cela le terme kaolin est souvent appliqué à d'autres argiles (porcelaine) qui ne changent pas de couleur à la cuisson. Le principal composant du kaolin est la kaolinite phyllosilicate hydratée formée par la décomposition de silicates d'aluminium, notamment le feldspath. Elle est constituée d'une succession de couches alternées de silice (tétraèdre) et d'alumine (octaèdre). Sa surface spécifique totale est de l'ordre de 10 à 20 m²/g, figure 3.1. La kaolinite a une structure stable qui n'est pas affectée par la présence d'eau et se développe dans un climat où la pluviométrie excède l'évaporation et le pH est bas, en particulier quand le massif rocheux est très perméable. La figure 3.2 montre une prise au microscope électronique à balayage (M.E.B).

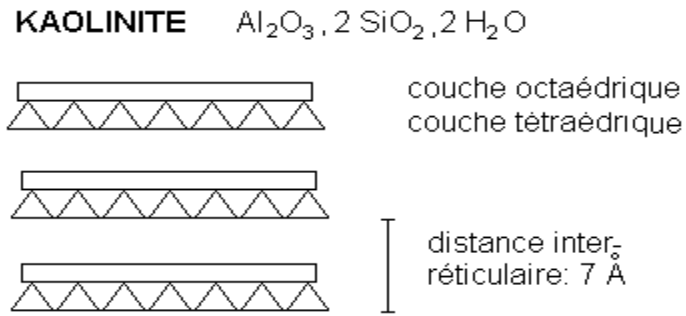


Figure 3.1 Schéma de la particule de kaolinite

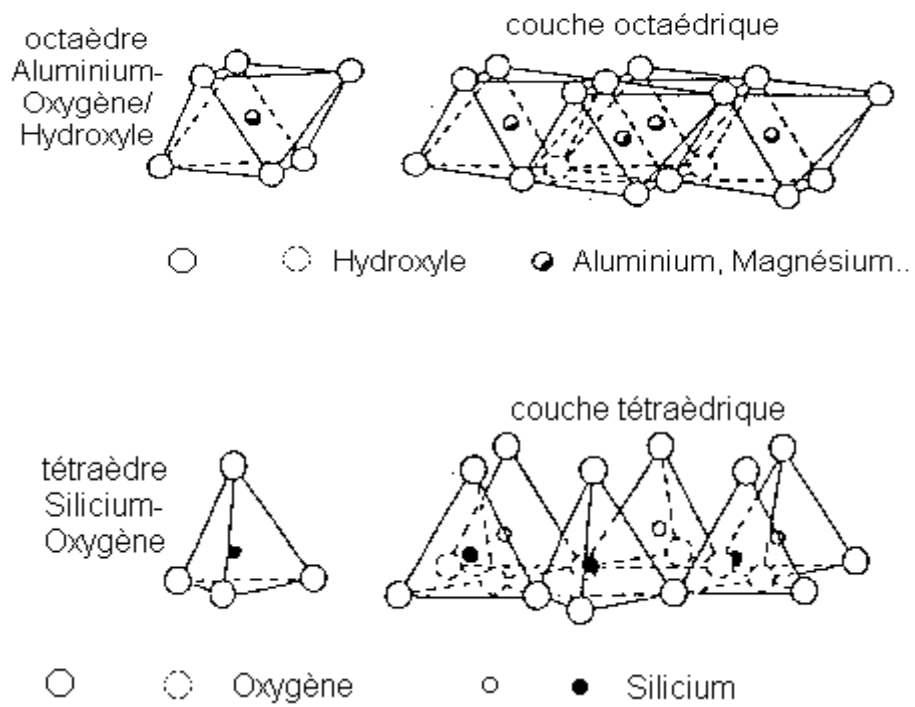


Figure 3.2 Photographies au Microscope Electronique à Balayage de la kaolinite (Mitchell, 1976).

Le kaolin utilisé dans ce travail ($<80\mu\text{m}$), est extrait de la mine de Djebel Debagh dans la région de Guelma, figure 3.3. De couleur blanche il est utilisé généralement dans la fabrication de la porcelaine fine, la poterie et les produits céramiques.



Figure 3.3 Le kaolin de Djebel Debagh utilisé dans la reconstitution des sols

En vue de transformer le kaolin en particules fines, se trouvant dans son état naturel sous forme de blocs compact, de cailloux et de particules fines, on procède de la façon suivante:

- ∅ Placer dans la machine Los Angles les blocs rocheux et caillouteux de kaolin, ainsi que la charge de boulets relatifs à la classe granulaire choisie.
- ∅ Mise en route de l'essai, en faisant effectuer à la machine des rotations à une vitesse régulière comprise entre 30 et 35 tours/minutes.
- ∅ Recueillir le granulat dans un bac placé sous l'appareil.
- ∅ Tamiser le matériau contenu dans le bac sur le tamis de 0.08mm.
- ∅ Recueillir le tamisât ($<80\mu\text{m}$) pour la reconstitution des échantillons.

3.2.2 Les Sables

Deux types de sables de diamètre inférieur à 2 mm sont utilisés pour la reconstitution des sols ; sable de dunes de la région de Oum Ali et sable de oued extrait de Oued Meleg dans la région d'El Aouinet, lavé et séché à 105°C pendant 24

heures. Vu le faible pourcentage de particules fines qu'ils contiennent, ces deux types de sables sont utilisés pour la confection des bétons.

Le tableau 3.1 et les figures 3.4 (a et b), présentent successivement les résultats de l'analyse granulométrique des deux types de sables. Ceci permet de déduire : le Coefficient d'uniformité = 3.91 et le Coefficient de courbure = 1.33.

3.2.3 Constitution des sols d'essais

Les sols utilisés dans la suite de la partie expérimentale sont des échantillons reconstitués par des sables et des particules fines (

kaolin), selon les proportions indiquées ci-dessous. Les sols S1, S2 et S3 sont reconstitués avec des sables de dunes et du kaolin, tandis que les sols S4, S5 et S6 sont reconstitués avec des sables de oued et du kaolin. Les courbes granulométriques des sols reconstitués sont présentées dans les figures 3.5 (a et b).

Les formules de reconstitution sont:

- ∅ Sol 1 : 15 % kaolin + 85 % sable dune.
- ∅ Sol 2 : 35 % kaolin + 65 % sable dune.
- ∅ Sol 3 : 50 % kaolin + 50 % sable dune.
- ∅ Sol 4 : 20 % kaolin + 80 % sable de rivière.
- ∅ Sol 5 : 30 % kaolin + 70 % sable de rivière.
- ∅ Sol 6 : 40 % kaolin + 60 % sable de rivière.

3.3 PROGRAMME DES ESSAIS PRELIMINAIRES

Du point de vue géotechnique, il est nécessaire de réaliser les essais préliminaires, qui sont d'une importance vitale. En plus de la détermination des caractéristiques physiques des sols testés, ils permettent d'identifier les états de sols. Ils constituent donc la plate forme des essais principaux. Les essais préliminaires du présent travail sont les suivants :

- ∅ L'analyse granulométriques pour les deux types de sables, ainsi que pour les sols reconstitués.

- ∉ La détermination des poids spécifiques de tous les matériaux testés.
- ∉ Les essais de consistance des sols.
- ∉ L'essai de l'équivalent de sable (pour les deux types de sable).
- ∉ L'essai Proctor.

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

3.4 RESULTATS DES ESSAIS PRELIMINAIRES

3.4.1 Granulométries des sols

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

a) Granulométries des sables

Diamètres des Tamis (mm)	Tamisât cumulés en (%)	
	Sable de rivière	Sable de dunes
2	100	100
1,25	98,84	96,87
1	90,33	94,17
0,8	71,39	85,68
0,63	49,93	72,94
0,5	34,5	48,81
0,315	12,44	31,31
0,2	7,46	17,83
0.08	3,01	1,36

Tableau 3.1 Granulométries par tamisage des sables

b) Granulométries des sols reconstitués (par tamisage)

Le tableau 3.2 présente les résultats de l'analyse granulométrique par tamisage des sols reconstitués.

Diamètres des Tamis (mm)	Tamisât cumulés en (%)					
	sol 1	sol 2	sol 3	sol 4	sol 5	sol 6
2	100	100	100	100	100	100
1,25	98,26	98,37	98,53	93,94	94,47	94,48
1	96,38	96,69	97,09	89,49	90,46	91,15
0,8	85,05	86,62	92,58	77,82	81	81,08
0,63	76,47	79,64	86,93	67,57	71,4	73,96
0,5	52,77	63,04	69,17	57,82	63,92	66,95
0,315	39,76	55,53	63,86	42,03	51,17	54,8
0,2	29,53	43,03	58,68	33,39	42,62	48,67
0,08	14,62	34,95	49,87	22,97	32,98	43,01

Tableau 3.2 Granulométries par tamisage des sols reconstitués

c) Granulométries des sols reconstitués (par sédimentométrie)

La sédimentométrie est un essai qui complète l'analyse granulométrique par tamisage, par la mesure de la vitesse de décantation des particules fines ($\phi \leq 80\mu\text{m}$) à l'aide de la loi de Stokes, on parvient à déterminer le diamètre des particules correspondant et établir ainsi la distribution en poids restante, tableau 3.3 à 3.8. Pour cette détermination, en plus d'appareillage usuel d'usage courant, on utilise :

- ∅ Un densimètre gradué de 0.995 à 1.030 gr / cm³ de forme torpille avec des graduations.
- ∅ Des éprouvettes de 2 litres de contenance de diamètre intérieur 85mm et de hauteur de graduation 450mm.
- ∅ Un agitateur mécanique dont la vitesse de rotation peut être modifiée de 0 à 10000 tr/min
- ∅ Un agitateur manuel pour homogénéisation de la suspension avant l'essai.
- ∅ Un défloculant (hexamétaphosphate de sodium).

- ∉ Un thermomètre gradué en 1/10 de degrés
- ∉ Un chronomètre donnant la seconde.

Temps de lecture	Température °C	Lecture R	Correction M	Lecture corrigé	∴ des grains σ_m	%des grains{ d
15"	28	23	1.84	24.84	80	14.62
30"	28	22.7	1.84	24.54	75	14.44
1'	28	22	1.84	23.84	55	14.03
2'	28	21.5	1.84	23.34	38	13.74
5'	28	21.0	1.84	22.84	25	13.44
10'	28	19.0	1.84	20.84	17	12.27
20'	28	17.8	1.84	19.64	12	11.56
40'	28	15.1	1.84	16.94	8.5	9.97
80'	28	12.2	1.84	14.04	6	8.26
4h	28	10.2	1.84	12.04	4	7.09
8h	28	08.6	1.84	10.44	3	6.14
24h	28	6.5	1.84	8.34	2	4.91

Tableau 3.3 Granulométries par sédimentométrie du sol 1

Temps de lecture	Température °C	Lecture R	Correction M	Lecture corrigé	∴ des grains σ_m	%des grains{ d
15"	28	23	1.84	24.84	80	34.95
30"	28	22.7	1.84	24.54	75	34.53
1'	28	22	1.84	23.84	55	33.54
2'	28	21.5	1.84	23.34	38	32.84
5'	28	21.0	1.84	22.84	25	32.14
10'	28	19.0	1.84	20.84	17	29.32
20'	28	17.8	1.84	19.64	12	27.63
40'	28	15.1	1.84	16.04	8.5	23.83
80'	28	12.2	1.84	14.04	6	19.75
4h	28	10.2	1.84	12.04	4	16.94
8h	28	8.6	1.84	10.44	3	14.69
24h	28	6.5	1.84	8.34	2	11.73

Tableau 3.4 Granulométries par sédimentométrie du sol 2

Temps de lecture	Température °C	Lecture R	Correction M	Lecture corrigé	∴ des grains σm	%des grains{ d
15"	28	23	1.84	24.84	80	49.87
30"	28	22.7	1.84	24.54	75	49.27
1'	28	22	1.84	23.84	55	47.86
2'	28	21.5	1.84	23.34	38	46.86
5'	28	21.0	1.84	22.84	25	45.85
10'	28	19.0	1.84	20.84	17	41.84
20'	28	17.8	1.84	19.64	12	39.43
40'	28	15.1	1.84	16.04	8.5	34.01
80'	28	12.2	1.84	14.04	6	28.19
4h	28	10.2	1.84	12.04	4	24.17
8h	28	8.6	1.84	10.44	3	20.96
24h	28	6.5	1.84	8.34	2	16.74

Tableau 3.5 Granulométries par sédimentométrie du sol 3

Temps de lecture	Température °C	Lecture R	Correction M	Lecture corrigé	∴ des grains σm	%des grains{ d
15"	22	23.5	0.56	24.06	80	22.97
30"	22	23.3	0.56	23.86	75	22.78
1'	22	23.0	0.56	23.56	55	22.49
2'	22	22.5	0.56	23.06	38	22.01
5'	22	21.7	0.56	22.26	25	21.25
10'	22	21.0	0.56	21.56	17	20.58
20'	22	19.0	0.56	19.56	12	18.67
40'	22	16.8	0.56	17.36	8.5	16.57
80'	22	14.9	0.56	15.46	6.0	14.76
4h	22	12.8	0.56	13.36	4.0	12.75
8h	22	10.6	0.56	11.16	3.0	10.65
24h	21	7.0	0.36	7.36	2.0	7.03

Tableau 3.6 Granulométries par sédimentométrie du sol 4

Temps de lecture	Température °C	Lecture R	Correction M	Lecture corrigé	∴ des grains σm	%des grains{ d
15"	28	22.5	1.84	24.34	80	32.98
30"	28	22.5	1.84	24.04	75	32.57
1'	28	22.0	1.84	23.84	55	32.30
2'	28	21.6	1.84	23.44	38	31.76
5'	28	21.1	1.84	22.94	25	31.08
10'	29	20.0	2.06	22.06	17	29.89
20'	28.5	18.0	2.06	20.06	12	27.18
40'	28	16.0	1.84	17.84	8.5	24.17
80'	27	13.4	1.48	14.88	6.0	20.16
4h	26	11.5	1.39	12.89	4.0	17.46
8h	25.2	10.0	1.26	11.26	3.0	15.26
24h	22	6.7	0.56	7.26	2.0	9.84

Tableau 3.7 Granulométries par sédimentométrie du sol 5

Temps de lecture	Température °C	Lecture R	Correction M	Lecture corrigé	∴ des grains σm	%des grains{ d
15"	21	24.5	0.36	24.86	80	43.0.1
30"	21	24.3	0.36	24.66	75	42.66
1'	21	23.9	0.36	24.26	55	41.97
2'	21	23	0.36	23.36	38	40.41
5'	21	22.2	0.36	22.56	25	39.03
10'	22	21.9	0.56	22.46	17	38.86
20'	22	19.7	0.56	20.26	12	35.05
40'	22	17.2	0.56	11.76	8.5	30.73
80'	22	15.4	0.56	15.96	6.0	27.61
4h	22	13	0.56	13.56	4.0	23.46
8h	22.2	10.8	0.56	11.36	3.0	19.65
24h	22.4	7.6	0.56	8.16	2.0	14.12

Tableau 3.8 Granulométries par sédimentométrie du sol 6

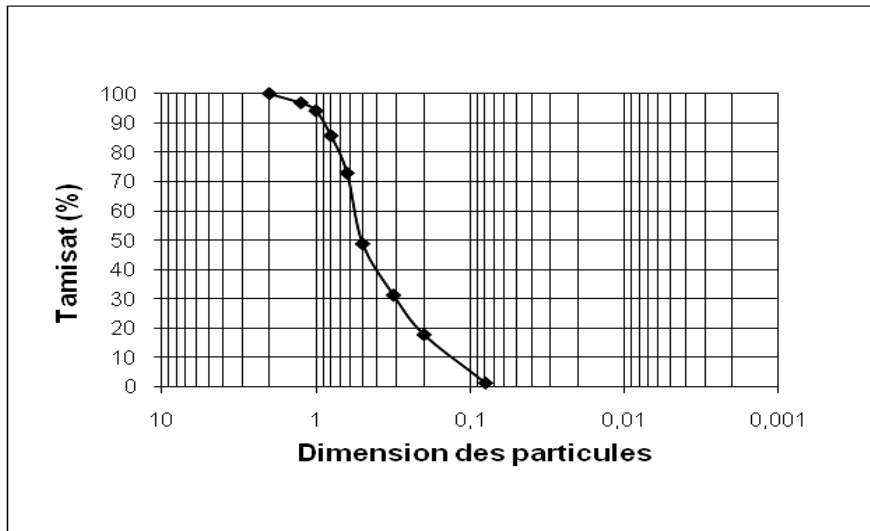


Figure 3.4a Courbe granulométrique de sable de dunes

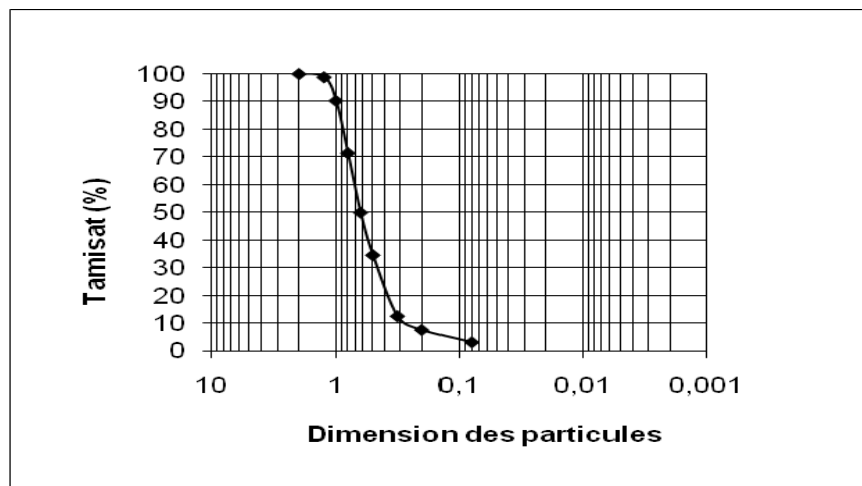


Figure 3.4b Courbe granulométrique de sable de rivière

La formule utilisée pour calculer le poids spécifique est:

$$\gamma_s = \frac{(M_1 - M_0) \cdot \psi_{eau}}{M_3 - M_1 - M_0 + M_2} \quad (\text{g/cm}^3)$$

Avec:

M_0 : Masse de pycnomètre

M_1 : Masse de (pycnomètre + grains solides)

M_2 : Masse de (pycnomètre + grains solides + eau)

M_3 : Masse de (pycnomètre + eau).

Résultats des poids spécifiques des grains solides

Les valeurs des densités spécifiques des grains solides pour les différents matériaux testés sont présentées aux tableaux 3.9 à 3.17.

N ^o 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)
1	103.54	152.54	375.36	346.92	2.383	2.41
2	101.05	150.05	376.23	346.48	2.419	
3	101.05	150.05	374.33	345.48	2.432	

Tableau 3.9 poids spécifiques du Kaolin

N ^o 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)
1	103.92	183.89	402.72	352.88	2.654	2.66
2	103.92	183.75	402.96	352.88	2.683	
3	103.8	183.83	402.77	352.91	2.653	

Tableau 3.10 poids spécifiques de sable de dunes

N ^o 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)
1	103.54	150.54	385.44	356.06	2.667	2.66
2	101.05	148.05	381.55	352.27	2.652	
3	101.05	148.05	381.05	351.72	2.660	

Tableau 3.11 poids spécifiques de sable de rivière

N ^o 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)
1	101.05	151.06	381.81	350.47	2.689	2.65
2	103.68	183.55	401.79	352.92	2.576	
3	101.05	151.05	381.8	350.47	2.678	

Tableau 3.12 poids spécifiques de sable de rivière du sol 1

N ^o 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)
1	101.05	151.08	381.19	350.47	2.591	2.59
2	101.05	151.10	381.25	350.47	2.597	
3	101.05	151.05	381.2	350.47	2.595	

Tableau 3.13 poids spécifiques de sable de rivière du sol 2

N ^o 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)
1	101.05	141.07	374.17	350.47	2.452	2.46
2	101.05	141.06	374.28	350.47	2.470	
3	101.05	141.1	374.30	350.47	2.469	

Tableau 3.14 poids spécifiques de sable de rivière du sol 3

N ^o 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)
1	103.68	184.55	402.70	352.17	2.665	2.62
2	101.05	180.22	399.61	350.54	2.630	
3	101.05	179.8	400.44	352.37	2.567	

Tableau 3.15 poids spécifiques de sable de rivière du sol 4

N ^o 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)
1	101.05	149.7	379.87	350.22	2.560	2.56
2	101.05	150.01	380.17	350.25	2.571	
3	101.05	149.7	379.85	350.22	2.558	

Tableau 3.16 poids spécifiques de sable de rivière du sol 5

N ^o 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)
1	103.8	143.8	374.23	350.25	2.497	2.48
2	101.05	141.05	373.52	349.95	2.435	
3	103.8	143.8	374.29	350.2	2.514	

Tableau 3.17 poids spécifiques de sable de rivière du sol 6

3.4.3 Essais de consistance des sols

En fonction des teneurs en eau, un sol intact ou remanié se présente suivant des consistances variables. Les essais de consistance consistent à déterminer les états où se trouvent le sol et les limites entre ces états, ces derniers appelés limites d'Atterberg ou de consistance (NF P94-051).

a) Limite de liquidité W_L :

La limite de liquidité est déterminée :

- ∅ Soit au pénétromètre à cône (NF P 94-052-1), est par convention la teneur en eau pondérale du sol pour laquelle le cône s'enfonce de 17mm.

∉ Soit se détermine à l'aide de l'appareil Casagrande. Puisque le pénétromètre à cône est choisi comme dispositif dans les essais principaux, on a préféré utiliser la méthode de l'appareil Casagrande, figure 3.6.



Figure 3.6 détermination des limites de liquidité

La limite de liquidité est déterminée on utilisant l'expression suivante :

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

W:la teneur en eau

N : nombre de coups de la coupelle de l'appareil Casagrande.

Les valeurs des teneurs en eau moyenne sont présentées dans les tableaux (3.18 à 3.24).

Nombre de coups	36		33		27		21		15	
Poids total humide (g)	38.01	37.82	36.22	37.73	24.20	38.54	25.60	27.09	27.19	26.37
Poids total sec (g)	36.26	36.21	35.28	35.98	22.90	34.14	23.31	24.64	24.47	23.86
Poids de la tare (g)	33.42	33.59	33.81	33.22	20.90	34.14	19.93	20.94	20.63	20.34
Poids de l'eau (g)	1.75	1.61	0.94	1.75	1.30	1.74	2.29	2.45	2.72	2.51
Poids du sol sec (g)	2.84	2.62	1.47	2.76	2.00	2.66	3.38	3.7	3.84	3.52
Teneur en eau (%)	61.62	61.45	63.95	63.40	65.00	65.41	67.75	66.22	70.83	71.31
W moy (%)	61.54		63.97		65.21		66.98		71.07	

Tableau 3.18 Teneurs en eau moyenne du kaolin

Nombre de coups	36		33		27		21	
Poids total humide (g)	37	30	22	15	37	30	22	15
Poids total sec (g)	67.28	67.17	15.83	13.65	67.28	67.17	15.83	13.65
Poids de la tare (g)	66.33	66.21	14.82	12.96	66.33	66.21	14.82	12.96
Poids de l'eau (g)	60.15	60.16	8.53	8.66	60.15	60.16	8.53	8.66
Poids du sol sec (g)	0.95	0.96	1.01	0.69	0.95	0.96	1.01	0.69
Teneur en eau (%)	6.18	6.05	6.29	4.3	6.18	6.05	6.29	4.3
W moy (%)	15.37		15.87		16.05		16.05	

Tableau 3.19 Teneurs en eau moyenne du Sol 01

Nombre de coups	31		30		26		18	
Poids total humide (g)	27.36	38.57	40.85	28.15	40.37	41.38	25.74	26.39
Poids total sec (g)	25.89	37.58	39.32	26.67	39.04	39.67	24.62	25.20
Poids de la tare (g)	19.92	33.58	33.47	20.93	34.15	33.21	20.63	20.91
Poids de l'eau (g)	1.47	0.99	1.53	1.48	1.33	1.71	1.12	1.19
Poids du sol sec (g)	5.97	4.00	5.85	5.74	4.89	6.46	3.99	4.29
Teneur en eau (%)	24.62	24.75	26.15	25.79	27.20	26.47	28.07	27.74
W moy (%)	24.69		25.97		26.84		27.90	

Tableau 3.20 Teneurs en eau moyenne du Sol 02

Nombre de coups	37		24		17	
Poids total humide (g)	69.10	65.81	70.15	70.20	71.94	68.23
Poids total sec (g)	67.65	64.46	68.68	68.14	70.20	66.79
Poids de la tare (g)	63.27	60.49	64.58	62.30	65.60	62.98
Poids de l'eau (g)	1.45	1.35	1.47	2.06	1.74	1.44
Poids du sol sec (g)	4.38	3.97	4.10	5.84	4.60	3.81
Teneur en eau (%)	33.10	34.00	35.85	35.27	37.83	37.80
W moy (%)	33.55		35.56		37.82	

Tableau 3.21 Teneurs en eau moyenne du Sol 03

Nombre de coups	36		27		18	
Poids total humide (g)	69.77	71.05	39.51	39.71	43.62	44.39
Poids total sec (g)	68.44	69.51	38.55	38.78	42.38	42.97
Poids de la tare (g)	60.15	60.15	33.22	33.81	36.27	36.25
Poids de l'eau (g)	1.33	1.54	0.96	0.93	1.24	1.42
Poids du sol sec (g)	8.29	9.36	5.33	4.97	6.11	6.72
Teneur en eau (%)	16.04	16.45	18.01	18.71	20.29	21.13
W moy (%)	16.24		18.36		20.71	

Tableau 3.22 Teneurs en eau moyenne du Sol 04

Nombre de coups	34		22		17	
Poids total humide (g)	72.66	70.76	73.82	82.39	39.20	38.68
Poids total sec (g)	70.69	69.43	71.92	79.63	37.77	37.45
Poids de la tare (g)	63.27	64.58	65.60	70.20	33.21	33.47
Poids de l'eau (g)	1.97	1.33	1.90	2.76	1.43	1.23
Poids du sol sec (g)	7.42	4.85	6.32	9.43	4.56	3.98
Teneur en eau (%)	26.55	27.42	30.06	29.27	31.36	30.90
W moy (%)	26.98		29.66		31.13	

Tableau 3.23 Teneurs en eau moyenne du Sol 05

Nombre de coups	35		24		18	
Poids total humide (g)	13.54	13.42	50.77	49.39	29.00	44.31
Poids total sec (g)	12.38	12.33	47.10	46.03	26.85	41.56
Poids de la tare (g)	8.53	8.66	36.25	36.27	20.90	34.14
Poids de l'eau (g)	1.16	1.09	3.67	3.36	2.15	2.75
Poids du sol sec (g)	3.85	3.67	10.85	9.76	5.95	7.42
Teneur en eau (%)	30.13	29.70	33.82	34.43	36.13	37.06
W moy (%)	29.91		34.12		36.59	

Tableau 3.24 Teneurs en eau moyenne du Sol 06

Suite aux calculs des teneurs en eau moyenne, du kaolin et des différents sols reconstitués, les valeurs des limites de liquidité (W_L), des limites de plasticité (W_p) sont présentées aux tableaux (3.25 et 3.26).

Type de Sol	Kaolin	Sol 01	Sol 02	Sol 03	Sol 04	Sol 05	Sol 06
W_L (%)	65.83	16.47	26.63	35.37	18.47	28.97	33.42

Tableau 3.25 Valeurs des limites de liquidités

b) Limite de plasticité W_p :

La limite de plasticité (NF P 94-051), est par convention la teneur en eau pondérale du sol pour laquelle un rouleau de sol de 3mm de diamètre et de 100mm de longueur se fissure ou s'émiette.

Type de Sol	Kaolin	Sol 01	Sol 02	Sol 03	Sol 04	Sol 05	Sol 06
W_p (%)	39.64	11.03	15.37	20.87	11.95	14.77	19.03

Tableau 3.26 Valeurs des limites de plasticités

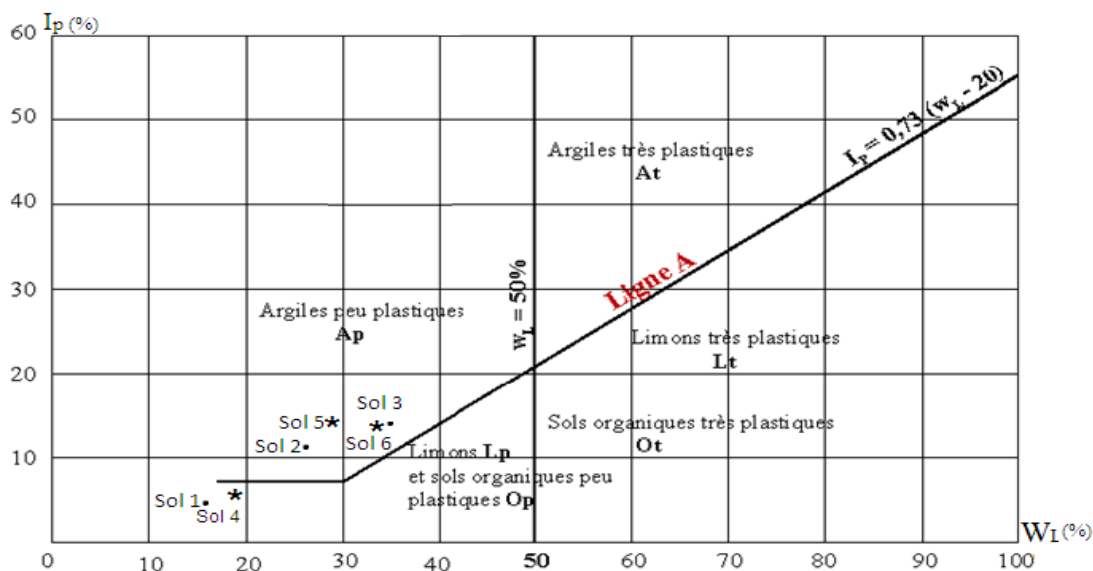
c) Indices de plasticité I_p

La plasticité est une propriété caractéristique des éléments très fins ou argileux du sol, en relation avec l'existence de couches d'eau adsorbée. On conçoit donc que les limites d'Atterberg et l'indice de plasticité d'un sol varient non seulement avec l'importance de sa fraction argileuse mais également avec la nature des minéraux argileux. $I_p = w_L - w_p$. Les valeurs de l'indice de plasticité du kaolin et des sols reconstitués sont présentées dans le tableau 3.27.

Type de Sol	Kaolin	Sol 01	Sol 02	Sol 03	Sol 04	Sol 05	Sol 06
I_p (%)	26.19	5.44	11.26	14.50	6.52	14.20	14.39

Tableau 3.27 valeurs des indices de plasticités

On constate d'après les valeurs des limites de liquidité et des indices de plasticité, que la classification proposée par l'abaque de Casagrande, figure 3.7, classe les sols reconstitués testés entre les deux versants, limons peu plastiques et, argiles peu plastiques. De même les valeurs des indices de plasticités classent ces sols entre non plastique et peu plastique.



- - Sol 1,2,3
- * - Sol 4,5,6

Figure 3.7 Position des sols testés dans l'abaque Casagrande

3.4.3.1 Activités des sols

Les propriétés de plasticité des argiles sont dues presque exclusivement à l'interaction des particules de dimension "argileuse ($\% < 2 \mu\text{m}$) avec l'eau. Si la composition minéralogique de l'argile est constante, l'indice de plasticité du sol est proportionnel à la quantité d'argile présente dans le sol. L'activité A_c , définie par Skempton(1948) comme le rapport de l'indice de plasticité de l'argile à sa teneur en particules argileuses $A_c = I_p / (\% < 2 \mu\text{m})$, est donc une caractéristique du sol, qui dépend principalement de sa nature minéralogique.

Le pourcentage des particules fines dans les différents échantillons de sol, associé avec les données des essais de consistances, permet de déduire l'activité des sols testés. Les résultats sont présentés au tableau 3.28.

Sol	Sol 1	Sol 2	Sol 3	Sol 4	Sol 5	Sol 6
Activité	1.11	0.96	0.87	0.93	1.44	1.02

Tableau 3.28 Dénomination des sols d'après leur activité

3.4.4 Essais de l'équivalent de sable

Si le sol grenu est pollué par des particules d'argile ou de limon on pourra déterminer la proportion relative de sol fin et de sol grenu par l'essai d'équivalent de sable. L'équivalent de sable est donc un indicateur, utilisé en géotechnique, caractérisant la propreté d'un sable ou d'une grave. Il indique la teneur en fines, éléments de diamètre inférieur à 0,5 mm, d'origine essentiellement argileuse, végétale ou organique à la surface des grains, figures 3.8.



Figure 3.8 Essais de l'équivalent de sable

L'équivalent de sable (ES) est donné par la formule:

$$ES = \frac{h_2}{h_1} \cdot 100\%$$

Avec: h_2 : la hauteur du dépôt, h_1 : hauteur du dépôt et de floculat

Les résultats de laboratoire donnent pour les des deux types de sable tableau 3.29,

Sable de dunes	ES =73.26 %.
Sable d'Oued	ES =68.69 %.

Tableau 3.29 Equivalent de sable (sables de dunes et de rivière)

3.4.5 Essais Proctor

Il y a plusieurs possibilités pour améliorer les propriétés mécaniques d'un sol remanié. Le procédé le plus économique, toujours utilisé dans la construction des remblais, est le compactage. Ce procédé a pour but d'augmenter la qualité de solides par unité de volume (la masse spécifique du sol sec) afin d'améliorer certaines propriétés des sols ou remblais: améliorer la résistance mécanique (stabilité), diminuer la compressibilité (tassement) et diminuer la perméabilité. Les résultats des essais Proctor réalisés sur les sols reconstitués sont présentés dans la figure 3.9 et au tableau 3.30.

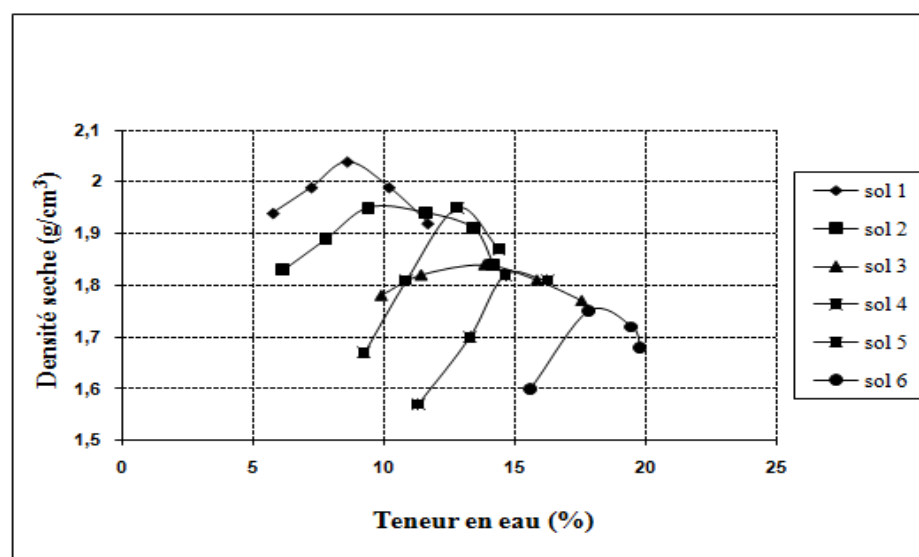


Figure 3.9 Courbes Proctor des différents sols

Sol 1	Teneur en eau W (%)	5.77	7.24	8.62	10.22	11.71	
	Densité sèche v_d (g/cm ³)	1.94	1.99	2.04	1.99	1.92	
Sol 2	Teneur en eau W (%)	6,15	7,8	9,43	11,6	13,44	14,21
	Densité sèche v_d (g/cm ³)	1,83	1,89	1,95	1,94	1,91	1,84
Sol 3	Teneur en eau W (%)	9,91	11,44	13,88	15,88	17,6	
	Densité sèche v_d (g/cm ³)	1,78	1,82	1,84	1,81	1,77	
Sol 4	Teneur en eau W (%)	9,26	10,86	12,82	14,42		
	Densité sèche v_d (g/cm ³)	1,67	1,81	1,95	1,87		
Sol 5	Teneur en eau W (%)	11,33	13,32	14,67	16,28		
	Densité sèche v_d (g/cm ³)	1,57	1,7	1,82	1,81		
Sol 6	Teneur en eau W (%)	15,63	17,82	19,46	19,8		
	Densité sèche v_d (g/cm ³)	1,6	1,75	1,72	1,68		

Tableau 3.30 Densités sèches et teneurs en eau correspondants

Les essais Proctor réalisés sur les différents sols donnent les teneurs en eau optimum et les densités sèches maximales présentés au tableau 3.31. À partir des résultats obtenus, on constate que la plasticité des échantillons reconstitués est proportionnelle avec le pourcentage du kaolin. Les valeurs maximales de densité sèche maximale ont été atteintes pour une teneur en eau inférieure à 13%.

Designation	S1	S2	S3	S4	S5	S6
γ_{dmax} (g/cm ³)	2.04	1.95	1.84	1.95	1.82	1.75
Wopt (%)	8.62	9.43	13.88	12.82	14.67	17..82

Tableau 3.31 valeurs des optimums de Proctor

Les essais préliminaires représentent une plateforme nécessaire à l'élaboration de la suite des essais principaux, ils donnent une idée sur l'état dont se trouve chaque

sol. Une synthèse de ces résultats, pour les sables, le kaolin et les sols reconstitués, est présentée au tableau 3.32.

MATERIAUX	CARACTERISTIQUES						
Sable de dunes	Equivalent de sable $E_s = 73.26 \%$. Granulométrie comprise entre 0.08 et 2mm dont 1.36% des particules $< 80 \mu\text{m}$. Coefficient d'uniformité (de Hazen) $C_u = 3.91$. Coefficient de courbure $C_c = 1.33$.						
Sable d'Oued	Equivalent de sable $E_s = 68.69 \%$. Granulométrie comprise entre 0.08 et 2mm dont 3.01% des particules $< 80 \mu\text{m}$. Coefficient d'uniformité (de Hazen) $C_u = 2.19$. Coefficient de courbure = 0.94.						
Kaolin	$\% < 2 \mu\text{m} = 43\%$. Limite de liquidité $W_L = 65.83\%$. Limite de plasticité $W_P = 39.64\%$. Densité spécifique des grains $G_s = 2.42$.						
sols reconstitués	Designation	S1	S2	S3	S4	S5	S6
	% kaolin	15	35	50	20	30	40
	% Sable de dunes	85	65	50	-	-	-
	% Sable de owed	-	-	-	80	70	60
	G_s	2.65	2.59	2.46	2.62	2.56	2.48
	$w_L \%$	16.47	26.63	35.37	18.47	28.97	33.42
	$w_P \%$	11.03	15.37	20.87	11.95	14.77	19.03
	$\gamma_{dmax} \text{ (g/cm}^3\text{)}$	2.04	1.95	1.84	1.95	1.82	1.75
	$w_{opt} \%$	8.62	9.43	13.88	12.82	14.67	17.82
	$\% < 2 \mu\text{m}$	4.91	11.73	16.74	7.03	9.84	14.12

Tableau 3.32 Récapitulatif des caractéristiques des matériaux

Chapitre 4 - Essais principaux

4.1 INTRODUCTION

La gestion des sols à effondrement brusque est un enjeu majeur pour la stabilité et la durabilité des structures. Le phénomène collapse des sols macroporeux est très important dans l'étude géotechnique. C'est un fait très complexe, car il fait intervenir les caractéristiques de résistance et de déformation du sol. Aussi, il découle de plusieurs paramètres, notamment la granulométrie, la présence d'éléments fins, l'état de compacité, la teneur en eau initiale, le degré de saturation et certains paramètres liés à la minéralogie du sol. Concernant la prédiction du potentiel d'affaissement, un effort immense a été consacré ces dernières années aux méthodes expérimentales ; mais la plupart de ces expérimentations utilisent l'appareillage courant. A cet effet, nous avons essayé à travers cette recherche d'utiliser en plus de l'œdomètre, le pénétromètre à cône, équipement destiné aux essais de consistance et, à notre sens, pour la première fois en géotechnique, l'analyseur ultrasonique.

