



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratiques et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique



UNIVERSITE HADJ LAKHDAR DE BATNA

Faculté Des Sciences De L'ingénieur

Département de Génie Civil

Mémoire de Magister en Génie Civil

Option : Géotechnique

Présenté par :

Khaldi Abdelhamid

Pour obtenir le diplôme de magistère en géotechniques

Thème

ÉTUDE DE L'INFLUENCE DE LA GRANULOMÉTRIE SUR LE TAUX ET L'AMPLITUDE DE L'AFFAISSEMENT DES SOLS PAR LA MÉTHODE DE DOUBLE CONSOLIDATION

Mémoire soutenu le : .../.../2010

Devant le jury composé de :

Jury	Grade	Affiliation	QUALITE
Behhadi Mouhammed	M.C	classe A	Président
Abbeche Khelifa	M.C	classe A	Rapporteur
Hijeb moustafa	M.C	classe A	Examineur
Messast salah	M.C	classe A	Examineur

ANNEE UNIVERSITAIRE : 2009/2010

REMERCIEMENT:

Je remercie en premier Dieu pour tout.

*Je remercie en second mes parents, qui ont sacrifié leur vie pour
notre bien*

*En fin, mes sincères reconnaissances et gratitude à tous mes
enseignants, du primaire aux études supérieures et en particulier le
directeur de ce mémoire Dr : Khelifa Abbeche*

*Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir
accepter d'examiner mon travail*

RÉSUMÉ

Le problème de l'identification des sols à effondrement brusque après inondation a fait l'objet de nombreux travaux de recherche aboutissant à de multitudes résultats différents et parfois contradictoires. A fin de tirer au clair cette question, l'approche adoptée dans cette étude a consisté dans un premier temps la détermination des caractéristique de sols étudiées (la granulométrie, les limites d'Atterberg, l'optimum de Proctor, ...) et la détermination du potentielle de collapse par la méthode double œdomètres. En se basant sur les résultats obtenus il est impératif, dans un second temps, de tracer les courbes oedométrique et par la suite faire une étude paramétriques.

Mots clés : effondrement, inondation, prédiction, granulométrie, sol reconstituée.

ABSTRACT:

A lot of research works regarding the identification problem of sudden collapsing soils after flooding have been carried out. These led to various results which were sometimes contradictory. In order to clarify this question, the approach adopted in this study consisted, first of all, A consists initially the determination of the characteristic of grounds studied (granulometry, the limits of Atterberg, the optimum of Proctor...) and the determination of potential of collapse by the method doubles œdometers. While being based on the results obtained it is imperative, in the second time, to draw the oedométrique curve and make a study parametric.

Key words: collapse, flood, prediction, granulometry, reconstituted soil.

المخلص :

إن التعرف على مشكل انهيار التربة المفاجئ بعد الفيضان كان هدف عدة بحوث التي توصلت إلى عدة نتائج مختلفة وفي بعض الأحيان متناقضة. لنزرع الغموض على هذا السؤال قمنا أولاً بتحديد خصائص عينات التربة المعدة للدراسة (قياس نسبة الحبيبات, حد السيولة, حد اللدانة, امثل بروكتور) وتحديد كمون الهبوط بطريقة الدعم الثنائي. اعتماداً على النتائج المحصل عليها قمنا في المرحلة الثانية برسم منحنيات الدعم الثنائي ودراسة معلمية.

الكلمات المفتاحية : انهيار التربة, الفيضان, تنبؤ, قياس نسبة الحبيبات, التربة المعدة.

SOMMAIRE

CHAPITRE I : Introduction Générale

Introduction Générale.....	01
----------------------------	----

CHAPITRE II : Analyse Des Sols Affaissable.

2-1 Introduction	03
2-2 Notions sur les sols Affaissables	03
2-3 Types des sols Affaissables	04
2-3-1 Les dépôts éoliens	04
2-3-2 Dépôts alluviaux	04
2-3-3 Sols Résiduels	04
2-3-4 Autres types des sols Affaissables	05
2-4 Les causes d'inondation des sols Affaissables	05
2-5 Mécanismes de l'effondrement des sols	06
2-6 Les paramètres qui influent sur l'effondrement des sols	11
2-7 Prédiction des sols affaissables	12
2-7-1 Méthodes expérimentales	13
2-7-1-1 Essais œdométrique simple	13
2-7-1-2 Essai œdométrique double	14
2-7-1-3 Affaissement données par les deux types d'essais	16
2-7-2 Méthodes empiriques	17
2-7-2-1 Critères basé sur l'indice des vides	17
2-7-2-2 Critères basées sur la teneur en eau et les limites d'Atterberg	18
2-7-2-3 Critères basé sur la densité sèche et les limites d'Atterberg	18
2-7-2-4 Critères basées sur d'autres paramètres	19
2-7-2-5 Autres formules empiriques	20
2-7-3 Les méthodes théoriques	22

2-8 Traitement des sols affaissables	22
CHAPITRE III : Matériaux, Matériels Et Essais.	
3-1 Introduction	24
3-2 Matériels	24
3-3 Matériaux et essais	25
3-3-1 Description des sols	25
3-3-1-1 Le Sable	25
3-3-1-2 L'Argile	25
3-3-1-3 Constitution des sols d'essais	26
3-4 Détermination des propriétés physiques des sols étudiés	27
3-4-1 Analyse granulométrique	27
3-4-1-1 Granulométrie par tamisages des sols utilisés	27
3-4-1-2 Analyse Par Sédimentation De La Fraction argileuses	28
3-4-1-3 Le tracé des courbes granulométriques des sols d'essais	32
3-4-2 Les limites d'Atterberg	32
3-4-2-1 principe de détermination des limites d'Atterberg	32
3-4-2-2 Équipements nécessaires pour la détermination de la limite de liquidité « w_L ».....	33
3-4-2-3 Équipements nécessaires pour la détermination de la limite de plasticité « w_P ».....	35
3-4-3 Essai de compactage (Proctor)	36
3-4-3-1 principe de l'essai de compactage	36
3-4-3.2 Appareillage spécifique	37
3-5 Essais œdométrique	39
3-5-1 Appareillage	39
3-5-1-1 le bâti	39
3-5-1-2 Cellule œdométrique	39
3-5-1-3 Système de chargement de l'éprouvette	40
3-5-2 Appareillage de compactage	42
3-5-3 Appareillages d'usage courant	43
3-5-4 Programme des essais à l'œdomètre	43

3-5-5 Procédure des tests œdométriques	44
3-5-5-1 Préparation des sols	44
3-5-5-2 Mise en place du sol dans la bague annulaire et compactage	44
3-5-5-3 Mise en charge de l'œdomètre d'après la procédure de Jennings et Knight (1975)	46
3-5-6 Fin du teste œdométrique	47

CHAPITRE IV : RÉSULTATS DES ESSAIS A L'ŒDOMETRE ET ANALYSE

4-1 Introduction	48
4-2 Les limitations de cette étude	48
4-3 Résultats des tests œdométriques	49
4-4 interprétation des courbes double œdomètres pour les différentes sols d'essais.....	49
4-5 Étude de la variation du potentiel de collapse en fonction de la teneur en eau initial w_0	72
4-6 Étude de la variation du potentiel de collapse en fonction de la contrainte verticale (σ_v).....	74
4-7 Etude de variation du potentiel de collapse en fonction de l'indice des vides initiale e_0	80
4-8 Etude de variation du potentiel de collapse en fonction de degré de saturation S_r	81
4-9 Étude de la variation du potentiel de collapse (C_p) en fonction du coefficient d'uniformité du sol (C_u).....	83
4-10 application de quelque formules empirique	85
4-11 conclusion générale.....	87

Liste des tableaux :**Chapitre II :**

- Tableau 2-1 : Classement des sols affaissables d'après Jennings et Knight (1975).....16
- Tableau 2-2 : Méthodes de traitement des sols affaissables d'après Bara (1976).....23

Chapitre III :

- Tableau 3-1 : composition chimique de l'argile..... 25
- Tableau 3-2 : caractéristique géotechniques du sable et de l'argile26
- Tableau 3-3 : Résultats de l'analyse granulométrique par tamisage des sols d'essais....28
- Tableau 3-4 : Résultat de l'analyse par sédimentation de l'argile.....31
- Tableau 3-5 : Résultat de l'analyse par sédimentation des sols d'essais.....31
- Tableau 3-6 : les limites d'Atterberg et l'indice de plasticité des sols d'essais.....36
- Tableau 3-7 : les résultats de l'essai de compactage.....38
- Tableau 3-8 : tableau récapitulatif des résultats des essais.....38
- Tableau 3-9 : Programme des essais œdométriques.....43
- Tableau 3-10 : Correspondance entre le nombre de chocs de la dame de compactage et l'énergie de compactage.....46

Chapitre IV :

- Tableau 4-1 : Résultats des essais œdométriques.....70

LISTE DES FIGURES

Chapitre II :

- Figure 2-1 : liaison par tension capillaire.....	08
- Figure 2-2 : liaison par silt.....	08
- Figure 2-3 : liaison par de l'argile floclé.....	08
- Figure 2-4 : liaison par des agrégats d'argile.....	08
- Figure 2-5 : interprétation microstructurale des déformations de chargement et d'effondrement.....	09
- Figure 2-6 : mécanisme de l'effondrement du sable éffondrable.....	09
- Figure 2-7 : distribution des macro-pores dans les dépôts collapsible.....	09
- Figure 2-8 : la microstructure du lœss.....	10
- Figure 2-9 : courbe œdométrique (teste de Knight 1963).....	14
- Figure 2-10 : double œdomètres (Knight et Jennings 1975).....	16

Chapitre III :

- Figure 3-1 : série des tamis sur la tamiseuse.....	27
- Figure 3-2 : Éprouvettes de 1L pour l'essai de sédimentation.....	28
- Figure 3-3 : le densimètre.....	28
- Figure 3-4 : Courbes granulométriques des sols étudiés.....	32
- Figure 3-5 : représentation des limites d'Atterberg.....	33
- Figure 3-6 : appareil de Casagrande.....	33
- Figure 3-7 : outil à rainurer.....	34
- Figure 3-8 : appareillage spécifique pour la limite de liquidité.....	34
- Figure 3-9 : réalisation de la rainure.....	34
- Figure 3-10 : détermination de limite de liquidité « w_L ».....	35
- Figure 3-11 : système d'évaluation du diamètre du rouleau du sol.....	35
- Figure 3-12 : courbe de Proctor.....	36
- Figure 3-13 : Appareillage spécifique pour essais de compactage (Proctor Normal).....	37
- Figure 3-14 : cellule œdométrique.....	40
- Figure 3-15 : une bague annulaire contenant l'échantillon du sol.....	40
- Figure 3-16 : schéma d'ensemble de l'œdomètre.....	41
- Figure 3-17 : vue d'ensemble de l'œdomètre « <i>LNHC Batna</i> ».....	41

- Figure 3-18 : dame de compactage.....	42
- Figure 3-19 : compactage et mise en place du sol dans la cellule œdométrique.....	45
- Figure 3-20 : mise en place de la cellule œdométrique dans le bâti.....	47

Chapitre IV :