4.2 PROGRAMME DES ESSAIS PRINCIPAUX

L'étude expérimentale du comportement des sols nécessite l'utilisation des dispositifs bien instrumentés et un mode opératoire fiable. A cet effet et en vue de contribuer à la prédiction des sols affaissables, un programme expérimental spécial (essais principaux) avec 360 essais est proposé. Ce dernier, qui vient juste après les essais préliminaires, comprend trois catégories d'essais;

- ∅ Essais de compressibilité à l'œdomètre
- ∅ Essais de pénétration au pénétromètre à cône
- ∅ Essais aux ultrasons.

Les paramètres retenus dans chaque série d'essai, le nombre d'essais en détail, ainsi que les particularités de chaque catégorie sont détaillés dans le tableau 4.1.

TYPE D'ESSAI	PARAMETRES RETENUS	NOMBRE D'ESSAIS	OBSERVATIONS
ESSAIS ŒDOMÉTRIQUES	Teneurs en eau: 2%,4%,6% et 8%. Degrés de compactage: 10, 25,40 et 60coups.	96	réalisés selon la procédure de Jennings et Knight.
ESSAIS DE PENÉTRATION	Teneurs en eau: 2%,4%,6% ,8%,10%, 12% et 14%. Degrés de compactage: 10, 25,40 et 60coups.	168	réalisés au Pénétromètre à cône.
ESSAIS AUX ULTRASONS	Teneurs en eau: 2%,4%,6% et 8%. Degrés de compactage: 10, 25,40 et 60coups.	96	Menés à l'aide d'Analyseur ultrasonique.

Tableau 4.1 Programme des essais

4.3 MATÉRIELS UTILISÉS

4.3.1 Essais œdométriques

Dans l'intention de déterminer le comportement des échantillons de sols, soumis à une variation de teneur en eau et une augmentation de contrainte verticale, des essais de compressibilité sont réalisés selon la procédure de Jennings et Knight(1975). L'appareillage comprend:

a) *l'œdomètre*

Dispositif permettant de réaliser sur un échantillon de sol saturé ou non un essai de compression uniaxiale, figure 4.1 et 4.3. Les éléments essentiels d'un œdomètre sont :

- € Moule œdométrique de 50.4mm de diamètre et 20mm de hauteur, dans lequel on place entre deux pierres poreuses, assurant le drainage, l'échantillon de sol figure 4.2. A l'aide d'un piston relié au dispositif de

chargement, on comprime verticalement l'échantillon en mesurant son affaissement à l'aide d'un comparateur.

- ∅ Bâti de consolidation d'un bras de levier de 1/10.
- ∅ Comparateur à cardon au 1/1000mm.
- ∅ Balance de précision (1/10g) avec jeu de poids.



Figure 4.1 Série d'œdomètres

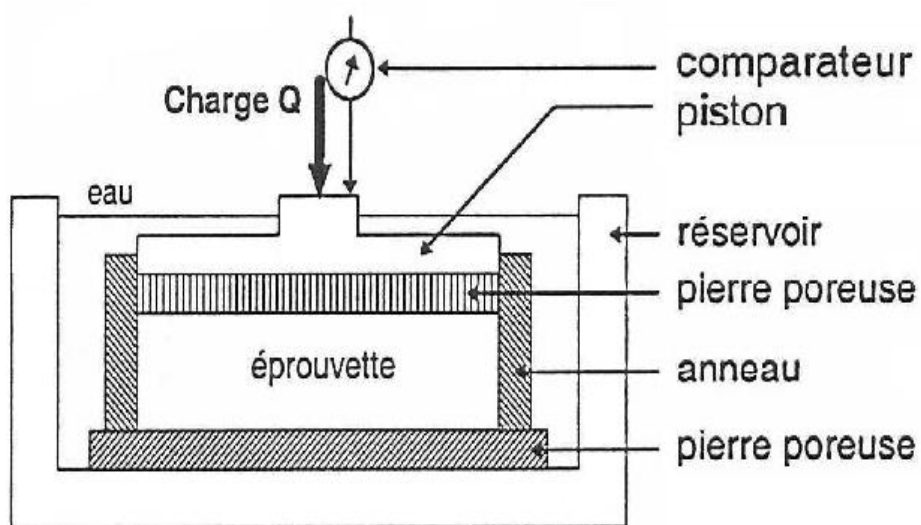


Figure 4.2 Cellule d'œdomètre

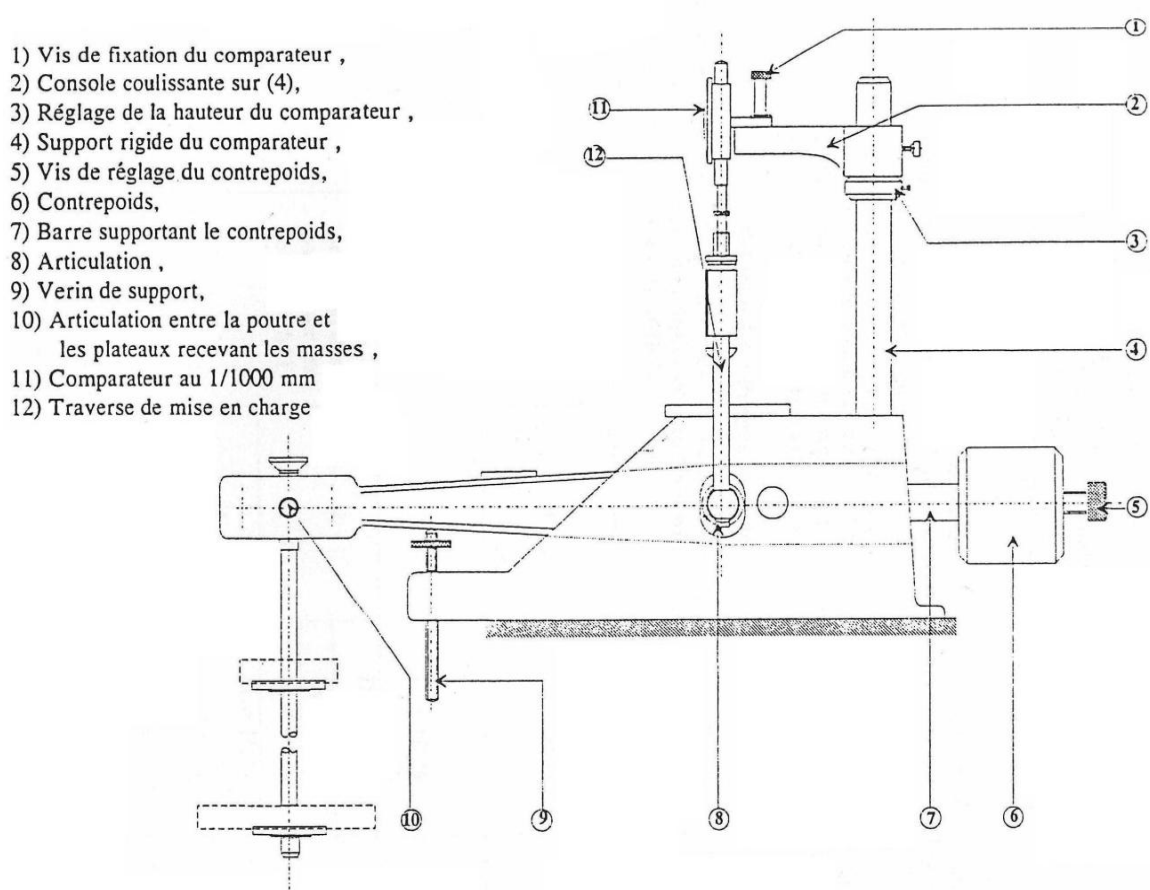


Figure 4.3 Détail d'un œdomètre

b) La dame de compactage

N'ayant pu trouver un moyen pour compacter le sol dans l'anneau de l'œdomètre, nous avons opté à l'utilisation d'une dame de compactage, conçue spécialement au laboratoire, selon les recommandations des travaux de recherche publiés, figure 4.4. La dame de compactage, entièrement usinée en acier, est composée :

- ∅ d'un socle de 48.42mm de diamètre et de 3mm d'épaisseur attaché à une colonne support de guidage de longueur 280mm, à travers laquelle glisse un mouton. Un arrêtoir coulissant le long de la tige permet d'ajuster la hauteur de chute du mouton.

est d'un mouton en forme de disque circulaire de 84.42 mm de diamètre et de 8.40mm d'épaisseur. Sa masse est de 121g, ayant un perçage centré de 8.45 mm de diamètre.

L'énergie de compactage répercutée à l'éprouvette de sol est égale au travail de la masse M sur la hauteur H et est donnée par l'expression:

$$E=M.g.H \quad \text{avec:}$$

M: masse de la dame,

g: l'accélération de la pesanteur = 9,81 m.s⁻²,

H: hauteur de chute de la dame.

Le tableau 4.2 indique la correspondance entre le nombre de coups de la dame (N) et l'énergie de compactage E.

Nombre de coups	M (kg)	g (m/s ²)	H (m)	E (joule)
10	0.121	9.81	0.15	1.78
25	0.121	9.81	0.15	4.45
40	0.121	9.81	0.15	7.12
60	0.121	9.81	0.15	10.68

Tableau 4.2 Correspondance entre le nombre de coups et l'énergie de compactage

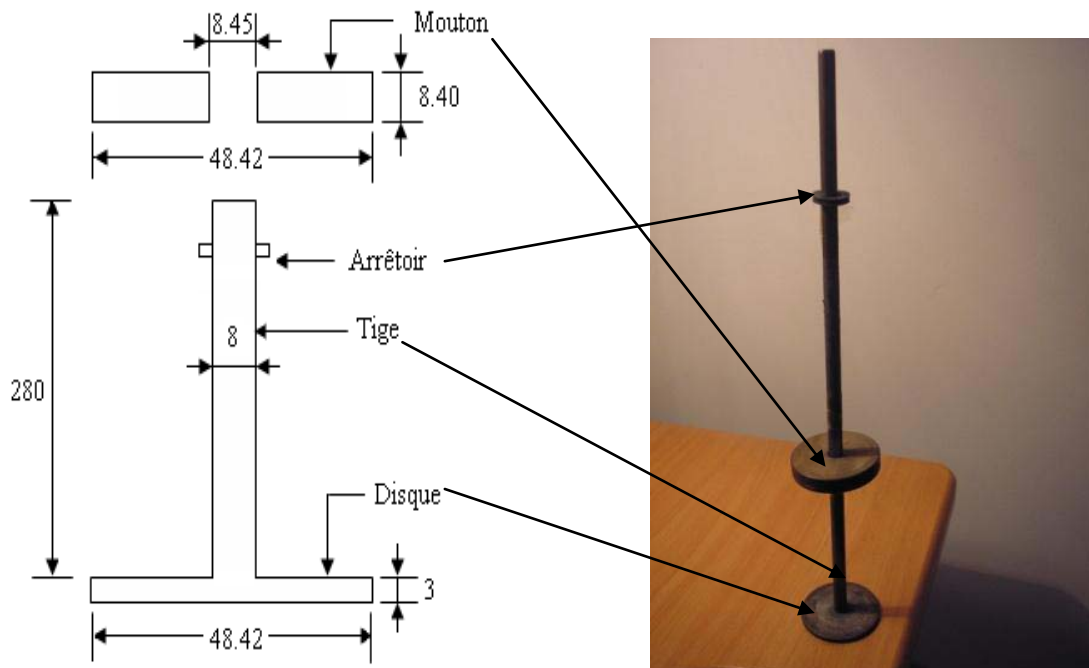


Figure 4.4 Dame de compactage

4.3.2 Essais de pénétration

Les qualités essentielles du pénétromètre à cône, figure 4.5, résident dans l'aspect économique et pratique :

- ∄ Mobilité du matériel
- ∄ Rapidité d'exécution
- ∄ Précision de la lecture
- ∄ Coût d'utilisation

Ce dispositif est souvent adopté pour déterminer la sensibilité et la consistance des sols intacts ou remaniés. L'ajustement de sa partie mobile est important, figure 4.6. Le pénétromètre à cône est constitué :

- ∄ d'un cône en acier inox, de 30 degrés d'ouverture, surmonté d'une tige filetée. Le poids du système mobile est de 80 g.
- ∄ d'un comparateur gradué en 400 divisions de 0, 1 mm.
- ∄ d'une coupelle métallique de 53mm de diamètre, et de 36.4mm de hauteur. Sa masse est de 56.2g.
- ∄ d'une base en aluminium avec pieds réglable.

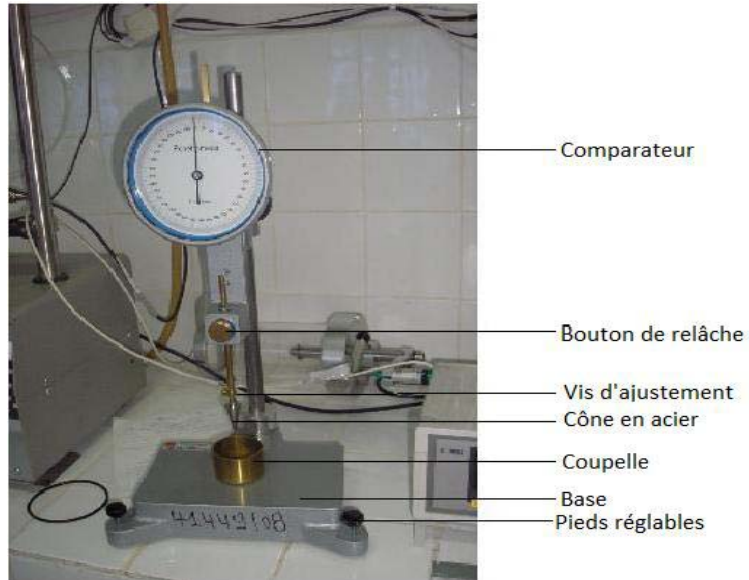


Figure 4.5 Pénétrömètre à cône complet

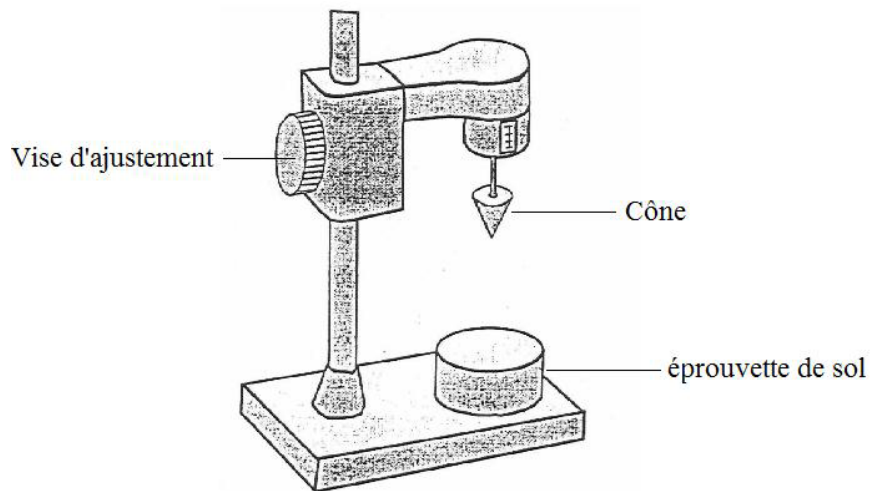


Figure 4.6 La partie mobile du Pénétrömètre à cône

4.3.3 Essais ultrasoniques

4.3.3.1 Introduction

Le son se déplace dans les solides, les liquides et les gaz à différentes vitesses. Cette vitesse est appelée vitesse de propagation (v) ou célérité (c). Elle est constante dans un milieu donné. Les ultrasons sont des ondes élastiques dont la fréquence est comprise entre 15KHz environ et quelques centaines de Mégahertz. En deçà de cette bande, il s'agit de sons ou d'infrasons et au-delà de cette il s'agit d'hypersons.

4.3.3.2 Objet et champ d'application des ultrasons

Le domaine de l'auscultation ultrasonique constitue un secteur spécifique d'activité. Il renferme ses propres structures professionnelles qui regroupent : industriels, fabricants, distributeurs spécialisés, sociétés de services et organismes d'étude et de formation. Le champ d'application de cette technique ne cesse de s'étendre au-delà de son domaine d'emploi traditionnel. Actuellement cette technique est utilisée dans divers domaines tels que ; le nucléaire, l'aéronautique, l'instrumentation industrielle, le contrôle de qualité, le forage, les mines, le génie côtier, et maritime, la mécanique des roches et des sols et même dans les domaines scientifique et médical.

Il ne suffit plus aujourd'hui de détecter un défaut, mais le caractériser et mettre en évidence des hétérogénéités ou des irrégularités de propriétés telles que, variation locale de propriété physique ou chimique, variations de microstructure, de texture ou de rugosité.

4.3.3.3 Dispositif expérimental

L'auscultation ultrasonique permet de localiser le volume des vides, les pores, les fissures ou toutes autres malfaçons dans l'éprouvette de sols. Cette méthode est basée sur la très faible transmission de l'énergie des ultrasons au travers d'une lame d'air emprisonnée dans le matériau. Le test a pour but de mesurer le temps de propagation de la première impulsion d'un train d'onde entre deux points. L'onde est émise à partir d'un premier transducteur. Après une distance de parcours L et un temps de propagation t dans l'éprouvette de sol, l'onde atteint un second transducteur électro-acoustique qui va convertir l'onde en un signal électrique.

La fréquence d'un son est le nombre de vibrations effectué par seconde (1Hertz=1vibration par seconde). La norme EN12504-4 préconise d'utiliser une fréquence propre des transducteurs compris entre 20KHz et 150KHz.

La vitesse de propagation de l'onde sonore dans l'éprouvette du sol est : $v = L/t$. l'analyseur utilisé a une précision de l'ordre de la micro-seconde.

Comme f est la fréquence de la vibration ; la longueur d'onde λ d'un train d'onde ultrasonore se déduit de la vitesse de propagation par la relation: $\lambda = v/f$. A titre de comparaison, le tableau 4.3 donne la vitesse phase de ces ondes dans quelques milieux.

Matériau	Masse Volumique (g/cm ³)	Vitesse des Ondes Longitudinales (m/s)	Vitesse des Ondes Transversales (m/s)
Aciers	7.8	5900	3250
Air (sec, 20°)	1,3·10 ⁻³	330	-
Aluminium	2,7	6300	3100
Araldite	1,2	2500	1050
Béton	2,5	4500	-
Béton bitumineux	2.3	1850	-
Cuivre	8,9	4700	2250
Eau (20°)	1,0	1480	-
Eau (0°)	1,0	1430	-
Fonte	7.2	4600	2150
Glycérine	1,3	1900	-
Huile	0,8	1500	-
Hydrogène (0°)	0,09·10 ⁻³	1300	-
Laiton	8,5	4500	2100
Mercure	13,6	1450	-
Muscle	1,0	1600	-
Pétrole	0.8	1330	-
Plexiglas	1,2	2700	1100
Quartz	2,7	5750	-
Titanate de Baryum	5,7	5400	-
Verre	2,5	5650	3400
Zirconium	6.4	4650	2300

Tableau 4.3 Valeur de vitesses ultrasoniques moyennes arrondies

L'appareillage utilisé dans cette série d'essais, figure 4.7 comprend:

- ∄ appareil produisant les ondes ultrasoniques est appelé analyseur ou convertisseur.
- ∄ barreau d'étalonnage.
- ∄ jeu de deux transducteurs (capteurs) de 54 kHz avec câbles, agissant indifféremment comme émetteur ou récepteur. Les capteurs plans sont ceux majoritairement utilisés, ils permettent une meilleure précision de la valeur mesurée.
- ∄ pot de pâte de contact (*Couplant*).



Figure 4.7 Analyseur ultrasonique type *Pundit Plus*

4.4 PROCEDURE ET REALISATION DES ESSAIS

4.4.1 Essais œdométriques

Le sol de l'essai est constitué de sable et de kaolin selon les proportions mentionnées au §3.2.3. On amène le sol à la teneur en eau voulue par ajout de l'eau

distillée, l'ensemble sol - eau doit être bien homogénéisé dans un mortier en porcelaine. La gâchée de sol est ensuite versée dans le moule de l'œdomètre puis compactée à l'aide de la dame de compactage.

Le compactage du sol consiste à laisser tomber le mouton qui coulisse à travers la tige de la dame d'une hauteur $H=15$ cm, ce qui va percuter le disque qui transmet le choc à l'échantillon. Pour la rendre parfaitement plane, la face supérieure de l'éprouvette doit être arasée à l'aide d'une lame rigide.

Les essais de compressibilité à l'œdomètre sont faits selon la procédure de Jennings et Knight (1975) qui consiste à l'application successive des charges suivantes : 25, 50, 100, et 200kpa. Ensuite, procéder à l'inondation de l'échantillon et relever la nouvelle valeur du tassement, puis augmenter le chargement jusqu'à 400kpa. Au cours de l'essai, les lectures des tassements sont relevées à 30s, 1min, 2min, 5min, 10min, 30min, 60min et 24h. (L'instant initial $t=0$, marque le commencement du tassement suite à l'inondation sous 200KPa).

4.4.2 Essais de pénétration

Ils sont opérés au pénétromètre à cône doté d'une coupelle métallique. La reconstitution des sols, le remplissage des gâchées et le compactage dans la coupelle s'effectuent de la même manière que pour les essais de compressibilité. La procédure de manipulation est la suivante:

- ∄ Insérer le cône dans le mécanisme de retenu du cône
- ∄ Descendre la partie mobile du pénétromètre (cône avec sa tige) pour amener le cône près de la face supérieure de l'échantillon
- ∄ Utiliser la vis d'ajustement pour mettre la pointe du cône en contact avec l'échantillon
- ∄ Mettre le cône en chute libre en appuyant sur le bouton de relâche
- ∄ L'enfoncement du cône dans le sol est mesuré à l'aide du comparateur
- ∄ Mesurer la pénétration après environ 5 secondes.
- ∄ Les pénétrations Δh du cône sont reportées en fonction des paramètres retenus.

4.4.3 Essais aux ultrasons

4.4.3.1 Étalonnage

Cette série d'essais aux ultrasons, commence par l'étalonnage de l'analyseur, en mesurant la vitesse de propagation de l'onde à travers le barreau de calibrage. L'étalonnage de l'ensemble appareillage et palpeur ultrasonore présente une grande importance, dans la mesure où l'on cherche à fournir des résultats de contrôle pertinents. On doit soit utiliser un bloc étalon comme la cale Afnor NF A 09.310, soit on fera appel à des pièces de référence de matériau préalablement ausculté.

4.4.3.2 Couplant :

Pour éviter des pertes de sensibilité et des distorsions spectrales peuvent rendre la lecture des mesures aléatoires ; on doit s'assurer des performances anti-usure de la face avant des transducteurs et de l'étanchéité des câbles ainsi que de leurs liaisons avec l'équipement. La surface de l'éprouvette est généralement rugueuse ou irrégulière, il convient de la gratter, polir ou égaliser par ponçage avant de faire la mesure. Afin de faciliter la transmission de l'onde entre les deux transducteurs (émetteur et récepteur) et d'améliorer le contact entre le corps de l'éprouvette à tester et la face de chaque transducteur, et avant d'ajuster le système de mesure, on doit utiliser un produit de couplage ou patte de contact, tel que la vaseline ou la graisse.

4.4.3.3 Mesure de la distance entre capteurs :

Conformément à la norme EN 12504-4, la longueur de parcours est la distance entre les transducteurs, doit être mesurée si possible avec une précision de l'ordre du millimètre pour des parcours inférieur à 1 m. La distance minimale entre les deux transducteurs doit être quatre fois supérieure au diamètre du plus gros granulat.

Selon la norme NF EN 583-2 (2001), la procédure de manipulation de l'essai ultrasonique se résume comme suit:

∄ Choix des faces à ausculter et mesure de la distance d'essai.

∄ Mettre l'émetteur et le récepteur de part et d'autre de l'éprouvette à ausculté.

Dans notre cas on a réalisé des éprouvettes de sol dans le moule

œdométrique, conformément au mode opératoire des essais de compressibilité.

∄ Sur l'écran de l'analyseur sont représentés, le temps ou la vitesse de transit de l'onde, selon la configuration de l'analyseur.

∄ Attendre quelques instants, puis noter le résultat de transmission de l'onde. L'hétérogénéité dans l'éprouvette de sol est facilement décelable au moyen de ces ondes. Toute discontinuité du milieu traversé par un faisceau ultrasonore donne naissance à une onde réfléchie qu'il suffit de détecter.

∄ Afin de vérifier la répétabilité des résultats, faire plusieurs essais conformément aux points précédents.

∄ Sur chantier, pour pouvoir faire une représentation tridimensionnelle des défauts, il est recommandé de faire un balayage mécanique exhaustif de la zone à ausculter.

Vu la sensibilité de ce type d'expérimentation et malgré les excellents résultats obtenus lors de la phase d'étalonnage. Nous avons préféré tester plusieurs matériaux dont les vitesses ultrasoniques sont préalablement connues. Aussi pour que les données acquises soient justes et pour plus de précision ; deux modèles d'analyseurs ont été préalablement testés, nous avons abouti aux résultats analogues.

4.5 ESTIMATION DE L'INCERTITUDE DES RESULTATS

Les résultats des essais expérimentaux sont parfois chevauchés. Il est presque impossible, par exemple, d'avoir les mêmes valeurs de déformations pour le même chargement. Parmi les causes d'incertitude on note les points suivants :

- ∄ La précision de l'appareillage utilisé,
- ∄ Le défaut de manipulation,
- ∄ L'hétérogénéité du sol,

La vérification de l'exactitude et de la justesse des essais est donc nécessaire. Elle a pour objectif d'estimer la répétabilité des mesures et d'apprécier la précision des résultats expérimentaux. Dans cette perspective, pour que les résultats obtenus dans la présente recherche soient fiables, il s'est avéré nécessaire et indispensable de réaliser des essais de répétabilité en respectant les conditions suivantes :

- ∉ Les essais doivent être réalisés par le même opérateur et dans le même laboratoire,
- ∉ L'utilisation du même instrument de mesure,
- ∉ L'application du même mode opératoire,
- ∉ La répétition des essais doit être faite durant une courte période de temps.
- ∉ Vérification si l'intervalle de confiance des résultats est acceptable.

4.5.1 Vérification de la répétabilité des essais

4.5.1.1 Essais œdométriques

Généralement trois tests sont suffisants pour vérifier si l'intervalle de confiance des résultats est acceptable. Pour cela nous avons choisi arbitrairement trois échantillons du même sol (sol 04), avec le même nombre de coups ($E = 10$ coups) et la même teneur en eau ($w = 8\%$). Les résultats des trois tests sont représentés dans le tableau 1.

La variance de l'indice des vides e est donnée par la formule suivante :

$$X^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (e_i - e_{moy})^2}{n} \quad (1)$$

Avec :

e_{moy} : l'indice des vides moyen pour un nombre d'essais œdométriques comparable.

$$e_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n e_i}{n} \quad (2)$$

La relation (1) peut s'écrire sous la forme :

$$X^2 = \frac{\sum_{i=1}^n e_i^2}{n} - e_{moy}^2 \quad (3)$$

L'écart type est donné par :

$$\sigma_n = \left[\frac{\sum e_i^2}{n} - e_{moy}^2 \right]^{1/2} \quad (4)$$

Si l'écart maximal τ entre les mesures des tests pour une charge donnée n'excède pas ($2.8 \times \sigma_n$), l'intervalle de confiance est acceptable.

Les courbes œdométriques des essais de répétabilité sont représentés dans la figure 4.8. Les résultats présentés dans le tableau 4.3 montrent qu'il y a répétabilité de l'essai et que l'expression : $\tau \leq 2.8 \cdot \sigma_n$, est vérifiée pour tous les points des courbes œdométriques.

Chargement appliquée (daN/cm ²)		0	0.25	0.50	1	2	2	4
Indice des vides e(%)	Test 1	0.496	0.486	0.475	0.451	0.408	0.328	0.276
	Test 2	0.488	0.480	0.483	0.442	0.417	0.300	0.265
	Test 3	0.504	0.469	0.470	0.469	0.401	0.307	0.270
Indices des vides moyens e _{moy} (%)		0.496	0.478	0.476	0.454	0.408	0.312	0.270
Ecart type ω _n		0.0065	0.0070	0.0053	0.0112	0.0065	0.0118	0,0044
l'écart maximal entre les mesures t		0.016	0.017	0.013	0.027	0.016	0.028	0.011
2.8ω _n		0.0182	0.0196	0.0148	0.0313	0.0182	0.0330	0,0123

Tableau 4.4 Résultats de répétabilité des essais œdométriques

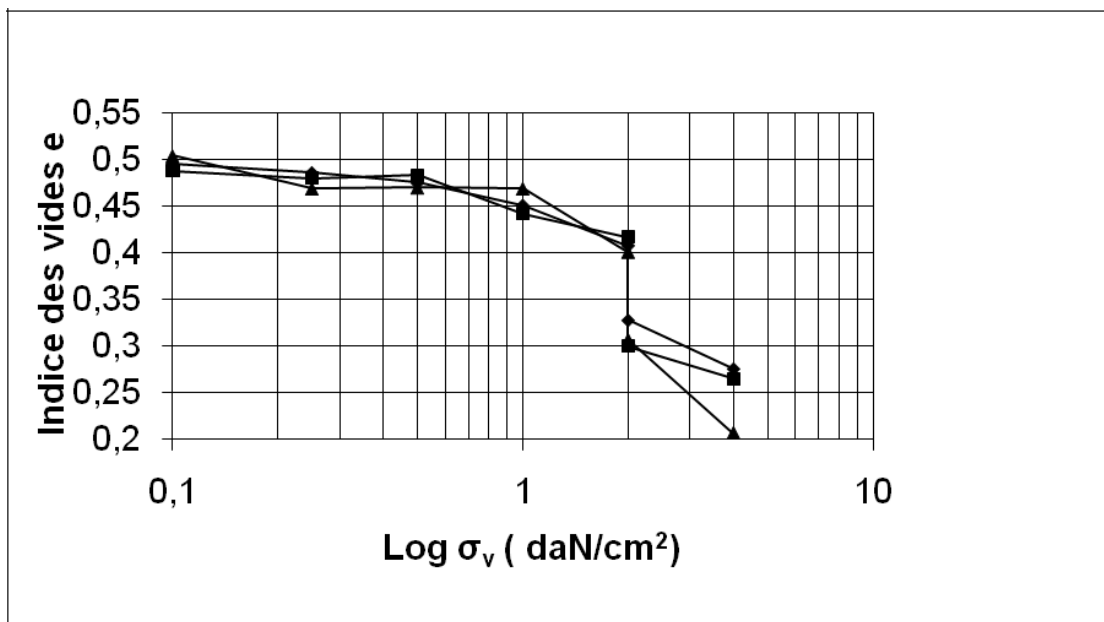


Figure 4.8 Courbes de répétabilité des essais œdométriques (Sol 4, w=8%, E= 10)

4.5.1.2 Essais de pénétration

Concernant les essais de pénétration, les paramètres retenus dans les tests de répétabilité sont :

Le nombre de coups ($E = 10$ coups),

Les teneurs en eau ($w = 2\%, 4\%, 6\%, 8\%, 10\%, 12\%, 14\%$).

Les expériences de répétabilité sont faites pour tous les sols testés, les résultats obtenus, présentés dans les tableaux 4.4 et 4.5, montrent que la répétabilité est vérifiée pour tous les essais.

E	W (%)		Sol 1	Sol2	Sol3	Sol4	Sol5	Sol6
10	2	Pénétration (mm)	7,20	6,95	7,32	6,90	6,80	7,01
			7,39	6,90	7,43	6,97	6,72	7,09
			7,35	6,84	7,39	6,79	6,80	7,00
		P moy	7.31	6.89	7.38	6.88	6.77	7.03
		écart type ω_h	0.0817	0.0449	0.0454	0.0740	0.0377	0.0402
		P'écart maximal t	0.19	0.11	0.11	0.18	0.08	0.09
	$2.8\omega_h$	0.2287	0.1257	0.1271	0.2072	0.1055	0.1125	
	4	Pénétration (mm)	6.00	5.60	6.20	5.95	6.10	5.92
			6.20	6.00	6.18	5.95	6.19	5.00
			6.11	5.55	6.32	5.91	6.00	5.81
		P moy	6.10	5.71	6.23	5.93	6.09	5.57
		écart type ω_h	0,0817	0,2013	0,0618	0,0188	0,0776	0,4102
		P'écart maximal t	0.20	0.45	0.14	0.04	0.19	0.92
	$2.8\omega_h$	0,2287	0,5636	0,1730	0,0526	0,2172	1,1485	
	6	Pénétration (mm)	5,20	5,00	5,65	5,50	5,45	5,65
			5,41	5,25	5,55	5,76	5,75	5,59
			5,38	5,18	5,51	5,50	5,45	5,50
		P moy	5.33	5.14	5.57	5.58	5.55	5.58
		écart type ω_h	0,0927	0,1053	0,0588	0,1225	0,1414	0,0616
		P'écart maximal t	0.21	0.25	0.14	0.26	0.30	0.15
	$2.8\omega_h$	0,2595	0,2948	0,1646	0,3430	0,3959	0,1724	
	8	Pénétration (mm)	4,80	4,60	5,40	5,04	5,00	5,42
			5,12	4,70	5,40	5,00	5,20	5,35
			5,00	4,95	5,55	5,15	5,17	5,40
P moy		4.97	4.75	5.45	5.06	5.12	5.39	
écart type ω_h		0,1319	0,1471	0,0707	0,0634	0,0880	0,0294	
P'écart maximal t		0.32	0.35	0.15	0.15	0.20	0.07	
$2.8\omega_h$	0,3693	0,4118	0,1979	0,1775	0,2464	0,0823		

Tableau 4.5 Résultats de répétabilité des essais de pénétration ($E=10$, $w=2\%, 4\%, 6\%, 8\%$)

E	W (%)		Sol 1	Sol2	Sol3	Sol4	Sol5	Sol6
10	10	Pénétration (mm)	6.00	6.00	7.00	6.00	6,50	6,80
			6.20	6.00	7.05	6.15	6.54	6.74
			6.11	6.15	7.15	6.10	6.65	6.68
		P moy	6.10	6.05	7,06	6.08	6.56	6.74
		écart type ω_n	0,0817	0,0707	0,0623	0,0623	0,0634	0,0489
		l'écart maximal τ	0.20	0.15	0.15	0.15	0.15	0.12
	$2.8\omega_n$	0.2287	0.1979	0.1744	0.1744	0.1775	0.1369	
	12	Pénétration (mm)	8.00	7,80	9.00	8,50	8,70	9,20
			7.86	7.77	9.00	8.40	8.77	9.14
			7.80	7.69	9.07	8.50	8.65	9.05
		P moy	7.88	7.75	9.02	8.46	8.71	9.13
		écart type ω_n	0,0837	0,0464	0,0329	0,0471	0,0492	0,0616
		l'écart maximal τ	0.20	0.11	0.07	0.10	0.12	0.15
	$2.8\omega_n$	0.2348	0.1299	0.0924	0.1318	0.1377	0.1724	
	14	Pénétration (mm)	11,10	10,50	11,70	11,00	11,90	11,6
			11,90	10,00	11,00	11,20	11,79	11,45
			11,50	10,70	11,70	11,10	11,92	11,6
		P moy	11.5	10.4	11,4	11.1	11.87	11.55
écart type ω_n		0,3265	0,2943	0,3299	0,0816	0,0571	0,0707	
l'écart maximal τ		0.80	0.70	0.70	0.20	0.13	0.15	
$2.8\omega_n$	0,9142	0,8240	0,9237	0,2284	0,1598	0,1979		

Tableau 4.6 Résultats de répétabilité des essais de pénétration (E=10, w=10%,12%,14%)

4.5.1.3 Essais ultrasonique

Afin que la comparaison des mesures relevées soit significative, on doit tenir compte des considérations expérimentales suivantes :

- ∄ La pression exercée par l'opérateur sur les transmetteurs influe la vitesse de propagation de l'onde, il est donc recommandé qu'un même opérateur réalise l'ensemble des mesures.
- ∄ Afin de minimiser l'incertitude sur la mesure elle-même, il faut que toutes les mesures soient effectuées dans les mêmes conditions : même appareil, même opérateur.
- ∄ Le bruit environnant (machine, marteau piqueur, etc....) rend la mesure délicate voir impossible, de micro fissures qui modifient tant le trajet de l'onde.

Comme dans les essais de pénétration, les épreuves de répétabilité des essais ultrasoniques sont réalisées pour tous les sols testés avec les paramètres suivants :

Les nombres de coups ($E = 10, 25, 40$ et 60 coups),

La teneur en eau ($w = 4\%$).

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau 4.6. L'erreur entre les essais du même sol est négligeable. Ceci montre que la répétabilité est vérifiée pour tous les essais.

W (%)	E		Sol 1	Sol2	Sol3	Sol4	Sol5	Sol6
4	10	Vitesse (m/s)	513	548	580	526	580	597
			516	546	582	520	580	595
			515	545	578	526	584	592
		Vmoy	515	546.33	580	524	581.33	595
		écart type ω_h	1,2472	1,2472	1,6329	2,8284	1,8856	2,0548
		P'écart maximal τ	3	3	4	6	4	5
	$2.8\omega_h$	3,4921	3,4921	4,5721	7,9195	5,2796	5,7534	
	25	Vitesse (m/s)	533	571	588	550	606	625
			533	565	589	542	602	627
			536	569	582	547	600	624
		Vmoy	534	568	586	546	603	625
		écart type ω_h	1,4142	2,4944	3,0912	3,2998	2,4944	1,2472
		P'écart maximal τ	3	6	7	8	6	3
	$2.8\omega_h$	3,9597	6,9843	8,6553	9,2394	6,9843	3,4921	
	40	Vitesse (m/s)	555	597	606	571	615	645
			550	597	601	570	611	640
			555	592	600	573	615	641
		Vmoy	553	595	602	571	614	642
		écart type ω_h	2,3570	2,3570	2,6246	1,2472	1,8856	2,1602
		P'écart maximal τ	5	5	5	3	4	5
	$2.8\omega_h$	6,5996	6,5996	7,3488	3,4921	5,2796	6,0485	
	60	Vitesse (m/s)	597	625	645	615	675	714
			592	625	641	610	679	710
			594	621	640	611	673	714
Vmoy		594	624	642	612	676	713	
écart type ω_h		2,0548	1,8856	2,1602	2,1602	2,4944	1,8856	
P'écart maximal τ		5	4	5	5	6	4	
$2.8\omega_h$	5,7534	5,2796	6,0485	6,0485	6,9843	5,2796		

Tableau 4.7 Résultats de répétabilité des essais ultrasonique ($w=4\%$, $E=10, 25, 40, 60$)

Chapitre 5 - Résultats des essais principaux et Interprétations

5.1 INTRODUCTION

Après la présentation des essais préliminaires et la procédure de chaque essai (matériaux étudiés, matériels utilisés avec les modes opératoires et résultats). Nous abordons dans ce chapitre les résultats des essais principaux, qui sont arrangés dans trois parties:

- ∉ La première partie commence par l'utilisation des données de consistance des sols et les résultats des essais œdométriques pour la vérification de la susceptibilité d'affaissement. Une présentation détaillée des essais de compressibilités est accomplie dans l'objectif de calculer le potentiel d'affaissement des différents échantillons testés. Les courbes œdométriques sont illustrées en fonction des paramètres retenus, ce qui permet de visualiser l'importance de chaque terme.
- ∉ Dans la deuxième partie, on présente les résultats d'affaissement en utilisant le pénétromètre à cône. Les diverses pénétrations obtenues montre qu'en plus des essais de consistance et de compressibilités, il est possible d'utiliser cet instrument (*le pénétromètre à cône*) dans la prédiction des sols effondrables et dans les essais de compactage propre à ces sols.
- ∉ Enfin, la troisième partie est consacrée aux résultats des essais ultrasoniques, qui sont réalisés dans les mêmes situations de compactage et de teneurs en eau que les précédentes. L'objectif de la troisième partie est de proposer une nouvelle méthode de prédiction des sols affaissables reposant sur des essais ultrasoniques. Les résultats obtenus dans les trois séries d'essais permet de montrer l'influence des paramètres retenus sur les résultats de compressibilité, pénétrométriques et ultrasoniques.

5.2 ESSAIS OEDOMETRIQUES

5.2.1 Mise en évidence de l'effondrement des sols

5.2.1.1 D'après les caractéristiques de consistance

La littérature a révélée qu'un sol est susceptible à l'effondrement si au moins, l'un des critères suivants est vérifié, Ayadat (1999).

- ∉ L'activité $A_C = I_p / (\%pf < 2\sigma_m) < 1$,
- ∉ L'indice de liquidité $I_L = (W_0 - W_p) / I_p < 0$,
- ∉ L'indice de plasticité $I_p = W_L - W_p \geq 20$,
- ∉ L'indice de consistance $I_C = (W_L - W_0) / I_p > 1$,
- ∉ L'indice de maniabilité $I_w = W_0 / I_p \geq 1$.

Les résultats présentés dans le tableau 5.1 montrent que ces sols sont susceptibles à l'affaissement, et que trois des cinq critères mentionnés ci-dessus sont vérifiés pour les six sols testés. Ce qui confirme les résultats d'Ayadat et al(1999) et d'Abbeche (2007). Notons aussi que les caractéristiques de consistance des sols reconstitués dépendent essentiellement de la teneur en eau initiale.

Sol	Sol 1				Sol 2				Sol 3			
w_0	2	4	6	8	2	4	6	8	2	4	6	8
A_C	1.11				0.96				0.87			
I_p	5.44				11.26				14.50			
I_L	-1.66	-1.29	-0.92	-0.56	-1.19	-1.01	-0.83	-0.65	-1.30	-1.16	-1.02	-0.89
I_C	2.66	2.29	1.92	1.56	2.19	2.01	1.83	1.65	2.30	2.16	2.02	1.89
I_w	0.37	0.73	1.10	1.47	0.18	0.35	0.53	0.71	0.14	0.27	0.41	0.55

Sol	Sol 4				Sol 5				Sol 6			
w_0	2	4	6	8	2	4	6	8	2	4	6	8
A_C	0.93				1.44				1.02			
I_p	6.52				14.20				14.39			
I_L	-1.53	-1.22	-0.91	-0.61	-0.90	-0.76	-0.62	-0.48	-1.18	-1.04	-0.90	-0.77
I_C	2.53	2.22	1.91	1.61	1.90	1.76	1.62	1.48	2.18	2.04	1.90	1.77
I_w	0.31	0.61	0.92	1.23	0.14	0.28	0.42	0.56	0.14	0.28	0.42	0.55

Tableau 5.1 Caractéristiques de consistance des sols

5.2.1.2 D'après les essais de compressibilité

Les essais de compressibilité à l'œdomètre sont faits dans l'objectif de vérifier si ces sols possèdent les propriétés des sols affaissables. D'après Y.M. Reznik (2000), la façon la plus précise pour évaluer le potentiel d'affaissement des sols à effondrement brusque et des loëss, est l'essai œdométrique. En ce sens parvient la présentation des résultats de cette partie expérimentale. La variation des énergies de compactage et des teneurs en eau permet d'obtenir différentes courbes œdométriques dont l'allure est similaire à celle de Knight (1975), ceci signifie la justesse de la procédure expérimentale.

Vu l'importance de cette partie, on présente les courbes œdométriques de tous les échantillons testés en fonction du nombre de coups aux figures 5.1 à 5.24. Pareillement, la teneur en eau influe de la même manière, les courbes obtenues ont pratiquement la même allure que les précédentes ; pour cela quelques résultats sont présentés dans les figures 5.25 à 5.31.

Le potentiel d'affaissement noté CP en (%) de chaque courbe œdométrique est calculé par l'expression :

$$CP = [\pm e_c / (1+e_0)] \times 100\%$$

Avec : $\pm e_c = e_1 (200\text{kpa}) - e_2 (200\text{kpa}, \text{inondé})$

e_0 : Indice des vides initial.

Les potentiels d'affaissement des échantillons testés en fonction des paramètres retenus varient suivant les proportions mentionnées au tableau 5.2.

Sols	Plage de variation des potentiels d'affaissement(CP)
Sol 1	de 0.52 % à 7.54 %
Sol 2	de 0.59 % à 8.34 %
Sol 3	de 0.83 % à 8.92 %
Sol 4	de 0.66 % à 7.61 %
Sol 5	de 0.74 % à 7.84 %
Sol 6	de 0.77 de % à 7.9 %.

Tableau5.2 variation des potentiels d'affaissement

Selon la classification proposée par Jennings et Knight mentionnée au § 2.8.1.1, tableau 2.1, ces résultats correspondent aux rubriques allant de « pas de risque » à « troubles ». Le détail des valeurs des potentiels d'affaissement déterminées à partir des essais œdométriques, en fonction des teneurs en eau et du nombre de coups, est présenté dans les tableaux 5.3 à 5.8.

Type de sol	Teneur en eau W_0 (%)	Nombre de coups E	Potentiel d'affaissement C_p (%)
Sol 1	2	10	7.54
		25	2.05
		40	0.948
		60	0.827
	4	10	6.83
		25	1.841
		40	0.946
		60	0.751
	6	10	5.80
		25	1.054
		40	0.937
		60	0.671
	8	10	4.90
		25	0.983
		40	0.72
		60	0.521

Tableau5.3 potentiels d'affaissement du sol 1

Type de sol	Teneur en eau W_0 (%)	Nombre de coups E	Potentiel d'affaissement C_p (%)
Sol 2	2	10	8.345
		25	2.553
		40	1.024
		60	0.910
	4	10	7.064
		25	2.118
		40	1.019
		60	0.902
	6	10	6.16
		25	1.828
		40	0.941
		60	0.89
	8	10	5.53
		25	1.04
		40	0.935
		60	0.596

Tableau5.4 potentiels d'affaissement du sol 2

Type de sol	Teneur en eau W_0 (%)	Nombre de coups E	Potentiel d'affaissement C_p (%)
Sol 3	2	10	8.92
		25	7.63
		40	2.602
		60	0.927
	4	10	8.04
		25	7.18
		40	2.522
		60	0.924
	6	10	7.87
		25	6.81
		40	2.516
		60	0.843
	8	10	6.75
		25	6.65
		40	2.428
		60	0.836

Tableau5.5 potentiels d'affaissement du sol 3

Type de sol	Teneur en eau W_0 (%)	Nombre de coups E	Potentiel d'affaissement C_p (%)
Sol 4	2	10	7.609
		25	2.505
		40	0.933
		60	0.896
	4	10	5.97
		25	1.942
		40	0.931
		60	0.893
	6	10	5.89
		25	1.038
		40	0.929
		60	0.89
	8	10	5.35
		25	0.973
		40	0.779
		60	0.661

Tableau5.6 potentiels d'affaissement du sol 4

Type de sol	Teneur en eau W_0 (%)	Nombre de coups E	Potentiel d'affaissement C_p (%)
Sol 5	2	10	7.843
		25	2.822
		40	1.107
		60	0.927
	4	10	6.81
		25	2.052
		40	1.015
		60	0.910
	6	10	5.93
		25	1.245
		40	1.000
		60	0.905
	8	10	5.64
		25	0.901
		40	0.857
		60	0.739

Tableau5.7 potentiels d'affaissement du sol 5

Type de sol	Teneur en eau W_0 (%)	Nombre de coups E	Potentiel d'affaissement C_p (%)
Sol 6	2	10	7.907
		25	2.961
		40	1.618
		60	0.931
	4	10	6.94
		25	2.115
		40	1.548
		60	0.925
	6	10	6.51
		25	1.125
		40	1.098
		60	0.851
	8	10	6.17
		25	0.913
		40	0.879
		60	0.768

Tableau5.8 potentiels d'affaissement du sol 6

Courbes œdométriques en fonction des énergies de compactage

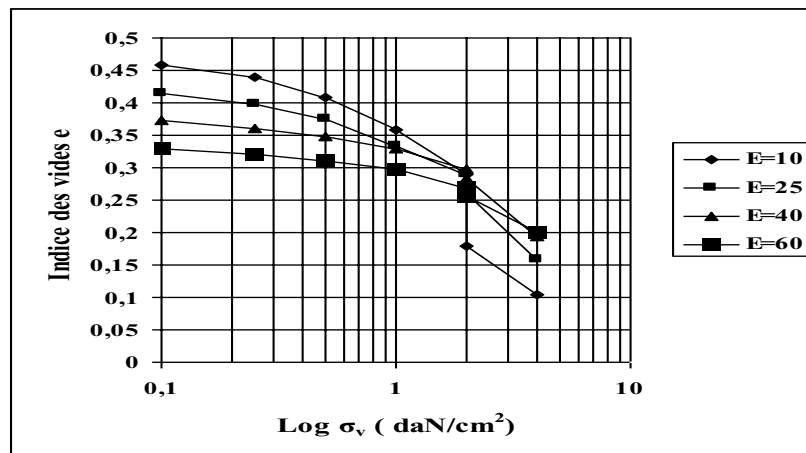


Figure 5.1 Courbes œdométriques sol 1 ($w=2\%$)

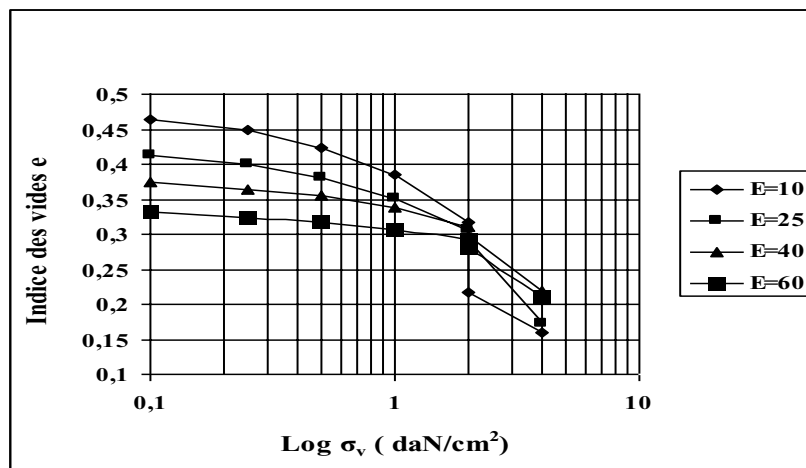


Figure 5.2 Courbes œdométriques sol 1 ($w=4\%$)

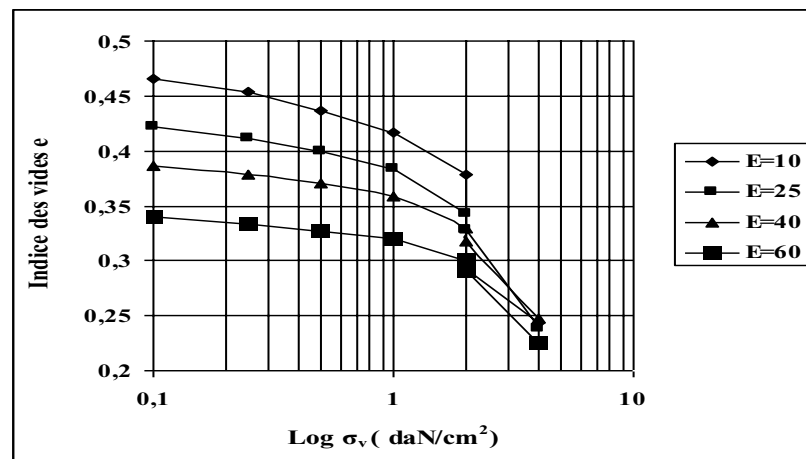


Figure 5.3 Courbes œdométriques sol 1 ($w=6\%$)

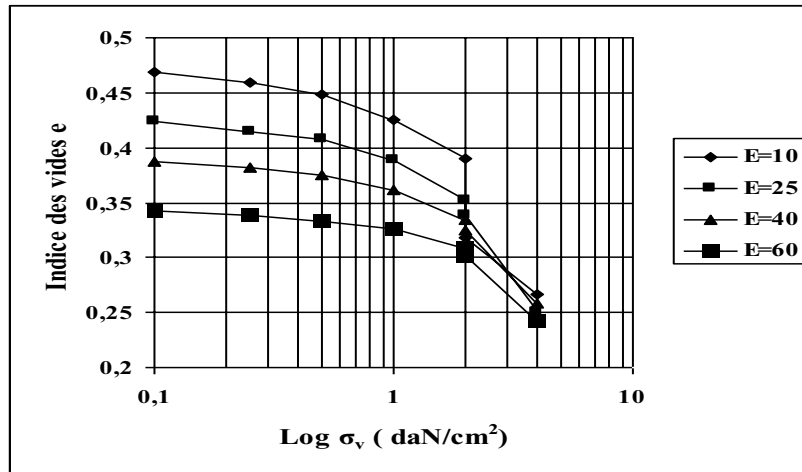


Figure 5.4 Courbes œdométriques sol 1 (w=8%)

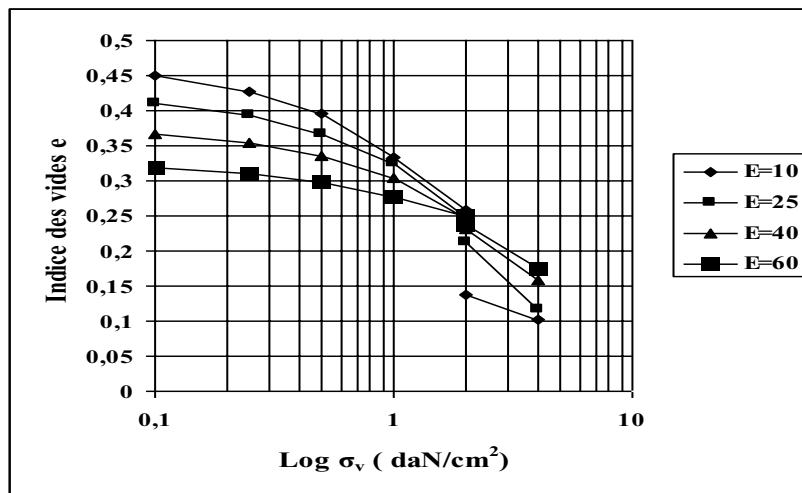


Figure 5.5 Courbes œdométriques sol 2 (w=2%)

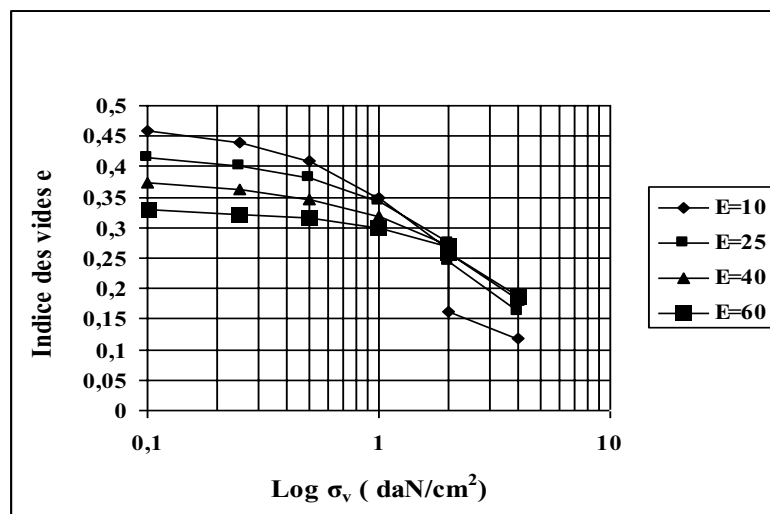


Figure 5.6 Courbes œdométriques sol 2 (w=4%)

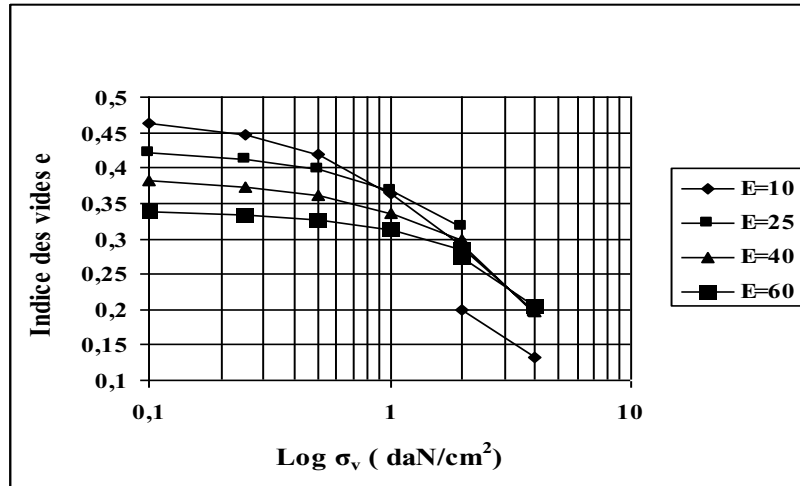


Figure 5.7 Courbes œdométriques sol 2 (w=6%)

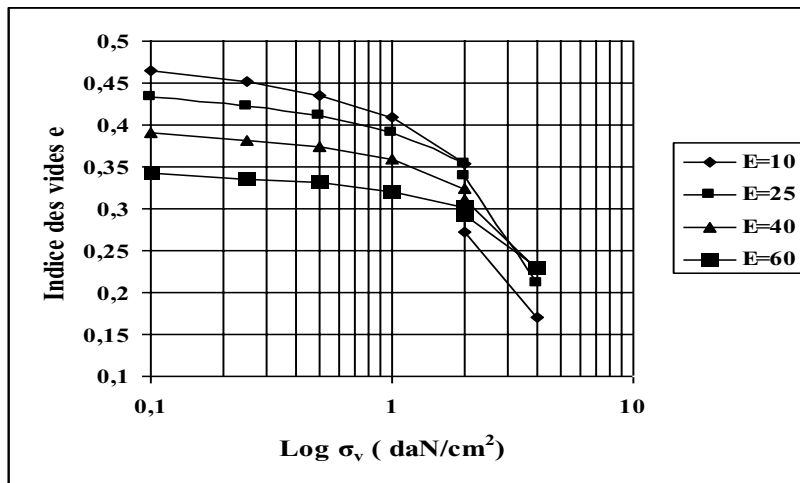


Figure 5.8 Courbes œdométriques sol 2 (w=8%)

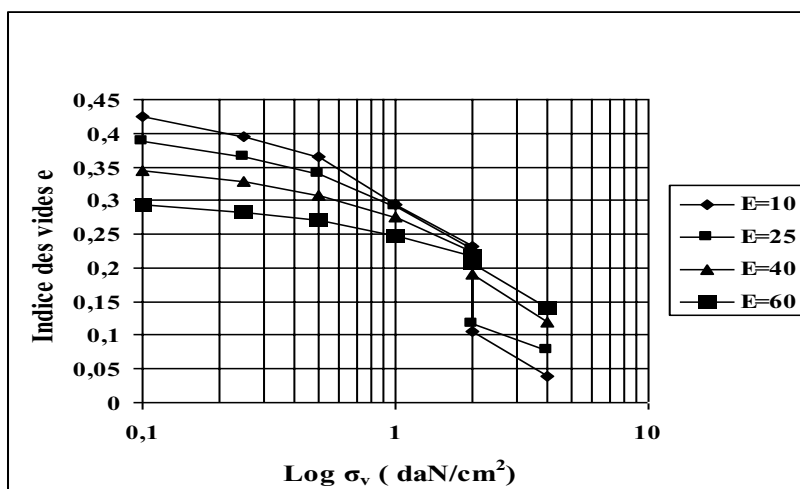


Figure 5.9 Courbes œdométriques sol 3 (w=2%)

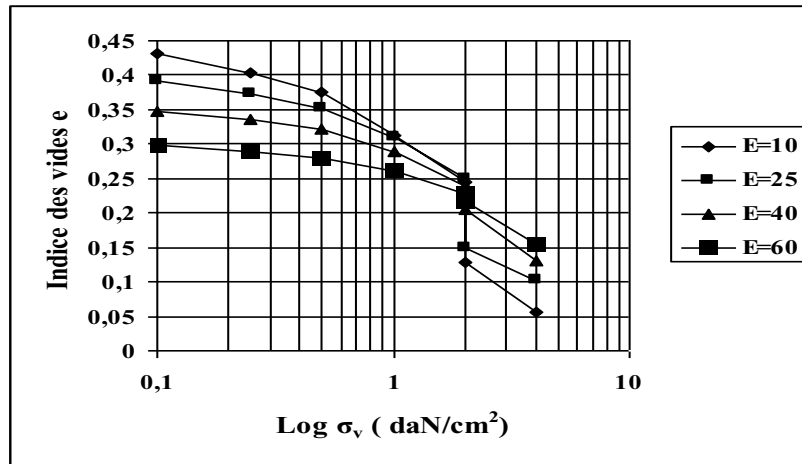


Figure 5.10 Courbes œdométriques sol 3 (w=4%)

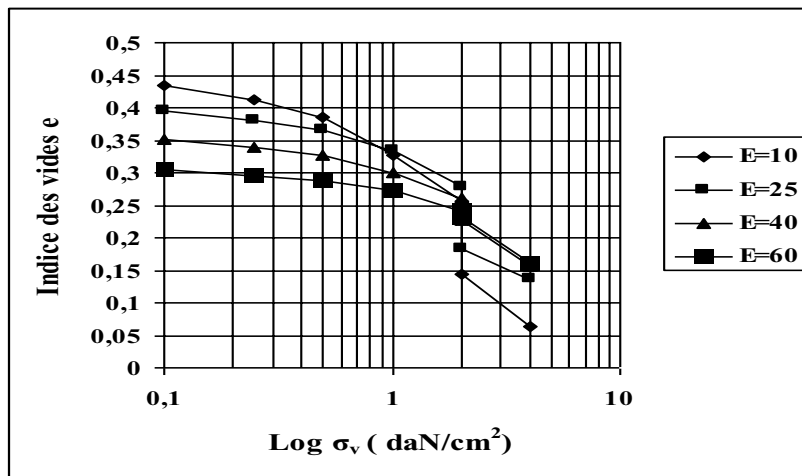


Figure 5.11 Courbes œdométriques sol 3 (w=6%)

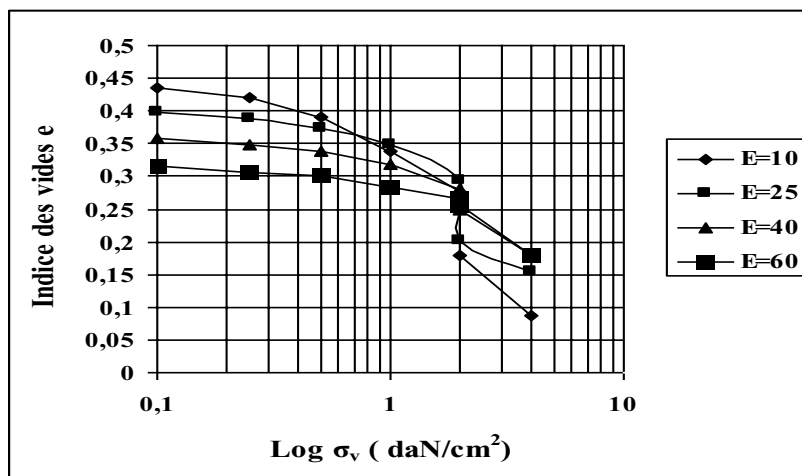


Figure 5.12 Courbes œdométriques sol 3 (w=8%)

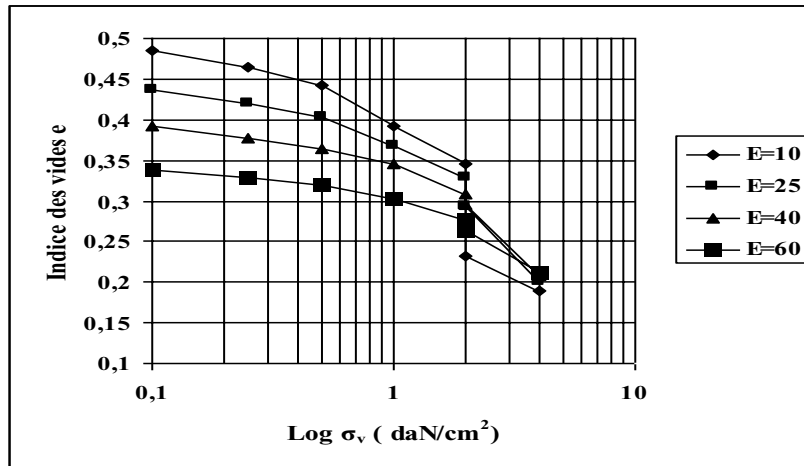


Figure 5.13 Courbes œdométriques sol 4(w=2%)

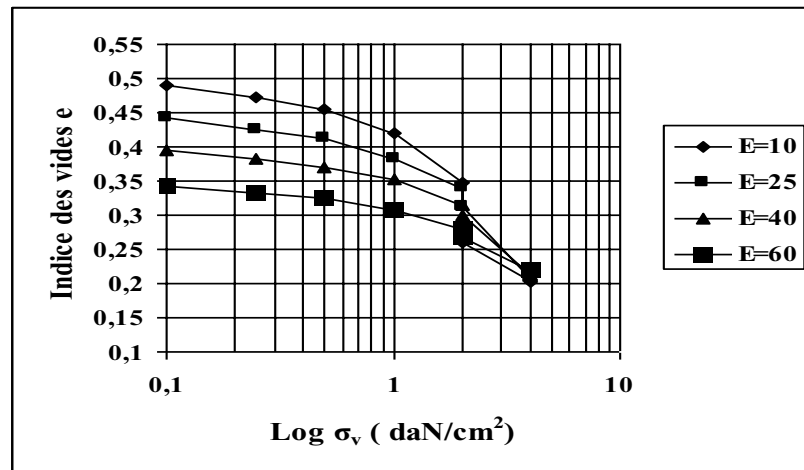


Figure 5.14 Courbes œdométriques sol 4(w=4%)

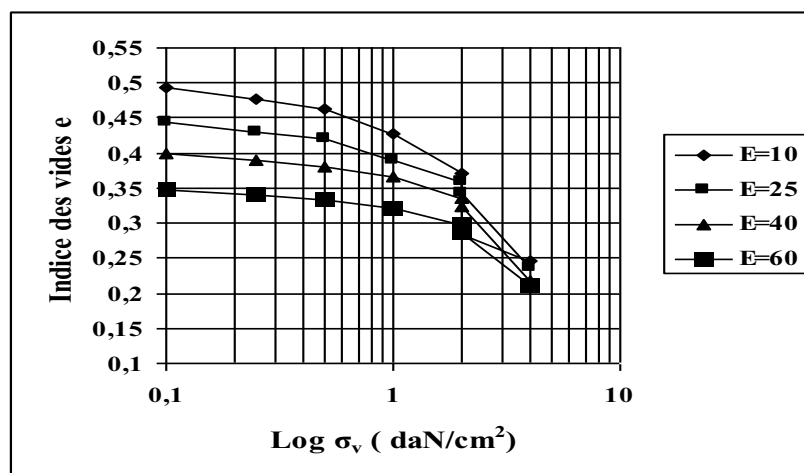


Figure 5.15 Courbes œdométriques sol 4(w=6%)

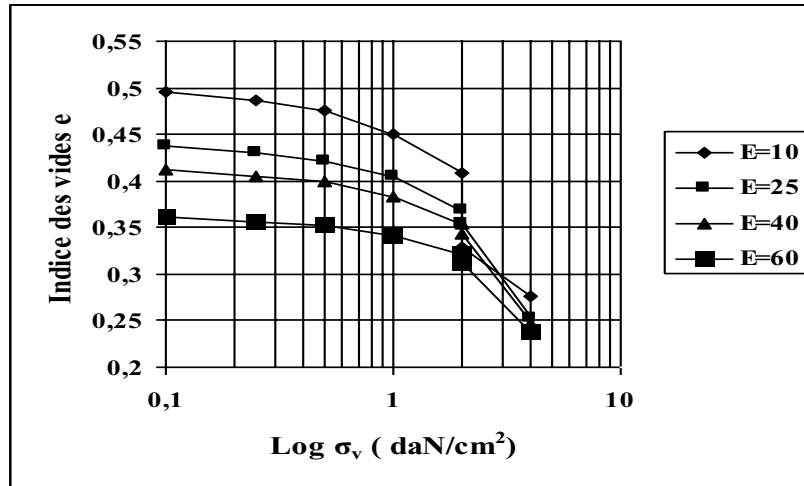


Figure 5.16 Courbes œdométriques sol 4(w=8%)

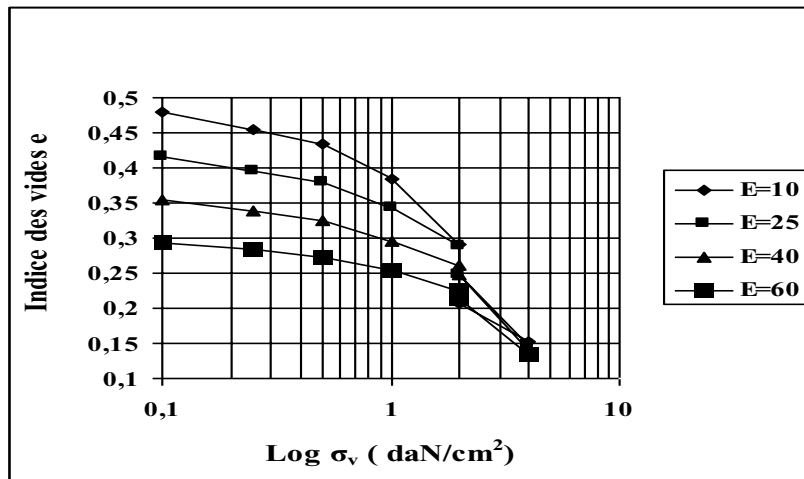


Figure 5.17 Courbes œdométriques sol 5(w=2%)

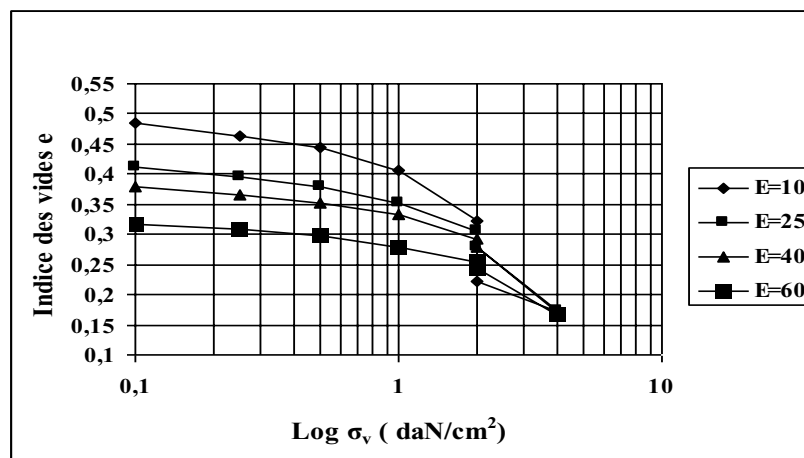


Figure 5.18 Courbes œdométriques sol 5(w=4%)

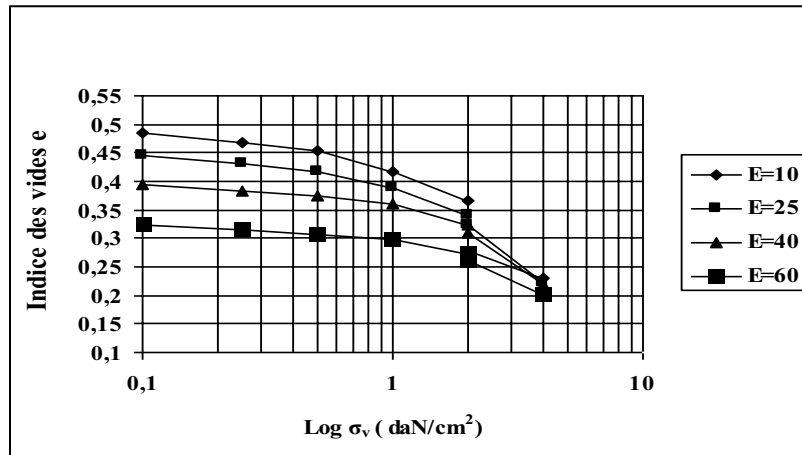


Figure 5.19 Courbes œdométriques sol 5(w=6%)

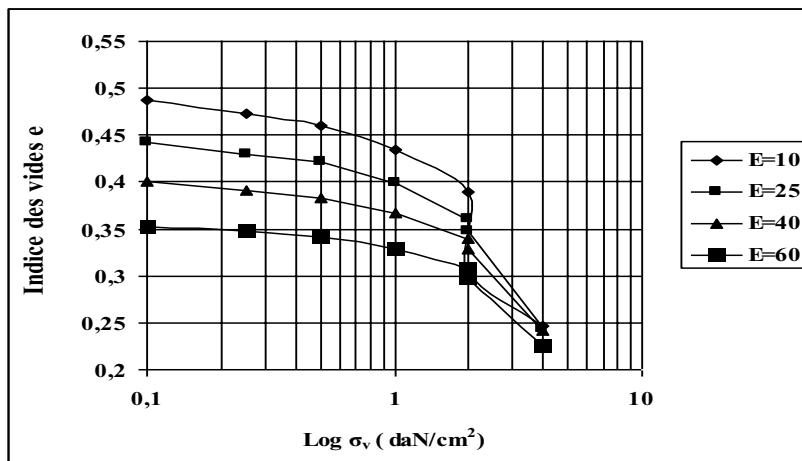


Figure 5.20 Courbes œdométriques sol 5(w=8%)

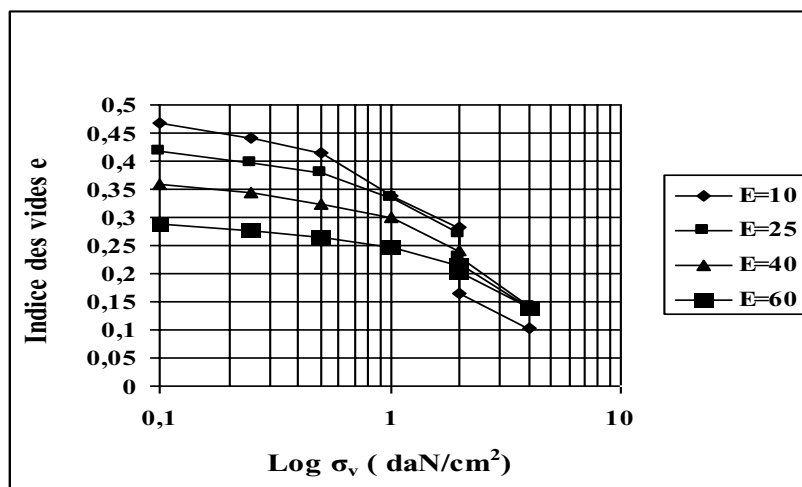


Figure 5.21 Courbes œdométriques sol 6(w=2%)

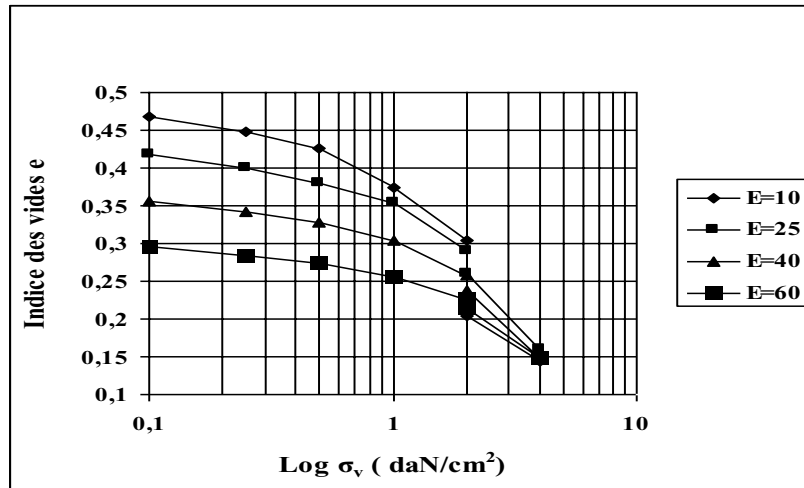


Figure 5.22 Courbes œdométriques sol 6(w=4%)

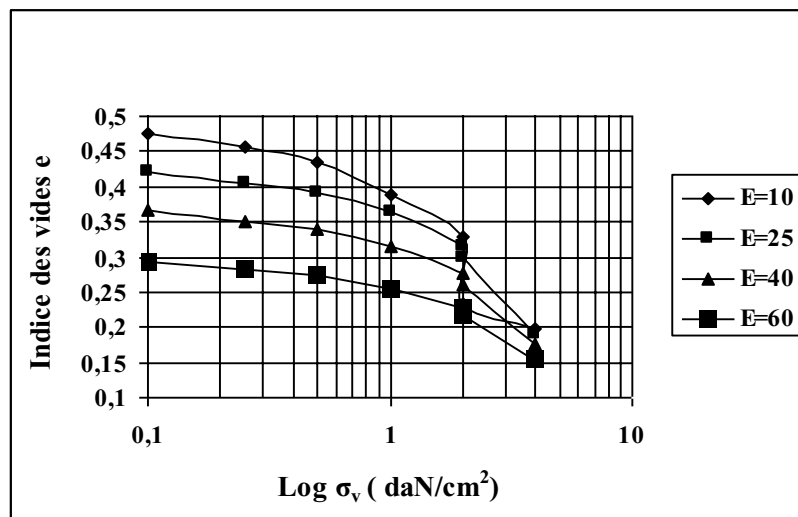


Figure 5.23 Courbes œdométriques sol 6(w=6%)

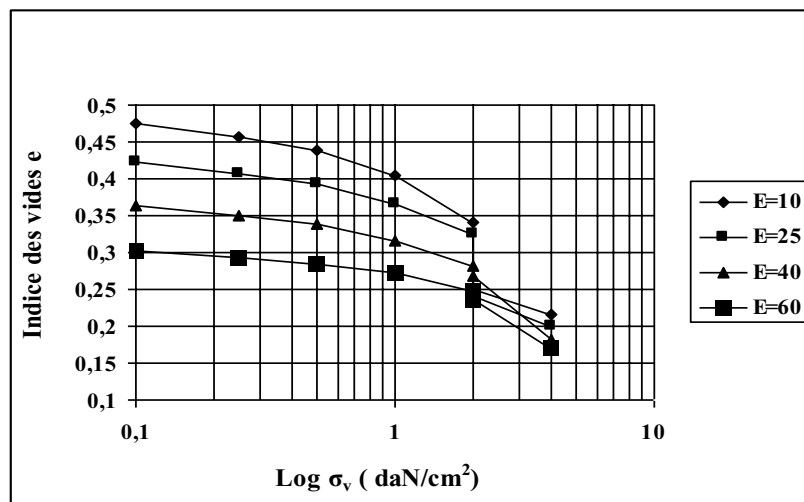


Figure 5.24 Courbes œdométriques sol 6(w=8%)

Courbes œdométriques en fonction des teneurs en eau

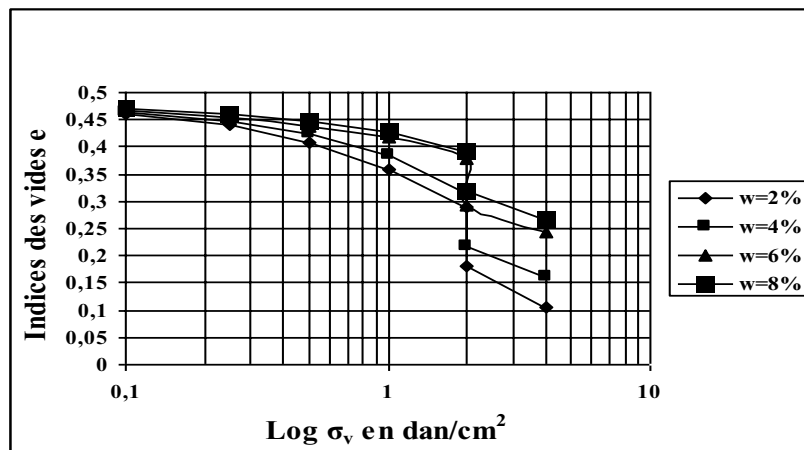


Figure 5.25 Courbes œdométriques sol 1 (E=10coups)

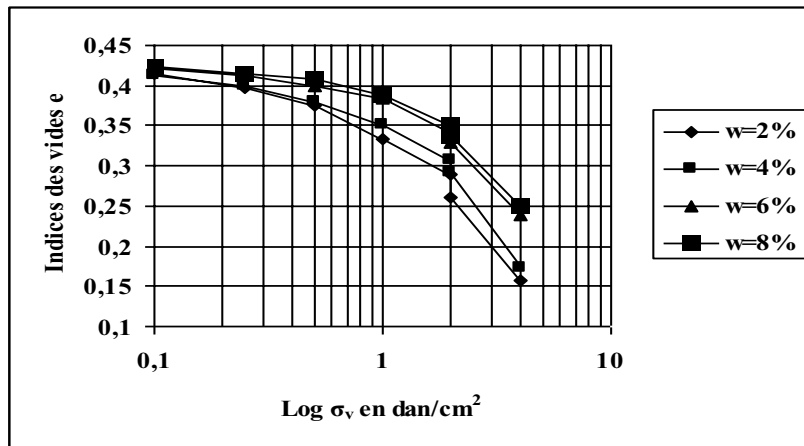


Figure 5.26 Courbes œdométriques sol 1 (E=25coups)