- Figure 4-1 : courbe double œdomètre pour le sol S1 ($E_c=20$ coups, $w_0=2\%$).....	50
- Figure 4-2 : courbe double œdomètre pour le sol S1 ($E_c=20$ coups, $w_0=4\%$).....	50
- Figure 4-3 : courbe double œdomètre pour le sol S1 ($E_c=20$ coups, $w_0=6\%$).....	50
- Figure 4-4 : courbe double œdomètre pour le sol S1 ($E_c=40$ coups, $w_0=2\%$).....	51
- Figure 4-5 : courbe double œdomètre pour le sol S1 ($E_c=40$ coups, $w_0=4\%$).....	51
- Figure 4-6 : courbe double œdomètre pour le sol S1 ($E_c=40$ coups, $w_0=6\%$).....	51
- Figure 4-7 : courbe double œdomètre pour le sol S1 ($E_c=60$ coups, $w_0=2\%$).....	52
- Figure 4-8 : courbe double œdomètre pour le sol S1 ($E_c=60$ coups, $w_0=4\%$).....	52
- Figure 4-9 : courbe double œdomètre pour le sol S1 ($E_c=60$ coups, $w_0=6\%$).....	52
- Figure 4-10 : courbe double œdomètre pour le sol S2 ($E_c=20$ coups, $w_0=2\%$).....	53
- Figure 4-11 : courbe double œdomètre pour le sol S2 ($E_c=20$ coups, $w_0=4\%$).....	53
- Figure 4-12 : courbe double œdomètre pour le sol S2 ($E_c=20$ coups, $w_0=6\%$).....	54
- Figure 4-13 : courbe double œdomètre pour le sol S2 ($E_c=40$ coups, $w_0=2\%$).....	54
- Figure 4-14 : courbe double œdomètre pour le sol S2 ($E_c=40$ coups, $w_0=4\%$).....	54
- Figure 4-15 : courbe double œdomètre pour le sol S2 ($E_c=20$ coups, $w_0=6\%$).....	55
- Figure 4-16 : courbe double œdomètre pour le sol S2 ($E_c=60$ coups, $w_0=2\%$).....	55
- Figure 4-17 : courbe double œdomètre pour le sol S2 ($E_c=60$ coups, $w_0=4\%$).....	55
- Figure 4-18 : courbe double œdomètre pour le sol S2 ($E_c=60$ coups, $w_0=6\%$).....	56
- Figure 4-19 : courbe double œdomètre pour le sol S3 ($E_c=20$ coups, $w_0=2\%$).....	56
- Figure 4-20 : courbe double œdomètre pour le sol S3 ($E_c=20$ coups, $w_0=4\%$).....	57
- Figure 4-21 : courbe double œdomètre pour le sol S3 ($E_c=20$ coups, $w_0=6\%$).....	57
- Figure 4-22 : courbe double œdomètre pour le sol S3 ($E_c=40$ coups, $w_0=2\%$).....	57
- Figure 4-23 : courbe double œdomètre pour le sol S3 ($E_c=40$ coups, $w_0=4\%$).....	58
- Figure 4-24 : courbe double œdomètre pour le sol S3 ($E_c=40$ coups, $w_0=6\%$).....	58
- Figure 4-25 : courbe double œdomètre pour le sol S3 ($E_c=60$ coups, $w_0=2\%$).....	58
- Figure 4-26 : courbe double œdomètre pour le sol S3 ($E_c=60$ coups, $w_0=4\%$).....	59
- Figure 4-27 : courbe double œdomètre pour le sol S3 ($E_c=60$ coups, $w_0=6\%$).....	59

- Figure 4-28 : courbe double œdomètre pour le sol S4 ($E_c = 20$ coups, $w_0 = 2\%$).....	60
- Figure 4-29 : courbe double œdomètre pour le sol S4 ($E_c = 20$ coups, $w_0 = 4\%$).....	60
- Figure 4-30 : courbe double œdomètre pour le sol S4 ($E_c = 20$ coups, $w_0 = 6\%$).....	60
- Figure 4-31 : courbe double œdomètre pour le sol S4 ($E_c = 40$ coups, $w_0 = 2\%$).....	61
- Figure 4-32 : courbe double œdomètre pour le sol S4 ($E_c = 40$ coups, $w_0 = 4\%$).....	61
- Figure 4-33 : courbe double œdomètre pour le sol S4 ($E_c = 40$ coups, $w_0 = 6\%$).....	61
- Figure 4-34 : courbe double œdomètre pour le sol S4 ($E_c = 60$ coups, $w_0 = 2\%$).....	62
- Figure 4-35 : courbe double œdomètre pour le sol S4 ($E_c = 60$ coups, $w_0 = 4\%$).....	62
- Figure 4-36 : courbe double œdomètre pour le sol S4 ($E_c = 60$ coups, $w_0 = 6\%$).....	62
- Figure 4-37 : courbe double œdomètre pour le sol S5 ($E_c = 20$ coups, $w_0 = 2\%$).....	63
- Figure 4-38 : courbe double œdomètre pour le sol S5 ($E_c = 20$ coups, $w_0 = 4\%$).....	63
- Figure 4-39 : courbe double œdomètre pour le sol S5 ($E_c = 20$ coups, $w_0 = 6\%$).....	64
- Figure 4-40 : courbe double œdomètre pour le sol S5 ($E_c = 40$ coups, $w_0 = 2\%$).....	64
- Figure 4-41 : courbe double œdomètre pour le sol S5 ($E_c = 40$ coups, $w_0 = 4\%$).....	64
- Figure 4-42 : courbe double œdomètre pour le sol S5 ($E_c = 40$ coups, $w_0 = 6\%$).....	65
- Figure 4-43 : courbe double œdomètre pour le sol S5 ($E_c = 60$ coups, $w_0 = 2\%$).....	65
- Figure 4-44 : courbe double œdomètre pour le sol S5 ($E_c = 60$ coups, $w_0 = 4\%$).....	65
- Figure 4-45 : courbe double œdomètre pour le sol S5 ($E_c = 60$ coups, $w_0 = 6\%$).....	66
- Figure 4-46 : courbe double œdomètre pour le sol S6 ($E_c = 20$ coups, $w_0 = 2\%$).....	66
- Figure 4-47 : courbe double œdomètre pour le sol S6 ($E_c = 20$ coups, $w_0 = 4\%$).....	67
- Figure 4-48 : courbe double œdomètre pour le sol S6 ($E_c = 20$ coups, $w_0 = 6\%$).....	67
- Figure 4-49 : courbe double œdomètre pour le sol S6 ($E_c = 40$ coups, $w_0 = 2\%$).....	67
- Figure 4-50 : courbe double œdomètre pour le sol S6 ($E_c = 40$ coups, $w_0 = 4\%$).....	68
- Figure 4-51 : courbe double œdomètre pour le sol S6 ($E_c = 40$ coups, $w_0 = 6\%$).....	68
- Figure 4-52 : courbe double œdomètre pour le sol S6 ($E_c = 60$ coups, $w_0 = 2\%$).....	68
- Figure 4-53 : courbe double œdomètre pour le sol S6 ($E_c = 60$ coups, $w_0 = 4\%$).....	69
- Figure 4-54 : courbe double œdomètre pour le sol S6 ($E_c = 60$ coups, $w_0 = 6\%$).....	69
- Figure 4-55: Variation du potentiel de collapse en fonction de la teneur en eau w_0 ($E_c = 20$).....	72
- Figure 4-56 : Variation du potentiel de collapse en fonction de la teneur en eau w_0 ($E_c = 40$).....	72
- Figure 4-57 : Variation du potentiel de collapse en fonction de la teneur en eau w_0 ($E_c = 60$).....	73

- Figure 4-58 : Variation du potentiel de collapse selon la teneur en eau initiale w_0	73
- Figure 4-59 : Variation du potentiel de collapse en fonction de la contrainte verticale (σ_v) pour le sol S1 ($E_c=20$ coups).....	74
- Figure 4-60 : Variation du potentiel de collapse en fonction de la contrainte verticale (σ_v) pour le sol S1 ($E_c=40$ coups).....	74
- Figure 4-61 : Variation du potentiel de collapse en fonction de la contrainte verticale (σ_v) pour le sol S1 ($E_c=60$ coups).....	74
- Figure 4-62 : Variation du potentiel de collapse en fonction de la contrainte verticale (σ_v) pour le sol S2 ($E_c=20$ coups).....	75
- Figure 4-63 : Variation du potentiel de collapse en fonction de la contrainte verticale (σ_v) pour le sol S2 ($E_c=40$ coups).....	75
- Figure 4-64 : Variation du potentiel de collapse en fonction de la contrainte verticale (σ_v) pour le sol S2 ($E_c=60$ coups).....	75
- Figure 4-65 : Variation du potentiel de collapse en fonction de la contrainte verticale (σ_v) pour le sol S3 ($E_c=20$ coups).....	76
- Figure 4-66 : Variation du potentiel de collapse en fonction de la contrainte verticale (σ_v) pour le sol S3 ($E_c=40$ coups).....	76
- Figure 4-67 : Variation du potentiel de collapse en fonction de la contrainte verticale (σ_v) pour le sol S3 ($E_c=60$ coups).....	76
- Figure 4-68 : Variation du potentiel de collapse en fonction de la contrainte verticale (σ_v) pour le sol S4 ($E_c=20$ coups).....	77
- Figure 4-69 : Variation du potentiel de collapse en fonction de la contrainte verticale (σ_v) pour le sol S4 ($E_c=40$ coups).....	77
- Figure 4-70 : Variation du potentiel de collapse en fonction de la contrainte verticale (σ_v) pour le sol S4 ($E_c=60$ coups).....	77
- Figure 4-71 : Variation du potentiel de collapse en fonction de la contrainte verticale (σ_v) pour le sol S5 ($E_c=20$ coups).....	78
- Figure 4-72 : Variation du potentiel de collapse en fonction de la contrainte verticale (σ_v) pour le sol S5 ($E_c=40$ coups).....	78
- Figure 4-73 : Variation du potentiel de collapse en fonction de la contrainte verticale (σ_v) pour le sol S5 ($E_c=60$ coups).....	78
- Figure 4-74 : Variation du potentiel de collapse en fonction de la contrainte verticale (σ_v) pour le sol S6 ($E_c=20$ coups).....	79

- Figure 4-75 : Variation du potentiel de collapse en fonction de la contrainte verticale (σ_v) pour le sol S6 ($E_c=40$ coups).....	79
- Figure 4-76 : Variation du potentiel de collapse en fonction de la contrainte verticale (σ_v) pour le sol S6 ($E_c=60$ coups).....	79
- Figure 4-77 : variation du potentiel de collapse en fonction de l'indice des vides initiale e_0 ($E_c=20$ coups).....	80
- Figure 4-78 : variation du potentiel de collapse en fonction de l'indice des vides initiale e_0 ($E_c=40$ coups).....	80
- Figure 4-79 : variation du potentiel de collapse en fonction de l'indice des vides initiale e_0 ($E_c=60$ coups).....	81
- Figure 4-80 : variation du potentiel de collapse en fonction de degré de saturation S_r ($E_c=20$ coups).....	81
- Figure 4-81 : variation du potentiel de collapse en fonction de degré de saturation S_r ($E_c=40$ coups).....	82
- Figure 4-82 : variation du potentiel de collapse en fonction de degré de saturation S_r ($E_c=60$ coups).....	82
- Figure 4-83 : Variation du potentiel de collapse en fonction du coefficient d'uniformité du sol (C_u) ($E_c=20$ coups).....	84
- Figure 4-84 : Variation du potentiel de collapse en fonction du coefficient d'uniformité du sol (C_u) ($E_c=40$ coups).....	84
- Figure 4-85 : Variation du potentiel de collapse en fonction du coefficient d'uniformité du sol (C_u) ($E_c=60$ coups).....	84

Liste des notations :

- A_c** : Activité des sols ;
- C** : Coefficient d'affaissabilité ;
- Cd** : Correction de la lecture du densimètre due au dé flocculant ;
- Cm** : Correction de la lecture du densimètre due au ménisque ;
- Cp** : Potentielle de l'affaissement (magnitude de l'affaissement) ;
- Ct°** : Correction de la lecture du densimètre due à la température ;
- Cu** : Coefficient d'uniformité ;
- d** : Distance séparant deux graduations consécutives du densimètre ;
- D** : Diamètre des grains du sol ;
- Df** : Degré de l'affaissement ;
- Dr** : Densité relative ;
- Dx** : Diamètre à travers lequel passe x% en poids du sol ;
- e** : Indice des vides ;
- e_i** : Indice des vides de l'essai N° i ;
- e_L** : Indice des vides à la limite de liquidité ;
- e₀** : Indice des vides initial ;
- e₁** : Indice des vides juste avant l'inondation ;
- e₂** : Indice des vides après l'inondation ;
- E_c** : Energie de compactage en nombre de coups de la dame par couche du sol ;
- g** : Accélération de la pesanteur ;
- G_{cr}** : Coefficient qui dépend de la charge ;
- G_s** : Densité des grains solides ;
- G_w** : Une teneur en eau (formule de Goldshtein) ;
- h₀** : Hauteur initial de l'éprouvette ;
- h₁** : Hauteur de l'éprouvette juste avant l'inondation ;
- h₂** : Hauteur de l'éprouvette après l'inondation ;

- H_0 : Profondeur du centre de poussé à la graduation 1000 du densimètre ;
- H_1 : Distance séparant le début de la tige du densimètre et la graduation R (lecture corrigé du densimètre) ;
- H_r : Profondeur effective du centre de poussé du densimètre ;
- i_{mg} : Coefficient du tassement mesuré à l'œdomètre quand l'échantillon est inondé sous (2à3kg/cm²);
- I_c : Indice de consistance ;
- I_{mg} : Le potentielle d'affaissement total (formule de **Bally**) ;
- I_p : Indice de plasticité ;
- K : Coefficient tenant compte des caractéristique des sols ;
- K_i : Critère de prédiction ;
- M : Masse de l'éprouvette du sol ;
- n : Porosité ;
- N : Nombre de coups à la dame ;
- P : Pression effective ;
- P_0 : Pression de surcharge ;
- P_{10} : Fraction du sol passant à travers le tamis d'ouverture 2 mm ;
- P_{200} : Fraction du sol passant à travers le tamis d'ouverture 0.075 mm ;
- P_{cn} : Pression de l'affaissement à la teneur en eau naturelle ;
- $P.F$: Particules fines ;
- P_{cs} : Pression de l'affaissement à la saturation ;
- R : Indice d'effondrement ;
- S_r : Degré de saturation ;
- t : Temps ;
- u : Pression interstitielle ;
- U : Coefficient de Hazen ;
- V : Volume de l'éprouvette du sol ;
- w_0 : Teneur en eau initial du sol ;

-
- w_L : Limite de liquidité ;
- w_{opt} : Teneur en eau optimal ;
- w_p : Limite de plasticité ;
- w_{sat} : Teneur en eau de saturation ;
- η : Viscosité dynamique du liquide ;
- γ_d : Poids volumique sec du sol ;
- γ_h : Poids volumique humide du sol ;
- γ_{dL} : Poids volumique sec du sol à la limite de liquidité ;
- γ_s : Poids volumique des grains solides ;
- γ_s : Poids volumique de l'eau ;
- δ : Indice d'effondrement ;
- δ_e : Ecart maximal de l'indice des vides, pour une charge donnée entre deux essais œdométrique identiques ;
- δ_k : Tassement relatif (formule de goldshtein) ;
- $\delta_{(3,5)}$: Indice d'effondrement ;
- Δe_c : Variation de l'indice des vides au cours de l'inondation ;
- Δh : Variation de l'éprouvette au cours de l'inondation ;
- $\Delta h(t)$: Tassement absolu de l'éprouvette à l'instant (t), dû à l'inondation ;
- σ : Contrainte totale ;
- σ' : Contrainte effective ;
- σ'_v : Contrainte vertical appliquée ;

CHAPITRE I : INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les désordres importants causés par l'effondrement des sols ont été constatés en plusieurs régions du monde, notamment quand elles sont arides ou semi-arides. Récemment, les investigations de sols se trouvant dans la région Sud Est d'Algérie, ont montré que ces sols sont susceptibles à l'effondrement brusque.

Ce problème spécial, qui est une réalité sur le terrain, nécessite de la part du géotechnicien une attention particulière et une maîtrise.

Les sols affaissables sont définis comme des structures partiellement saturées, pouvant subir un réarrangement radical de leurs particules, suivi d'une grande diminution brusque de leur volume, après avoir été inondées à l'eau avec ou sans surcharges.

Ces sols, bien que Terzaghi se fut le premier à avoir reconnu leur existence, n'ont fait l'objet d'étude que ces dernières années, car dans les régions arides, où on les avait localisés, il y a eu un véritable développement de l'industrie, de l'agriculture et de l'urbanisme. Ceux-ci impliquent évidemment, l'utilisation d'eau en de grandes quantités.

Les problèmes des tassements excessifs qui en résultent, ont donné une impulsion à l'étude de ces sols. Certains chercheurs se sont penchés aux méthodes d'identification et de traitement, d'autres études ont été consacrées au mécanisme de l'affaissement.

Cependant, la plus part des travaux de recherche qui ont été menés sur les paramètres qui gouvernent l'affaissement, se sont concentrés sur la teneur en eau initiale, le degré de saturation, la densité sèche et la charge appliquée. En ce qui concerne l'influence de la granulométrie du sol sur le taux et la magnitude de l'effondrement par la méthode double consolidation, peu de travaux lui ont été consacrés. La présente recherche est une contribution à l'étude de l'influence de ce paramètre essentiel sur l'effondrement de ces sols.

Cette recherche expérimentale a pour But :

- Étude de l'influence de la granulométrie sur la magnitude de l'affaissement ;
- Étude de l'influence de la teneur en eau sur l'affaissement des sols ;
- Étude de l'influence de l'indice des vides initial sur l'affaissement des sols ;
- Étude de l'influence de la contrainte verticale sur l'affaissement des sols ;
- Etude de l'influence du degré de saturation sur l'affaissement des sols ;

Le contenu de cette thèse est présenté comme suit :

Chapitre I : introduction générale (problématique et objectif de la recherche)

Chapitre II : analyse des sols a effondrement brusque (définition, les différents types, leur formation, les mécanismes du collapse, les différentes méthodes de prédiction et les paramètres qui influent sur l'affaissement).

Chapitre III : matériaux, matériels et essais (présentation des matériaux, matériels utilisé, programme d'essais ainsi que leurs différentes modes opératoires).

Chapitre IV : résultats des essais à l'œdomètre et analyse (présentation des résultats des essais principaux et leur interprétation).

CHAPITRE II : ANALYSE DES SOLS À EFFONDREMENT BRUSQUE

2-1 Introduction :

L'existence de ces sols dans plusieurs régions du monde, ainsi que les problèmes qu'ils posent aux constructions, avaient été reconnus depuis longtemps. Le manque d'information sur leurs dépôts est dû principalement à leurs localisations dans les régions arides et semi-arides, où le développement économique était très limité. Comme nous l'avons mentionné au chapitre précédent, les progrès récents de l'irrigation et la modernisation des moyens de transport, ont rendu possible l'exploitation de ces régions, par la construction des complexes industriels et urbanistiques.

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

2-2 Notions sur les sols Affaissables :

Les sols affaissables sont définis comme des sols non saturés, qui comportent très normalement sous charge, jusqu'au moment où un phénomène accessoire, tel que le mouillage provoque l'effondrement de leur squelette, entraînant des grands tassements ou une véritable liquéfaction. Les sols qui présentent cette propriété particulière, sont composés de grains disposés dans une structure en nids d'abeilles, dans laquelle les liaisons sont assurées par des forces ou un matériau (particules très fines et agent de cimentation), par addition d'eau ces liaisons sont réduites ou éliminées ce qui provoque une grande diminution de volume de ces sols (réarrangement des grains), le plus souvent d'une manière brusque.

2-3 Types des sols Affaissables :

2-3-1 Les dépôts éoliens :

Les dépôts éoliens sont constitués par des matériaux assez fins transportés par le vent, allant du loess pour les plus fines aux sables de dunes et des plages pour les plus gros et les dépôts de poussières volcaniques. Ces sols sont légers à faible cohésion ayant de basse densité relative.

La structure naturelle de ces sols peut être constituée par des liaisons cimentées d'argiles telles que les sols loessiques. Ces dépôts sont localisés dans les zones arides ou le niveau de la nappe phréatique est à une grande profondeur de la surface du sol. A la saturation, les liaisons cimentées d'argile se faiblissent énormément et perdent leur résistance, tout en amenant à la destruction rapide et totale de la structure du sol. Parfois ces dépôts éoliens se trouvent protégé des 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 moyen précipitations, les dépôts fins éoliens ne sont pas modifiés ou le sont partiellement.

2-3-2 Dépôts alluviaux :

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

2-3-3 Sols Résiduels :

L'origine de ces sols est l'érosion due à la désintégration et l'altération de la roche mère. Les dimensions des particules de ces sols vont du large fragment, gravier, sable, silt aux colloïdes et parfois composé de matière organique. La structure affaissable des grains est le

résultat d'une solution d'un soluble et d'une matière colloïdale, cette formation donne un indice des vides plus ou moins élevé et une structure instable.

Généralement les sols résiduels se présentent sous forme de couches stratifiées d'épaisseur allant de quelques pousses à plusieurs pieds en fonction du climat et de la physiologie de la région.

2-3-4 Autres types des sols Affaissables :

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

2-4 Les causes d'inondation des sols Affaissables :

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

- 1- Un mouillage superficielle et local, causé par les fuites d'eau provenant des conduites, ou lorsque les eaux de surface de la construction ne sont pas drainées. D'habitude ces eaux superficielles ne pénètrent pas à une grande profondeur du sol et il n'y a pas de remonté de la nappe phréatique. Dans cette situation, les tassements se produisent principalement dans les couches supérieures du sol, au-dessus de la zone mouillée.
- 2- Un intense mouillage local et profond, causé par le système d'irrigation ou les effluents industriels. Si le débit d'eau est assez important, le niveau de la nappe phréatique peut alors remonter et toute la zone du sol se trouve saturée dans un temps relativement court. Dans ce cas, le tassement peut être extrêmement accidentel et dangereux, englobant toute l'épaisseur de la couche du sol, soit sous l'effet de son poids propre ou sous l'effet des surcharges des constructions existantes.

- 3- Une remonté lente et relativement uniforme du niveau de la nappe phréatique, sous l'influence des sources d'eau extérieure à la zone des sols affaissables. Le tassement dans ce cas, il est uniforme et graduel.
- 4- Une augmentation graduelle et lente de la teneur en eau d'une couche épaisse du sol, résultant de la condensation de la vapeur d'eau et l'accumulation de la l'humidité (par exemple quand la surface du sol est couverte du béton ou d'asphalte). Dans ce cas la cohésion interne du sol s'affaiblie partiellement, donnant des tassements lents et incomplets et augmentent avec l'humidité.

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

2-5 Mécanismes de l'effondrement des sols :

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

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

- a- La structure du sol doit être partiellement saturée et potentiellement instable.
- b- L'existence au niveau du sol d'une contrainte assez élevée, appliquée ou existante, offrent les conditions d'un affaissement.
- c- L'existence de forces de liaisons ou de cimentations, stabilisant les contacts inter granulaires du sol, qui disparaissent par inondation, produisent ainsi un affaissement.

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

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

Les forces de liaisons stabilisatrices énoncées dans la troisième condition assurent une bonne résistance au cisaillement du sol à sa teneur en eau naturelle. Cette résistance dépend de l'angle de frottement interne, de la cohésion à un degré moindre généralement négligée, de la contrainte effective et des forces moléculaires de répulsions d'attraction et de cimentation. L'un des facteurs entrant dans la résistance au cisaillement est la résistance temporaire intervenant dans la plus part des sols due à la tension capillaire. En effet, lorsque le sol sèche en dessous de sa limite de retrait, l'eau restante partiellement en contact avec les grains dans les espaces étroites en reliant les particules entre elles par une force due à l'interface air-eau qui place l'eau sous tension (voir figure : 2-1).

L'excès de la pression interstitielle de l'eau (u) dans l'expression habituelle $\sigma' = \sigma - u$ devient négatif et la contrainte effective devient plus grande que la contrainte totale appliquée.

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

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

- 1- Dans le cas où le sol est constitué par du sable et silt fin la résistance temporaire de ce sol est due à la tension capillaire. En effet, lorsque le sol est desséché en dessous de la limite de retrait l'eau reste se retire à l'intérieur des espaces étroites à proximité des jonctions des grains. L'interface air-eau, met l'eau sous tension capillaire. Ainsi, l'excès de pression interstitielle (u), dans l'expression usuelle de la contrainte effective : $\sigma' = \sigma - u$ devient négative et σ' dépasse la contrainte totale ($\sigma' > \sigma$) appliquée par les charges. Ceux-ci augmentent la résistance apparente du sol. Cependant, l'addition d'eau réduit considérablement cet effet avantageux et si le sol est poreux il peut venir une grande diminution de son volume (voir figure : 2-2).
- 2- Dans le cas des liaisons en argile, l'histoire de la formation du sol devient importante car des différents types d'arrangement des particules d'argile sont possibles. Lorsque l'argile provient d'une réaction entre le sol ou l'eau de pluie et le feldspath, l'un des arrangements est de type parallèle confèrent au sol une résistance élevée à son état desséché (voir figure : 2-3). Une addition d'eau importante provoque la séparation des

particules d'où un affaissement. Lorsque la quantité d'eau de pluie n'est pas assez importante, il est possible que l'effet de séparation des particules soit faible et qu'un arrangement flocculent arc-bouté se crée autour des grains et développe, après évaporation de l'eau, une résistance appréciable (voir figure : 2-4).

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

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

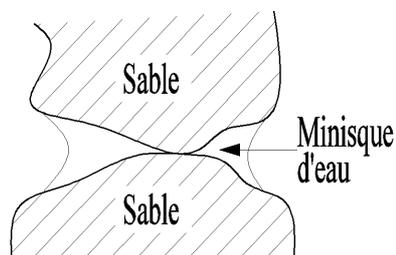


Figure 2-1 : Liaison par tension capillaire.