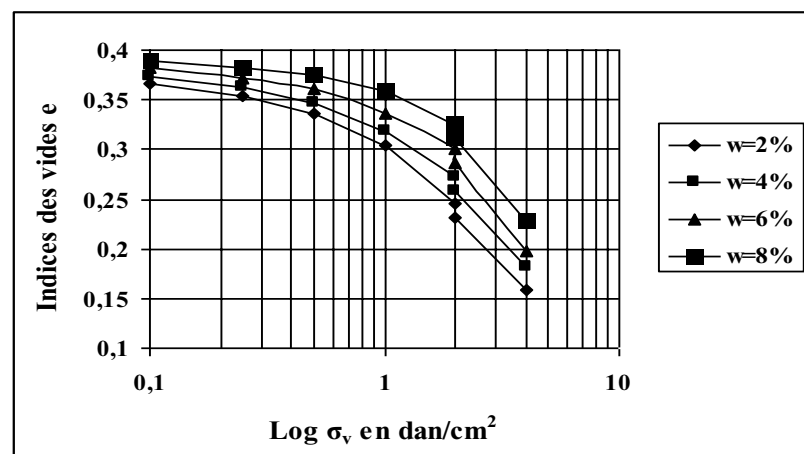


Figure 5.27 Courbes œdométriques sol 2 (E=40coups)

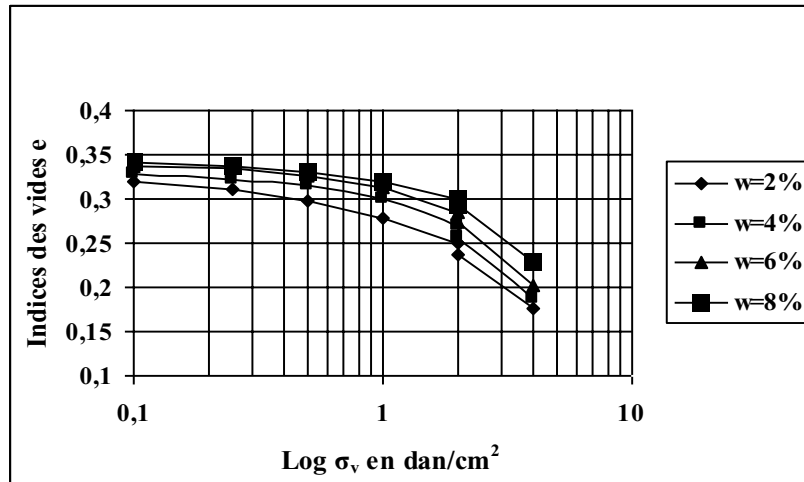


Figure 5.28 Courbes œdométriques sol 2 (E=60coups)

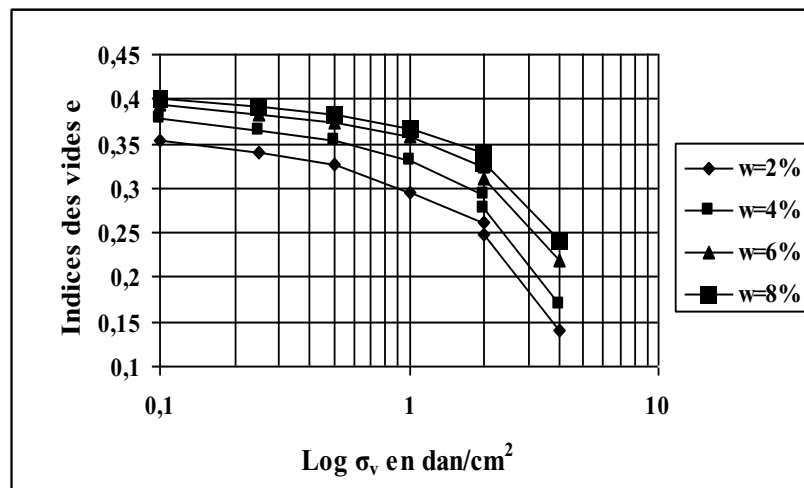


Figure 5.29 Courbes œdométriques sol 5(E=40coups)

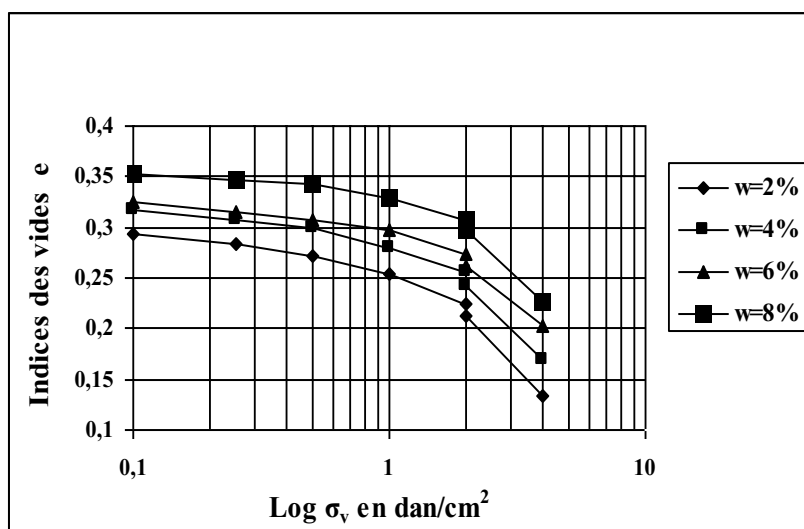


Figure 5.30 Courbes œdométriques sol 5(E=60coups)

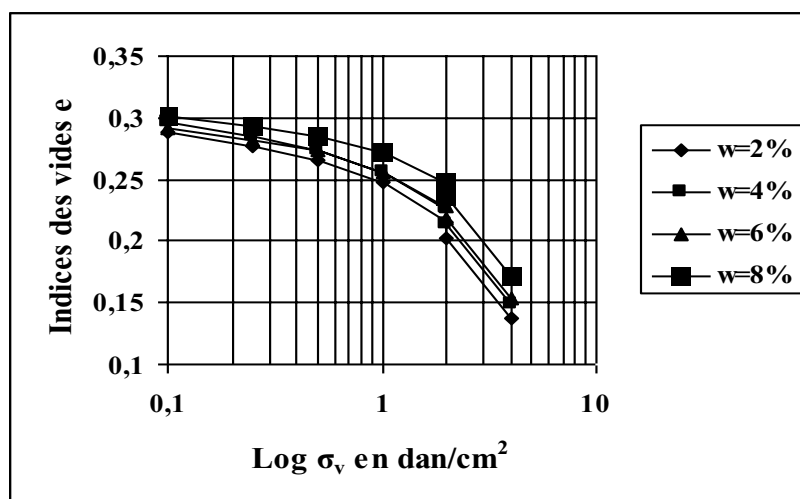


Figure 5.31 Courbes œdométriques sol 6 (E=60coups)

5.2.2 L'effet de la teneur en eau et de l'énergie de compactage sur le Potentiel d'affaissement

Les résultats des essais présentés ci dessus montrent une importante influence des paramètres retenus sur la compressibilité des sols testés. Aussi, l'évolution des potentiels d'affaissement est régie par ces paramètres. Les figures 5.32 à 5.47 montrent cette évolution. Une combinaison des teneurs en eau et des énergies de compactage appliquées permet de constater ce qui suit :

- ∄ La plupart des courbes potentiels d'affaissement-nombre de coups ont l'allure d'hyperbole, ce qui signifie la proportionnalité inverse entre ces deux paramètres.
- ∄ Une dégradation graduelle des potentiels d'affaissement est enregistrée entre 10 et 25 coups, ensuite débute la stabilisation des sols, surtout avec l'accroissement de la teneur en eau.
- ∄ Quelle que soit la valeur de la teneur en eau, une énergie de compactage équivalente à 60 coups, stabilise le sol. A partir de cette limite, le sol devient donc non affaissable.
- ∄ Les potentiels d'affaissement élevés sont constatés pour des teneurs en eau initiales faibles.

- ∄ Pour une teneur en eau initiale donnée le potentiel d'affaissement est inversement proportionnel à l'augmentation de l'énergie de compactage.
- ∄ La décroissance de l'affaissement est d'autant plus marquée que la teneur en eau augmente, ce résultat converge avec celui de Benkhadja (2006). Cette décroissance est très remarquable avec la diminution de la fraction en Kaolin.
- ∄ Les liaisons entre particules sont assurées par des suctions capillaires. Prusza suggère que le collapse des sols non saturés est dû essentiellement à l'élimination de ce facteur.
- ∄ De sa part l'augmentation de la teneur en eau favorise la liaison entre les grains de kaolin, incite un nouveau réarrangement des particules. Cependant un relâchement des liaisons dans d'autres horizons de la texture du sol est possible. Ceci est clair, que la cause principale de l'affaissement des sols est due à l'effet des cycles séchage/humidification.

Ces résultats concordent avec ceux de Barden et al (1973), Lawton (1989), Lefebvre et al (1989), Ayadat et al (1998) et confirment les constatations d'Abbeche (2005). On peut conclure que les sols reconstitués au laboratoire détiennent un comportement analogue à ceux rencontrés in situ, donc convenables pour le programme expérimental proposé.

Courbes potentiels d'affaissement-teneurs en eau

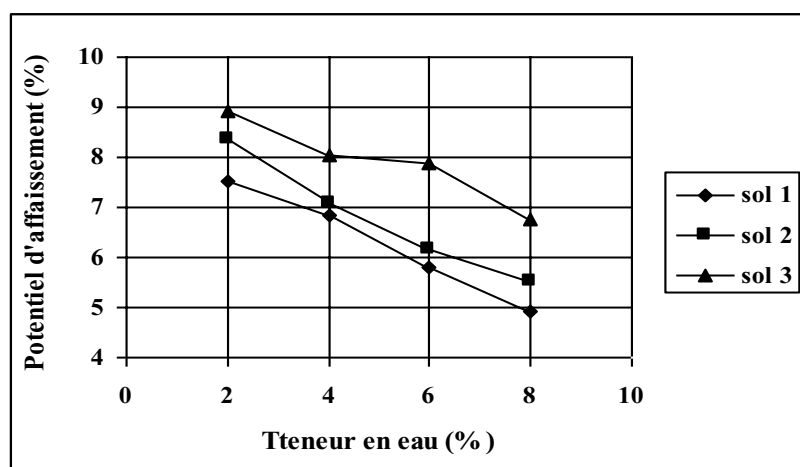


Figure 5.32 Potentiels d'affaissement en fonction des teneurs en eau E=10

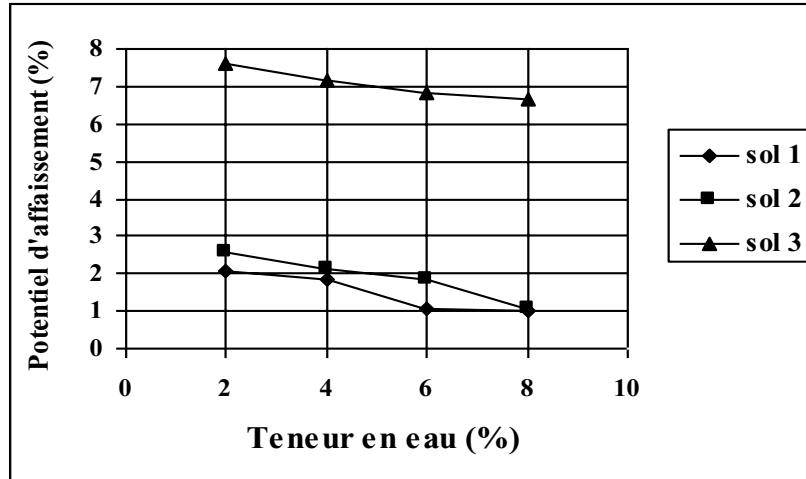


Figure 5.33 Potentiels d'affaissement en fonction des teneurs en eau E=25

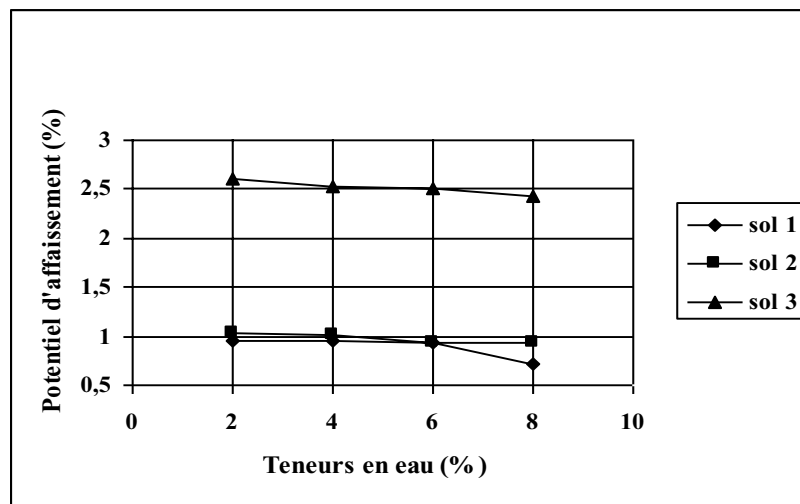


Figure 5.34 Potentiels d'affaissement en fonction des teneurs en eau E=40

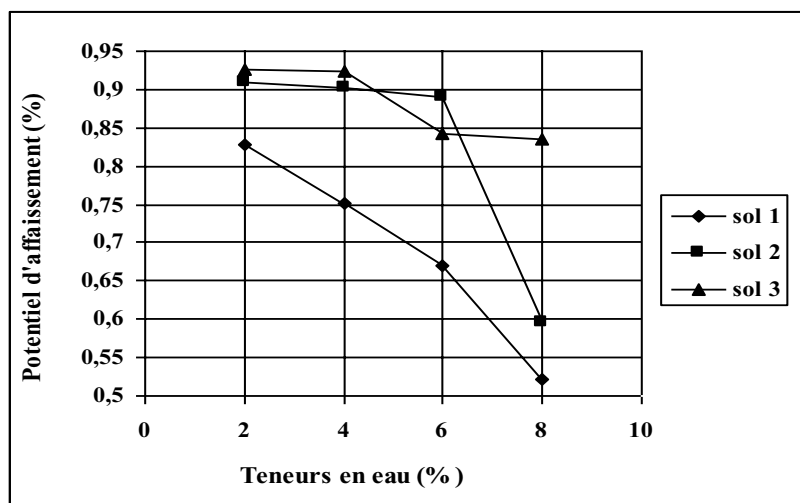


Figure 5.35 Potentiels d'affaissement en fonction des teneurs en eau E=60

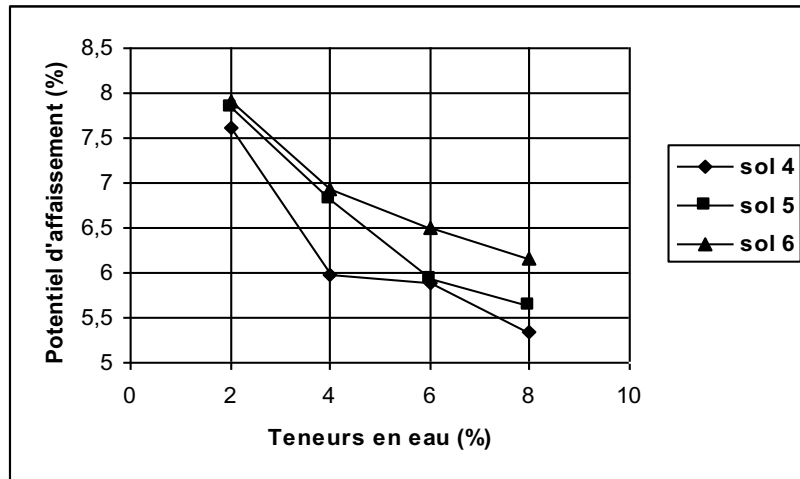


Figure 5.36 Potentiels d'affaissement en fonction des teneurs en eau E=10

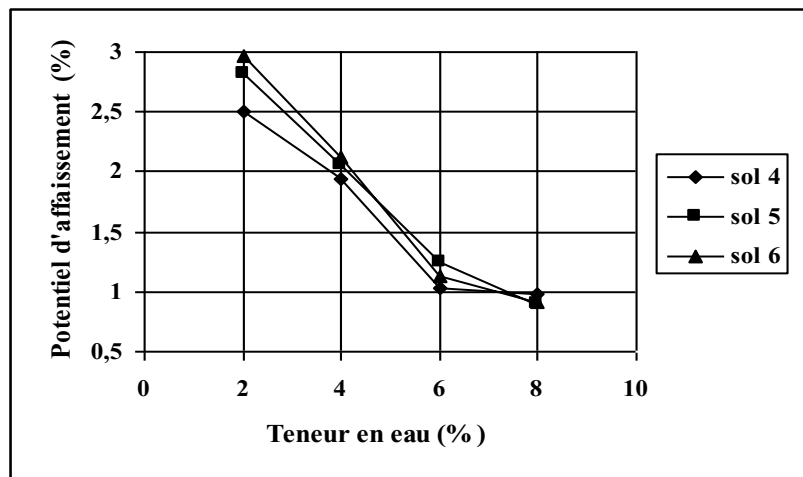


Figure 5.37 Potentiels d'affaissement en fonction des teneurs en eau E=25

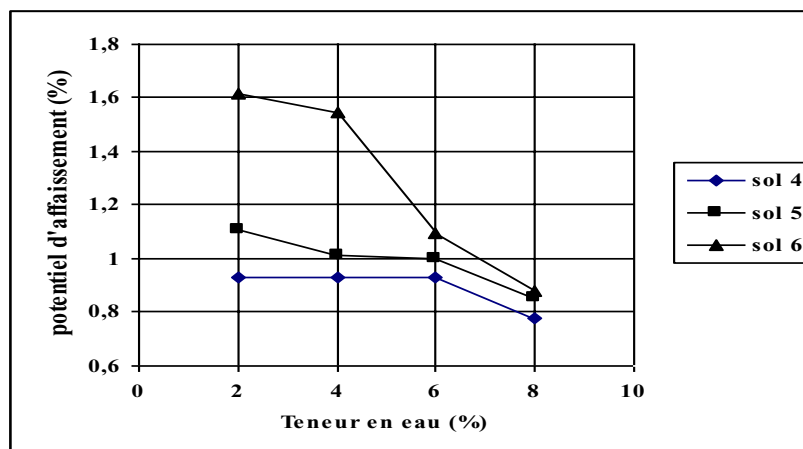


Figure 5.38 Potentiels d'affaissement en fonction des teneurs en eau E=40

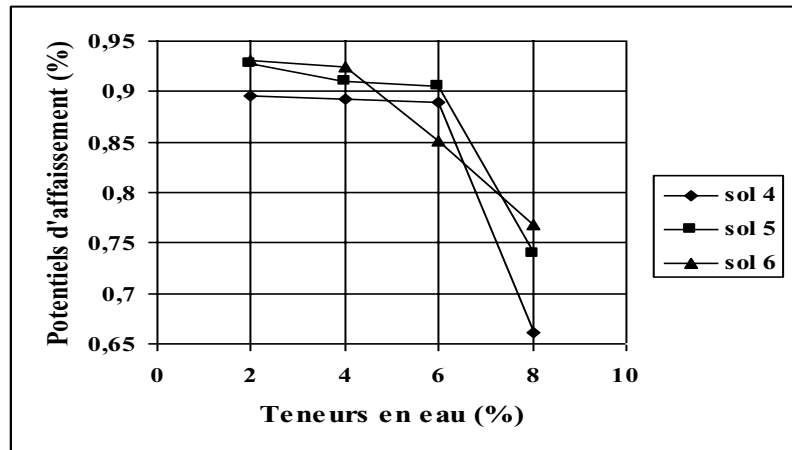


Figure 5.39 Potentiels d'affaissement en fonction des teneurs en eau E=60

Courbes potentiels d'affaissement- nombre de coups

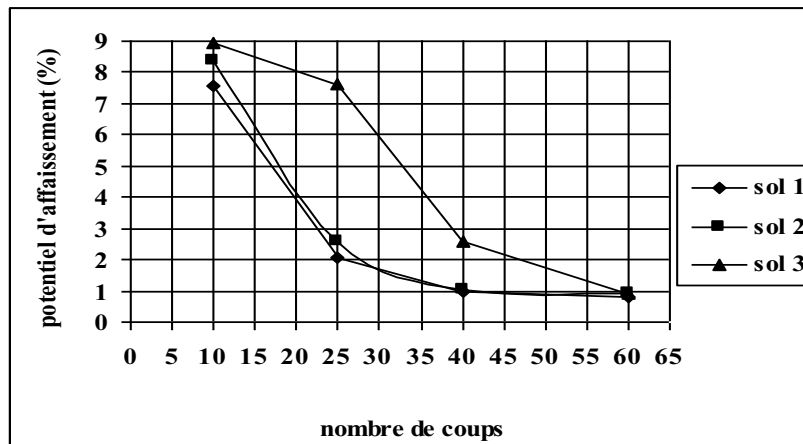


Figure 5.40 Potentiels d'affaissement en fonction du nombre de coups w=2%

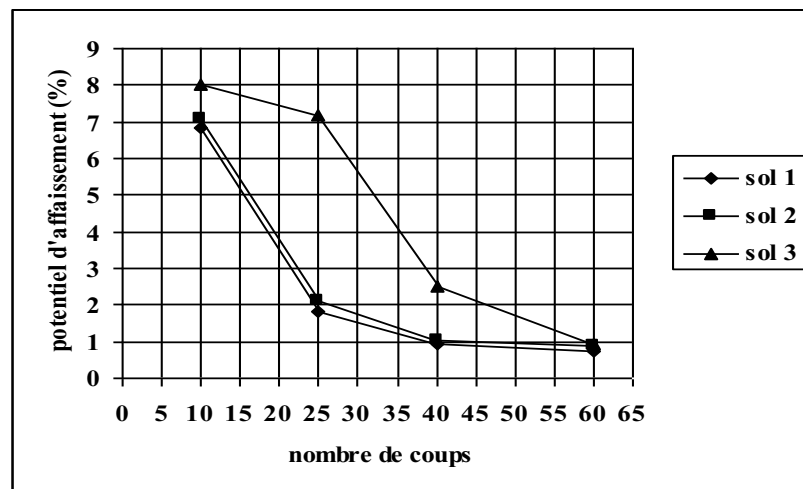


Figure 5.41 Potentiels d'affaissement en fonction du nombre de coups w=4%

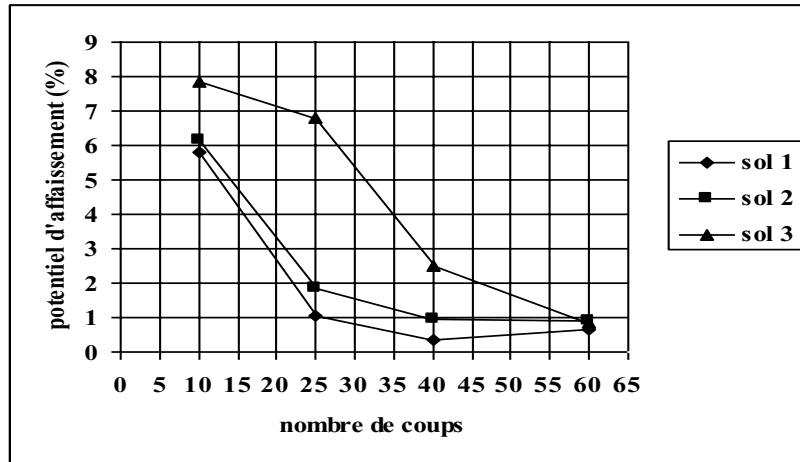


Figure 5.42 Potentiels d'affaissement en fonction du nombre de coups w=6%

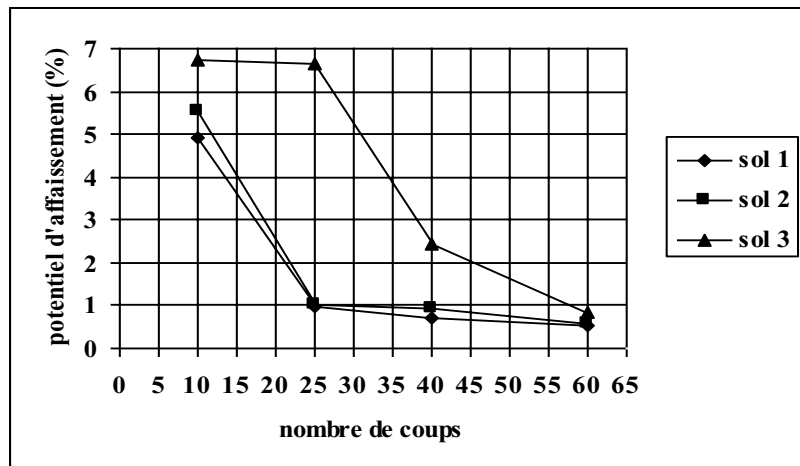


Figure 5.43 Potentiels d'affaissement en fonction du nombre de coups w=8%

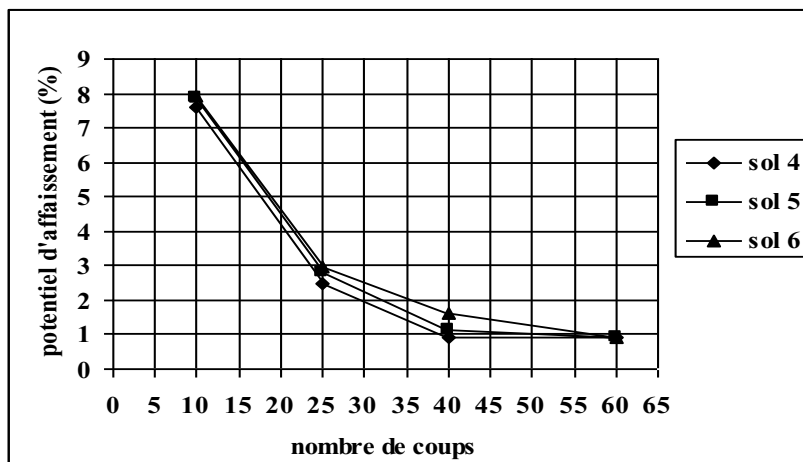


Figure 5.44 Potentiels d'affaissement en fonction du nombre de coups w=2%

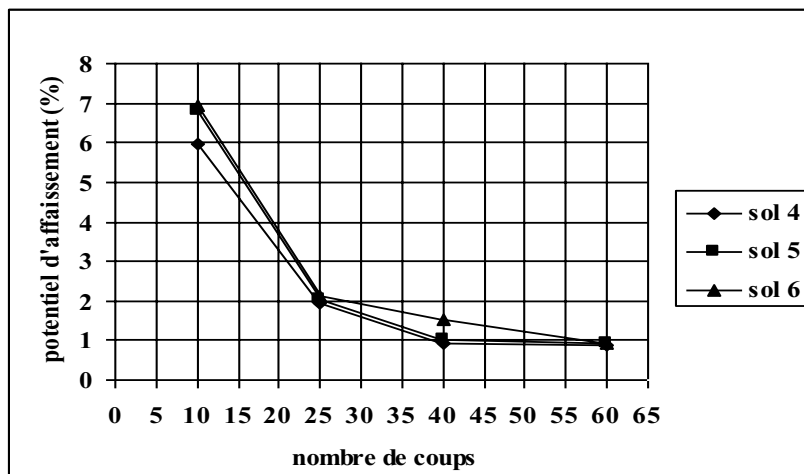


Figure 5.45 Potentiels d'affaissement en fonction du nombre de coups w=4%

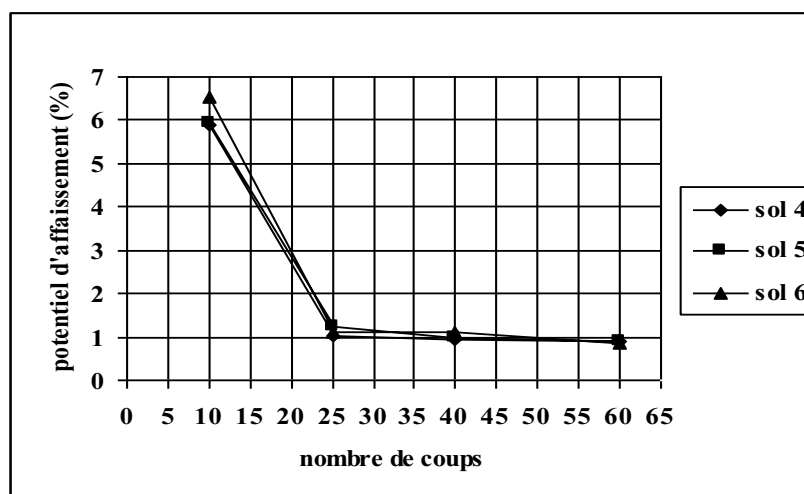


Figure 5.46 Potentiels d'affaissement en fonction du nombre de coups w=6%

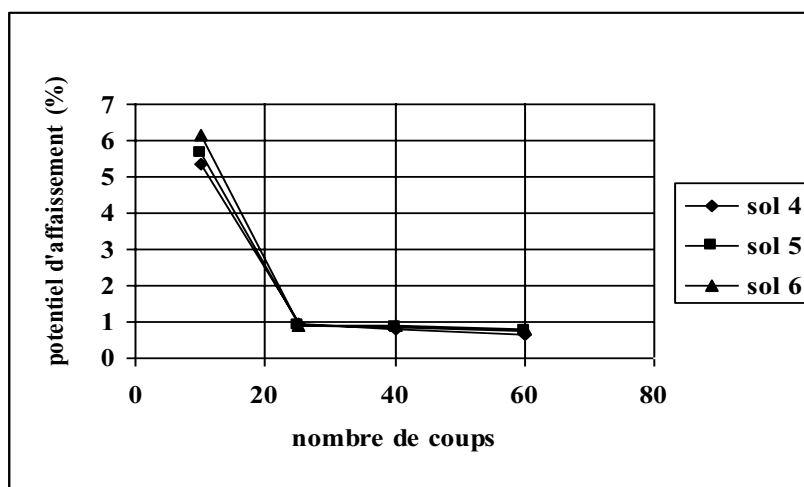


Figure 5.47 Potentiels d'affaissement en fonction du nombre de coups w=8%

5.2.3 L'effet de la fraction en kaolin

En plus des conditions hydrauliques, l'initiation du phénomène collapse est gouvernée par des conditions géométriques comme la granulométrie, la porosité et la forme des grains, Li (2008). La granulométrie des sols est considérée parmi les paramètres qui conduisent à l'effondrement des sols. Malgré ça, il n'y a pas une règle exacte et un consensus entre les résultats des chercheurs. Lawton et al(1992), précisent que le sol est considéré comme effondrable, si le taux d'argile est entre 10% et 14%. Handy(1993) a montré qu'il y a un grand risque de collapse si la fraction argileuse est inférieure à 16%. Entre 16% et 24 %, la probabilité du collapse est de 50%. Au-delà de 24% le risque est écarté. Abbeche(2005) a conclu que les sols sont susceptibles de s'effondrer si le taux d'argile dans la structure du sol est au voisinage de 15%. En dessous de 5%, il peut y avoir une faible probabilité d'effondrement. Tandis qu'au dessus de 30% l'effondrement est négligeable. Certains autres chercheurs utilisent les coefficients de courbures et d'uniformité comme grandeurs de classification.

Dans le cas des essais que nous avons effectués, et comme mentionné dans les courbes CP en fonction de E, contrairement aux sols 1, 2 et 3, reconstitués avec des sables de dunes, où la diminution des Potentiels d'Affaissements, passe graduellement par trois phases ; l'effondrement des sols 4, 5 et 6, reconstitués avec sable de oued, passe par deux phase une première brusque, ensuite commence la stabilisation surtout lorsque la teneur en eau se rapproche de l'optimum de Proctor. D'autres constatations se résument comme suit :

- ∄ Il est remarqué que le potentiel d'affaissement est proportionnel au pourcentage en kaolin ; ceci est conforme aux résultats de Lawton(1992) et Delage (2000).
- ∄ Les liaisons inter granulaires sont assurées par des ponts argileux, l'accroissement de l'eau favorise l'élimination de ces liaisons.
- ∄ Dans les mêmes conditions de compacité et de teneur en eau, le sol contenant le plus grand pourcentage de kaolin exhibe le plus grand potentiel d'affaissement.

- ∄ La migration des fines (suffusion), proposée par Ayadat et Hanna(1990), peut être considérée comme fondement d'explication des affaissements. La migration du kaolin dans la matrice du sol engendre des vides supplémentaires qui seront de plus en plus élevés si le sol en question détient une quantité plus dominante.
- ∄ Pour une énergie de compactage très poussée ($E=60$ coups), qui rend les sols non affaissables quel que soit le pourcentage de la fraction en kaolin, la ligne représentant le potentiel d'affaissement a une forme linéaire et horizontale. Cela justifie le raisonnement ; que seul les sols affaissables sont influencés par la proportion en particules fines.

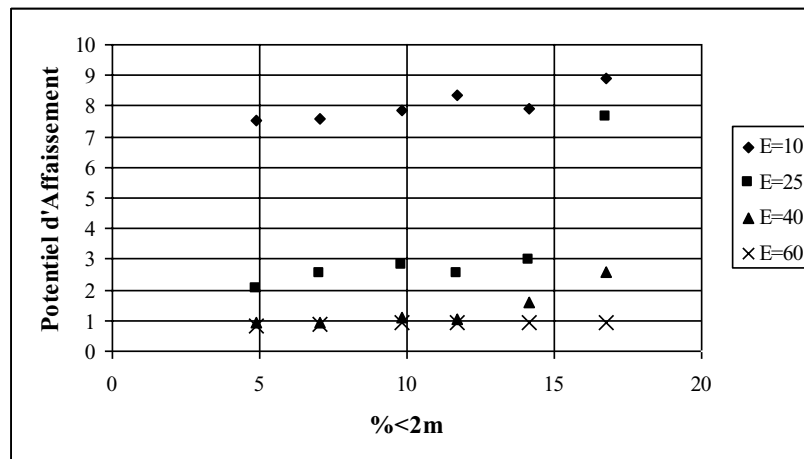


Figure 5.48 Potentiel d'Affaissement en fonction de la fraction en kaolin (w=2%)

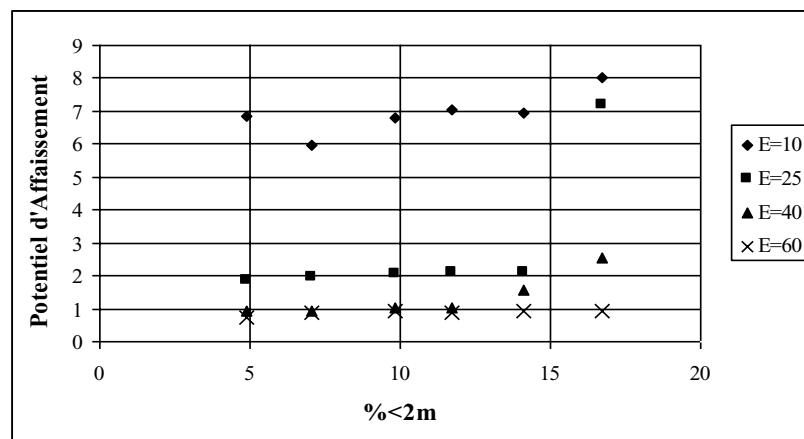
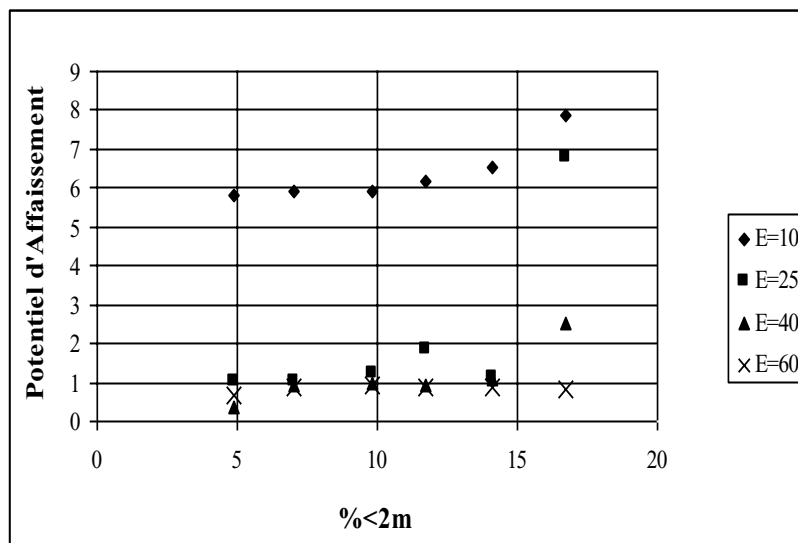
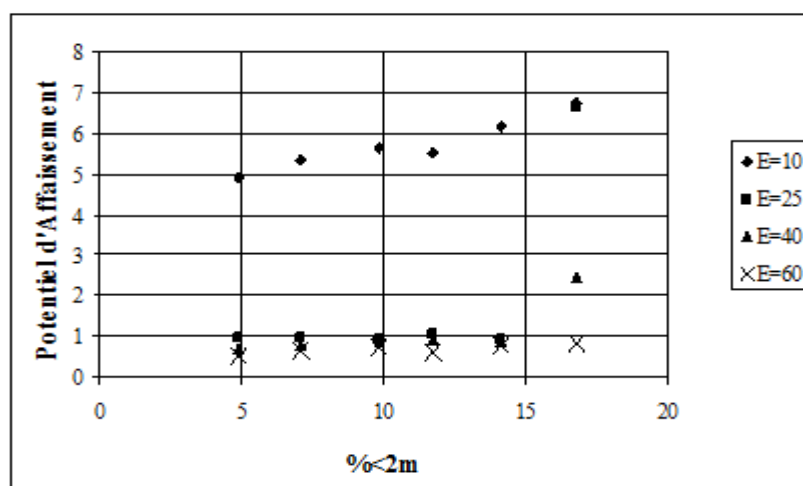


Figure 5.49 Potentiel d'Affaissement en fonction de la fraction en kaolin (w=4%)

Figure 5.50 Potentiel d'Affaissement en fonction de la fraction en kaolin ($w=6\%$)Figure 5.51 Potentiel d'Affaissement en fonction de la fraction en kaolin ($w=8\%$)

5.2.4 L'effet du nombre de coups sur la densité sèche

Il est noté que l'accroissement de l'humidité du sol est le principal facteur influant sur l'action du compactage. En même temps, les sols à texture fine sont généralement plus sensibles au compactage, cette constatation est généralisée sur l'ensemble des échantillons. Les figures 5.52 à 5.57, montrent la proportionnalité entre la densité sèche et le nombre de coups, quels que soient le type de sol et la teneur en eau considérés. Un nombre de coups quelconque, reflète un certain état de compacité ; donc des densités apparentes et sèches bien déterminées. Notons

l'influence marquée de la densité sèche sur le comportement des sols affaissables reconstitués.

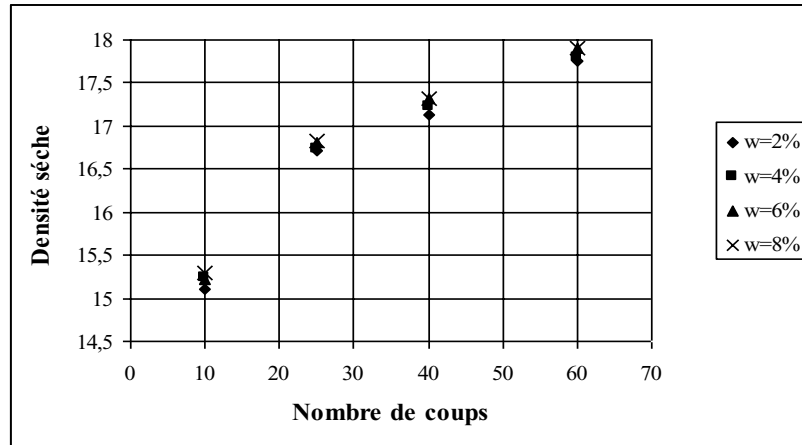


Figure 5.52 Variation de la densité sèche en fonction du nombre de coups (sol 1)

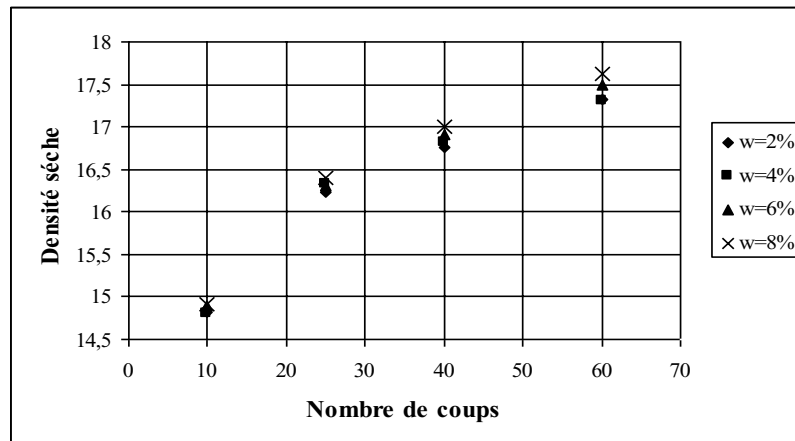


Figure 5.53 Variation de la densité sèche en fonction du nombre de coups (sol 2)

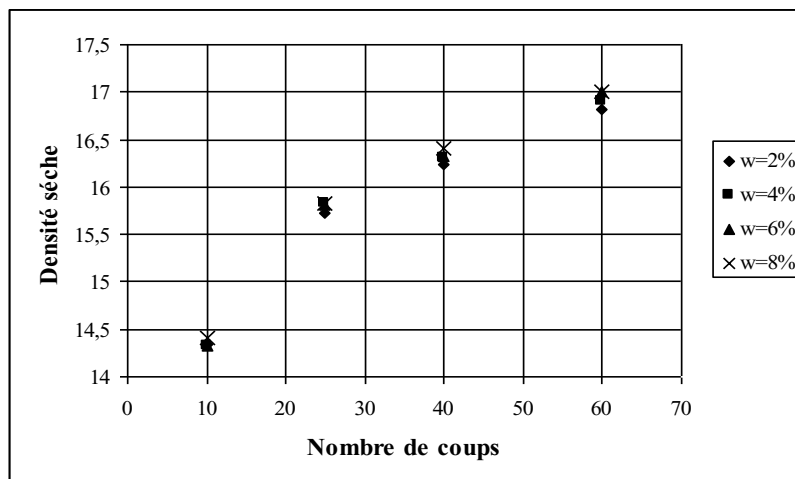


Figure 5.54 Variation de la densité sèche en fonction du nombre de coups (sol 3)

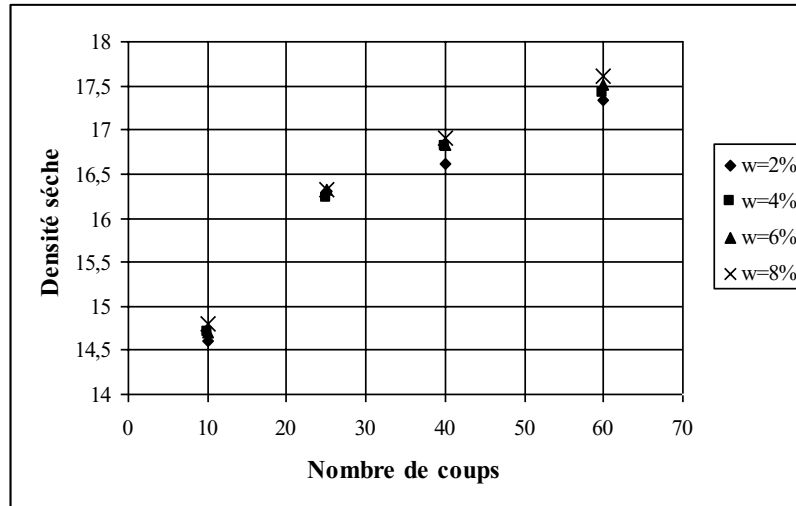


Figure 5.55 Variation de la densité sèche en fonction du nombre de coups (sol 4)

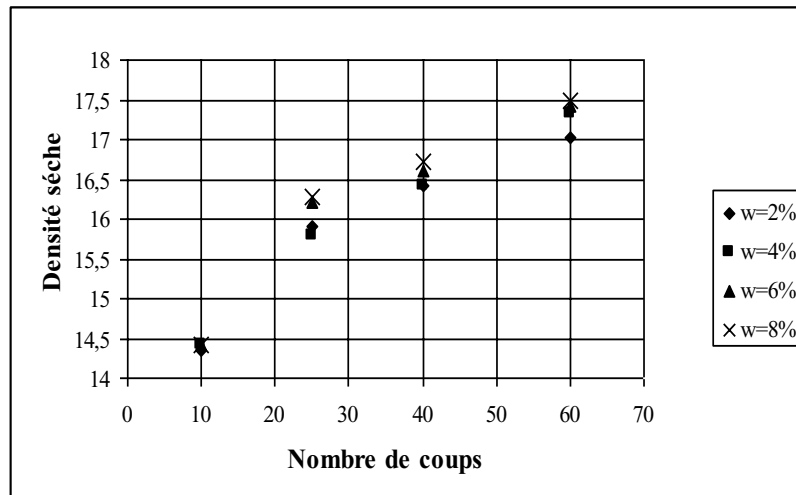


Figure 5.56 Variation de la densité sèche en fonction du nombre de coups (sol 5)

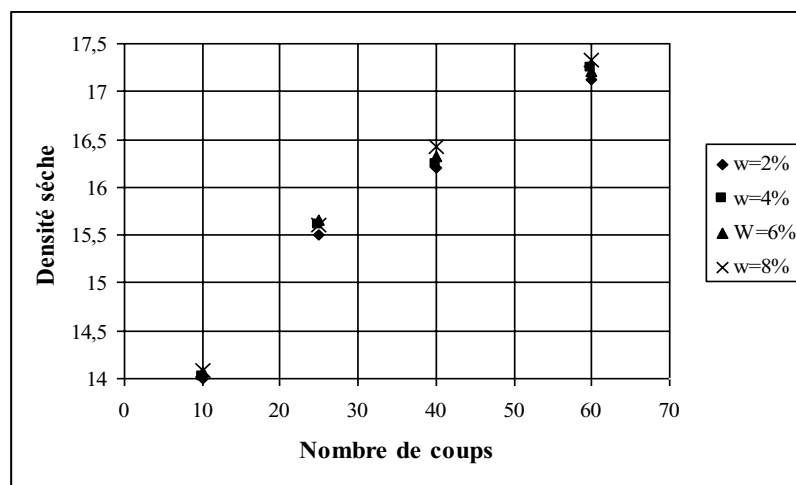


Figure 5.57 Variation de la densité sèche en fonction du nombre de coups (sol 6)

5.3 ESSAIS DE PENETRATION

Les essais de pénétration représentent la deuxième partie des essais principaux. Les avantages du pénétromètre à cône, tels que faciliter des mesures, précision des résultats et rapidité d'exécution, nous ont encouragé à utiliser ce dispositif, qui est couramment utilisé dans les essais de consistance des sols. Dans l'objectif de garder les mêmes conditions expérimentales, les essais sont réalisés sur des sols reconstitués avec les mêmes proportions en sables et en kaolin déjà mentionnées, les paramètres retenus sont aussi les mêmes mis à part quelques modifications dans les teneurs en eau.

Les valeurs des diverses pénétrations, (enfouissements de la tige du pénétromètre à cône dans le corps de l'éprouvette du sol), en fonction des teneurs en eau et des énergies de compactage sont présentées dans le tableau 5.9.

Afin d'expliquer le comportement des échantillons testés dans cette série d'essais, nous optons pour trois versions d'interprétations en fonction des :

- ∉ Teneurs en eau initiales,
- ∉ Optimums de Proctor,
- ∉ États de compacité.

Teneurs en eau W_0 (%)	Nombres de coups E	PENETRATIONS (mm)					
		Sol 1	Sol 2	Sol 3	Sol 4	Sol 5	Sol 6
2	10	7,2	6,95	7,32	6,9	6,8	7,01
4		6	5,6	6,2	5,95	6,1	5,92
6		5,2	5	5,65	5,5	5,45	5,65
8		4,8	4,6	5,4	5,04	5	5,42
10		6	6	7	6	6,5	6,8
12		8	7,8	9	8,5	8,7	9,2
14		11,1	10,5	11,7	11	11,9	11,6
2	25	6,2	5,5	5,6	5,4	5,5	5,9
4		5	4,2	4,9	4,25	4,8	4,84
6		4,52	4	4,5	4	4,4	4,63
8		3,8	3,4	4,02	3,6	3,85	4
10		5,2	5	5,8	5	5,2	6
12		7,1	6,8	7,7	7	7,4	8,1
14		9,9	10	10,4	10	10,3	10,9
2	40	5,3	4,15	4,5	4,65	4,6	5
4		3,6	3,3	3,6	3,44	3,6	3,83
6		3	2,9	3	2,83	2,95	2,98
8		2,9	2,39	2,7	2,61	3	3,07
10		4,2	3,85	4,5	4	4,4	5,1
12		6,2	6	6,8	6,5	6,4	6,8
14		8,6	8,5	9,5	9,4	9,1	9,3
2	60	4,4	3,8	3,9	4	3,68	4,31
4		3,05	2,98	2,76	3,02	3,01	3,37
6		2,1	2,73	2,1	2,5	2,46	2,65
8		1,8	2,08	1,9	2,42	2,1	2,73
10		3,5	3	3,8	3,6	3,7	4,4
12		5,5	5	5,7	6	5,4	6,3
14		7,9	8	8,2	8,6	8,3	8,7

Tableau 5.9 Résultats des essais de pénétration

5.3.1 Évolution des pénétrations en fonction de la teneur en eau initiale W_0

Les teneurs en eau initiales, entre $w_0 = 2\%$ et $w_0 = 8\%$, prises comme paramètres essentiels dans les essais œdométriques, ne donnent pas une idée claire sur la conduite des sols étudiés au pénétromètre à cône. Une réduction continue des pénétrations avec l'augmentation des teneurs en eau est constatée. Dans l'objectif de suivre la tendance de cette réduction, l'accroissement des teneurs en eau est amené jusqu'à $w=14\%$. Les courbes qui en découlent sont illustrées dans les figures 5.58 à 5.63. Pour les différents sols testés la variation des pénétrations en fonction des teneurs en eau donne des courbes qui ont la forme d'une parabole concave divisée en deux versants séparés par un point minimum, représentant l'enfoncement minimum du cône du pénétromètre.

Le premier versant est caractérisé par une diminution progressive de l'affaissement avec l'augmentation de la teneur en eau, jusqu'à une limite inférieure, état de compacité maximum, quand la teneur en eau se rapproche de l'optimum de Proctor.

Dans le second versant on constate un comportement inverse, dans lequel l'affaissement croît avec l'augmentation de la teneur en eau. Une conduite similaire est constatée pour tous les sols testés.

Quelle que soit l'énergie de compactage, on marque au début des essais de grandes pénétrations ; cela est dû à la macroporosité des échantillons testés. L'accroissement de la teneur en eau et de l'énergie de compactage favorisent la stabilité du sol par élimination des liaisons (cimentation) entre les grains d'où réduction de la macroporosité. Au-delà de la pénétration limite le sol tend vers l'état liquide ce qui explique l'accroissement des pénétrations.

Si on renverse l'axe des pénétrations en faisant une comparaison entre la forme générale des courbes obtenues avec l'allure des courbes Proctor, on remarque une certaine analogie entre les deux essais. Dans les essais de compactage, la teneur en eau optimum sépare la courbe Proctor en deux versants, sec et mouillé. Aussi dans les essais de pénétration l'enfoncement maximum de la tige, noté pénétration limite divise aussi la courbe de pénétration en deux versants, sec et mouillé. la figure 5.64 représente le cas du sol 1, pour différentes énergies de compactage.

On peut en déduire qu'à propos des sols effondrables, il y a une proportionnalité inverse entre l'essai de pénétration et l'essai Proctor, le premier servant à déterminer la pénétration limite, le deuxième la densité sèche maximale. Ainsi, vu sa rapidité et sa commodité par rapport à l'essai Proctor, on voit qu'il peut être plus pratique pour les projets de densification et de compactage des sols affaissables d'utiliser l'essai de pénétromètre à cône.

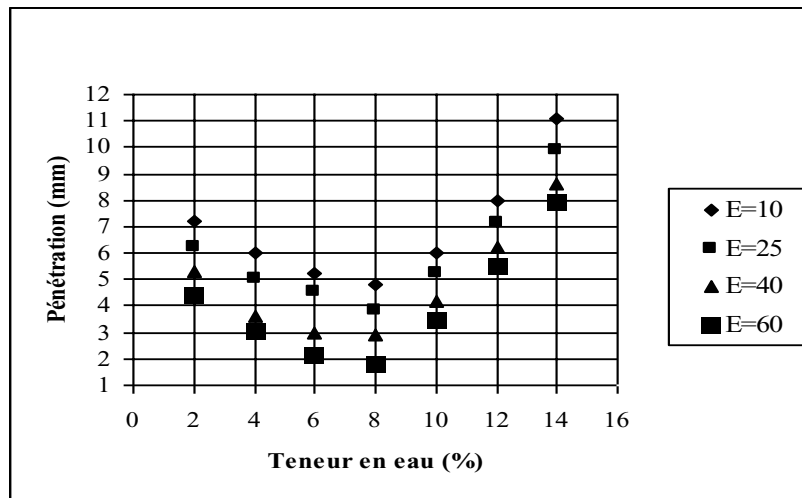


Figure 5.58 Variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau (sol1)

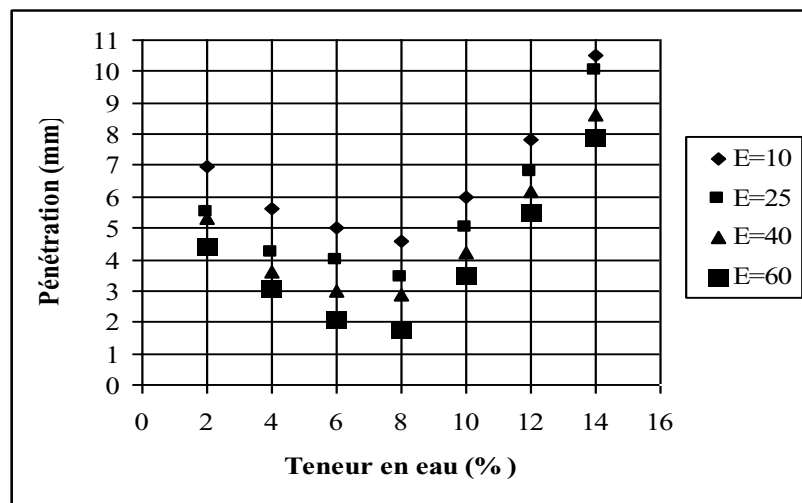


Figure 5.59 Variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau (sol2)

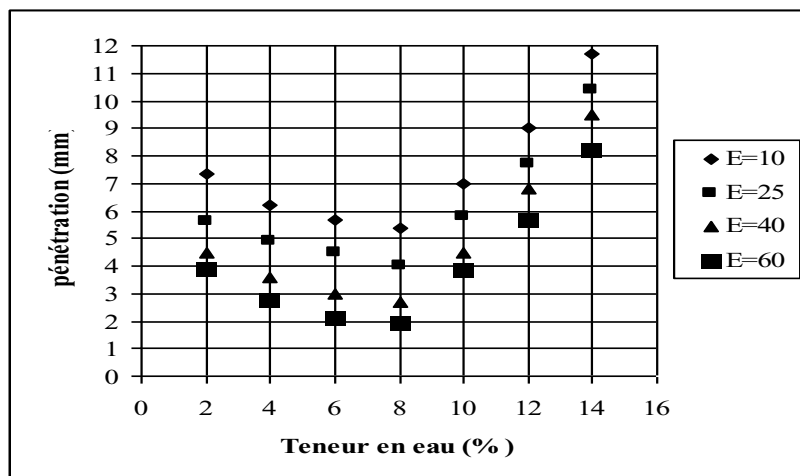


Figure 5.60 Variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau (sol3)

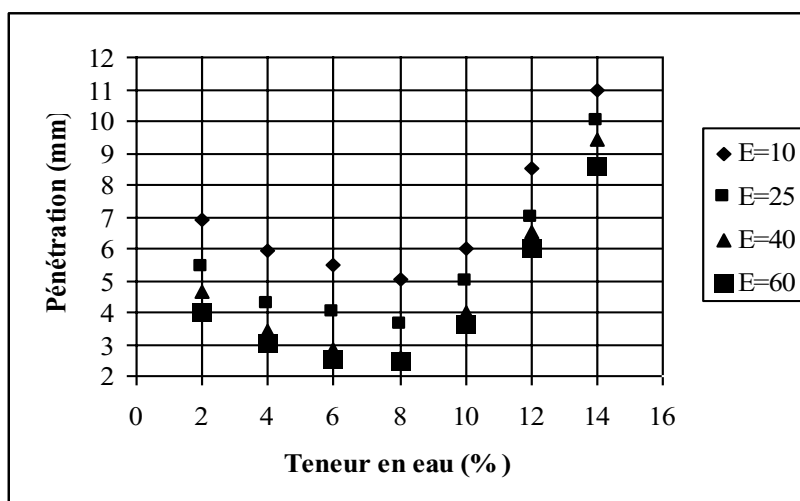


Figure 5.61 Variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau (sol4)

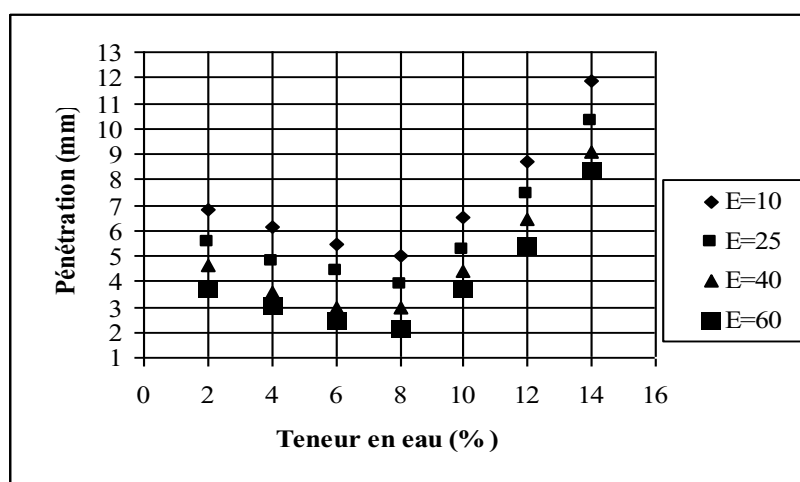


Figure 5.62 Variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau (sol5)

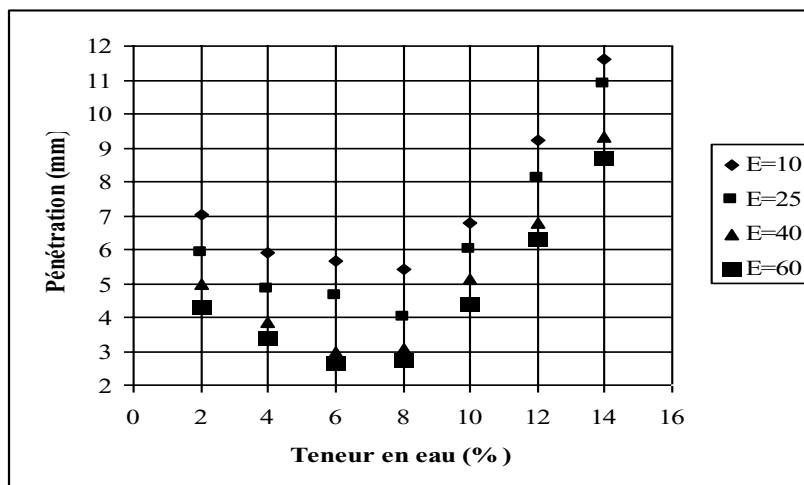


Figure 5.63 Variation de la pénétration en fonction de la teneur en eau (sol6)

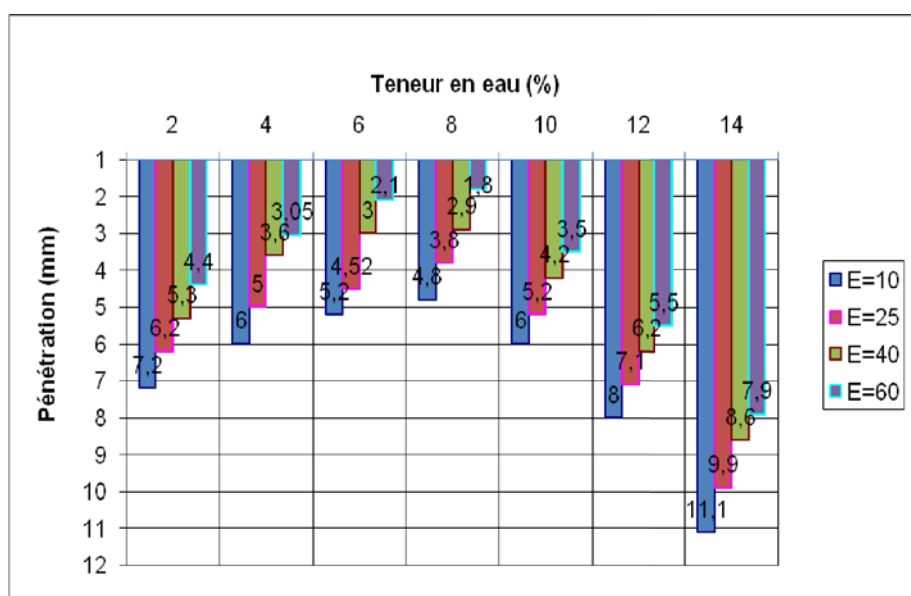


Figure 5.64 Niveaux des enfoncements du cône Pour différentes énergies de compactage (sol1)

5.3.2 L'effet du rapport W_{opt} / W_0 sur les pénétrations

Puisque les sols affaissables sont des sols non saturés à structure macroporeuse, ils sont aussi caractérisés par une teneur en eau inférieure à l'optimum de Proctor. D'après Holtz (1961), ces sols sont définis par la condition $w_{opt}/w_0 > 1$. Les tableaux 5.10 et 5.11, illustre les valeurs des pénétrations en fonction du rapport w_{opt}/w_0 . L'analyse des courbes de pénétration en fonction du rapport w_{opt} / w_0 , figures 5.65 à 5.70, confirme aussi l'existence de deux comportements distincts et séparés par la droite $w_{opt}/w_0 = 1$. A gauche de cette droite, la pénétration connaît une

décroissance graduelle pour ensuite croître de manière quasiment régulière au fur et à mesure que l'on s'éloigne de la limite séparant les sols affaissables ($w_{opt}/w_0 > 1$) des sols non affaissables. Cette limite correspond à la pénétration limite désignée par P_{lim} . On fait varier l'énergie de compactage, les courbes s'emboîtent et maintiennent la même forme. Les versants de la droite sont des lignes parallèles, qui ont presque des pentes identiques.

E	Sol1		Sol2		Sol3	
	w_{opt}/w_0 (%)	Pénétration (mm)	w_{opt}/w_0 (%)	Pénétration (mm)	w_{opt}/w_0 (%)	Pénétration (mm)
10	4,31	7,2	4,71	6,95	6,94	7,32
	2,15	6	2,36	5,6	3,47	6,2
	1,44	5,2	1,57	5	2,31	5,65
	1,08	4,8	1,18	4,6	1,73	5,4
	0,86	6	0,94	6	1,38	7
	0,72	8	0,78	7,8	1,16	9
	0,61	11,1	0,67	10,5	0,99	11,7
25	4,31	6,2	4,71	5,5	6,94	5,6
	2,15	5	2,36	4,2	3,47	4,9
	1,44	4,52	1,57	4	2,31	4,5
	1,08	3,8	1,18	3,4	1,73	4,02
	0,86	5,2	0,94	5	1,38	5,8
	0,72	7,1	0,78	6,8	1,16	7,7
	0,61	9,9	0,67	10	0,99	10,4
40	4,31	5,3	4,71	4,15	6,94	4,5
	2,15	3,6	2,36	3,3	3,47	3,6
	1,44	3	1,57	2,9	2,31	3
	1,08	2,9	1,18	2,39	1,73	2,7
	0,86	4,2	0,94	3,85	1,38	4,5
	0,72	6,2	0,78	6	1,16	6,8
	0,61	8,6	0,67	8,5	0,99	9,5
60	4,31	4,4	4,71	3,8	6,94	3,9
	2,15	3,05	2,36	2,98	3,47	2,76
	1,44	2,1	1,57	2,73	2,31	2,1
	1,08	1,8	1,18	2,08	1,73	1,9
	0,86	3,5	0,94	3	1,38	3,8
	0,72	5,5	0,78	5	1,16	5,7
	0,61	7,9	0,67	8	0,99	8,2

Tableau 5.10 les pénétrations en fonction du rapport w_{opt}/w_0

E	sol4		sol5		sol6	
	w_{opt}/w_0 (%)	Pénétration (mm)	w_{opt}/w_0 (%)	Pénétration (mm)	w_{opt}/w_0 (%)	Pénétration (mm)
10	6,41	6,9	7,33	6,8	8,91	7,01
	3,2	5,95	3,66	6,1	4,45	5,92
	2,14	5,5	2,44	5,45	2,97	5,65
	1,6	5,04	1,83	5	2,23	5,42
	1,28	6	1,46	6,5	1,78	6,8
	1,07	8,5	1,22	8,7	1,48	9,2
	0,91	11	1,05	11,9	1,27	11,6
25	6,41	5,4	7,33	5,5	8,91	5,9
	3,2	4,25	3,66	4,8	4,45	4,84
	2,14	4	2,44	4,4	2,97	4,63
	1,6	3,6	1,83	3,85	2,23	4
	1,28	5	1,46	5,2	1,78	6
	1,07	7	1,22	7,4	1,48	8,1
	0,91	10	1,05	10,3	1,27	10,9
40	6,41	4,65	7,33	4,6	8,91	5
	3,2	3,44	3,66	3,6	4,45	3,83
	2,14	2,83	2,44	2,95	2,97	2,98
	1,6	2,61	1,83	3	2,23	3,07
	1,28	4	1,46	4,4	1,78	5,1
	1,07	6,5	1,22	6,4	1,48	6,8
	0,91	9,4	1,05	9,1	1,27	9,3
60	6,41	4	7,33	3,68	8,91	4,31
	3,2	3,02	3,66	3,01	4,45	3,37
	2,14	2,5	2,44	2,46	2,97	2,65
	1,6	2,42	1,83	2,1	2,23	2,73
	1,28	3,6	1,46	3,7	1,78	4,4
	1,07	6	1,22	5,4	1,48	6,3
	0,91	8,6	1,05	8,3	1,27	8,7

Tableau 5.11 les pénétrations en fonction du rapport w_{opt}/w_0

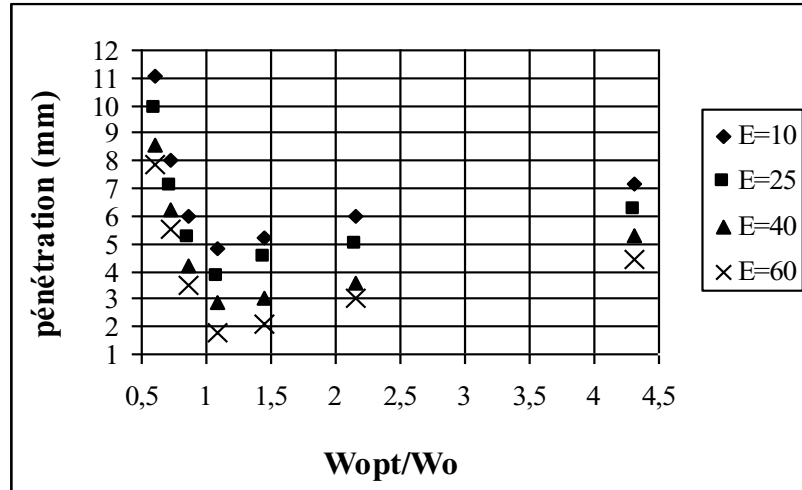


Figure 5.65 La pénétration en fonction de w_{opt}/w_0 (sol 1)

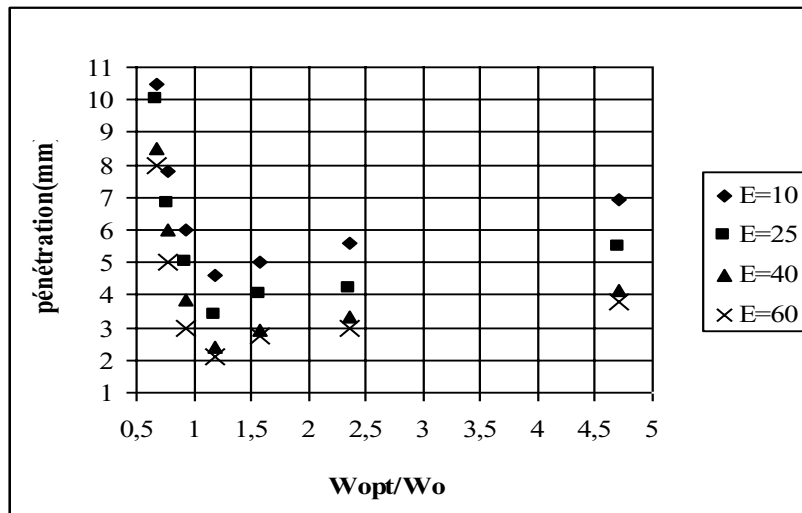


Figure 5.66 La pénétration en fonction de w_{opt}/w_0 (sol 2)

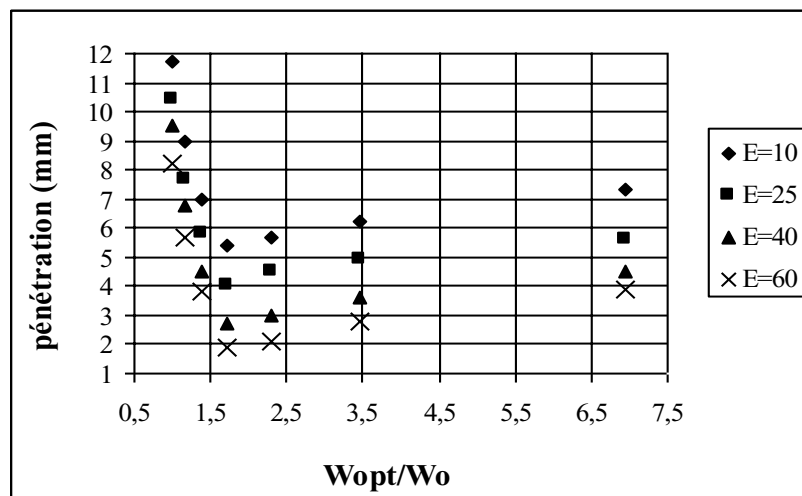


Figure 5.67 La pénétration en fonction de w_{opt}/w_0 (sol 3)

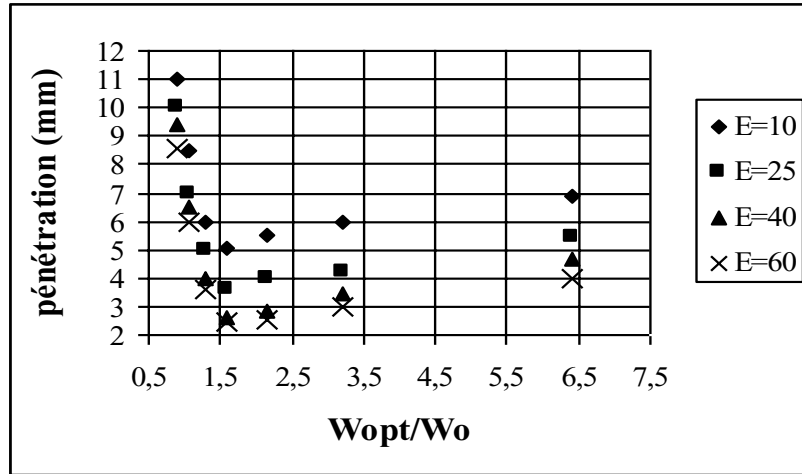


Figure 5.68 La pénétration en fonction de w_{opt}/w_0 (sol 4)

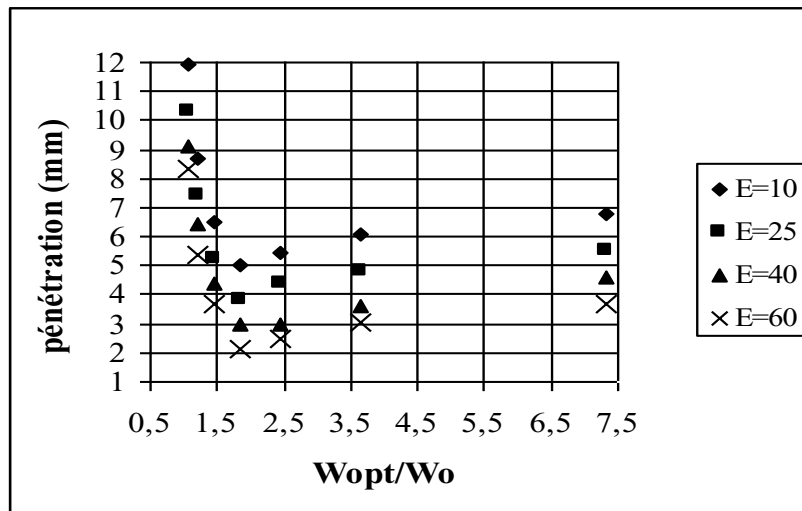


Figure 5.69 La pénétration en fonction de w_{opt}/w_0 (sol 5)

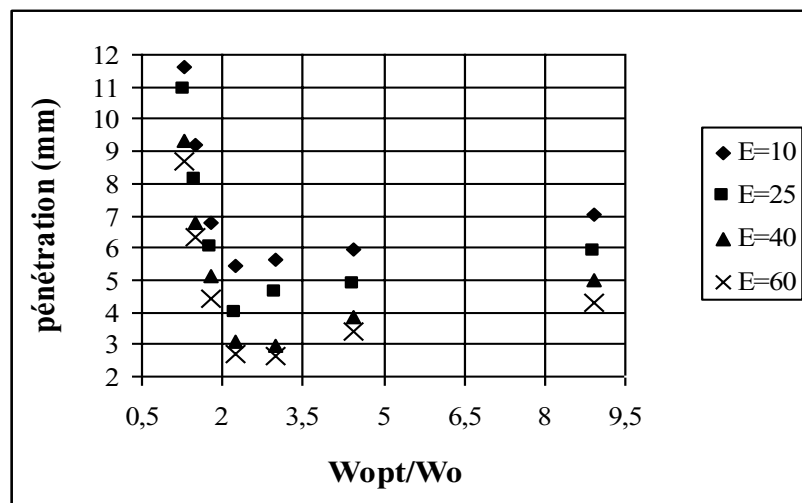


Figure 5.70 La pénétration en fonction de w_{opt}/w_0 (sol 6)

5.3.3 L'effet des rapports de densités (v_d/v_s) sur les pénétrations

Le rapport de densités v_d/v_s , reflète l'état de compacité du sol, il dépend, d'une part, des caractéristiques du sol, granulométrie, volume des vides, forme des grains, et, d'autre part, de l'énergie de compactage. Le même constat, déjà décrit, est visualisé dans les tableaux 5.12 et 5.13. La représentation des pénétrations en fonction de ce rapport, figures 5.71 à 5.76. Une décroissance graduelle des pénétrations due au serrage de la texture du sol, jusqu'à une valeur limite (pénétration limite), correspondant à la droite séparant les deux états de sols, pour ensuite connaître une phase de croissance progressive avec l'augmentation de ce rapport, cette augmentation est due surtout à la valeur élevée de la teneur en eau.

La similitude des courbes précédentes illustre l'existence d'un comportement analogue des sols effondrables vis à vis de la pénétration et qu'une valeur limite caractéristique sépare les sols affaissables des sols non affaissables.