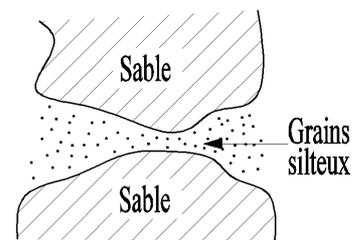


Figure 2-2 : Liaison par silt.

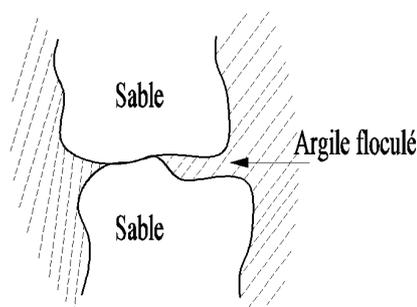


Figure 2-3 : Liaison par de l'argile floclé.

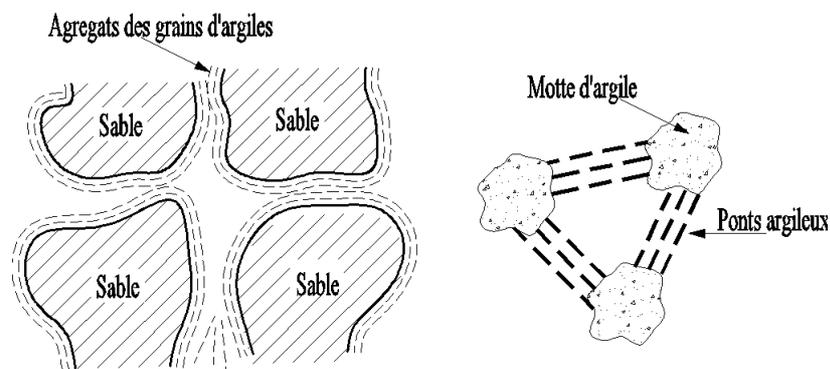


Figure 2-4 : Liaison par des agrégats d'argile.

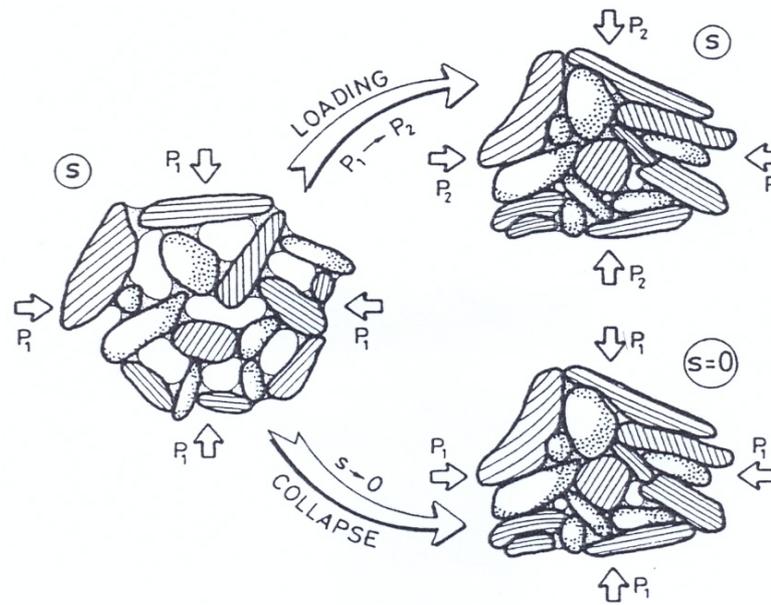


Figure 2-5 : Interprétation microstructurale des déformations de chargement et d'effondrement

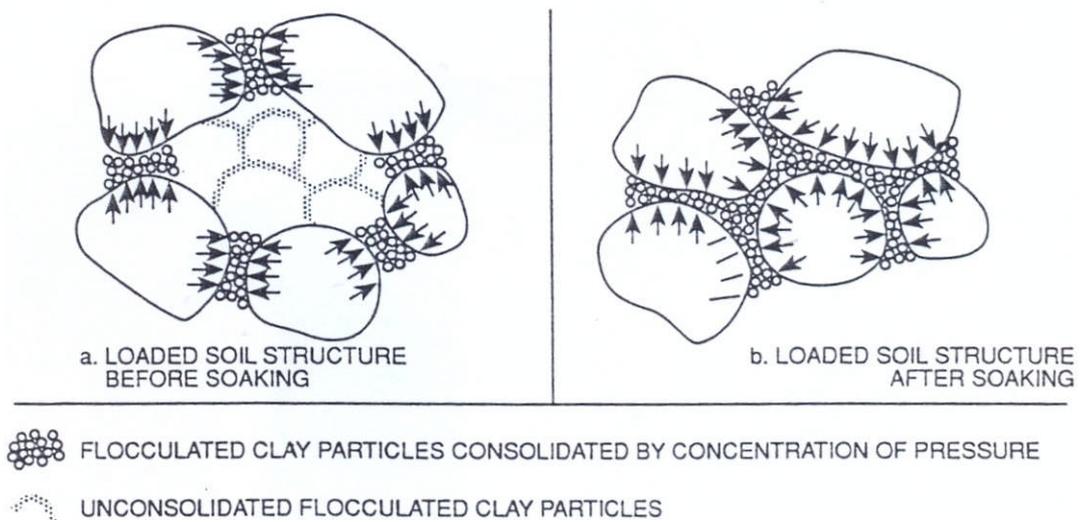


Figure 2-6 : Mécanisme de l'effondrement du sable effondrable.

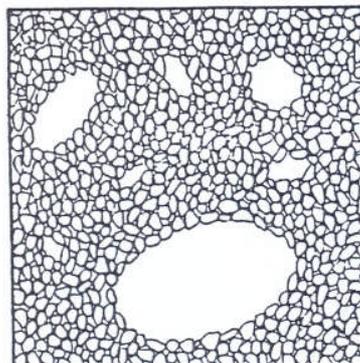


Figure 2-7 : Distribution des macro-pores dans les dépôts collapsible.

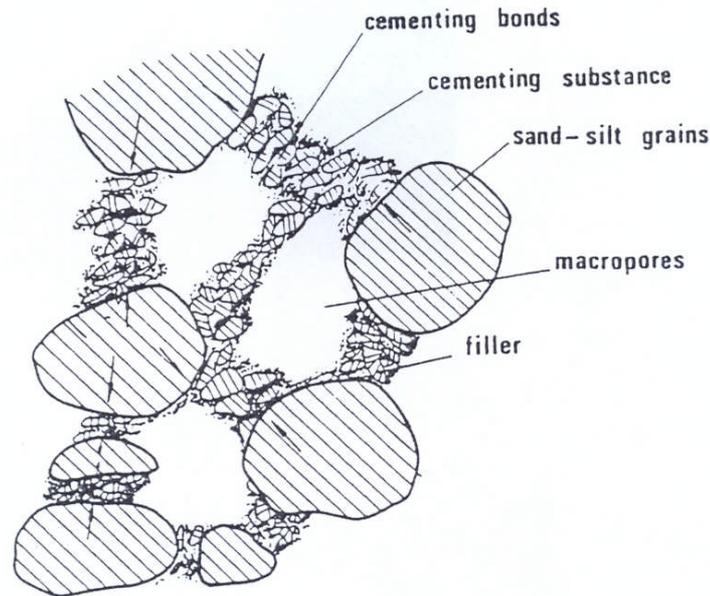


Figure 2-8 : La microstructure du lœss.

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

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

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

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

- 4- **Clemence (1985)** : avait proposé que l'effondrement est très immédiat dans le cas où les particules sont liées par succion capillaire, lent dans le cas de la cimentation chimique et beaucoup plus lent dans le cas des liaisons argileuses.
- 5- **Ayadat et al (1998)**, ont conclu que la migration des particules fines d'un horizon à l'autre à travers le sol est la cause principale de l'effondrement des sols.
- 6- **Y.Cui et P.Magnan (2001)**, en se basant sur le critère de Mohr-Coulomb généralisées ont montré que l'effondrement est contrôlé par plusieurs facteurs à savoir : la minéralogie des matériaux constitués la fraction argileuse, la granulométrie, la teneur en eau naturelle, l'indice des vides, la dimension et la forme des pores les éléments de cimentation ainsi que la nature et la concentration des ions dans l'eau interstitielle.

2-6 Les paramètres qui influent sur l'effondrement des sols :

D'une manière générale, il a été montré que les principaux paramètres qui gouvernent l'effondrement des sols sont : la densité sèche, la teneur en eau initiale, l'indice des vides initial, le degré de saturation, le type du sol (minéralogie et granulométrie), l'état de contraintes appliquées, la nature de l'agent de cimentation, la composition chimique du liquide qui inonde le sol et la quantité et le débit d'eau inondant le sol (remontée d'une nappe phréatique et infiltration des eaux de pluies).

Dudley (1970), Zur et Wiseman (1973), Morgentern et De Matos (1975) et Ganeshan (1982) Ayadat et al (1995,1996) ont démontré que la déficience de l'humidité est l'une des principales causes de l'affaissement.

Milo Vic (1969), Markin (1969), Booth (1975), Ting (1979) et Ganeshan (1982) suggèrent l'influence marquée de la densité sèche initiale, l'indice des vides et le degré de saturation sur le comportement des sols à effondrement brusque quand ils sont inondés. Ayadat (1990), Abbeche et al (2005,2007).

Markin (1969) et Prusza et Choudry (1979), proposent une limite supérieure de degré de saturation initial 60% à 65% au de là de laquelle l'affaissement n'apparaît pas. Les études menées par Mishu (1963), Booth (1975 et 1977) et Ganeshan (1982), ont abouti à une limite de degré de saturation légèrement inférieure que la précédente 50% à 60% et montre que les sols ayant un degré de saturation supérieur à cette limite, leur potentiel d'affaissement diminue considérablement et devient indépendant du chargement appliqué.

Booth (1975), Cox (1978) et Lawton (1989) montrent que pour une densité sèche donnée, la surcharge pour laquelle l'affaissement est maximal est inversement proportionnelle avec la teneur en eau naturelle du sol. En ce qui concerne l'influence de la densité sèche et la teneur en eau initiale sur la magnitude de l'affaissement, plusieurs auteurs comme Holtz (1968), Barden et al (1969), Dudley (1970), Booth (1975), Lefebvre (1989) et Lawton (1989) ont émis des hypothèses sur ces deux paramètres : pour une teneur en eau donnée l'affaissement décroît quand la densité sèche initiale augmente et il y a une teneur en eau critique au-dessus de laquelle l'effondrement ne se produit pas.

2-7 Prédiction des sols affaissables :

La mise en évidence de l'affaissement d'un sol se constate par le tassement appréciable qu'il subit, lent ou instantané, par l'addition d'eau sous une charge constante. L'évolution de ce tassement peut être étudiée au laboratoire par simulation des conditions réelles du sol. Les inconvénients de cette simulation résident dans la spécificité des essais et le temps nécessaire à leur accomplissement ainsi que la prise en considération des différentes conditions réelles du sol, propre à chaque région. Par conséquent l'étude par simulation revient très chère.

De différentes méthodes de prédiction basées sur des simples essais et utilise des différents critères permettant une identification rapide des sols affaissables.

2-7-1 Méthodes expérimentales :

2-7-1-1 Essais œdométrique simple :

Knight (1963) a proposé un essai à l'œdomètre effectué sur un échantillon, à sa teneur en eau naturelle, découpé et introduit dans l'anneau de l'œdomètre, sur lequel sera effectué un chargement progressif jusqu'au 200KPa, à la fin de ce chargement l'échantillon est inondé puis laissé 24 heures dans cette état, en suite l'essai est conduit à son chargement maximal. La courbe qui en résulte est représentée sur la Figure : 2-9.

Le potentiel d'affaissement est défini comme suit :

$$C_p = \left[\frac{\Delta e_c}{(1 + e_0)} \right] \times 100 \quad (2.1)$$

Où : $\Delta e_c = e_1 - e_2$

e_0 : indice des vides initial ;

Le potentiel d'affaissement peut être aussi défini comme :

$$C_p = H_c / H_0 \quad (2.2)$$

Où :

H_c : variation de la hauteur après mouillage ;

H_0 : hauteur initial de l'échantillon ;

Le potentiel d'affaissement ainsi défini donne une appréciation sur le degré d'affaissement du sol. Les valeurs suggérées par Knight (1975) sont donné au tableau (2-1).