E	W(%)	Sol1		Sol2		Sol3	
		v_d/v_s (%)	Pénétration (mm)	v_d/v_s (%)	Pénétration (mm)	v_d/v_s (%)	Pénétration (mm)
10	2	0,63	7,2	0,64	6,95	0,67	7,32
	4	0,64	6	0,65	5,6	0,675	6,2
	6	0,65	5,2	0,66	5	0,69	4,85
	8	0,67	4,8	0,67	4,6	0,71	5
	10	0,69	6	0,71	6	0,74	7
25	2	0,64	6,2	0,655	5,5	0,68	5,6
	4	0,65	5	0,67	4,35	0,69	4,9
	6	0,66	4,52	0,678	4,1	0,696	4,5
	8	0,69	3,8	0,7	3,4	0,718	4,02
	10	0,71	5,2	0,72	5	0,75	5,8
40	2	0,66	5,3	0,67	4,15	0,7	4,5
	4	0,67	3,6	0,68	3,33	0,71	3,6
	6	0,68	3	0,69	2,9	0,724	3
	8	0,71	2,9	0,71	2,39	0,746	2,7
	10	0,73	4,2	0,73	3,85	0,77	4,5
60	2	0,67	4,4	0,68	3,8	0,71	4,2
	4	0,68	3,05	0,69	2,98	0,717	3,5
	6	0,7	2,1	0,7	2,73	0,73	2,58
	8	0,73	1,75	0,72	2,08	0,757	1,85
	10	0,75	3,5	0,74	3	0,78	3,8

Tableau 5.12 les pénétrations en fonction du rapport v_d/v_s

E	W(%)	Sol4		Sol5		Sol6	
		v_d/v_s (%)	Pénétration (mm)	v_d/v_s (%)	Pénétration (mm)	v_d/v_s (%)	Pénétration (mm)
10	2	0,62	6,9	0,64	6,8	0,65	6,7
	4	0,63	5,95	0,65	6,1	0,66	5,92
	6	0,645	5,3	0,66	5,45	0,67	5,2
	8	0,66	5,04	0,67	4,97	0,69	4,94
	10	0,7	6,2	0,71	6,5	0,71	5,9
25	2	0,64	5,4	0,66	5,5	0,66	5,9
	4	0,65	4,25	0,67	4,8	0,67	4,84
	6	0,66	4	0,675	4,4	0,68	4,49
	8	0,68	3,6	0,69	3,85	0,71	3,9
	10	0,72	5	0,72	5,2	0,74	6
40	2	0,66	4,65	0,67	4,6	0,67	5
	4	0,67	3,44	0,69	3,6	0,68	3,83
	6	0,687	2,83	0,7	2,95	0,69	3,65
	8	0,705	2,61	0,71	3	0,73	2,7
	10	0,73	4	0,74	4,4	0,76	5,1
60	2	0,67	4	0,69	3,68	0,68	4,81
	4	0,68	3,02	0,698	3,01	0,69	3,77
	6	0,69	2,52	0,704	2,46	0,7	3
	8	0,72	2,42	0,724	2,1	0,74	1,9
	10	0,74	3,7	0,75	3,7	0,77	4,4

Tableau 5.13 les pénétrations en fonction du rapport v_d/v_s

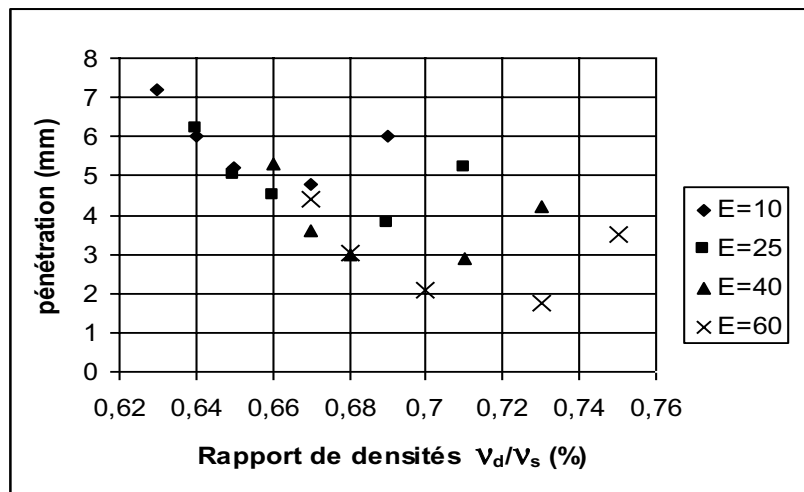


Figure 5.71 la pénétration en fonction des rapports de densités v_d/v_s (sol 1)

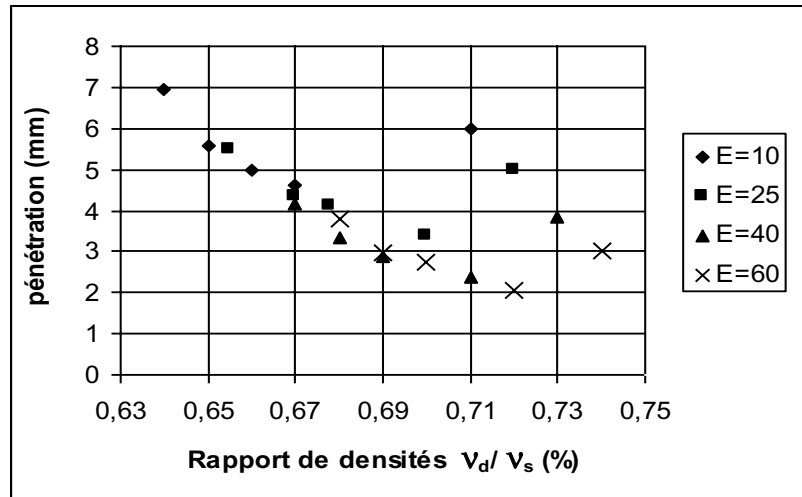


Figure 5.72 la pénétration en fonction des rapports de densités V_d/V_s (sol 2)

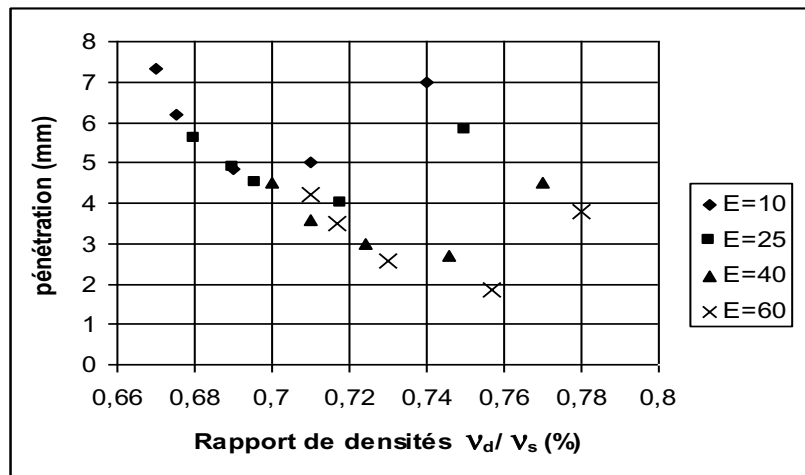


Figure 5.73 la pénétration en fonction des rapports de densités V_d/V_s (sol 3)

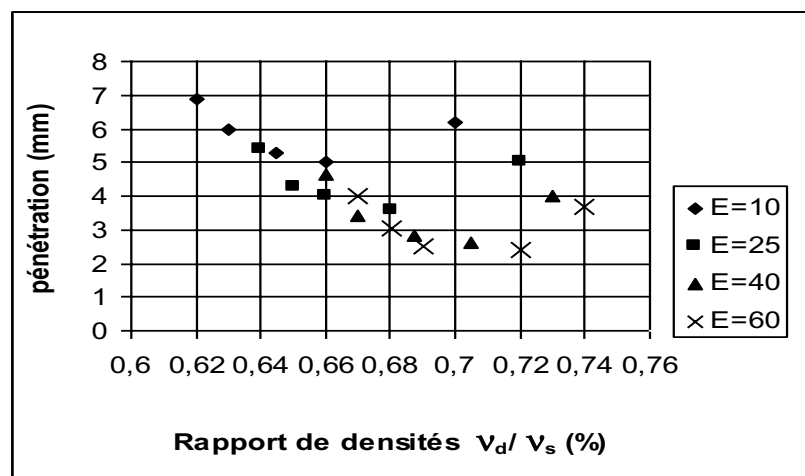


Figure 5.74 la pénétration en fonction des rapports de densités V_d/V_s (sol 4)

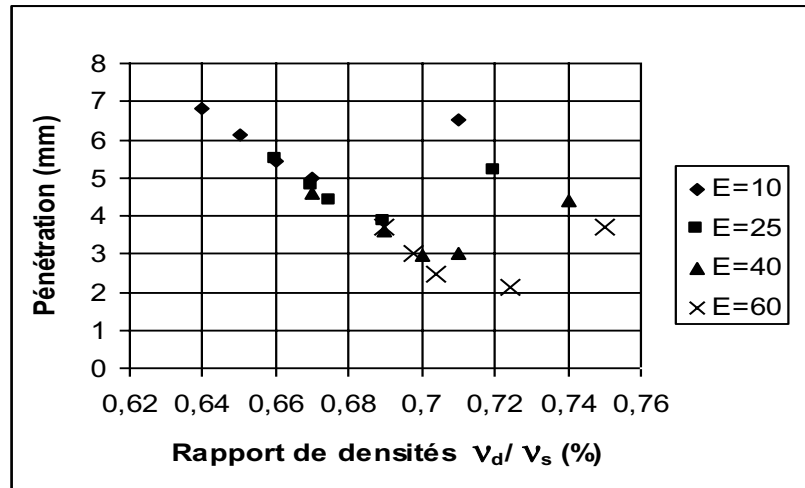


Figure 5.75 la pénétration en fonction des rapports de densités v_d/v_s (sol 5)

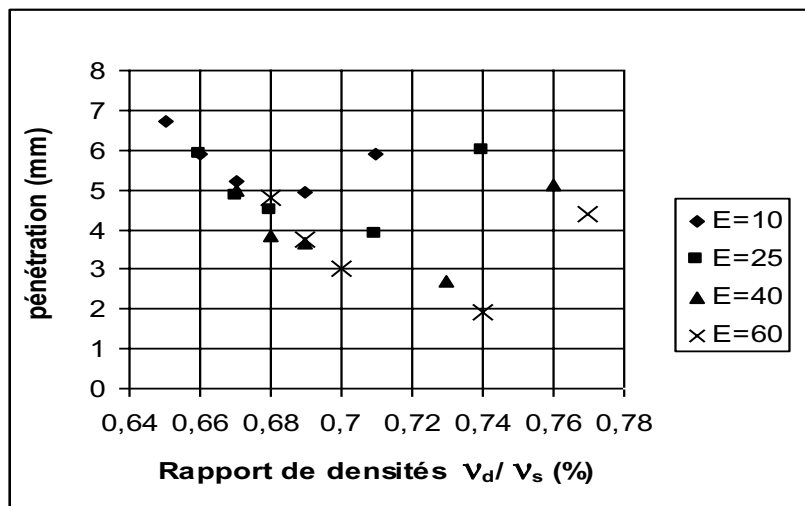


Figure 5.76 la pénétration en fonction des rapports de densités v_d/v_s (sol 6)

5.3.4 Détermination de la relation de pénétration limite P_{lim}

Les figures 5.65 à 5.70, montrent que les pénétrations limites dépendent essentiellement de la nature du sol et de son état de compacité, elles sont inversement proportionnelles avec l'énergie de compactage. Les valeurs des pénétrations limites des échantillons, testés en fonction des densités sèches, sont présentées dans le tableau 5.14. Ce sont les points d'intersection de la partie gauche des courbes "pénétrations en fonction des rapports (W_{opt}/W_o)" et de la droite $W_{opt}/W_o=1$.

Sol	Sol 1				Sol 2				Sol 3			
E	10	25	40	60	10	25	40	60	10	25	40	60
v_d	1.78	1.83	1.87	1.92	1.749	1.81	1.853	1.87	1.73	1.76	1.834	1.866
P_{lim}	4.7	3.7	2.8	1.75	4.65	3.35	2.4	2.11	4.61	4	2.6	1.85
Sol	Sol 4				Sol 5				Sol 6			
E	10	25	40	60	10	25	40	60	10	25	40	60
v_d	1.72	1.785	1.84	1.855	1.705	1.766	1.815	1.855	1.694	1.753	1.81	1.853
P_{lim}	5	3.6	2.6	2.35	4.95	3.8	2.85	2.05	4.81	3.72	2.66	1.89

Tableau 5.14 Valeurs des pénétrations limites en (mm) en fonction de la densité sèche en (g/cm^3)

les courbes de tendances des pénétrations limites (P_{lim}) en fonction des densités sèches (v_d), figures 5.77 et 5.78, sont des droites parallèles qui ont presque la même pente, ce qui indique que la pénétration limite relative à un nombre de coups représente un comportement et un état de compacité maximum ; elle varie linéairement au fur et à mesure de l'augmentation de la densité sèche.

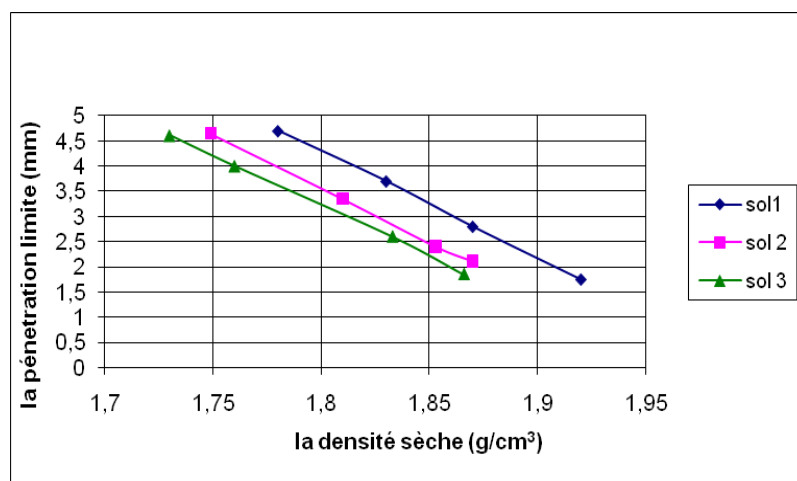


Figure 5.77 la pénétration limite en fonction de la densité sèche

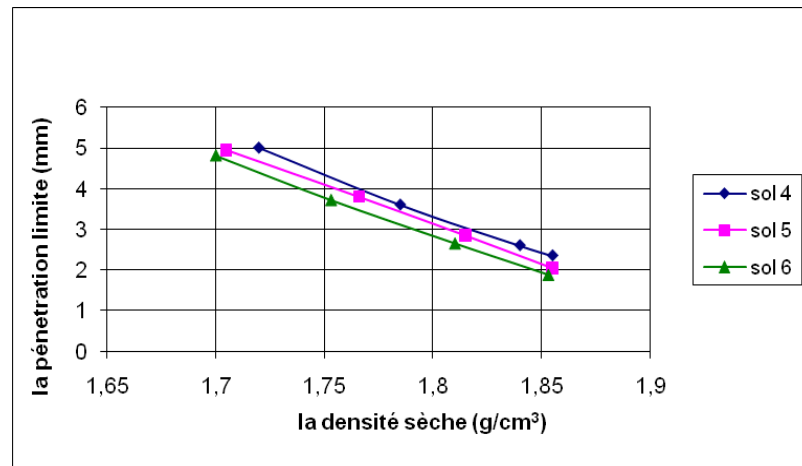


Figure 5.78 la pénétration limite en fonction de la densité sèche

Les équations des droites de tendances obtenues et les coefficients de détermination correspondants, qui sont des indicateurs permettant de juger la qualité d'une régression linéaire, sont pour chaque type de sol comme suit :

$$\text{Sol 1 : } P_{\text{lim}} = -21,179 v_d + 42,419, \text{ (Le coefficient de détermination } R^2 = 0,9996)$$

$$\text{Sol 2 : } P_{\text{lim}} = -21,217 v_d + 41,753, \text{ (Le coefficient de détermination } R^2 = 0,9994)$$

$$\text{Sol 3 : } P_{\text{lim}} = -20,050 v_d + 39,299, \text{ (Le coefficient de détermination } R^2 = 0,9991)$$

L'équation de tendance de la droite moyenne des sols 1, 2 et 3 peut s'écrire :

$$P_{\text{lim}} = -20,8153 v_d + 41,157 \dots\dots\dots(1)$$

De même pour les sols 4, 5 et 6.

$$\text{Sol 4 : } P_{\text{lim}} = -19,622 v_d + 38,707 \text{ (Le coefficient de détermination } R^2 = 0,9976)$$

$$\text{Sol 5 : } P_{\text{lim}} = -19,315 v_d + 37,895 \text{ (Le coefficient de détermination } R^2 = 0,9998)$$

$$\text{Sol 6 : } P_{\text{lim}} = -19,050 v_d + 37,159 \text{ (Le coefficient de détermination } R^2 = 0,9991)$$

L'équation de tendance de la droite moyenne des sols 4, 5 et 6 peut s'écrire :

$$P_{\text{lim}} = -19,329 v_d + 37,92 \dots\dots\dots(2)$$

Les droites des équations des P_{lim} ont la forme : $P_{lim} = a_i \cdot X + b_i$, de pente a_i et coupent l'axe des pénétrations aux points b_i . Les expressions (1) et (2), ont la même forme. Une faible modification est constatée dans les valeurs de a_i et b_i . On peut conclure que pour des énergies de compactage modérées, l'expression moyenne des pénétrations limites des sols reconstitués testés peut être écrite sous la forme :

$$P_{lim} = - 20.07 v_d + 39.54 \dots \dots \dots (3).$$

L'expression (3) concorde avec celle obtenue par Austerlitz et al (1983), qui ont remarqué qu'il est possible de définir un potentiel d'effondrement i_m , qui varie linéairement avec la masse volumique totale apparente ψ_{ALL} : $i_m = 1.305 - 0.669 \psi_{ALL}$.

5.4 ESSAIS ULTRASONIQUE

5.4.1 Introduction

Divers domaines de génie civil utilisent les essais ultrasoniques surtout dans les bétons et en mécanique des roches (étude de la formation des roches sédimentaires). Cependant, l'utilisation de ce procédé pour déterminer les vitesses d'impulsions des sols et dans la géotechnique est moins habituelle. La cause est que le signal transmis à travers le sol est faible et fortement affecté par le bruit. Dans l'objectif de déterminer les caractéristiques ultrasoniques des sols à effondrement brusque, nous adoptons dans le présent travail un système d'essai ultrasonique comprenant des capteurs d'ondes (émetteur et récepteur), un système d'acquisition de données, du couplant et des instruments de calibrage. La méthode consiste en la mesure de la vitesse de propagation d'une onde ultrasonique dans l'éprouvette de sol, on mesure le temps de propagation t entre émetteur et récepteur séparés par une distance d connue ($d = v \times t$). Concernant les matériaux homogènes, on note l'existence de vitesse de propagation des ondes longitudinales (de compression) et transversales (de cisaillement). Le sol en question est loin d'être un matériau homogène linéaire ; c'est un matériau macroporeux, micro fissuré qui contient de l'eau, et dont les caractéristiques mécaniques sont orientées en fonction du sens de coulage. L'étude est basée sur l'idée que lorsqu'une impulsion ultrasonique traversant l'éprouvette du sol

rencontre des fissures ou des pores remplis d'air, ces derniers vont s'opposer à la transmission du faisceau d'ultrasons.

5.4.2 Influence de la teneur en eau et de l'énergie de compactage

Les résultats des essais ultrasoniques présentés au tableau 5.15, montrent la sensibilité des échantillons testés vis-à-vis aux essais ultrasonique. A partir des figures 5.79 à 5.90, on constate ce qui suit :

- ∅ Le temps de transmission de l'onde ultrasonique ainsi que la vitesse correspondante varient selon la variation de l'énergie de compactage et/ou de la teneur en eau.
- ∅ Pour la même valeur de l'énergie de compactage, quel que soit le sol, la vitesse ultrasonique est proportionnelle avec l'accroissement de la teneur en eau.
- ∅ La contribution du compactage à l'augmentation des vitesses ultrasonique se faite d'une façon exponentielle, elle est plus importante que la teneur en eau, surtout lorsque ce dernier s'approche de l'optimum de Proctor.
- ∅ Notons que les courbes correspondantes à 60coups présentent des valeurs de vitesse plus importantes par rapport aux autres énergies de compactage, particulièrement avec l'augmentation des teneurs en eau. Ceci concorde aussi avec les résultats de compressibilité et prouve un bon état de compacité dû à l'humidification et au réarrangement des grains; c'est le cas de sols non affaissables.
- ∅ Notons que les sols reconstitués avec des sables de rivière présentent les plus grandes valeurs de vitesses ultrasoniques, cela est probablement dû au pourcentage des particules fines dans ces sols.

Teneurs en eau W (%)	nombre de coups E	Vitesses ultrasoniques (m/s)					
		Sol 1	Sol 2	Sol 3	Sol 4	Sol 5	Sol 6
2	10	444	476	488	455	513	526
	25	455	494	526	465	540	588
	40	465	500	555	476	580	625
	60	476	526	571	513	645	666
4	10	513	548	580	526	580	597
	25	533	571	588	550	606	625
	40	555	597	606	571	615	645
	60	597	625	645	615	675	714
6	10	540	588	625	555	740	910
	25	550	625	640	571	755	952
	40	571	666	690	588	780	1000
	60	625	714	833	666	910	1053
8	10	555	597	660	577	770	952
	25	571	645	700	585	833	1000
	40	595	716	850	615	952	1053
	60	635	800	888	714	1000	1110

Tableau 5.15 Valeurs des Vitesses Ultrasoniques

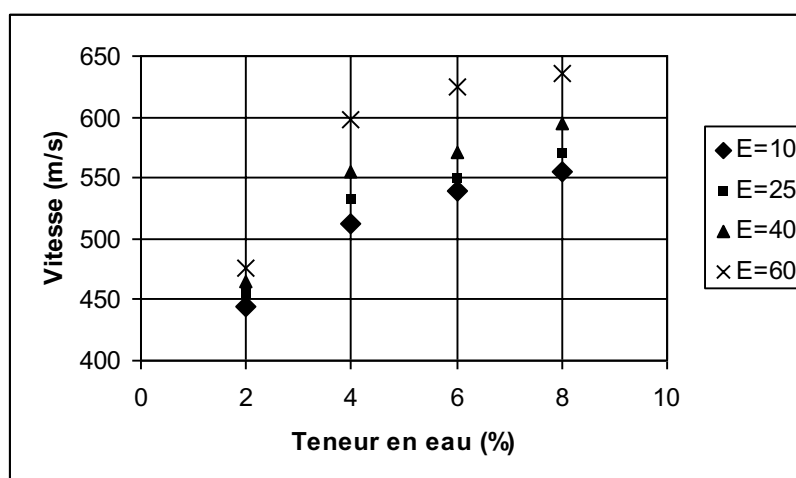


Figure 5.79 Variation de la vitesse ultrasonique en fonction de la teneur en eau (Sol 1)

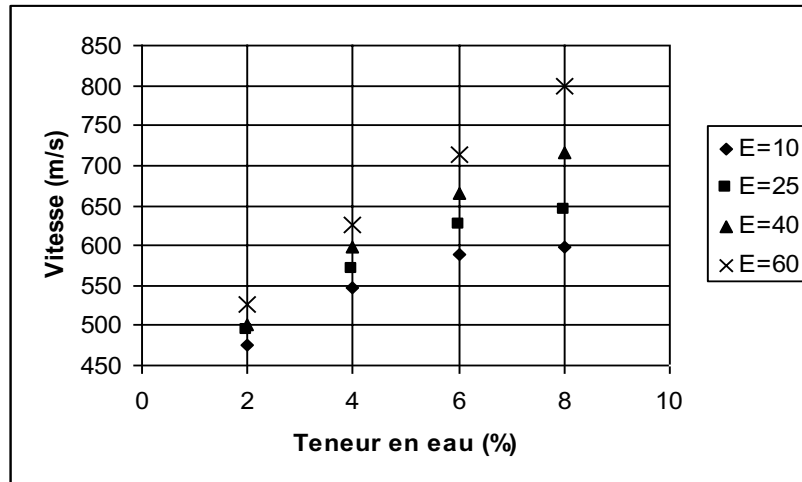


Figure 5.80 Variation de la vitesse ultrasonique en fonction de la teneur en eau (Sol 2)

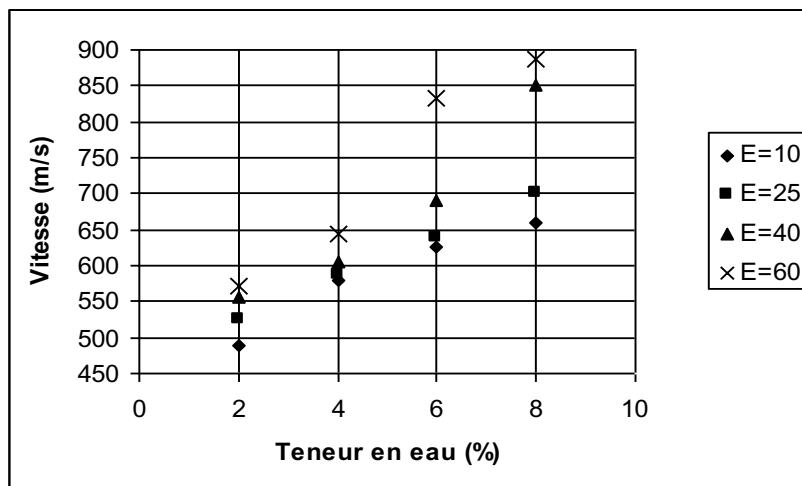


Figure 5.81 Variation de la vitesse ultrasonique en fonction de la teneur en eau (Sol 3)

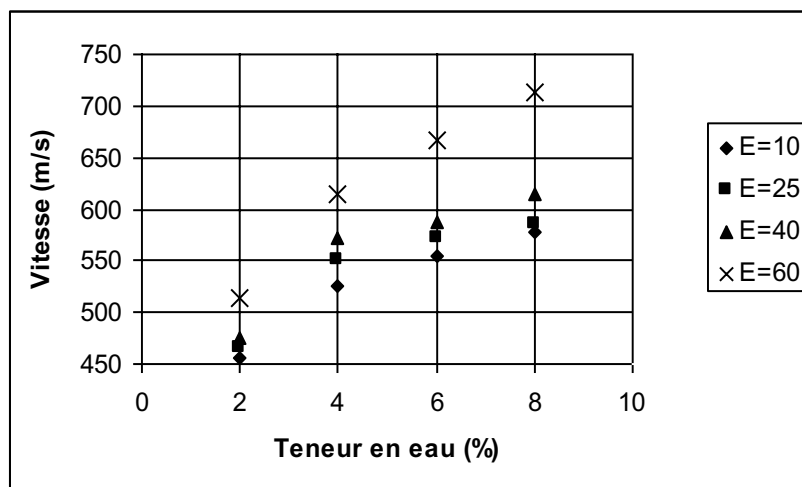


Figure 5.82 Variation de la vitesse ultrasonique en fonction de la teneur en eau (Sol 4)

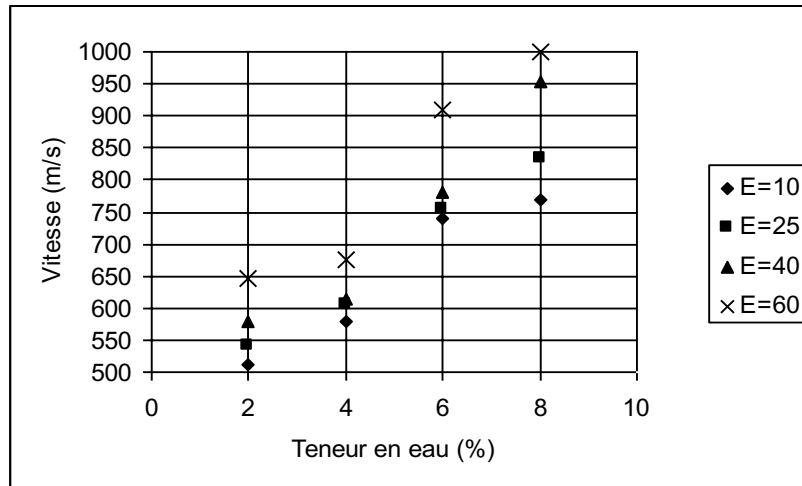


Figure 5.83 Variation de la vitesse ultrasonique en fonction de la teneur en eau (Sol 5)

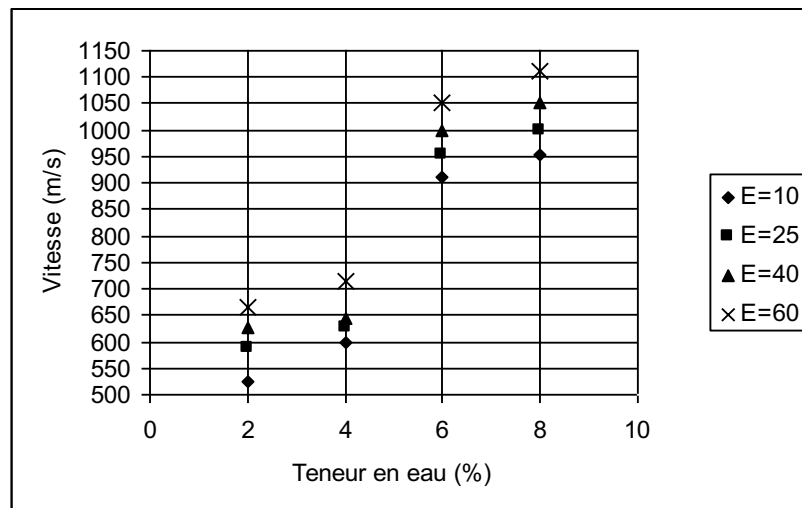


Figure 5.84 Variation de la vitesse ultrasonique en fonction de la teneur en eau (Sol 6)

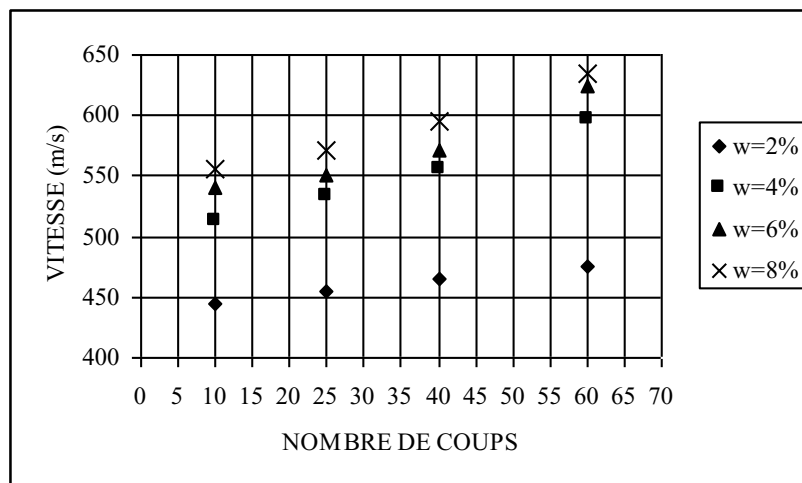


Figure 5.85 Variation de vitesse ultrasonique en fonction du nombre de coups (Sol 1)

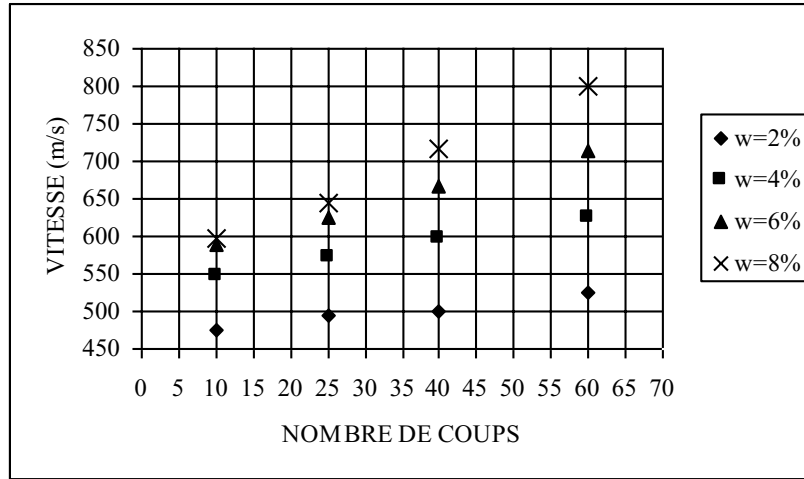


Figure 5.86 Variation de vitesse ultrasonique en fonction du nombre de coups (Sol 2)

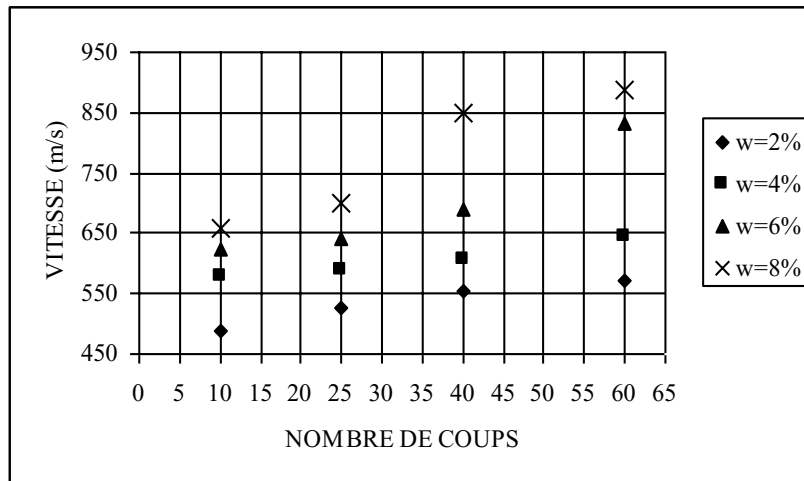


Figure 5.87 Variation de vitesse ultrasonique en fonction du nombre de coups (Sol 3)

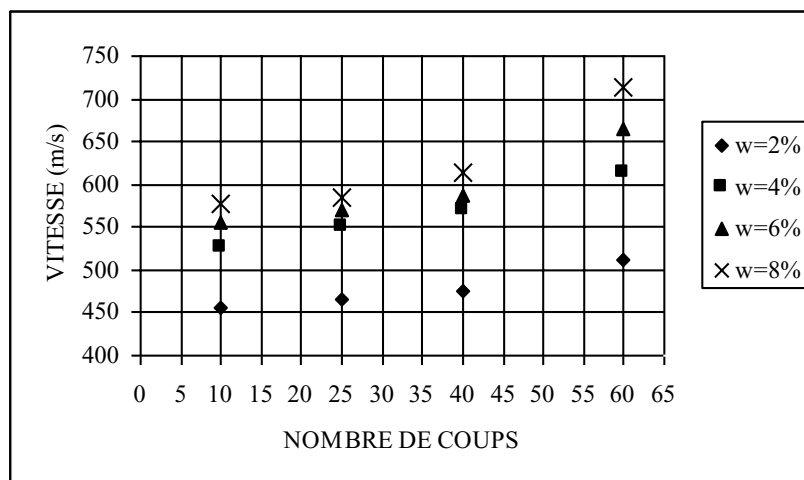


Figure 5.88 Variation de vitesse ultrasonique en fonction du nombre de coups (Sol 4)

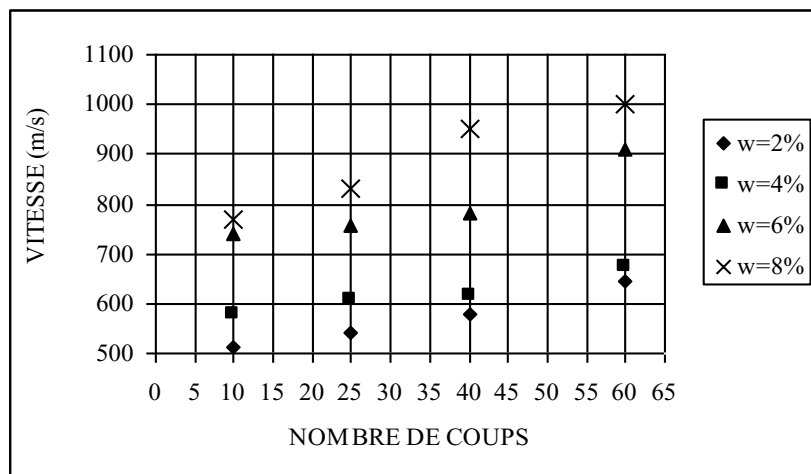


Figure 5.89 Variation de vitesse ultrasonique en fonction du nombre de coups (Sol 5)

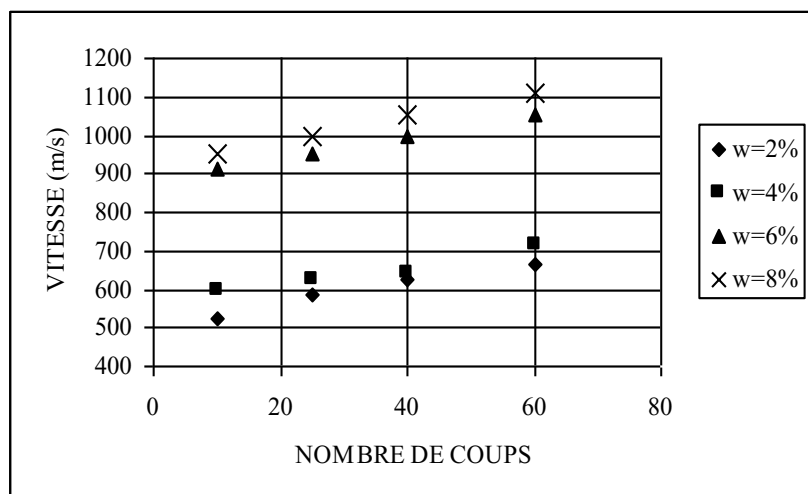


Figure 5.90 Variation de vitesse ultrasonique en fonction du nombre de coups (Sol 6)

5.4.3 Prédiction de l'affaissement par l'essai ultrasonique

Dans l'objectif de trouver une corrélation entre les résultats ultrasoniques et l'affaissement des sols, on a représenté dans le même repère les potentiels d'affaissement des différents sols en fonction des vitesses ultrasoniques, cela pour les différentes teneurs en eau et énergies de compactage.

Les courbes obtenues, figures 5.91 à 5.102, concrétisent une liaison vitale entre la vitesse ultrasonique et le potentiel d'affaissement ; la décroissance de l'un est synchronisée avec l'augmentation de l'autre. Les courbes données en fonction des

teneurs en eau ont la même allure, elles passent par trois phases : au début, des droites rectilignes parallèles traduisant une chute importante dans les potentiels d'affaissement avec des valeurs de vitesse très proches. Ensuite, deux inclinaisons successives des courbes sont constatées ; dans la première, une réduction des CP correspond à une augmentation des vitesses, dans la seconde, la stabilisation de l'affaissement s'explique par de grandes valeurs de vitesses et des potentiels d'affaissement très proches.

Les courbes potentiels d'affaissement en fonction de la vitesse montrent que le compactage et la teneur en eau participent à la diminution de l'effondrement et à l'augmentation des vitesses ultrasoniques. Les courbes données en fonction du nombre de coups, montrent que l'énergie de compactage contribue plus efficacement que la teneur en eau à la réduction de l'affaissement. Pour une énergie de compactage élevée, qui rend le sol non affaissable, on constate une faible variation dans l'état de compacité des sols, cela pour les différentes proportions de teneurs en eau, tandis que la variation des vitesses est plus importante.

A partir de ces constatations, comparons les valeurs de vitesses ultrasoniques en fonction des différentes teneurs en eau et énergies de compactage, étant donné que les sols en question ont la possibilité de s'effondrer quand ils sont dans un état lâche, on propose une méthode de prédiction des sols affaissables basée sur des essais ultrasoniques (non destructifs), rapides et faciles à réaliser.

Les valeurs de vitesses ultrasoniques sont limitées comme suit :

∅	si $V \geq 400$ m/s	: l'affaissement se manifeste
∅	si $400 \text{ m/s} < V < 1000 \text{ m/s}$: l'affaissement peut se produire
∅	si $V > 1000$ m/s	: le risque d'affaissement est écarté

Dans le deuxième cas la susceptibilité d'affaissement dépend de la teneur en eau et de l'état de compacité du sol. Cette procédure peut être appliquée sur les sols intacts ou remaniés, au laboratoire et même sur chantier. Vu ses avantages, les résultats de l'auscultation ultrasonique peuvent être généralisés aux différents types de sols affaissables tel que les loëss et même d'autres sols non saturés.

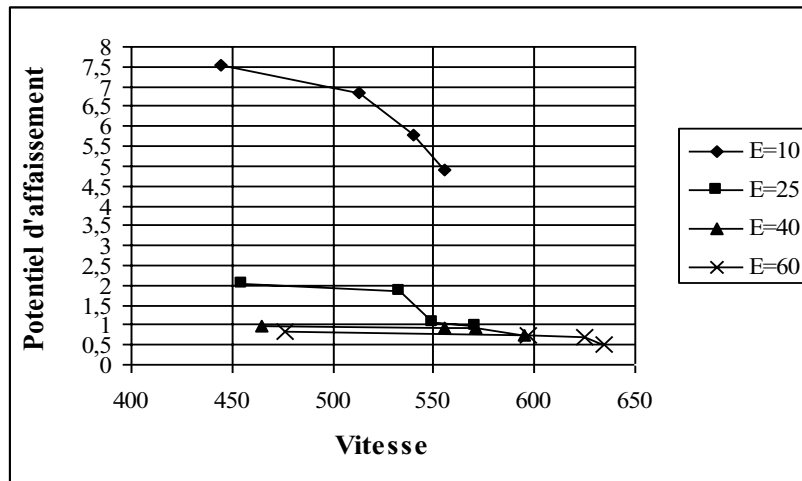


Figure 5.91 Variation du Potentiel d'affaissement en fonction de la vitesse ultrasonique (sol 1)

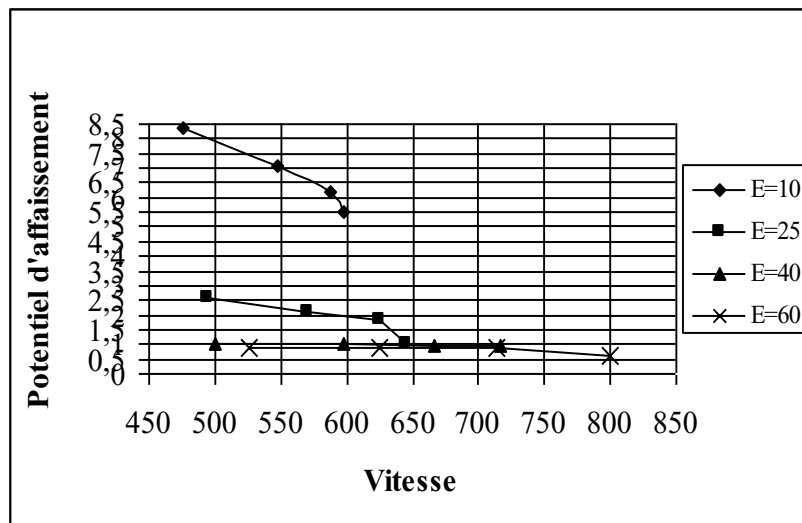


Figure 5.92 Variation du Potentiel d'affaissement en fonction de la vitesse ultrasonique (sol 2)

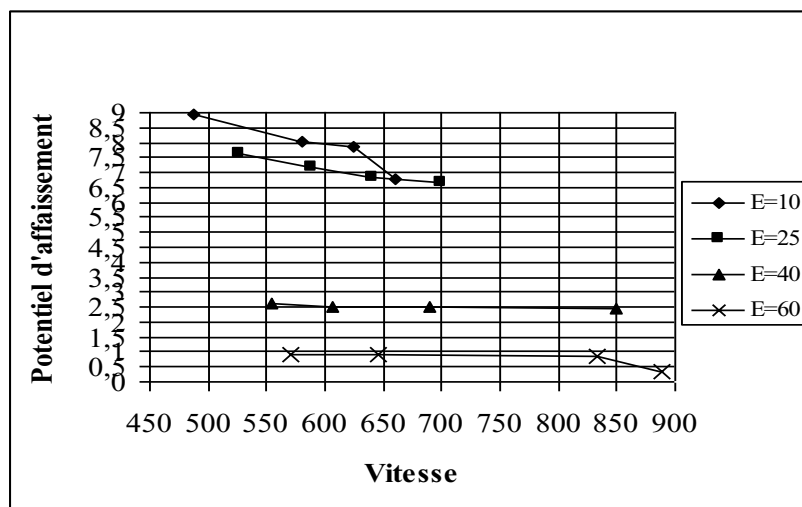


Figure 5.93 Variation du Potentiel d'affaissement en fonction de la vitesse ultrasonique (sol 3)

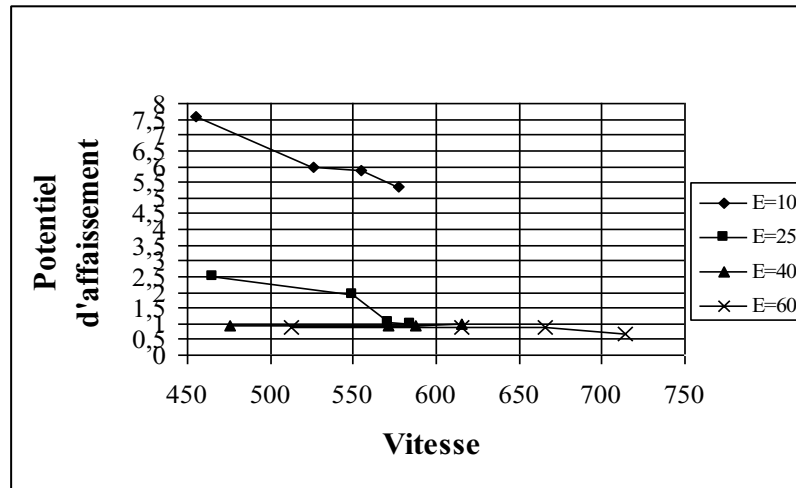


Figure 5.94 Variation du Potentiel d'affaissement en fonction de la vitesse ultrasonique (sol 4)

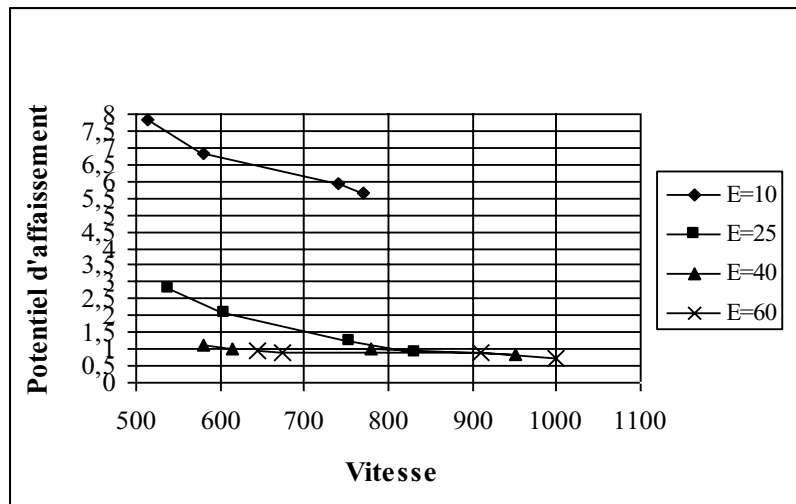


Figure 5.95 Variation du Potentiel d'affaissement en fonction de la vitesse ultrasonique (sol 5)

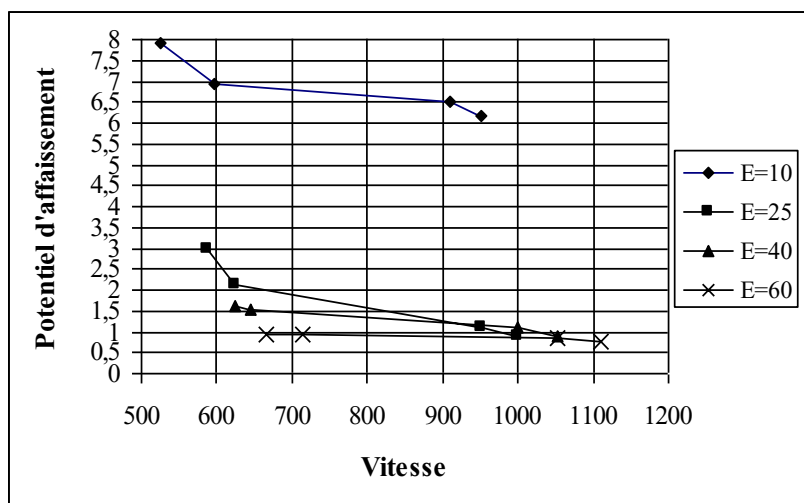


Figure 5.96 Variation du Potentiel d'affaissement en fonction de la vitesse ultrasonique (sol 6)

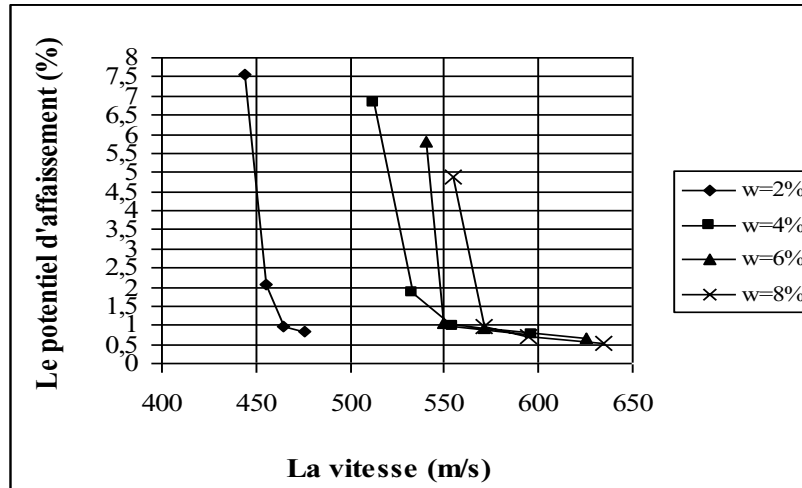


Figure 5.97 Le potentiel d'affaissement en fonction de la vitesse (sol 1)

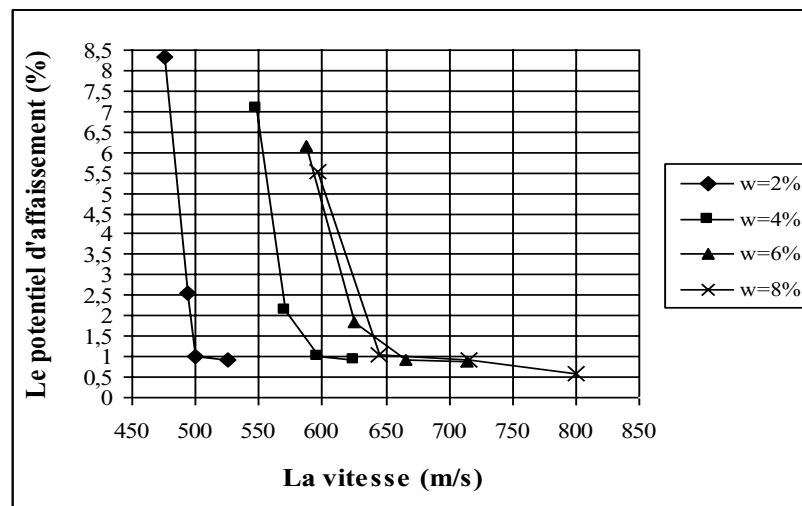


Figure 5.98 Le potentiel d'affaissement en fonction de la vitesse (sol 2)

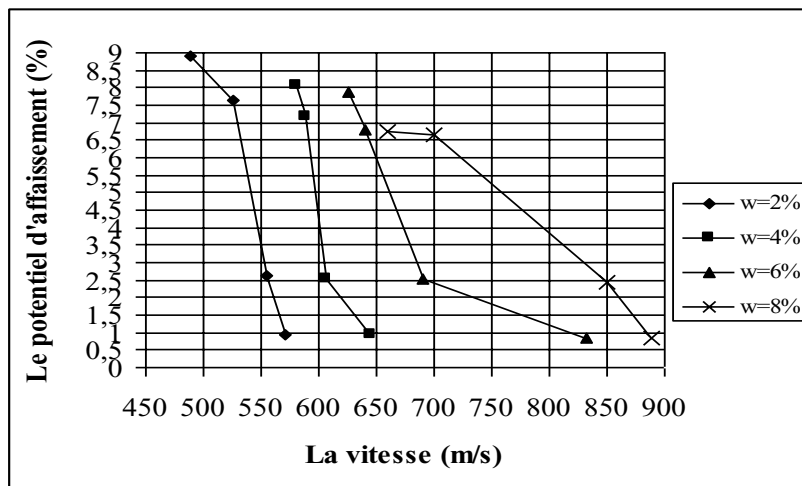


Figure 5.99 Le potentiel d'affaissement en fonction de la vitesse (sol 3)

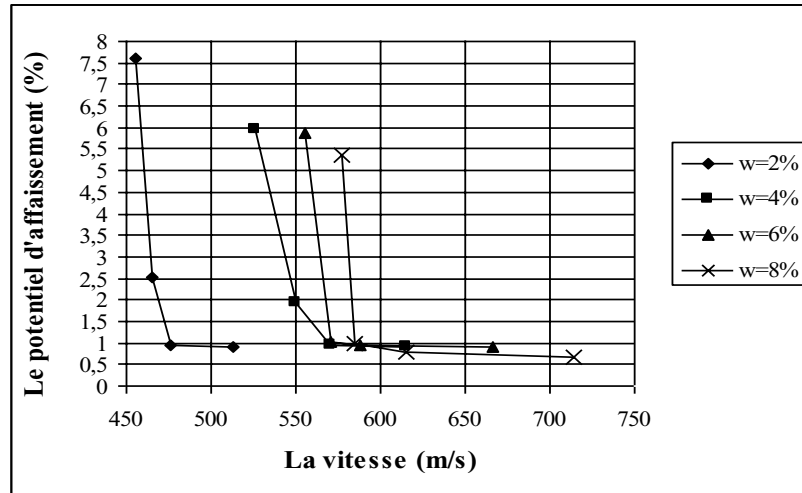


Figure 5.100 Le potentiel d'affaissement en fonction de la vitesse (sol 4)

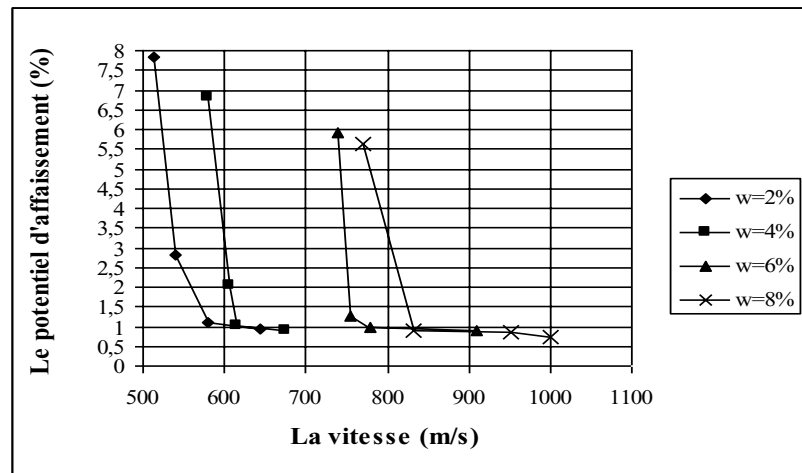


Figure 5.101 Le potentiel d'affaissement en fonction de la vitesse (sol 5)

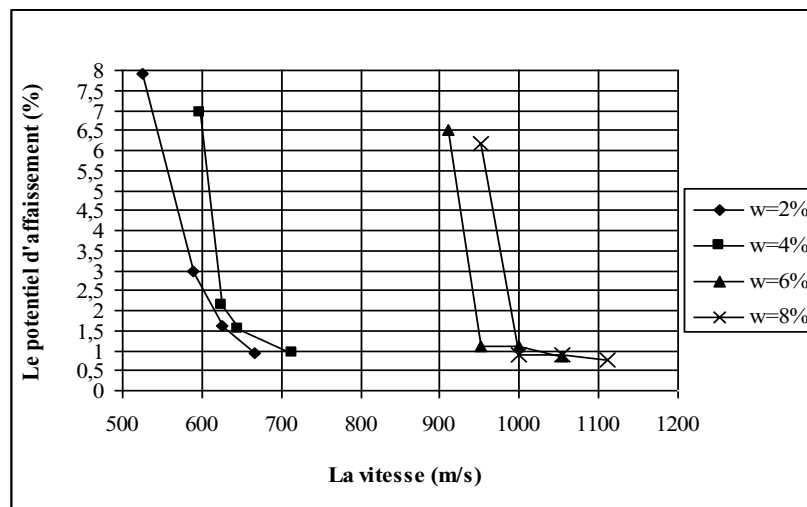


Figure 5.102 Le potentiel d'affaissement en fonction de la vitesse (sol 6)

5.4.4 Relation pénétration limite vitesse ultrasonique

Les résultats des essais de compressibilité à l'œdomètre montrent que l'énergie de compactage qui correspond à 60 coups rend les sols non affaissables, cela quel que soit le pourcentage des particules fines et la teneur en eau. Cette déduction concorde avec la représentation des pénétrations limites en fonction des vitesses ultrasoniques figures 5.103 et 5.104. On constate que la réduction des pénétrations limites est proportionnelle avec l'augmentation des vitesses ultrasoniques. Pour les énergies de compactage qui varient entre 10 et 40 coups, les sols restent susceptibles à l'effondrement et les droites ont pratiquement la même pente et les mêmes équations de tendances. Une inclinaison remarquable de ces pentes est visualisée on appliquant une énergie de compactage égale à 60 coups ; ceci explique l'existence d'un comportement similaire propre aux sols affaissables et qui diffère complètement du comportement des sols non affaissables. En outre, les résultats présentés dans l'annexe C, montrent une certaine correspondance entre les vitesses ultrasoniques et la susceptibilité de l'effondrement.

La procédure illustrée en § 5.3.4, permet de représenter les pénétrations limites en fonction des vitesses ultrasoniques. On aboutit à des droites inclinées, quasiment parallèles, figures 5.105 et 5.106. Les équations des tendances de ces droites permettent d'aboutir à la relation moyenne suivante : $P_{lim} = -0.0249.V + 19.233$.

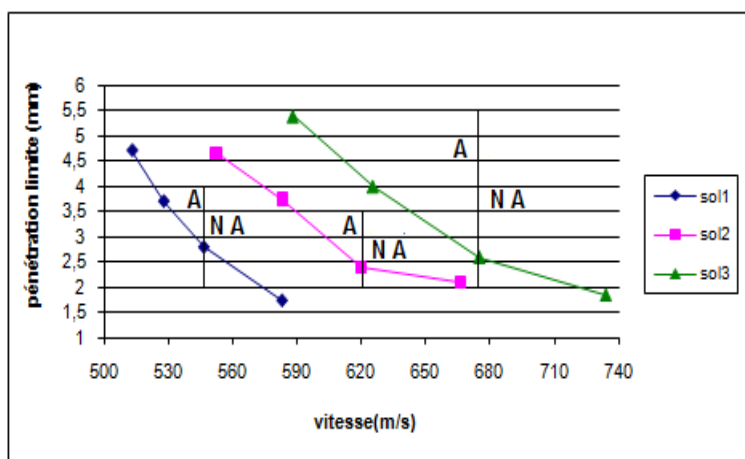


Figure 5.103 Variation de la pénétration limite en fonction de la vitesse

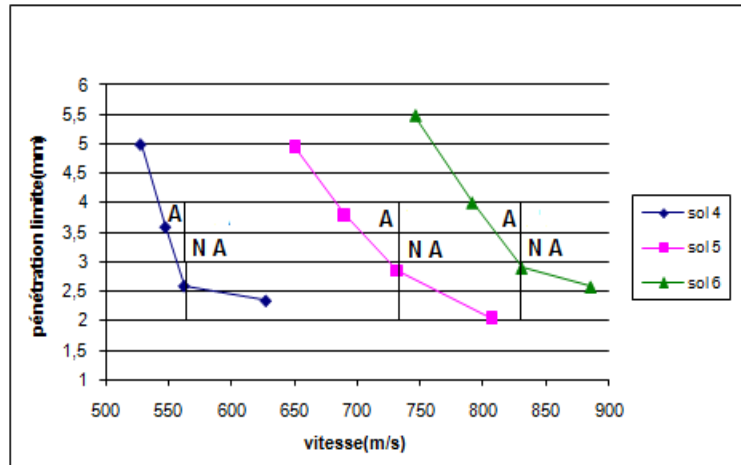


Figure 5.104 Variation de la pénétration limite en fonction de la vitesse

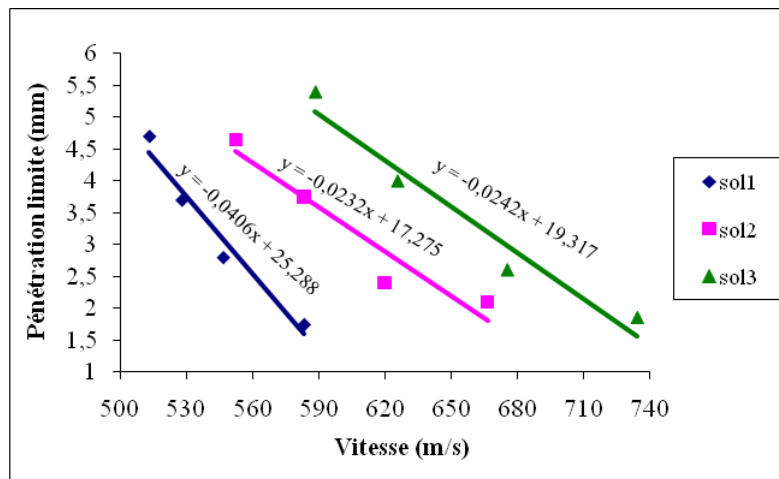


Figure 5.105 Variation de la pénétration limite en fonction de la vitesse (sol 1,2et3)

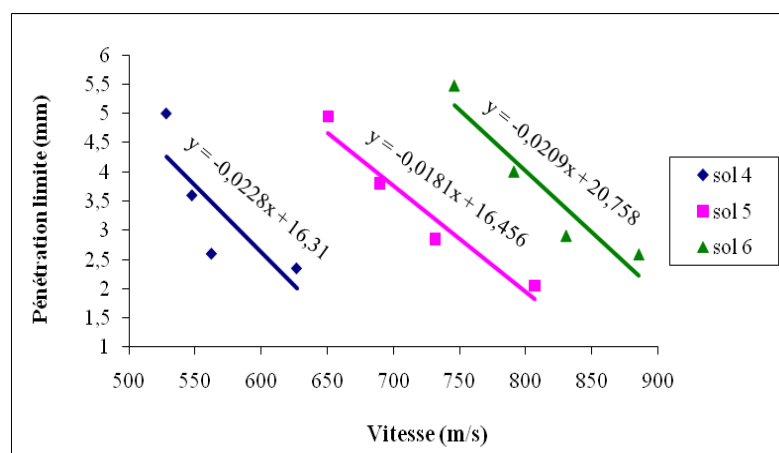


Figure 5.106 Variation de la pénétration limite en fonction de la vitesse (sol 4,5et6)

5.5 Conclusion

L'expérimentation est indispensable dans ces cas, car de nombreux problèmes dont les solutions apparaissaient hors de portée il ya quelques années, on pu être traités par ce procédé. De même que, corrélativement, l'expérimentation met en valeur de nouveaux problèmes jusque là inconnus. Un sol affaissable est un sol macroporeux lâche de nature metastable, composé de mélange de sable et de particules fines. Les changements de volume dus à des changements de teneur en eau sont négligeables dans les sols pulvérulents mais importants dans les sols argileux. Les particules de sables ont des formes trapus et une faible surface spécifique, se glissent et roulent les uns sur les autres, se dispersent facilement en particules individuelles et les changements de volume dus à des changements de teneur en eau sont négligeables. Alors que la proportion variable d'eau affecte le comportement des particules fines de kaolin, qui sont plates et leurs surfaces spécifiques sont très grande, elles adhèrent fortement les unes aux autres par des ponts très cimentés.

Notons que les nombreuses données expérimentales acquises ont pu être exploitées et couplées avec les outils théoriques, pour donner des méthodes de prédiction et dimensionnement également simple d'application. Certes, les interprétations de ces essais ne sont pas exemptes de critiques, mais c'est avec ces critiques qu'on arrivera à des solutions satisfaisantes.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce travail a été réalisé dans le but de mieux comprendre le comportement des sols affaissables reconstitués. Notons, que malgré la période du ‘‘flou’’ obligée dans tout travail de recherche, l’objectif est atteint. Nous avons pu reconstituer les sols, réaliser les essais et surtout faire le contact entre l’université et les laboratoires spécialisés. La connaissance des faits qui accompagnent le phénomène collapse étant encore très récente, aussi ne sont ils pas encore maîtrisés avec suffisamment de certitude. Au fur et à mesure que le développement conduit les constructeurs à plus d’audace dans les réalisations, leur nature et leur importance se manifestent de manières bien différentes. On peut constater que les résultats obtenus au cours des divers essais représentent un acquis certain. Ils viennent s’ajouter à tous ceux qui ont été déjà accumulés.

L’accent a été mis sur deux aspects, à savoir l’influence de la teneur en eau et de l’énergie de compactage sur les résultats de compressibilité, de pénétration et de la vitesse ultrasonique. Afin de bien étudier ces deux aspects, des essais ont été réalisés sur des échantillons compactés dans le versant sec de la courbe Proctor, les principales conclusions qu’on peut tirer de cette étude se résument comme suit :

- ∄ Le programme expérimental proposé permet de caractériser de manière satisfaisante le comportement des sols affaissables. Ces sols peuvent être simulés expérimentalement avec succès.
- ∄ Les caractéristiques de compressibilités et de consistances confirment que ces sols ont les caractéristiques des sols effondrables.
- ∄ Un sol affaissable peut être reconstitué au laboratoire, en mélangeant à des différentes proportions le kaolin, comme particules fines, avec le sable, mené à des teneurs en eau inférieures à l’optimum de Proctor et compacté à des énergies de compactage modérées.
- ∄ Les caractéristiques de consistance dépendent essentiellement de la teneur en eau initiale.

- ∄ Les résultats obtenus montrent clairement l'influence de certains paramètres tels que la teneur en kaolin, la teneur en eau et l'énergie de compactage sur le potentiel d'affaissement, la pénétration limite et la vitesse ultrasonique.
- ∄ Plus la fraction en kaolin augmente, les valeurs du potentiel d'affaissement augmentent et l'effondrement s'accroît quelque soit la teneur en eau et l'énergie de compactage.
- ∄ Le potentiel d'affaissement peut être exorbitant, si la teneur en eau initiale est faible.
- ∄ Pour une teneur en eau inférieure à l'optimum de Proctor, il existe une énergie de compactage au delà de laquelle l'affaissement ne se produit pas.
- ∄ La possibilité d'utilisation du pénétromètre à cône comme moyen d'identification des sols affaissables permet de suivre l'évolution de l'affaissement et de proposer une pénétration limite, séparant les sols affaissables des sols non affaissables.
- ∄ Il peut être plus pratique pour les projets de compactage des sols affaissables d'utiliser l'essai de pénétromètre à cône pour la détermination de la pénétration limite et la teneur en eau correspondante.
- ∄ Les valeurs de pénétrations obtenues indiquent que les sols testés sont tous non saturés.
- ∄ A propos des sols effondrables, il y a une proportionnalité inverse entre l'essai de pénétration et l'essai Proctor.
- ∄ Proposition d'une nouvelle approche expérimentale de prédiction des sols affaissables : facile et rapide, elle est basée sur des essais ultrasoniques.
- ∄ La procédure ultrasonique utilisée peut être effectuée au laboratoire ou in situ, sur des échantillons de forme quelconque, intacts ou remaniés.
- ∄ Nous avons utilisé au laboratoire la méthode d'auscultation directe. On peut sur chantier soit :
 - Appliqué des mesures indirectes, en semi-transparence, lorsque la face opposée n'est pas accessible.
 - Appliqué des mesures en surfaces lorsqu'une seule face de l'élément à ausculter est accessible.
- ∄ Les résultats ultrasoniques obtenus dépendent de la granulométrie, de l'état de compacité du sol et de la teneur en eau initiale.

- ∉ Les vitesses ultrasoniques sont limitées comme suit :
 - Si $V \leq 400$ m/s, l'affaissement se manifeste ;
 - Si $V > 1000$ m/s, le risque d'affaissement est écarté.
 - Entre ces deux limites, l'affaissement peut se produire, il dépend de la teneur en eau et de l'état de compacité.
- ∉ La vitesse ultrasonique et le potentiel d'affaissement d'un sol métastable donnent une idée de l'état de compacité du sol. Ils sont inversement proportionnels.
- ∉ Le travail en laboratoire que nous venons de présenter, peut servir de base aux études sur des sols effondrables naturels.
- ∉ La caractérisation des sols par méthodes ultrasonique non destructives contribue d'une manière efficace au bon choix des matériaux composants entrant dans la reconstitution des sols routiers et des remblais compactés.

Notons enfin, que ce travail nous a permis de mettre en évidence les perspectives, mentionnées ci après, sur lesquelles nous envisageons de poursuivre notre recherche.

PERSPECTIVES

- ∄ Cette étude ne peut constituer une fin en soi ; elle peut être approfondie. Elle peut être assimilée, à notre sens à un des maillons d'une série de travaux de recherche complémentaires pour aboutir à une finalité scientifique et pratique.
- ∄ Nous énumérons, ci après les principales recommandations complémentaires :
- ∄ Les sols collapsibles sont très répandus dans la nature pour cela on recommande la création de cartographies et d'une liste des endroits et régions soumises aux risques d'affaissement.
- ∄ En vue d'enrichir l'axe de stabilisation des sols, nous pensons ainsi nous orienter vers le traitement des sols affaissables par les pouzzolanes et les laitiers granulés et d'analyser les résultats obtenus par l'essai de pénétration et l'auscultation ultrasonique.
- ∄ La conception d'un simulateur de pluie permet de visualiser, in situ, l'évolution de l'affaissement en fonction du débit d'inondation.
- ∄ L'auscultation ultrasonique peut contribuer à l'étude de l'influence de la nature du liquide sur l'effondrement des sols.
- ∄ Les vitesses ultrasoniques peuvent être affectées par les dimensions des éprouvettes, la longueur peut affecter l'intensité de l'onde, le diamètre peut influencer son amplitude (l'arrivée de flux).on préconise l'étude de l'influence de ces paramètres.
- ∄ pour valider les résultats ultrasoniques obtenus, une étude comparative entre les sols affaissables naturels et les sols affaissables reconstitués est recommandée.
- ∄ L'utilisation du pressiomètre pour l'étude de la variation des déformations volumétriques de ce type de sols en fonction de la pression appliquée est recommandée.
- ∄ Une poursuite de ce travail par une modélisation des résultats obtenus constitue une suite logique de cette recherche.

- ∉ Il faut accorder une attention particulière au choix des essais. La détermination du potentiel d'affaissement, montre que l'essai œdométrique selon la procédure Jennings et Knight est indispensable.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. ABBECHE K. (2005), Etude de l'influence de la densité relative et de l'indice de consistance sur le taux et l'amplitude de l'affaissement des sols, PhD Thesis, University of Batna, Alegria.
2. ABBECHE K, HAMMOUD F, AYADAT T. (2007), Influence of Relative Density and Clay Fraction on Soils Collapse. Experimental Unsaturated Soil Mechanics [C]. Springer Proceedings in Physics. 112:3–9.
3. ABBECHE K, AYADAT T, LAHMADI A(2009), Traitement d'un sol à effondrement brusque par la chaux. Séminaire international innovation et valorisation dans le génie civil. PP164-168.
4. ABELEV M Y. (1988), Loess and its Engineering Problems in the USSR, Proc. of the int conf. Engineering Problems of Regional Soils. Beijing, China.
5. AL-AMOUDI, O.S.B., ABDULJAUWAD, S.N. (1995) Strength characteristics of sabkha soils. In Geotechnical Engineering Vol. 26, Issue.1,
6. ALONSO E., et Al. (1987), General report. Proc.9th conf. Soil Mech. Dublin., 3, pp.1087-1146.
7. AMIRSOLAYMANI. (1989), Matimatical approach to evaluate the behavior of collapsible soils.
8. ANAGNOSTI P. (1973), « Storage dams founded on collapsing loess soils », Proceedings of the 8thInter. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, 7-11.
9. ANTOINE P. WOJNAROWICZ M. (1994), Tracé du TGV Nord, monographie des lœss de Nord/Picardie, Rapport Terrasol n° 1994, 030AB/01, 144 p.
10. ANTOINE, P., ROUSSEAU, D.D., SAAD, M.C., MOINE, O., HATTÉ, C., ZOELLER L., (2007), new evidences for a rapid climatic warming at about 37, 5 ka BP in Western Europe: the thermokarst processes from the Nussloch loess sequence (Germany). , 17th INQUA Congress (28 July- 3 August, Cairns, Australia, Quaternary international, 167-168, 12-12.
11. ANTOINE P., ROUSSEAU, MOINE, O., D.D. KUNESCH, S., HATTÉ, C., LANG, A., & ZÖLLER, L., (2009), Evidence of rapid and cyclic eolian deposition during the Last Glacial in European loess series (Loess Events): The high-resolution records from Nussloch (Germany). , Quaternary Science Reviews, doi:10.1016/j.quascirev.2009.08.001.
12. ASSALAY,A.M., C.D.F. ROGERS, &I.J. SMALLEY, (1997), Formation and collapse of metastable particle packing and open structure in loess deposits, Engineering geology, an international journal pp.101-115.
13. AUSCULTEUR SONIQUE.AU. (2000), mesure de la vitesse du son dans les matériaux, plaquette. CEBTP.
14. AUSTERLITZ G., ISHAI I., KOMORNIK A. (1983), « Prediction of collapse potential in Israeli loess subgrades », Proc. Of the 7th Asian Reg. Conf. On soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, p. 106-111, Haifa.
15. AYADAT T, GHERABLI.A. (1995), Traitement d'un sol affaissable par du cimentCPA325.annales de l'ITTBTP, no 530, p34-43, janvier.
16. AYADAT T, BELOUAHRI B. (1996), Influence du coefficient d'uniformité sur l'amplitude et le taux de l'affaissement des sols [J]. Revue Française de Géotechnique, 76:25-34.

17. AYADAT T, BELOUAHRI B, (1998), Ait Ammar R. La migration des particules fines comme approche d'explication du mécanisme de l'effondrement des sols [J]. *Revue Française de Géotechnique*. 83:1-9.
18. AYADAT T OUALI S. (1999), Identification des sols affaissables basée sur les limites d'Atterberg. Note Technique. *Revue française de géotechnique*.
19. AYADAT, T, BENKADJA, R. et al. (2002), Influence du mouillage par des hydrocarbures sur le taux d'affaissement des sols. *Revue marocaine de génie civile*, n°97, janv-fev, 2002, pp.26-32.
20. BARDEN L, MC GOWN A, COLLINS K. (1973), The collapse Mechanism in Partly Saturated Soil, *Engineering Geology*. 49-60.
21. BENDAHMANE F. (2006), « Influence du confinement et du gradient hydraulique sur l'érosion interne des sols sablo-argileux ». XXIVème Rencontres Universitaires de Génie Civil - Prix Jeunes Chercheurs.
22. BENKADJA. R. (2006), Influence de l'essence sur le degré de l'affaissement des sols. The Geological Society of London. IAEG2006 Paper number 742.
23. BONELLI S., BRIVOIS O., BORGHI R., BENAHMED N. (2006) « On the modelling of piping erosion ». *C.R. Mécanique*, 22: 225-244.
24. BOOTH A R. (1977), Collapse Settlement in Compacted Soils. CSIR Research Report 321 NITRR, Pretoria, South Africa. Bulletin 13.
25. BOOTH A.R. (1975), The Factors Influencing Collapse Settlement in Compacted Soils. In *Proceedings of the 6th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering*[C]. Dublin South Africa. 57-63.
26. BRINIS. N, BOUDOUKHA.A, DJABRI.L, (2010).L'utilisation du strontium pour l'étude de l'origine de la salinité des eaux souterraines cas de la plaine d'Eloutaya, Biskra, Algérie. 1er colloque international sur la géologie du Sahara algérien: Ressources minérales, en hydrocarbures et en eau 2010.
27. CLEMENCE S.P., FINTBARRE A.M. (1981), « Design considerations for collapsible soils », *ASCE, VOL. 107, n° GT3*, p. 305-317.
28. CLEMENCE S.P. (1985), «Collapsible soils: identification, treatment and design considerations», *Current Practices in Geotechnical Engineering*, vol 1, Geo-Environ Academia.
29. COX D W. (1978), Volume changes of compacted clay fill. *ICE Conference on Clay Fills*. 79-86.
30. CTC Biskra. (2002) Intervention du directeur du CTC de Biskra. 2eme coll. Maghrébin de génie civil 10 et 11 décembre Biskra, Algérie.
31. CUI Y J, DELAGE P, SCHLOSSER F, (1999), WONAROWCZ M. Etude du comportement volumique d'un loess du nord de la France .XIIème congrès Européen de Mécanique des sols et de Géotechnique Amsterdam. Vol 1 337-342.
32. CUI Y J, MAGNAN J P. (2000), Affaissement locaux dus à l'infiltration d'eau en géomécanique environnementale. Chapitre n°6 « Risques naturels et patrimoine ». Ed .Hermes. 139 – 164.
33. CUI Y.J., TANG A.M., LOISEAU C. AND DELAGE P. (2008), Determining the unsaturated hydraulic conductivity of compacted soils under constant volume and free-swell conditions. *Physics and Chemistry of the Earth* 33, S462-S471.
34. DELAGE P., CUI Y.J. (2001), Comportement mécanique des sols non saturés. *Technique de l'ingénieur. Traité construction*. C302, pp1-19.
35. DELAGE P., CUI Y.J. (2000), L'eau dans les sols non saturés, *Techniques de l'ingénieur*, C301.

36. DENISOV N.Y. (1951), The engineering properties of loess and loess-like soils (in Russian) Moscow (Gosstroizdat) p.133.
37. DIJKSTRA T A, Smalley & C D F Rogers. (1995), Particle packing in loess deposits and the problem of structure collapse and hydroconsolidation. *Engineering Geology*. 40, pp.49-64.
38. DUDLEY J H. Review of Collapsing Soils [J]. (1970), *Journal of Soil Mechanics and foundation div ASCE*, 96, n° SM3. 925-947.
39. ESSAIS NON DESTRUCTIFS - Contrôle ultrasonore (2001) - Partie 2 : réglage de la sensibilité et de la base de temps - Homologuée (versions française et anglaise)
40. FEDA J. (1966), « Structural stability of subsident loess soil from Praha-Dejvice ». *Eng. Geology*. 1(3), p. 201-219.
41. FEDA J. (1994), Mechanisms of collapse of soil Structure. In E Derbyshire (Ed) Genesis and properties of collapsible soils. .NATO Series C. Mathematical and Physical Sciences Vol 468. pp.149-172. Dordrecht: Kluwer.
42. GANESHAN V. (1982) Strength and Collapse Characteristics of Compacted Residual Soils. Thesis (M.E), Asian Institute of Technology Bangkok Thailand.
43. GIBBS H.J., BARA J.P. (1962), « Predicting surface subsidence from basic soil tests », *ASTM STP*, 332, p. 277-283.
44. GIBBS H J. (1962), A study of Erosion and Attractive Force Characteristics in Relation to Soil Mechanics Properties. Soils Engineering Report N° EM-643, US Department of Interior, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado.
45. GUIDE TECHNIQUE, Janvier (2000). Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques. Application à la réalisation des remblais et des couches de forme, LCPC / Setra.
46. HANDY, R. L. (2001), Collapsible loess in Iowa. *SOIL science society of America proceeding*, vol.37, 1973, pp 281-284.
47. HANDY, R. L. (2001), “Does Lateral Stress Really Influence Settlement?” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 127(7), 623-626.
48. HUERGO P.J., VERBRUGGE J.C., NUYENS J. (1989), « Tassement d'un massif de fondation à intercalations de sols effondrables », *Proc. 12th Int. Conf. on soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1, p.611-614, Rio.
49. HYDROL.J. (1992). A run off capability classification system based on surface features criteria in the arid areas of West Africa. NO130, PP 231-249.
50. Holtz W, GHILF J W. (1961), Settlement of Soil Foundation due to Saturation In: *Proceeding 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Vol 3 673-679.
51. HOLTZ W G, HILF J W. (1962), Settlement of soil foundation due to saturation. *Proc of fifth international conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Vol 3, pp 673-679.
52. HOUSTON S.L., HOUSTON W.N., ZAPATA C.E., LAWRENCE C. (2001), Geotechnical engineering practice for collapsible soils. *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 19, 333-355.
53. JEAN PERDIJON, (2003). *Contrôle des matériaux*. Edition : Dunod.
54. JENNINGS J E, KNIGHT K. (1975), A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain-structure. *Proc. 6th Regional Conf. For Africa on SMFE Durban, South Africa*. pp99-105.

55. JENNINGS J E. KNIGHT K. (1975), The Additional Settlement of Foundation due to Collapse of Sandy Soils on Wetting. In: Proceeding. 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. pp 316-319.
56. K.L.ADOPO(2009). Caractérisation du fonctionnement hydro-sédimentaire d'un environnement esturien: Cas de l'embouchure du fleuve Comoé a grand bassin (sud est C.I), thèse, univ de cocody, 179p.
57. KNIGHT K, JENNINGS J E (1975). A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain-structure, proc.6th Regional Conf. For Africa on SMFE, Durban, South Africa. Pp, 99-105.
58. LAFLEUR J, MLYNAREK J, ROLLIN A. L. (1999), Filtration of broadly graded cohesionless soils. Journal of Geotechnical Engineering, vol 115, n°12, p 1747-1768.
59. LAWTON E C, FRAGASZI R J, HETHERINGTON M D. (1992), Review of Wetting Induced Collapse in Compacted Soil [J]. Journal of Geotechnical Engineering ASCE. 118 n°9, 1376-1394.
60. LAWTON E C, FRAGASZI R J. JAMES H. (1989), Collapse of Compacted Clayey Sand [J]. Journal of Geotech. Eng ASCE. Vol 155. N° 9 1252-1267.
61. LAWTON, E. C., FRAGASZY, R. J., AND HETHERINGTON, M. D. (1992), "Review of Wetting-Induced Collapse in Compacted Soil." Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 118, No. 9, September, pp. 1376-1394.
62. LEFEBVRE.G, BEN BELFADHEL. (1989), M- Collapse at permeation for a compacted non plastic till.12th ICSMEF, Rio de janeiro.pp619-622.
63. LIAUSU P, VARAKSIN S. (1987), SOLCOMPACT-MENARD: subsided sand treatment by dynamic compaction. Groupe Chantiers de France. N° 202, pp. 81-82.
64. LI M. (2008), Seepage induced instability in widely graded soils, PhD Thesis, University of British Columbia Vancouver, Canada.
65. LIN Z.G., WANG, S. J. (1988), Collapsibility and deformation characteristics of deep-seated loess in China. Engineering Geology, Vol. 25, 271-282.
66. LNHC. (2000), Projet extension des gazoducs à Hassi Messaoud. Rapport de reconnaissance de sol. Laboratoire national de l'habitat et de la construction de Batna, Algérie.
67. LOCAT.J., BEAUSEJOUR, N ET BERUBE, M.A (1986), Utilisation du céléromètre ultrasonique sur des sols cohérents. Revue Canadienne de géotechnique, 23 : pp 247-250.
68. LOISEAU C, CUI Y.J & DE LAURE E. (2001), Etude du comportement des lœss sur le tracé du TGV Est, rapport de recherche TERRASOL.
69. LUTENEGGER A. J., SABER R. T. (1988), Determination of collapse potential of soils. Geotechnical Testing Journal, Vol. 11 (3), 173 – 178.
70. MARKIN B P. (1969), Discussion on standard criteria of Sag in Loess soils. Soil Mechanics and Foundations Engineering, no 2, p.137.
71. MAROT D, BENDAHMANE F, ROSQUOET F, ALEXIS A. (2009), Internal flow effects on isotropic confined sand-clay mixtures. Soil& sediment contamination, an int j^{al}, vol 18 no 3, pp557-567.
72. MILOVIC. (1969), Engineering properties of loess and other collapsible structures.proc.7th int.conf.on soil mech and found Eng. Moscow.
73. MISHU L P. (1963), Collapse in one dimensional compression of compacted clay on wetting Sc thesis, Purdue University, at West Lafayette.