En se basent sur l'étude d'Abelev (1961), Lutenegger et al (1988) ont 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 :

$$C_p = \left[\frac{\Delta e_c}{(1 + e_0)} \right] \times 100 \quad (2.3)$$

$$\Delta e_c = e_1 - e_2$$

e_1 : indice des vides au début de la saturation.

e_2 : indice des vides a la fin de la saturation.

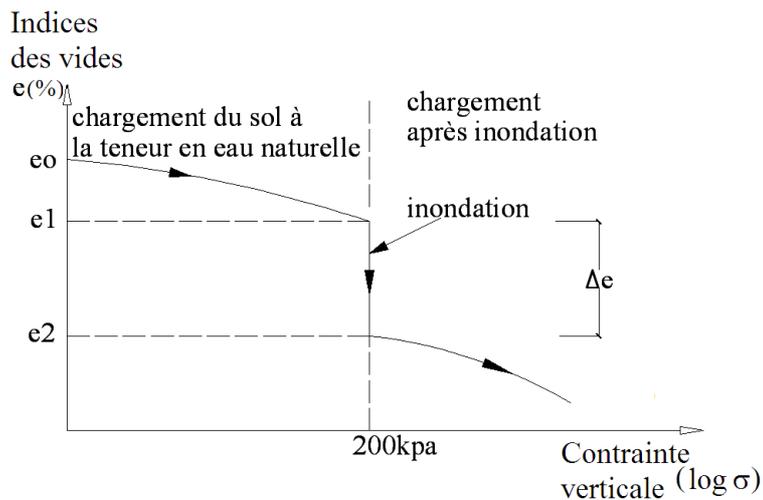


Figure 2-9 : Courbe œdométrique (teste de Knight 1963).

2-7-1-2 Essai œdométrique double:

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

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

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

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

La courbe à partir de laquelle sera calculé l'affaissement est construite par translation parallèle à la courbe relative à l'échantillon à teneur en eau naturelle au point (e_0, P_0) (voire figure : 2-10).

Si l'augmentation du chargement est de ΔP , le sol à la teneur en eau naturelle aura un tassement de :

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

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

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

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

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

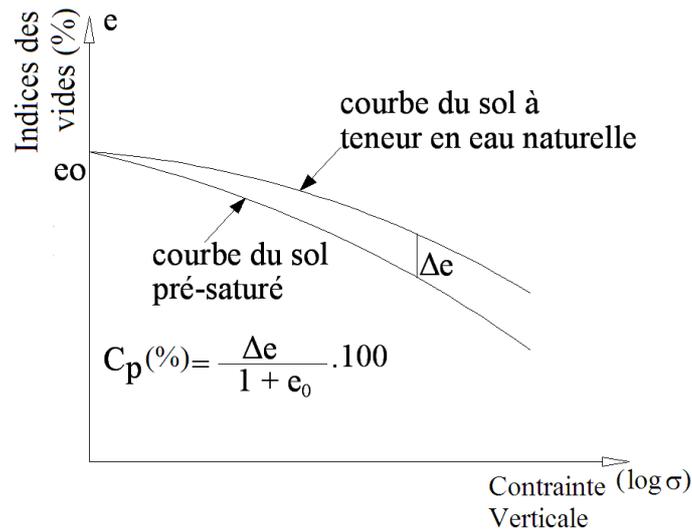


Figure 2-10 : Double œdomètres (Knight et Jennings 1975).

2-7-1-3 Affaissement données par les deux types d'essais :

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

Le tableau 2-1 donne le classement des sols affaissables d'après Jennings et Knight :

Tableau 2-1 : Classement des sols affaissables d'après Jennings et Knight (1975)

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

2-7-2 Méthodes empiriques :

L'inconvénient des méthodes expérimentales réside dans le caractère spécifique des essais et dans la consommation de temps demandé, ce qui est souvent non économique surtout lorsque le programme d'essais concerne une zone particulièrement vaste ou des grandes investigations géotechniques sont nécessaires. A cet effet, plusieurs critères ont été proposés par des chercheurs permettant de connaître la susceptibilité à l'affaissement d'un sol. Ces critères sont basés sur plusieurs paramètres. Nous pouvons regrouper ces critères en fonction des paramètres utilisés.

2-7-2-1 Critères basé sur l'indice des vides :

a- Denisov (1951) :

$$K = e_L / e_0 \quad (2.4)$$

Où :

K : coefficient d'affaissement ;

e_L : indice des vides à la limite de liquidité ;

e_0 : indice des vides initial ;

K= 0.50 à 0.75 : sol à affaissement important ;

K= 1.00 : sol à affaissement faible ;

K= 1.50 à 2.00 : sol non affaissable ;

b- Markin(1969) :

$$K = (e_0 - e_L) / (1 + e_0) \quad \text{Pour } S_r < 0.60 \quad (2.5)$$

Pour $S_r < 0.60$ et $K > 0.10$: sol susceptible à l'affaissement.

2-7-2-2 Critères basées sur la teneur en eau et les limites d'Atterberg :**a- Prikloński (1952) :**

$$K_d = (w_L - w_0) / I_p \quad (2.6)$$

Où : w_L : limite de liquidité ;

w_0 : teneur en eau initial ;

I_p : indice de plasticité ;

$K_d < 0$: sol à affaissement important ;

$K_d \geq 0.50$: sol non affaissable ;

$K_d > 1.00$: sol gonflant ;

b- Feda (1964) :

$$K_1 = [(w_0/S_r) - w_p] / I_p \quad (2.7)$$

Où : w_0 : teneur en eau naturelle ;

w_p : limite de plasticité ;

I_p : indice de plasticité ;

S_r : degré de saturation ;

Pour $S_r < 1$ et $K_1 \geq 0.85$ sol affaissable.

2-7-2-3 Critères basé sur la densité sèche et les limites d'Atterberg :**a- Gibbs (1961) :**

$$R = \left[(\gamma_w / \gamma_d) - 1 / G_s \right] / w_L \quad (2.8)$$

Où :

γ_w : poids volumique de l'eau ;

γ_w : poids volumique sec ;

G_s : densité des grains solides ;

$R \geq 2\%$ sol affaissable.

b- Markin (1969) :

$$R = \gamma_d / \gamma_{dL} \quad (2.9)$$

Où :

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

γ_d : poids volumique sec ;

$R > 1.3$ sol gonflant

$R < 1.1$ sol affaissable

c- Clevenger (1985) : $\gamma_d < 1.44 \text{ t/m}^3$ sol susceptible à l'effondrement.**2-7-2-4 Critères basées sur d'autres paramètres :****a- Fedá (1966) :** $n_0 \geq 40\%$ sol susceptible à l'affaissement.**b- Krastilov (1980) :**

$$\delta_{(3,5)} = 0.166 S_r^2 + 0.665 I_p + 0.165 S_r - 0.854 I_p \cdot S_r \quad (2.10)$$

$\delta_{(3,5)} \geq 2\%$ sol affaissable.

c- Minkov et al (1980) :

$$\delta = 0.05(n_0 - 40) \cdot (30 - w_0) \quad (2.11)$$

$\delta_{(3,5)} \geq 2\%$ sol affaissable.

d- Anderson (1985) :

$$R = 5.5 - 3.82 \log \left(\frac{w_L}{w_p} \right) - 1.63 \log w_0 - 1.24 \log C_u - 0.918 \log p_{10} \\ + 0.465 \log \left(\frac{D_{60}}{D_{40}} \right) - 0.45 \log \left(\frac{D_{99}}{D_{40}} \right) - 0.303 P_{200} \quad (2.12)$$

Où :

C_u : coefficient d'uniformité du sol ;

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

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

D_x : c'est le diamètre qui à travers lequel passe x% du sol

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

e- Ayadat et al (1996) :

Coefficient d'uniformité C_u

$C_u \geq 12$: affaissement très probable ;

$4 < C_u < 12$: affaissement probable ;

$C_u \leq 4$: pas d'affaissement.

f- Abbeche et al (2005) :

$$\left\{ \begin{array}{l} 5\% < (\% \text{des particules fine } < 2\mu\text{m}) < 15\% \\ w_L < 20\% \end{array} \right. \quad \text{L'effondrement est très probable.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 15\% < (\% \text{des particules fine } < 2\mu\text{m}) < 30\% \\ 15\% < w_L < 30\% \end{array} \right. \quad \text{L'effondrement est probable.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} (\% \text{des particules fine } < 2\mu\text{m}) > 30\% \\ w_L > 35\% \end{array} \right. \quad \text{Pas d'affaissement.}$$

2-7-2-5 Autres formules empiriques :

Il existe dans la littérature un certain nombre de formules empiriques générales pour la prédiction de l'affaissement. Nous donnons ci après quelques exemples de ces formules.

a- Goldshtein (1969) :

$$\delta_w = \delta_k \cdot \left[\frac{(G_{cr} - G_w)}{(G_{cr} - w_0)} \right] \quad (2.13)$$

Où :

$G_{cr} = 0.60$ à 0.70 (dépend de la charge) ;

G_w : teneur en eau ;

δ_k : tassement relatif à G_{cr} ;

δ_w : tassement relatif ;

À l'aide de cette formule, le tassement relatif δ_w pour plusieurs teneurs en eau et sous plusieurs charges, peut prédire l'affaissement.

b- Bally (1973) :

$$I_{mg} = \sum_{j=1}^n i_{mgj} h_j \quad (2.14)$$

Où :

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

h_j : épaisseur de la couche j ;

I_{mg} : le potentiel de l'affaissement total (le loess est affaissable si $I_{mg} = 10$ à 12 cm/m).

c- Reginatto et Ferrero (1973) :

$$C = \frac{(p_{cs} - p_0)}{(p_{cn} - p_0)} \quad (2.15)$$

Où :

p_0 : pression de surcharge totale ;

p_{cn} : pression de l'affaissement à la teneur en eau naturelle ;

p_{cs} : pression de l'affaissement lorsque le sol est saturé.

C : coefficient de l'affaissement ;

$C < 0$: le sol est très affaissable ;

$0 < C < 1$: le sol est conditionnellement affaissable ;

$p_{cn} = p_0$: pour le sol est normalement consolidé ;

$p_{cs} > P_0$: le sol est capable de supporter charges sous saturation.

2-7-3 Les méthodes théoriques :

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

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

2-8 Traitement des sols affaissables :

Quand il est nécessaire de réaliser la construction de l'ouvrage sur des sols affaissables on peut soit adapté la structure des ouvrages pour qu'elle supporte des tassements importantes, soit traité préalablement les sols.

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

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

Tableau 2-2 : Méthodes de traitement des sols affaissables d'après Bara (1976)

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

CHAPITRE III : MATÉRIAUX, MATÉRIELS ET ESSAIS**3-1 Introduction :**

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

1. Préparation des matériaux qui composent les sols d'essais.
2. Détermination des caractéristiques physiques de ces sols (granulométrie, limites d'Atterberg, teneurs en eau optimales).
3. Détermination des caractéristiques de déformabilité des sols en questions par les essais œdométriques.

Dans ce chapitre nous détaillons uniquement la première et la deuxième étape, c'est-à-dire donner une description des matériaux et de l'appareillage utilisé ainsi que la procédure employée dans les essais.

3-2 Matériels :

Le matériel fourni pour cette étude expérimentale comprend :

- ✓ Des équipements pour effectuer les essais standards suivants :
 1. Tamisage et sédimentation.
 2. Poids spécifique et équivalent de sable.
 3. Les limites d'Atterberg et essais de compactage (Proctor).
- ✓ Cellules de compression (œdomètres).
- ✓ Dames de compactage pour la confection des échantillons dans l'œdomètre.
- ✓ Équipement d'usage courant.

3-3 Matériaux et essais :

3-3-1 Description des sols :

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

3-3-1-1 Le Sable :

Le sable utilisé pour la reconstitution d'un sol affaissable est extrait d'Oued-Ejdi (LIWA Biskra), très utilisé pour la confection du béton dans les chantiers de constructions et très connu pour ses caractéristiques exceptionnelles de propreté. Ses propriétés sont présentées au tableau 3-2.

Au laboratoire il a été procédé dans une première étape à son lavage à l'eau jusqu'à l'élimination complète des matières organiques, puis séchage à l'étuve (105°C) pendant 24 heures. Dans une deuxième étape, il a été passé au tamis de 2mm (AFNOR N°34), les refus constitués de graviers et Cailloux sont rejetés. Les particules inférieures ou égales à 2mm ont été conservées.

3-3-1-2 L'Argile :

Elle est extraite de Fesdis (Batna) Algérie, de couleur verte et formant patte plastique avec l'eau. Une analyse chimique de cette argile a permis de connaître le pourcentage de quatre composants :

Tableau 3-1 : Composition chimique de l'argile

SO ₄ ⁻ (%)	CaCO ₃ (%)	Cl ⁻ (%)	Matières Organiques (%)
0.50	16.00	0.17	0.41

Cette argile telle qu'elle a été extraite à l'état naturel présente l'aspect de mottes compactes, d'où impossibilité de la faire mélanger avec le sable pour constituer les sols d'essais.

A cet effet, une procédure au laboratoire a été envisagée pour permettre de la transformer en poudre très fine, sans toutefois modifier la nature chimique des grains. Cette procédure comporte les étapes successives suivantes :

- Les mottes d'argiles sont complètement détrempées à l'eau dans des bacs jusqu'à saturation complète pendant 48 heures.
 - Tamisage par voie humide au tamis 80 μ m, l'eau de lavage contenant les particules fines inférieures à 80 μ m est recueilli dans des bacs propres, les refus renfermant sable fin et impuretés ont été rejetés.
 - Après décantation totale, l'eau de lavage devenue claire est siphonnée au maximum sans entraîner les particules fines.
 - Séchage à l'étuve (60°C) pour éliminé totalement l'eau restante par évaporation.
 - Le matériau sec est désagrégé soigneusement au pilon dans un mortier.
- ✓ Les caractéristiques physiques de ces deux composantes (sable et argile) sont données au tableau 3-2 :

Tableau 3-2 : Caractéristiques géotechniques du sable et de l'argile :

Matériaux	Caractéristiques
Sable	<ul style="list-style-type: none"> - Équivalent de sable : 78.64% - granulométrie comprises entre 0.08 et 2mm dont 2.3% <à 0.08mm. - coefficient d'uniformité $C_u = 4$ - coefficient de courbure $C_c = 1.34$
Particules fines	<ul style="list-style-type: none"> - le pourcentage de la fraction argileuse (P.F < 2μm) est de 47%. - limite de liquidité $w_l=45.4$. - limite de plasticité $w_p=31\%$. - densité spécifique $G_s = 2.65$.

3-3-1-3 Constitution des sols d'essais :

Le complexe sable-argileux est formé a partir d'un mélange des deux matériaux sable et argile suivant des proportions en poids indiquées comme suit :

- Sol S1 : 95% sable et 5% argile ;
- Sol S2 : 90% sable et 10% argile ;
- Sol S3 : 85% sable et 15% argile ;
- Sol S4 : 80% sable et 20% argile ;
- Sol S5 : 75% sable et 25% argile ;
- Sol S6 : 70% sable et 30% argile ;

3-4 Détermination des propriétés physiques des sols étudiés :

Des essais normalisés ont été effectués sur les différents sols, pour pouvoir connaître les caractéristiques physiques de ces derniers.

3-4-1 Analyse granulométrique :

Pour tracer les courbes granulométriques, on a effectué une analyse granulométrique par tamisage pour les grains supérieur à $80\mu\text{m}$ (NFP 94-056 \ 1996), par contre pour ceux qui ont un diamètre inférieur à $80\mu\text{m}$ une méthode par sédimentation a été effectuée (94-057 \ 1992).

3-4-1-1 Granulométrie par tamisages à sec des sols utilisés :

L'analyse granulométrique par tamisage c'est l'ensemble des opérations aboutissent à la séparation selon leur grosseur des éléments constituant un échantillon, en employant des tamis à maille carrée à fin d'obtenir une représentation de la répartition de la masse des particules à l'état sec en fonction de leur dimension.



Figure 3-1 : Série des tamis sur la tamiseuse.

Cette analyse sur des échantillons représentatifs des sols a donné les pourcentages en poids des tamisages cumulés pour les différents diamètres des grains constituent les sols, voir le tableau 3-3 :

Tableau 3-3 : Résultats de l'analyse granulométrique par tamisage des sols d'essais.

Ouverture du tamis en (mm)	Les tamis cumulés (%)						
	Sable	Sol S1	Sol S2	Sol S3	Sol S4	Sol S5	Sol S6
2	100	100	100	100	100	100	100
1	89.875	91.98	92.00	87.90	90.00	89.48	93.78
0.4	62.25	65.85	66.48	56.25	61.73	63.05	72.00
0.2	23.2	26.75	26.80	23.13	31.23	35.35	39.88
0.1	12.4	14.2	16.60	18.83	24.23	29.08	33.73
0.08	2.3	5.2	10.20	15.13	20.10	25.50	30.38

3-4-1-2 Analyse par sédimentation des particules inférieures à 0.08mm :

Pour les particules de diamètre inférieur à 0.08 mm (silt et argile), le tamisage est inopérant, on a recours alors à la sédimentométrie pour mesurer la densité d'une suspension, en fonction du temps.



Figure 3-2 : Eprouvettes de 1L pour l'essai de sédimentation.



Figure 3-3 : Le densimètre.

L'essai de la sédimentométrie utilise le fait que dans un milieu liquide au repos, la vitesse de décantation des grains fins à très fins est fonction de leur dimension. La loi de Stokes donne, dans le cas de grains sphériques de même masse volumiques, la relation entre le diamètre

des grains et leurs vitesses de sédimentations. Par convention, cette loi est appliquée aux éléments d'un sol pour déterminer des diamètres équivalents des particules (D).

Le pourcentage en poids P de l'échantillon sec des particules de diamètre inférieur à D est donné par la relation :

$$P = \frac{(V \cdot \gamma_s \cdot \gamma_w \cdot R)}{[10 \cdot W(\gamma_s - \gamma_w)]} \quad (3.1)$$

Où :

D : diamètre équivalent des particules (éq : 3 - 3)

V : Volume de la suspension ;

W : Poids de l'échantillon sec ;

γ_s : Masse volumique des grains solides ;

γ_w : Masse volumique de l'eau ;

R : Lecture corrigée du densimètre, pris pendant l'essai ;

$$R = R' \pm C_t^\circ + C_m - C_d \quad (3.2)$$

R' : est la lecture du densimètre dans la suspension à l'instant « t », celle-ci doit être corrigée en tenant compte de la température de la suspension, du ménisque et de flocculant utilisé respectivement par (C_t° , C_m et C_d).

Le diamètre équivalent D des particules est donné par :

$$D = \sqrt{\frac{1.8 \eta H_r}{(\gamma_s - \gamma_w) \cdot t}} \quad (3.3)$$

$$\text{En posant : } F = \sqrt{\frac{1.8 \eta}{\gamma_s - \gamma_w}} \quad (3.4)$$

η : Viscosité dynamique du liquide de la suspension ($\eta = 10^{-3}$ Pa/s)

t : Le temps écoulé dans la sédimentation des particules ;

H_r : Profondeur effective du centre de poussé du densimètre, déterminé à partir de la lecture R et les caractéristiques géométriques du densimètre, cette profondeur est déterminée par la formule suivante :

$$H_r = H_0 - (R + C_m) \cdot d \quad (3.5)$$

Avec :

H_0 : La profondeur du centre de poussée à la graduation 1000 du densimètre ;

d : La distance séparant deux graduations successives ;

$$H_0 = H_1 + \frac{1}{2} \left(h - \frac{V}{A} \right) \quad (3.6)$$

Où :

h : Hauteur du bulbe ;

V/A : Rapport entre le volume du densimètre et la section de l'éprouvette d'un litre pour les lectures au-delà de 2minutes :

$$H_0 = H_1 + \frac{1}{2} \left(h - \frac{V}{A} \right) \quad (\text{avec: } V \neq 0) \quad (3.7)$$

Pour les trois premières lectures :

$$H_0 = H_1 + \frac{H}{2} \quad ; \quad (V \neq 0) \quad (3.8)$$

Ceci nous permet de calculer les valeurs caractéristiques (H_0 , H_r) d'un densimètre ne possédant pas de nomogramme le tableau 3-4 résume les valeurs de H_r et les résultats de l'analyse par sédimentation pour l'argile :

Tableau 3-4 : Résultats de l'analyse par sédimentation de l'argile :

temps de lecture	lecture	température	facteur	profondeur effective Hr	D en (mm)	pourcentage corrigé
15"	12.7	26°	1.26	13.96	0.08	100
30"	12	26°	1.26	13.26	0.056	94.99
1'	11.3	26°	1.26	12.56	0.04	89.97
2'	10.8	26°	1.26	12.06	0.028	86.4
5'	9.9	26°	1.26	11.16	0.018	79.95
10'	9.5	26°	1.26	10.76	0.012	77.08s
20'	9	26°	1.26	10.26	0.009	73.5
40'	8	26°	1.26	9.26	0.006	66.34
80'	6.9	26°	1.26	8.16	0.004	58.46
4h	5.5	26°	1.26	6.76	0.0028	48.43
24h	4.5	26°	1.26	5.76	0.0001	41.27

Le tableau 3-5 donne les pourcentages en poids des particules des différents diamètres (<0.080mm), par rapport à l'échantillon soumis à l'analyse par sédimentation :

Tableau 3-5 : Résultats de l'analyse par sédimentation des sols d'essais :

Diamètre équivalent en mm	Les pourcentages en poids cumulés (≤ 0.08 mm)					
	S1	S2	S3	S4	S5	S6
0.080	5.20	10.20	15.13	20.10	25.50	30.38
0.056	4.84	9.97	14.25	18.17	23.04	27.63
0.040	4.14	9.67	13.17	17.88	22.28	26.49
0.028	3.74	8.70	12.31	16.54	20.95	24.65
0.018	3.38	7.79	11.12	14.76	18.49	21.67
0.012	3.30	7.34	10.36	13.87	17.54	21.22
0.009	2.83	7.12	10.03	13.43	17.16	20.76
0.006	2.47	6.82	9.38	12.98	16.41	19.38
0.004	2.28	6.29	8.95	12.24	15.65	17.78
0.0028	1.92	5.54	7.87	9.87	12.24	14.34
0.0001	1.63	4.03	5.70	7.50	8.07	9.53

3-4-1-3 Le tracé des courbes granulométriques des sols d'essais :

D'après les résultats obtenus suite à l'analyse granulométriques et l'analyse par sédimentation, nous avons tracé les courbes granulométriques des sols d'essais, la figure 3-4 illustre ces courbes :

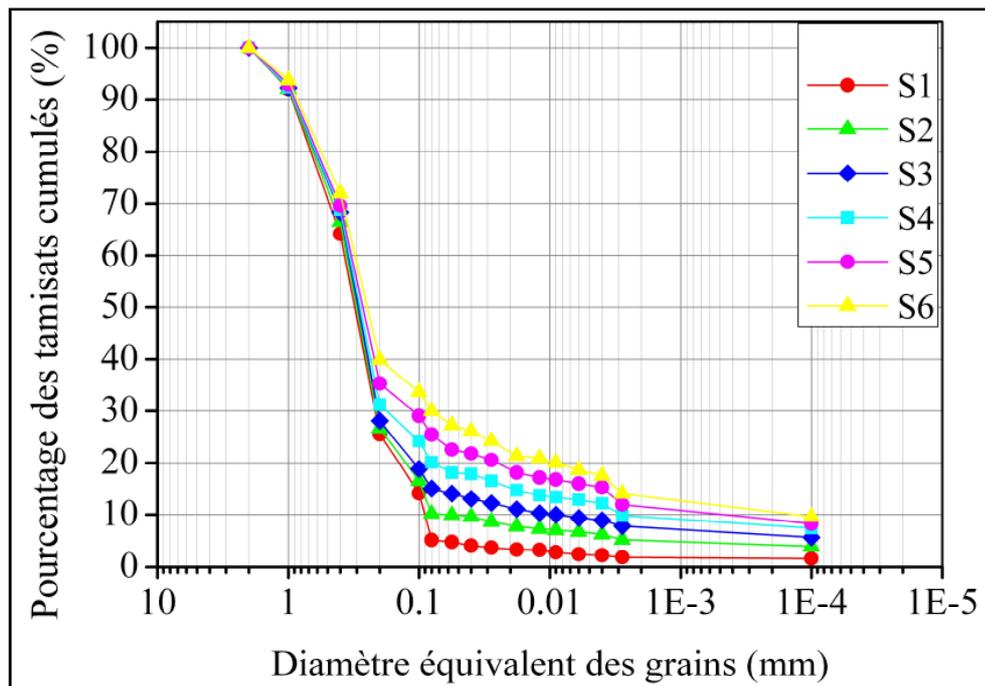


Figure 3-4 : Courbes granulométriques des sols étudiés.