74. MORGENSTERN N, DE MATOS M.M. 1975 Stability of slopes in residual soils.proc.5th.Pan American conf.on soil Mech.and Found Eng. Buenos Aires Argentina.3, p.367-383.
75. OLABARRIA J.G. (2003), Étude du comportement des limons loessiques soumis aux vibrations ferroviaires, Tesina d'especialitat. Escola tècnica superior d'enginyers de camins, canals i ports de Barcelona. Univesitat politècnica de catalunya.
76. OLIVIER COUSSY & JEAN-MARIE FLEUREAU, (2002). Mécanique des sols non saturés. Edition: Hermes science Lavoisier.
77. Omrane A. (2002), Etude en laboratoire du comportement d'un sol compacté non saturé. Thèse de doctorat, université de Lille.
78. PRINKLONSKIJ V.A. G. (1952), Vtoriaia Chast (Soil Science II) Gosgeolizdat, Moscow, pp.371 (in Russian).
79. PRUZA Z, CHOUDRY T. (1979), Collapsibility of Residual Soils.Proc.13 th congress on Large Dams, New Delhi, India,q.49,r.9, ,pp.117-130.
80. QIAN, H, J, Z.G. LIN. (1988), Loess and its engineering Problems in china .Proc. of the int. conf. engineering problems of regional Soils. Beijing, China, p 136-153 Beijing, Chinese institution of soil mech. and found. eng.
81. REGINATTO A.R., FERRERO J.C. (1973), « Collapse potential of land soil – water chemistry », Proceedings of the 8th Inter. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, p. 177-183.
82. REGINATTO A.R., REDOLFI E.R., ROCCA R.J. (1992), « Determination of collapse pot of soils », proceedings of the 7th Inter. Conf. on expansive soils, Dallas, Texas, vol 73-77.
83. REZNIK Y.M. (2007), Influence of physical properties on deformation characteristics of collapsible soils. Engineering Geology, Vol. 92, 27-37.
84. REZNIK Y.M. (2000), ‘Engineering approach to interpretation of oedometer tests performed on collapsible soils ‘ Elsevier Science, Engineering Geology 57 pp: 205-213.
85. SANDRAL L. HOUSTON, WILLIAM N. HOUSTON, CLAUDIA E. (2001), Zapata and Chris Lawrence. “Geotechnical engineering practice for collapsible soils” Kluwer Academic Publishers, Geotechnical and Geological Engineering 19: pp: 333-355.
86. SAIGHI.O, ABDERAHMANE.N.S, (2010).Évolution de la salinité des eaux des nappes du complexe terminale de la région de M’ya-Ouergla. 1er colloque international sur la géologie du Sahara algérien: Ressources minérales, en hydrocarbures et en eau 2010.
87. SHARIFIPOUR M. (2006), Caractérisation des sols par propagation d’ondes analyse critique de la technique des bender extender elements , Thèse de doctorat, Ecole centrale de Nantes, pp :23, 31.
88. SIMA, A, ROUSSEAU, D-D, KAGEYAMA, M, RAMSTEIN, G, SCHULZ, M, BALKANSKI, Y, ANTOINE, P., DULAC, F & HATTÉ, C., (2009), variability imprint on Western European loess deposits: a modeling study. , Quaternary Science Reviews, doi: 10.1016 /j.quascirev.
89. TAVROPOULOU M., PAPANASTASIOU P., VARDOULAKIS I. (1998), « Coupled wellbore erosion and stability analysis. International Journal for Numerical and analytical Methods in Geomechanics », 22: 749-769.
90. STEPHANOFF G., KREMAKOVA B. (1960), Building properties of Bulgarian loess publishing office techniika Sofia, 220 p.

91. THOMAS D.S.G. (2003), "The environmental impact of groundwater exploitation in African grasslands". Intervention à la Conférence internationale de Dubaï sur les ressources en eaux, Balkema, Rotterdam.
92. TING W A. (1979), Consolidation of a partially saturated residual soil. *proc.6th Asian Reg conf on soil Mech and found.Eng.,Singapore*,vol.1, p.95-98.
93. VARDOULAKIS I, STAVROPOULOU M., PAPANASTASIOU P. (1995), Hydromechanical aspects of sand production problem. *Transp. Porous Media*, 22: 225-244.
94. WAN C.F., FELL R. (2004), « Investigation of rate of erosion of soils in embankment dams. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* », ASCE, 130(4): 373-380.
95. WEIGUO ZHANG, LIZHONG YU, MIN LU, XIANGMIN ZHENG, YUXIN SHI (2007), Magnetic properties and geochemistry of the Xiashu Loess in the present subtropical area of China, and their implications for pedogenic intensity. *Elsevier, Earth and Planetary Science Letters* 260 86–97.
96. YVES BERTHAUD, PATRICK DE BUHAN & NICOLAS SCHMITT, (2008). *Mécanique des sols Concepts-Applications*. Edition : Dunod.
97. Z. MESTICOU, M. KACEM, Ph. Dubujet, M. Khamlichi (2010), Modélisation numérique de l'érosion interne. XXVIIIème Rencontre Universitaires de Génie Civil. La Bourboule du 2 au 4 juin 2010.
98. ZEDDOURIA, S.HADJ SAID (2010), Salinity origin of terminal complex water in ouargla region (south east of Algeria). *Journal of physical and chemical news*. Vol 44.
99. ZUR A., WISEMAN G. (1973), A study of collapse phenomena of an undisturbed loess, *Proc. Of the Inter. Conf. on soil Mech. And Found. Eng.*, Vol 2.2, p. 225-269.

Annexe A

RÉSULTATS DES ÉSSAIS OEDOMÉTRIQUES

Tableau 1. Sol1 / W = 2% / E =10 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi ÷ h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i}{H_p} \frac{4 \div h}{4 l}$	
0.000	0.00		19.00		0.459	
0.250	0.25		18.75		0.440	
0.500	0.67		18.33		0.408	
1.000	1.32		17.68		0.358	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	2.20	3.64	16.80	15.36	0.290	0.180
4.000	4.62		14.38		0.104	

Tableau 2. Sol1/ W = 2% / E =25 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi ÷ h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i}{H_p} \frac{4 \div h}{4 l}$	
0.000	0.00		19.00		0.414	
0.250	0.21		18.79		0.398	
0.500	0.52		18.48		0.375	
1.000	1.07		17.93		0.334	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.66	2.97	17.34	16.03	0.290	0.261
4.000	3.44		15.56		0.158	

Tableau 3. Sol1/ W = 2% / E =40 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi ÷ h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i}{H_p} \frac{4 \div h}{4 l}$	
0.000	0.00		19.00		0.372	
0.250	0.16		18.84		0.360	
0.500	0.33		18.67		0.348	
1.000	0.59		18.41		0.329	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.03	1.98	17.97	17.02	0.297	0.284
4.000	2.47		16.53		0.193	

Tableau 4. Sol1/ W = 2% / E =60 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi ÷ h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i}{H_p} \frac{4 \div h}{4 l}$	
0.000	0.00		19.00		0.329	
0.250	0.12		18.88		0.320	
0.500	0.27		18.73		0.310	
1.000	0.45		18.55		0.297	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	0.87	1.51	18.13	17.49	0.268	0.257
4.000	1.83		17.17		0.201	

Tableau 5. Sol1/ W = 4% / E =10 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi÷h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.464	
0.250	0.21		18.79		0.448	
0.500	0.52		18.48		0.424	
1.000	1.01		17.99		0.386	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.90	3.20	17.10	15.80	0.317	0.217
4.000	3.94		15.06		0.160	

Tableau 6. Sol1/ W = 4% / E =25 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi÷h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.412	
0.250	0.16		18.84		0.400	
0.500	0.43		18.57		0.380	
1.000	0.81		18.19		0.351	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.42	2.65	17.58	16.35	0.306	0.292
4.000	3.21		15.79		0.173	

Tableau 7. Sol1/ W = 4% / E =40 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi÷h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.374	
0.250	0.13		18.87		0.364	
0.500	0.25		18.75		0.356	
1.000	0.48		18.52		0.339	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	0.87	1.59	18.13	17.41	0.311	0.298
4.000	2.14		16.86		0.219	

Tableau 8. Sol1/ W = 4% / E =60 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi÷h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.331	
0.250	0.10		18.90		0.324	
0.500	0.21		18.79		0.317	
1.000	0.36		18.64		0.306	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	0.62	1.25	18.38	17.75	0.291	0.281
4.000	1.72		17.28		0.211	

Tableau 9. Sol1/ W = 6% / E =10 coups

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi÷h (mm)		Indice des vides $e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.466	
0.250	0.16		18.84		0.454	
0.500	0.38		18.62		0.437	
1.000	0.63		18.37		0.417	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.14	2.24	17.86	16.76	0.378	0.293
4.000	2.89		16.11		0.243	

Tableau 10. Sol1/ W =6 % / E =25 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi÷h (mm)		Indice des vides $e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.422	
0.250	0.14		18.86		0.412	
0.500	0.31		18.69		0.399	
1.000	0.51		18.49		0.384	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.06	1.93	17.94	17.07	0.343	0.328
4.000	2.46		16.54		0.238	

Tableau 11. Sol1/ W = 6% / E =40 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi÷h (mm)		Indice des vides $e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.387	
0.250	0.11		18.89		0.379	
0.500	0.21		18.79		0.371	
1.000	0.39		18.61		0.358	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	0.78	1.46	18.22	17.54	0.330	0.317
4.000	.92		17.08		0.247	

Tableau 12. Sol1/ W = 6% / E =60 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi÷h (mm)		Indice des vides $e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.340	
0.250	0.08		18.92		0.334	
0.500	0.18		18.82		0.327	
1.000	0.28		18.72		0.320	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	0.57	1.17	18.43	17.83	0.300	0.291
4.000	1.63		17.37		0.225	

Tableau 13. Sol1/ W = 8% / E =10 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides $e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.469	
0.250	0.14		18.86		0.459	
0.500	0.27		18.73		0.449	
1.000	0.56		18.44		0.426	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.03	1.96	17.97	17.04	0.390	0.318
4.000	2.63		16.37		0.266	

Tableau 14. Sol1/ W = 8% / E =25 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides $e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.424	
0.250	0.12		18.88		0.415	
0.500	0.22		18.78		0.408	
1.000	0.47		18.53		0.389	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	0.96	1.71	18.04	17.29	0.352	0.338
4.000	2.32		16.68		0.250	

Tableau 15. Sol1/ W = 8% / E =40 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides $e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.388	
0.250	0.08		18.92		0.382	
0.500	0.17		18.83		0.375	
1.000	0.35		18.65		0.362	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	0.72	1.36	18.28	17.64	0.335	0.325
4.000	1.77		17.23		0.259	

Tableau 16. Sol1/ W = 8% / E =60 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides $e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.343	
0.250	0.06		18.94		0.338	
0.500	0.14		18.86		0.333	
1.000	0.23		18.77		0.326	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	0.47	1.08	18.53	17.92	0.309	0.302
4.000	1.42		17.58		0.242	

Tableau 17. Sol 2/ W = 2% / E =10 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.450	
0.250	0.31		18.69		0.427	
0.500	0.72		18.28		0.395	
1.000	1.53		17.47		0.334	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	2.52	3.81	16.48	15.19	0.258	0.137
4.000	4.56		14.44		0.102	

Tableau 18. Sol 2/ W = 2% / E =25 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.410	
0.250	0.24		18.76		0.393	
0.500	0.59		18.41		0.367	
1.000	1.16		17.84		0.324	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	2.19	3.35	16.81	15.65	0.248	0.212
4.000	3.95		15.05		0.117	

Tableau 19. Sol 2/ W = 2% / E =40 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.367	
0.250	0.18		18.82		0.354	
0.500	0.43		18.57		0.336	
1.000	0.88		18.12		0.304	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.69	2.59	17.31	16.41	0.245	0.231
4.000	2.89		16.11		0.159	

Tableau 20. Sol 2/ W = 2% / E =60 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.319	
0.250	0.14		18.86		0.310	
0.500	0.31		18.69		0.298	
1.000	0.59		18.41		0.278	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.00	1.81	18.00	17.19	0.250	0.238
4.000	2.07		16.93		0.176	

Tableau 21. Sol 2 / W = 4% / E =10 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.458	
0.250	0.25		18.75		0.439	
0.500	0.64		18.36		0.409	
1.000	1.42		17.58		0.349	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	2.53	3.74	16.47	15.26	0.264	0.161
4.000	4.45		14.55		0.117	

Tableau 22. Sol 2 / W = 4% / E =25 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.416	
0.250	0.18		18.82		0.402	
0.500	0.46		18.54		0.381	
1.000	0.98		18.02		0.343	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.89	2.99	17.11	16.01	0.275	0.245
4.000	3.40		15.60		0.162	

Tableau 23. Sol 2 / W = 4% / E =40 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.373	
0.250	0.15		18.85		0.362	
0.500	0.36		18.64		0.347	
1.000	0.74		18.26		0.319	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.39	2.27	17.61	16.73	0.272	0.258
4.000	2.64		16.36		0.182	

Tableau 24. Sol 2 / W = 4% / E =60 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.329	
0.250	0.11		18.89		0.321	
0.500	0.19		18.81		0.315	
1.000	0.43		18.57		0.299	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	0.84	1.62	18.16	17.38	0.270	0.257
4.000	2.04		16.96		0.186	

Tableau 25. Sol 2 / W = 6% / E =10 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides $e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.463	
0.250	0.22		18.78		0.446	
0.500	0.57		18.43		0.419	
1.000	1.28		17.72		0.364	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	2.26	3.42	16.74	15.58	0.289	0.199
4.000	4.29		14.71		0.132	

Tableau 26. Sol 2 / W = 6% / E =25 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides $e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.422	
0.250	0.15		18.85		0.411	
0.500	0.32		18.68		0.398	
1.000	0.72		18.28		0.368	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.41	2.41	17.59	16.59	0.317	0.291
4.000	3.05		15.95		0.194	

Tableau 27. Sol 2 / W = 6% / E =40 coups

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides $e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.382	
0.250	0.13		18.87		0.372	
0.500	0.28		18.72		0.361	
1.000	0.63		18.37		0.336	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.12	1.96	17.88	17.04	0.300	0.287
4.000	2.53		16.47		0.198	

Tableau 28. Sol 2 / W = 6% / E =60 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides $e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.338	
0.250	0.06		18.94		0.334	
0.500	0.16		18.84		0.327	
1.000	0.35		18.65		0.313	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	0.75	1.53	18.25	17.47	0.285	0.273
4.000	1.91		17.09		0.203	

Tableau 29. Sol 2 / W = 8% / E =10 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.465	
0.250	0.17		18.83		0.452	
0.500	0.38		18.62		0.436	
1.000	0.72		18.28		0.409	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.45	2.50	17.55	16.50	0.353	0.272
4.000	3.82		15.18		0.170	

Tableau 30. Sol 2 / W = 8% / E =25 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.433	
0.250	0.14		18.86		0.422	
0.500	0.27		18.73		0.412	
1.000	0.56		18.44		0.391	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.05	2.02	17.95	16.98	0.354	0.339
4.000	2.94		16.06		0.211	

Tableau 31. Sol 2 / W = 8% / E =40 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.390	
0.250	0.11		18.89		0.382	
0.500	0.20		18.80		0.375	
1.000	0.42		18.58		0.359	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	0.88	1.68	18.12	17.32	0.325	0.312
4.000	2.22		16.78		0.227	

Tableau 32. Sol 2 / W = 8% / E =60 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.342	
0.250	0.08		18.92		0.336	
0.500	0.15		18.85		0.331	
1.000	0.31		18.69		0.320	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	0.58	1.22	18.42	18.78	0.301	0.293
4.000	1.59		17.41		0.229	

Tableau 33. Sol 3 / W = 2% / E =10 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.424	
0.250	0.38		18.62		0.396	
0.500	0.81		18.19		0.364	
1.000	1.75		17.25		0.293	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	2.56	4.26	16.44	14.74	0.232	0.105
4.000	5.12		13.88		0.040	

Tableau 34. Sol 3 / W = 2% / E =25 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.389	
0.250	0.32		18.68		0.365	
0.500	0.68		18.32		0.339	
1.000	1.34		17.66		0.291	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	2.22	3.72	16.78	15.28	0.227	0.117
4.000	4.27		14.73		0.077	

Tableau 35. Sol 3 / W = 2% / E =40 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.345	
0.250	0.24		18.76		0.328	
0.500	0.53		18.47		0.307	
1.000	0.97		18.03		0.276	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.69	2.75	17.31	16.25	0.225	0.190
4.000	3.17		15.83		0.120	

Tableau 36. Sol 3 / W = 2% / E =60 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.294	
0.250	0.16		18.84		0.283	
0.500	0.35		18.65		0.270	
1.000	0.67		18.33		0.249	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.12	2.06	17.88	16.94	0.218	0.206
4.000	2.28		16.72		0.139	

Tableau 37. Sol 3 / W = 4% / E =10 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.431	
0.250	0.35		18.65		0.404	
0.500	0.74		18.26		0.375	
1.000	1.56		17.44		0.313	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	2.48	4.01	16.52	14.99	0.244	0.129
4.000	4.99		14.01		0.055	

Tableau 38. Sol 3 / W = 4% / E =25 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.392	
0.250	0.24		18.76		0.374	
0.500	0.53		18.47		0.353	
1.000	1.11		17.89		0.311	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.96	3.32	17.04	15.68	0.249	0.149
4.000	3.94		15.06		0.103	

Tableau 39. Sol 3 / W = 4% / E =40 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.348	
0.250	0.18		18.82		0.336	
0.500	0.37		18.63		0.322	
1.000	0.83		18.17		0.290	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.53	2.52	17.47	16.48	0.240	0.206
4.000	3.08		15.92		0.130	

Tableau 40. Sol 3 / W = 4% / E =60 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.299	
0.250	0.14		18.86		0.289	
0.500	0.27		18.73		0.280	
1.000	0.56		18.44		0.260	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.03	1.89	17.97	17.11	0.228	0.216
4.000	2.12		16.88		0.154	

Tableau 41. Sol 3 / W = 6% / E =10 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.435	
0.250	0.32		18.68		0.411	
0.500	0.65		18.35		0.386	
1.000	1.42		17.58		0.328	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	2.35	3.85	16.65	15.15	0.257	0.144
4.000	4.92		14.08		0.063	

Tableau 42. Sol 3 / W = 6% / E =25 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.394	
0.250	0.18		18.82		0.381	
0.500	0.39		18.61		0.365	
1.000	0.82		18.18		0.334	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.68	2.79	17.32	16.21	0.278	0.183
4.000	3.52		15.48		0.136	

Tableau 43. Sol 3 / W = 6% / E =40 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.351	
0.250	0.16		18.84		0.340	
0.500	0.34		18.66		0.327	
1.000	0.72		18.28		0.300	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.29	2.26	17.71	16.74	0.260	0.226
4.000	2.76		16.24		0.155	

Tableau 44. Sol 3 / W = 6% / E =60 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.304	
0.250	0.12		18.88		0.296	
0.500	0.22		18.78		0.289	
1.000	0.47		18.53		0.272	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	0.91	1.71	18.09	17.29	0.242	0.231
4.000	2.08		16.92		0.161	

Tableau 45. Sol 3 / W = 8% / E =10 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.436	
0.250	0.21		18.79		0.420	
0.500	0.59		18.41		0.391	
1.000	1.30		17.70		0.339	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	2.12	3.69	16.88	15.61	0.276	0.179
4.000	4.61		14.39		0.088	

Tableau 46. Sol 3 / W = 8% / E =25 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.399	
0.250	0.16		18.84		0.387	
0.500	0.34		18.66		0.374	
1.000	0.69		18.31		0.348	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.42	2.69	17.58	16.31	0.294	0.201
4.000	3.31		15.69		0.155	

Tableau 47. Sol 3 / W = 8% / E =40 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.359	
0.250	0.14		18.86		0.349	
0.500	0.29		18.71		0.338	
1.000	0.57		18.43		0.318	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.09	2.04	17.91	16.96	0.281	0.248
4.000	2.51		16.49		0.178	

Tableau 48. Sol 3 / W = 8% / E =60 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.315	
0.250	0.11		18.89		0.307	
0.500	0.21		18.79		0.300	
1.000	0.44		18.56		0.284	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	0.70	1.50	18.30	17.50	0.266	0.255
4.000	1.97		17.03		0.179	

Tableau 49. Sol 4 / W = 2% / E =10 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.485	
0.250	0.26		18.74		0.465	
0.500	0.54		18.46		0.443	
1.000	1.19		17.81		0.392	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.80	2.94	17.20	16.06	0.345	0.232
4.000	3.51		15.49		0.190	

Tableau 50. Sol 4 / W = 2% / E =25 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.437	
0.250	0.23		18.77		0.420	
0.500	0.45		18.55		0.403	
1.000	0.92		18.08		0.368	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.43	2.50	17.57	16.50	0.329	0.293
4.000	3.03		15.97		0.200	

Tableau 51. Sol 4 / W = 2% / E =40 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.392	
0.250	0.19		18.81		0.378	
0.500	0.37		18.63		0.365	
1.000	0.64		18.36		0.345	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.15	2.12	17.85	16.88	0.308	0.295
4.000	2.62		16.38		0.208	

Tableau 52. Sol 4 / W = 2% / E =60 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.339	
0.250	0.15		18.85		0.328	
0.500	0.28		18.72		0.319	
1.000	0.52		18.48		0.302	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	0.88	1.68	18.12	17.32	0.277	0.264
4.000	2.12		16.88		0.211	

Tableau 53. Sol 4 / W = 4% / E =10 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides $e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.490	
0.250	0.23		18.77		0.472	
0.500	0.44		18.56		0.456	
1.000	0.89		18.11		0.420	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.81	2.92	17.19	16.08	0.348	0.259
4.000	3.45		15.55		0.203	

Tableau 54. Sol 4 / W = 4% / E =25 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides $e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.442	
0.250	0.21		18.79		0.426	
0.500	0.38		18.62		0.413	
1.000	0.79		18.21		0.382	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.34	2.43	17.66	16.57	0.340	0.312
4.000	3.02		15.98		0.207	

Tableau 55. Sol 4 / W = 4% / E =40 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides $e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.395	
0.250	0.17		18.83		0.382	
0.500	0.32		18.68		0.371	
1.000	0.59		18.41		0.352	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.10	2.02	17.90	16.98	0.314	0.301
4.000	2.56		16.44		0.212	

Tableau 56. Sol 4 / W = 4% / E =60 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides $e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.343	
0.250	0.14		18.86		0.333	
0.500	0.26		18.74		0.324	
1.000	0.49		18.51		0.308	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	0.87	1.63	18.13	17.37	0.281	0.268
4.000	1.98		17.02		0.220	

Tableau 57. Sol 4 / W = 6% / E =10 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.494	
0.250	0.21		18.79		0.477	
0.500	0.39		18.61		0.463	
1.000	0.84		18.16		0.428	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.55	2.67	17.45	16.33	0.372	0.284
4.000	3.16		15.84		0.245	

Tableau 58. Sol 4 / W = 6% / E =25 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.445	
0.250	0.19		18.81		0.430	
0.500	0.33		18.67		0.420	
1.000	0.72		18.28		0.390	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.14	2.22	17.86	16.78	0.358	0.343
4.000	2.74		16.26		0.236	

Tableau 59. Sol 4 / W = 6% / E =40 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.399	
0.250	0.14		18.86		0.389	
0.500	0.26		18.74		0.380	
1.000	0.44		18.56		0.367	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	0.86	1.72	18.14	17.28	0.336	0.323
4.000	2.47		16.53		0.217	

Tableau 60. Sol 4 / W = 6% / E =60 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.348	
0.250	0.12		18.88		0.340	
0.500	0.21		18.79		0.334	
1.000	.37		18.63		0.322	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	0.72	1.40	18.28	17.60	0.297	0.285
4.000	1.94		17.06		0.211	

Tableau 61. Sol 4 / W = 8% / E =10 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.496	
0.250	0.13		18.87		0.486	
0.500	0.27		18.73		0.475	
1.000	0.57		18.43		0.451	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.12	2.13	17.88	16.87	0.408	0.328
4.000	2.80		16.20		0.276	

Tableau 62. Sol 4 / W = 8% / E =25 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.438	
0.250	0.11		18.89		0.430	
0.500	0.21		18.79		0.422	
1.000	0.44		18.56		0.405	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	0.91	1.86	18.09	17.14	0.369	0.355
4.000	2.45		16.55		0.253	

Tableau 63. Sol 4 / W = 8% / E =40 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.412	
0.250	0.09		18.91		0.405	
0.500	0.17		18.83		0.399	
1.000	0.38		18.62		0.383	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	0.76	1.57	18.24	17.43	0.355	0.344
4.000	2.22		16.78		0.247	

Tableau 64. Sol 4 / W = 8% / E =60 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.361	
0.250	0.07		18.93		0.356	
0.500	0.13		18.87		0.352	
1.000	0.28		18.72		0.341	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	0.55	1.22	18.45	17.78	0.322	0.313
4.000	1.71		17.29		0.238	

Tableau 65. Sol 5 / W = 2% / E =10 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides $e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.479	
0.250	0.31		18.69		0.454	
0.500	0.58		18.42		0.433	
1.000	1.22		17.78		0.384	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	2.40	3.50	16.60	15.50	0.292	0.206
4.000	4.20		14.80		0.152	

Tableau 66. Sol 5 / W = 2% / E =25 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides $e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.417	
0.250	0.28		18.72		0.396	
0.500	0.49		18.51		0.380	
1.000	0.99		18.01		0.343	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.73	3.03	17.27	16.07	0.288	0.248
4.000	3.62		15.38		0.147	

Tableau 67. Sol 5 / W = 2% / E =40 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides $e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.354	
0.250	0.22		18.78		0.339	
0.500	0.40		18.60		0.326	
1.000	0.83		18.17		0.295	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.29	2.49	17.71	16.51	0.262	0.248
4.000	3.00		16.00		0.140	

Tableau 68. Sol 5 / W = 2% / E =60 coups

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides $e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.294	
0.250	0.17		18.83		0.283	
0.500	0.32		18.68		0.272	
1.000	0.59		18.41		0.254	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.01	1.85	17.99	17.15	0.225	0.213
4.000	2.37		16.63		0.133	

Tableau 69. Sol 5 / W = 4% / E =10 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.484	
0.250	0.28		18.72		0.462	
0.500	0.52		18.48		0.444	
1.000	0.99		18.01		0.407	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	2.08	3.37	16.92	15.63	0.322	0.221
4.000	3.99		15.01		0.173	

Tableau 70. Sol 5 / W = 4% / E =25 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.413	
0.250	0.24		18.76		0.395	
0.500	0.44		18.56		0.380	
1.000	0.83		18.17		0.351	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.42	2.62	17.58	16.38	0.307	0.278
4.000	3.22		15.78		0.173	

Tableau 71. Sol 5 / W = 4% / E =40 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.379	
0.250	0.19		18.81		0.365	
0.500	0.36		18.64		0.353	
1.000	0.64		18.36		0.332	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.20	2.18	17.80	16.62	0.292	0.278
4.000	2.88		16.12		0.170	

Tableau 72. Sol 5 / W = 4% / E =60 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.318	
0.250	0.15		18.85		0.308	
0.500	0.28		18.72		0.299	
1.000	0.55		18.45		0.280	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	0.92	1.70	18.08	17.30	0.255	0.243
4.000	2.15		16.85		0.169	

Tableau 73. Sol 5 / W = 6% / E =10 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi ÷ h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i}{H_p} \frac{4 \div h}{41}$	
0.000	0.00		19.00		0.485	
0.250	0.22		18.78		0.468	
0.500	0.42		18.58		0.453	
1.000	0.88		18.12		0.417	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.53	2.66	17.47	16.34	0.366	0.278
4.000	3.28		15.72		0.229	

Tableau 74. Sol 5 / W = 6% / E =25 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi ÷ h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i}{H_p} \frac{4 \div h}{41}$	
0.000	0.00		19.00		0.445	
0.250	0.20		18.80		0.430	
0.500	0.38		18.62		0.416	
1.000	0.74		18.26		0.389	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.36	2.40	17.64	16.60	0.341	0.323
4.000	2.92		16.08		0.223	

Tableau 75. Sol 5 / W = 6% / E =40 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi ÷ h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i}{H_p} \frac{4 \div h}{41}$	
0.000	0.00		19.00		0.395	
0.250	0.16		18.84		0.383	
0.500	0.28		18.72		0.374	
1.000	0.49		18.51		0.359	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	0.96	1.99	18.04	17.01	0.324	0.310
4.000	2.40		16.60		0.219	

Tableau 76. Sol 5 / W = 6% / E =60 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi ÷ h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i}{H_p} \frac{4 \div h}{41}$	
0.000	0.00		19.00		0.325	
0.250	0.13		18.87		0.316	
0.500	0.24		18.76		0.308	
1.000	0.39		18.61		0.298	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	0.75	1.44	18.25	17.56	0.273	0.261
4.000	1.75		17.25		0.203	

Tableau 77. Sol 5 / W = 8% / E =10 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i}{H_p} \frac{4}{h} 1$	
0.000	0.00		19.00		0.488	
0.250	0.19		18.81		0.473	
0.500	0.35		18.65		0.460	
1.000	0.69		18.31		0.434	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.26	2.33	17.74	16.67	0.389	0.305
4.000	3.08		15.92		0.247	

Tableau 78. Sol 5 / W = 8% / E =25 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i}{H_p} \frac{4}{h} 1$	
0.000	0.00		19.00		0.442	
0.250	0.15		18.85		0.430	
0.500	0.27		18.73		0.421	
1.000	0.56		18.44		0.399	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.08	2.05	17.92	16.95	0.360	0.347
4.000	2.62		16.38		0.243	

Tableau 79. Sol 5 / W = 8% / E =40 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i}{H_p} \frac{4}{h} 1$	
0.000	0.00		19.00		0.400	
0.250	0.12		18.88		0.391	
0.500	0.23		18.77		0.383	
1.000	0.45		18.55		0.367	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	0.82	1.59	18.18	17.41	0.340	0.328
4.000	2.14		16.86		0.242	

Tableau 80. Sol 5 / W = 8% / E =60 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i}{H_p} \frac{4}{h} 1$	
0.000	0.00		19.00		0.353	
0.250	0.09		18.91		0.347	
0.500	0.16		18.84		0.342	
1.000	0.34		18.66		0.329	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	0.64	1.32	18.36	17.68	0.308	0.298
4.000	1.79		17.21		0.226	

Tableau 81. Sol 6 / W = 2% / E =10 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.467	
0.250	0.33		18.67		0.442	
0.500	0.69		18.31		0.414	
1.000	1.67		17.33		0.338	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	2.41	3.86	16.59	15.14	0.281	0.165
4.000	4.73		14.27		0.102	

Tableau 82. Sol 6 / W = 2% / E =25 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.418	
0.250	0.29		18.71		0.396	
0.500	0.53		18.47		0.378	
1.000	1.11		17.89		0.335	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.98	3.22	17.02	15.78	0.270	0.228
4.000	3.72		15.28		0.140	

Tableau 83. Sol 6 / W = 2% / E =40 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.359	
0.250	0.23		18.77		0.343	
0.500	0.47		18.53		0.325	
1.000	0.84		18.16		0.299	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.67	2.70	17.33	16.30	0.240	0.218
4.000	3.09		15.91		0.138	

Tableau 84. Sol 6 / W = 2% / E =60 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.289	
0.250	0.18		18.82		0.277	
0.500	0.35		18.65		0.265	
1.000	0.62		18.38		0.247	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.09	1.96	17.91	17.04	0.215	0.202
4.000	2.24		16.76		0.137	

Tableau 85. Sol 6 / W = 4% / E =10 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.469	
0.250	0.28		18.72		0.448	
0.500	0.56		18.44		0.426	
1.000	1.23		17.77		0.374	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	2.13	3.45	16.87	15.55	0.305	0.203
4.000	4.20		14.80		0.145	

Tableau 86. Sol 6 / W = 4% / E =25 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.418	
0.250	0.25		18.75		0.399	
0.500	0.49		18.51		0.381	
1.000	0.86		18.14		0.354	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.71	2.90	17.29	16.10	0.290	0.260
4.000	3.45		15.55		0.160	

Tableau 87. Sol 6 / W = 4% / E =40 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.356	
0.250	0.21		18.79		0.341	
0.500	0.40		18.60		0.328	
1.000	0.73		18.27		0.304	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.36	2.39	17.64	16.61	0.259	0.238
4.000	2.92		16.08		0.148	

Tableau 88. Sol 6 / W = 4% / E =60 coups

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.296	
0.250	0.16		18.84		0.285	
0.500	0.32		18.68		0.274	
1.000	0.58		18.42		0.256	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.01	1.82	17.99	17.18	0.227	0.214
4.000	2.15		16.85		0.149	

Tableau 89. Sol 6 / W = 6% / E =10 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi ÷ h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i}{H_p} \frac{4 \div h}{41}$	
0.000	0.00		19.00		0.475	
0.250	0.25		18.75		0.456	
0.500	0.53		18.47		0.434	
1.000	1.12		17.88		0.388	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.90	3.13	17.10	15.87	0.328	0.232
4.000	3.57		15.43		0.198	

Tableau 90. Sol 6 / W = 6% / E =25 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi ÷ h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i}{H_p} \frac{4 \div h}{41}$	
0.000	0.00		19.00		0.422	
0.250	0.22		18.78		0.406	
0.500	0.41		18.59		0.391	
1.000	0.79		18.21		0.363	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.45	2.59	17.55	16.41	0.314	0.298
4.000	3.12		15.88		0.189	

Tableau 91. Sol 6 / W = 6% / E =40 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi ÷ h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i}{H_p} \frac{4 \div h}{41}$	
0.000	0.00		19.00		0.366	
0.250	0.20		18.80		0.351	
0.500	0.38		18.62		0.339	
1.000	0.70		18.30		0.316	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.25	2.19	17.75	16.81	0.276	0.261
4.000	2.63		16.37		0.177	

Tableau 92. Sol 6 / W = 6% / E =60 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi ÷ h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i}{H_p} \frac{4 \div h}{41}$	
0.000	0.00		19.00		0.292	
0.250	0.15		18.85		0.282	
0.500	0.29		18.71		0.273	
1.000	0.54		18.46		0.256	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	0.94	1.70	18.06	17.30	0.229	0.218
4.000	2.04		16.96		0.154	

Tableau 93. Sol 6 / W = 8% / E =10 coups

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.475	
0.250	0.23		18.77		0.457	
0.500	0.46		18.54		0.439	
1.000	0.91		18.09		0.404	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.71	2.89	17.29	16.11	0.342	0.251
4.000	.34		15.66		0.216	

Tableau 94. Sol 6 / W = 8% / E =25 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.423	
0.250	0.21		18.79		0.407	
0.500	0.40		18.60		0.393	
1.000	0.75		18.25		0.367	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.32	2.44	17.68	16.56	0.324	0.240
4.000	2.98		16.02		0.200	

Tableau 95. Sol 6 / W = 8% / E =40 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.364	
0.250	0.18		18.82		0.351	
0.500	0.34		18.66		0.339	
1.000	0.67		18.33		0.316	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	1.16	2.04	17.84	16.96	0.281	0.269
4.000	2.55		16.45		0.181	

Tableau 96. Sol 6 / W = 8% / E =60 coups.

P (kg/cm ²)	Tassement ÷ h (mm)		Hauteur de l'éprouvette hi→h (mm)		Indice des vides	
					$e = \frac{H_i 4 \div h}{H_p} 4 1$	
0.000	0.00		19.00		0.302	
0.250	0.14		18.86		0.293	
0.500	0.25		18.75		0.285	
1.000	0.44		18.56		0.272	
2.000	Initial	Final	Initial	Final	Initial	Final
	0.81	1.54	18.19	17.46	0.247	0.237
4.000	1.91		17.09		0.171	

Annexe B

VALEURS DES DENSITES SECHES POUR DIFFERENTES ENERGIES DE COMPACTAGE ET TENEURS EN EAU

		Sol1	Sol2	Sol3	Sol4	Sol5	Sol6
W (%)	E	V _d (g/cm ³)	V _d (g/cm ³)	V _d (g/cm ³)	V _d (g/cm ³)	V _d (g/cm ³)	V _d (g/cm ³)
2	10	1,68	1,65	1,65	1,65	1,65	1,62
4		1,71	1,7	1,67	1,67	1,66	1,64
6		1,73	1,72	1,71	1,69	1,68	1,67
8		1,79	1,75	1,75	1,712	1,71	1,71
10		1,84	1,83	1,82	1,83	1,82	1,76
2	25	1,71	1,7	1,69	1,7	1,69	1,65
4		1,74	1,73	1,71	1,73	1,71	1,68
6		1,76	1,74	1,72	1,74	1,72	1,7
8		1,84	1,82	1,77	1,79	1,77	1,76
10		1,89	1,88	1,84	1,88	1,84	1,83
2	40	1,76	1,75	1,74	1,75	1,74	1,68
4		1,79	1,77	1,77	1,77	1,77	1,71
6		1,81	1,8	1,79	1,8	1,79	1,72
8		1,89	1,86	1,84	1,85	1,83	1,81
10		1,94	1,9	1,89	1,91	1,89	1,88
2	60	1,79	1,77	1,77	1,77	1,77	1,69
4		1,81	1,8	1,78	1,8	1,79	1,71
6		1,85	1,82	1,8	1,82	1,81	1,74
8		1,93	1,86	1,87	1,88	1,86	1,84
10		1,98	1,92	1,92	1,94	1,92	1,91

Annexe C

CORRESPONDANCE VITESSE ULTRASONIQUE SUSCEPTIBILITE D'EFFONDREMENT

W (%)	E	Sol 1	Sol 2	Sol 3	Sol 4	Sol 5	Sol 6
		V	V	V	V	V	V
2%	10	444	476	488	455	513	526
		Troubles	Troubles	Troubles	Troubles	Troubles	Troubles
	25	455	494	526	465	540	588
		Troubles modéré	Troubles modéré	Troubles	Troubles modéré	Troubles modéré	Troubles modéré
	40	465	500	555	476	580	625
		Pas de risques	Troubles modéré	Troubles modéré	Pas de risques	Troubles modéré	Troubles modéré
	60	476	526	571	513	645	666
		Pas de risques	Pas de risques	Pas de risques	Pas de risques	Pas de risques	Pas de risques
4%	10	513	548	580	526	580	597
		Troubles	Troubles	Troubles	Troubles	Troubles	Troubles
	25	533	571	588	550	606	625
		Troubles modéré	Troubles modéré	Troubles	Troubles modéré	Troubles modéré	Troubles modéré
	40	555	597	606	571	615	645
		Pas de risques	Troubles modéré	Troubles modéré	Pas de risques	Troubles modéré	Troubles modéré
	60	597	625	645	615	675	714
		Pas de risques	Pas de risques	Pas de risques	Pas de risques	Pas de risques	Pas de risques
6%	10	540	588	625	555	740	910
		Troubles	Troubles	Troubles	Troubles	Troubles	Troubles
	25	550	625	640	571	755	952
		Troubles modéré	Troubles modéré	Troubles	Troubles modéré	Troubles modéré	Troubles modéré
	40	571	666	690	588	780	1000
		Pas de risques	Pas de risques	Troubles modéré	Pas de risques	Pas de risques	Troubles modéré
	60	625	714	833	666	910	1053
		Pas de risques	Pas de risques	Pas de risques	Pas de risques	Pas de risques	Pas de risques
8%	10	555	597	660	577	770	952
		Troubles modéré	Troubles	Troubles	Troubles	Troubles	Troubles
	25	571	645	700	585	833	1000
		Pas de risques	Troubles modéré	Troubles	Pas de risques	Pas de risques	Pas de risques
	40	595	716	850	615	952	1053
		Pas de risques	Pas de risques	Troubles modéré	Pas de risques	Pas de risques	Pas de risques
	60	635	800	888	714	1000	1110
		Pas de risques	Pas de risques	Pas de risques	Pas de risques	Pas de risques	Pas de risques

Annexe D

RELATION PENETRATION LIMITE EN FONCTION DE LA VITESSE

Sol	E	P_{lim}	V
sol 1	10	4,7	513
	25	3,7	527,75
	40	2,8	546,5
	60	1,75	583,25
sol 2	10	4,65	552,25
	25	3,75	583,25
	40	2,4	619,75
	60	2,1	666,25
sol 3	10	5,4	588,25
	25	4	625,5
	40	2,6	675,25
	60	1,85	734,25
sol 4	10	5	528,25
	25	3,6	547,75
	40	2,6	562,5
	60	2,35	627
sol 5	10	4,95	650,75
	25	3,8	689,5
	40	2,85	731,75
	60	2,05	807
sol 6	10	5,47	746,25
	25	4	791,25
	40	2,9	830,75
	60	2,58	885,75