3-4-2 Les limites d'Atterberg :

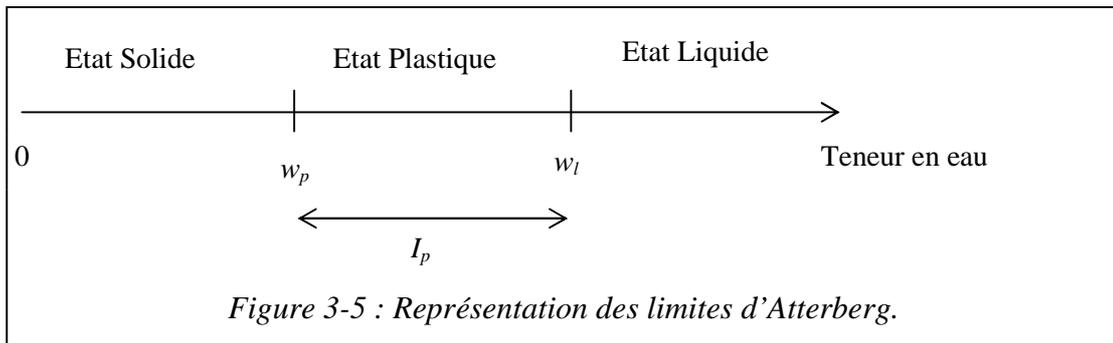
Les limites d'Atterberg ce sont des Teneurs en eau pondérales correspondant à des états particuliers d'un sol.

3-4-2-1 Principes de détermination des limites d'Atterberg (NF P 94-051\ 1993):

L'essai s'effectue en deux phases :

- Recherche de la teneur en eau w_L pour laquelle une rainure de dimension normalisée, pratiquée dans le sol disposé dans la coupelle de Casagrande, se ferme sous l'action de 25 chocs appliqués de manière normalisée.

- Recherche de la teneur en eau w_p pour laquelle un cylindre de sol de diamètre 3mm, confectionné manuellement, se fissure lorsqu'on le soulève.



3-4-2-2 Équipements nécessaires pour la détermination de la limite de liquidité « w_L »:

- 1- Appareil de Casagrande : coupelle métallique, qui tombe de 10mm sur un bloc en bois bakéliné de dureté bien déterminée (figure : 3-6).

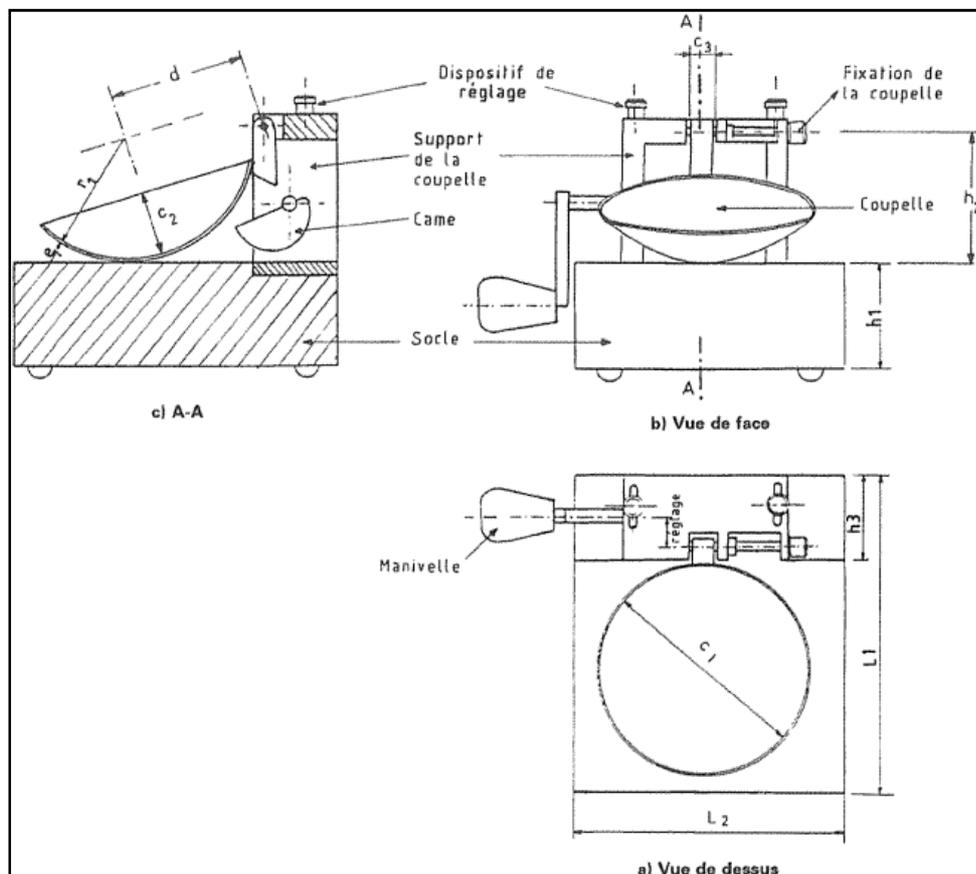


Figure 3-6 : Appareil de Casagrande

- 2- Outil à rainurer : permet de faire dans la moitié placée dans la coupelle, une rainure de forme et dimensions bien définies (figure : 3-7).

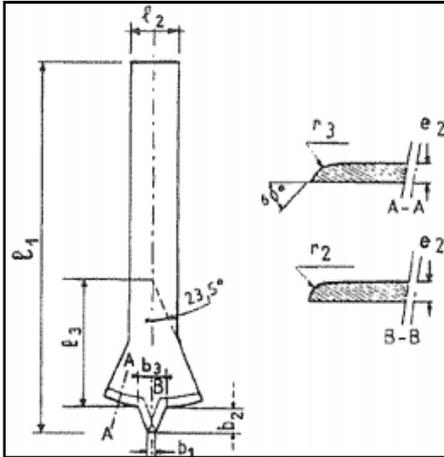


Figure 3-7 : Outil à rainurer.



Figure 3-8 : Appareillage spécifique pour la limite de liquidité.



Figure 3-9 : Réalisation de la rainure.

- 3- Une étuve de dessiccation.
- 4- Une balance.
- 5- Des capsules ou boîtes de pétri, spatule, truelles.

✓ La figure 3-10 montre la détermination de la limite de liquidité :

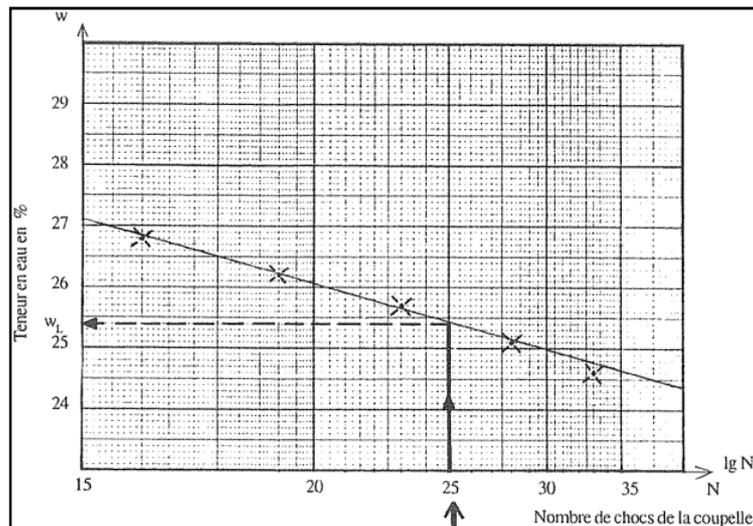


Figure 3-10 : Détermination de limite de liquidité « w_L ».

3-4-2-3 Équipements nécessaires pour la détermination de la limite de plasticité « w_P » :

- 1- Une plaque lisse en marbre ou un matériau équivalent pour le malaxage et la confection des rouleaux de sol.
- 2- Des capsules ou boites de pétri, spatule, truelles.
- 3- Une étuve de dessiccation.
- 4- Une balance.
- 5- Une plaque de verre de 5cm de largeur et de 10.5cm de longueur portant une graduation tous les 1cm et une cale de 0.5cm (figure : 3-11)

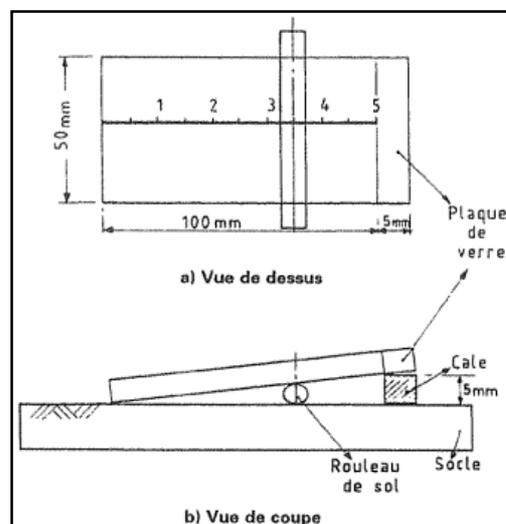


Figure 3-11 : Système d'évaluation du diamètre du rouleau du sol.

- ✓ Les limites d'Atterberg déterminé pour les sols d'essais sont représentées sur le tableau 3-6 :

Tableau 3-6 : Les limites d'Atterberg et l'indice de plasticité des sols d'essais :

Sol	S1	S2	S3	S4	S5	S6
W_L (%)	12.2	13.5	14.2	15.3	15.7	16.2
W_P (%)	7.1	8.5	9.1	10.3	11.0	11.6
I_P	5.1	5.0	5.1	5.0	4.7	4.6

3-4-3 Essai de compactage (Proctor) :

3-4-3-1 Principe de l'essai de compactage (NF P 94-093 \ 1999) :

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

La figure suivante illustre la courbe de Proctor :

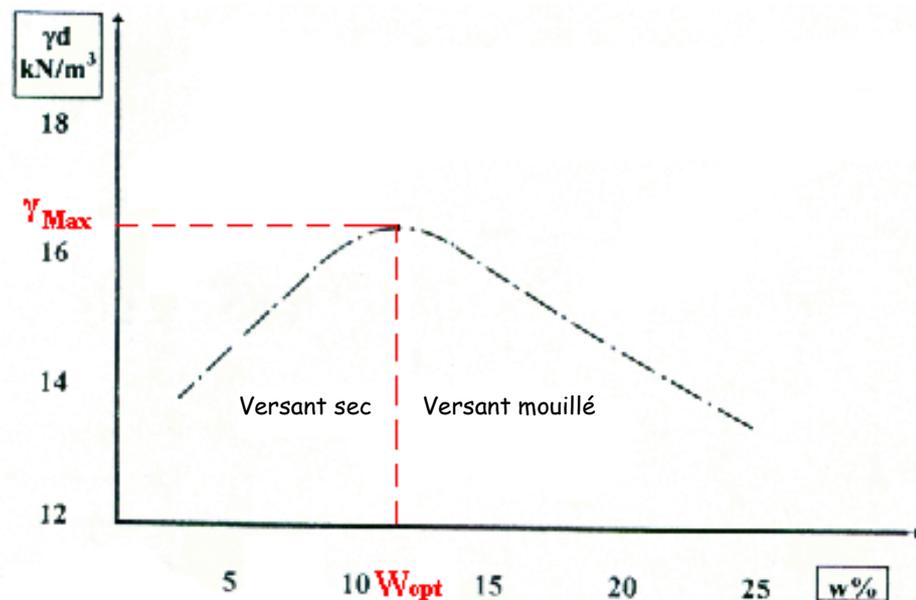


Figure 3-12 : Courbe de Proctor.

3-4-3-2- Appareillage spécifique :

L'appareillage spécifique comporte :

- 1- Un socle de compactage constitué d'un bloc de béton présentant une surface plane horizontale d'au moins 30 cm × 30 cm et une épaisseur d'au moins 30 cm ;
- 2- Le moule Proctor normal constitués d'un corps de moule, d'une embase et d'une rehausse. Le corps de moule peut être monobloc ou fendu. Les formes et les dimensions fonctionnelles de ces éléments doivent être conformes aux indications portées sur la figure 3-13 ;
- 3- Une dame de compactage manuel «dame Proctor normal» constituée d'un mouton cylindrique de 51 mm ± 1 mm de diamètre. Ce mouton coulisse dans un fourreau qui lui autorise une hauteur de chute de 305 mm ±2 mm. La masse de l'équipage mobile est de 2 490 g±2,5g. La forme et autres dimensions fonctionnelles de cette dame doivent être conformes aux indications portées sur la figure 3-13 ;
- 4- Une règle à araser constituée par une lame en acier dont les formes et les dimensions doivent être conformes aux indications portées sur la figure 3-13 :

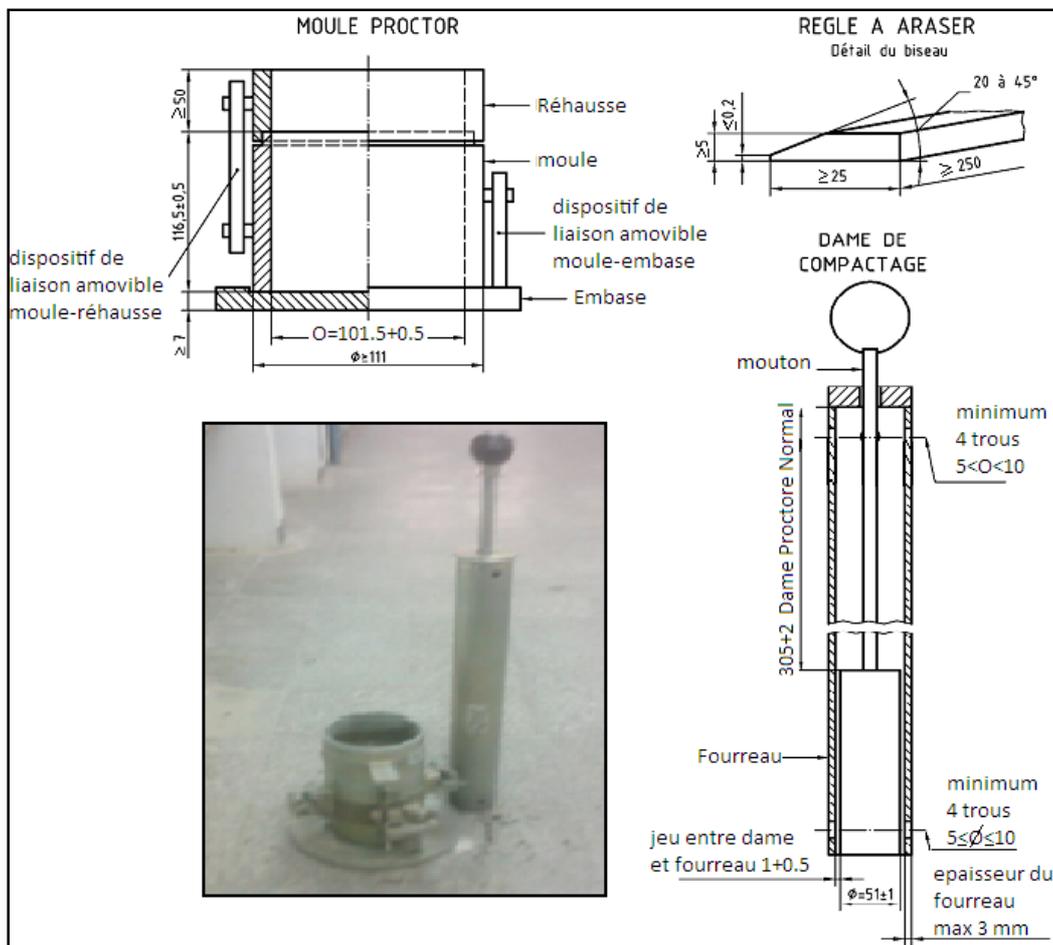


Figure 3-13 : Appareillage spécifique pour essais de compactage (Proctor Normal).

✓ Les résultats de ces tests sont résumés au tableau suivant :

Tableau 3-7 : Les résultats de l'essai de Proctor

Sol S_i	Optimum Proctor w_{opt} en %	Masse volumique sèche maximale γ_{dmax} (KN/m ³)
S1	7.87	1.867
S2	8.07	1.982
S3	8.98	2.083
S4	9.2	2.032
S5	10.64	2.02
S6	10.79	1.989

Tableau 3-8 : Tableau récapitulatif des résultats des essais :

Sol S_i	Optimum Proctor w_{opt} en %	Masse volumique sèche maximale γ_{dmax} (KN/m ³)	Poids volumique des grains γ_s (KN/m ³)	% des grains < 2 μ m
S1	7.87	1.867	2.65	1.9
S2	8.07	1.982	2.65	5.1
S3	8.98	2.083	2.65	7.6
S4	9.2	2.032	2.65	9.7
S5	10.64	2.02	2.65	11.5
S6	10.79	1.989	2.65	13.8

3-5 Essais œdométriques :

L'étude de la déformation des sols où massifs Peut être reproduit au laboratoire grâce à un appareil inventé au début de XX^{ème} siècle (l'œdomètre de Terzaghi).

Cette étude simule les configurations suivantes :

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

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

3-5-1 Description de l'Appareille :

L'œdomètre comporte les éléments suivants :

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

3-5-1-1 la bâti :

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

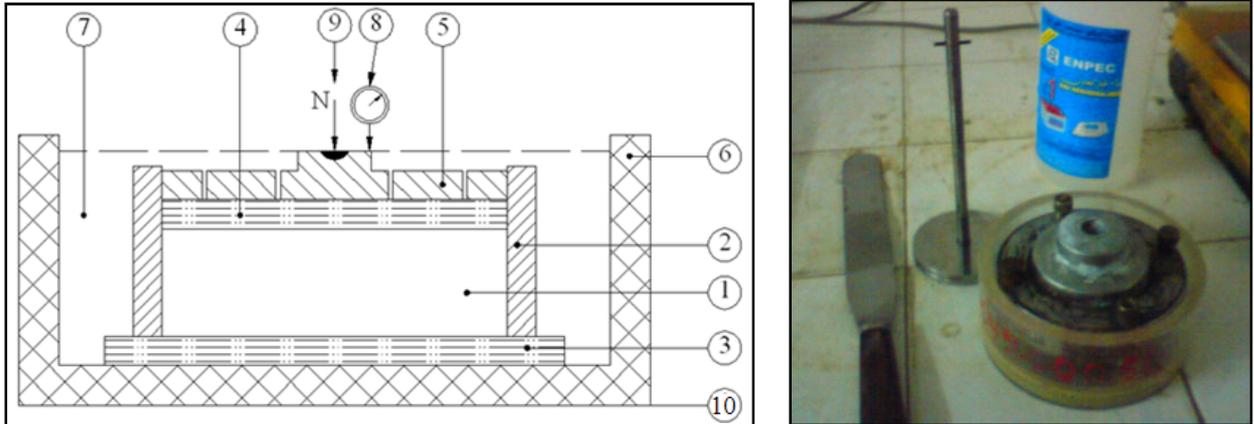
3-5-1-2 Cellule œdométrique :

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

- 1- une bague annulaire rigide contenant l'éprouvette du sol, sa hauteur est 20mm, diamètre intérieur (70mm) ;
- 2- deux pierres poreuses assurent le drainage de l'éprouvette ;
- 3- un piston coulissant à l'intérieur de l'anneau et venant charger l'éprouvette ;

- 4- un réservoir d'eau dans lequel l'ensemble précédent est immergé pour permettre d'effectuer des essais sur des éprouvettes saturées et non saturées.

Une vue de cette cellule est représentée sur la figure 3-14.



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

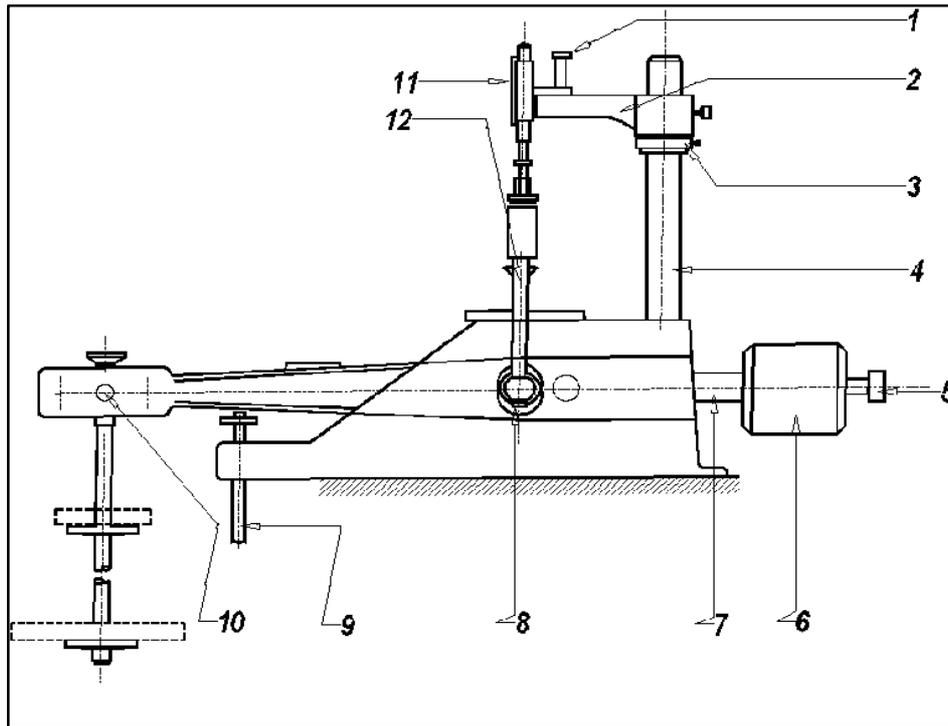
Figure 3-14 : Cellule œdométrique.



Figure 3-15 : La bague annulaire contenant l'échantillon du sol.

3-5-1-3 Système de chargement de l'éprouvette :

Les charges sont appliquées sur le piston au moyen d'un levier dont les deux extrémités portent successivement un contre poids et des poids de chargement pouvant donner des pressions jusqu'à 2000 KPa voir figure 3-16.



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

Figure 3-16 : Schéma d'ensemble de l'œdomètre.



Figure 3-17 : Vue d'ensemble de l'œdomètre « LNHC Batna ».

3-5-2 Appareillage de compactage :

On ce qui concerne le compactage des échantillons de sol pour l'essai œdométrique on utilise un ensemble composé d'une dame de compactage, et une tige équipé d'un disque et un arrêtoir.

La dame coulisse sur la tige qui autorise une hauteur de chute de 15cm (La masse de la dame est de 152g), et tombe sur le disque qui transmette l'énergie de chute de la dame à l'éprouvette du sol (figure 3-18).

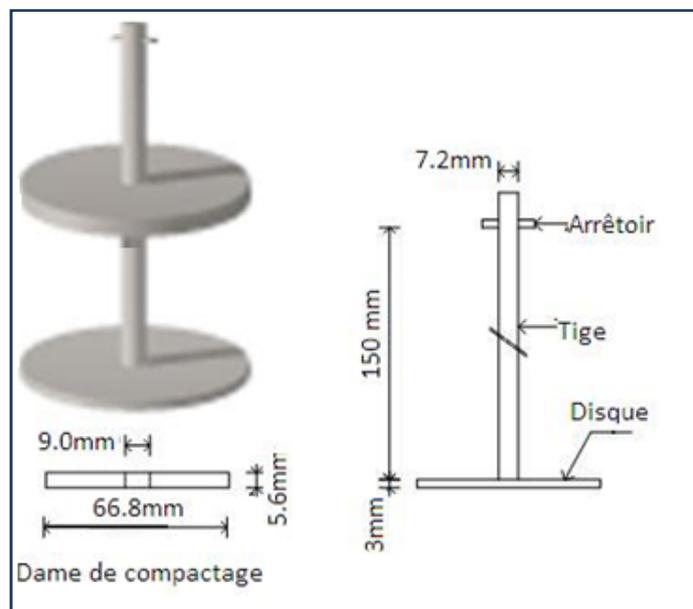


Figure 3-18 : Dame de compactage.

3-5-3 Appareillages d'usage courant :

L'appareillage d'usage courant utilisé dans ces essais comprend essentiellement :

- 1- un comparateur à cadran au 1/1000 mm permettant de mesurer les déplacements verticaux du piston dans l'œdomètre ;
- 2- un chronomètre donnant la seconde ;
- 3- une balance de précision (0.1 gr) ;

3-5-4 Programme des essais à l'œdomètre :

Cette étude expérimentale sur les sols à effondrement brusque est basé principalement sur les essais œdométriques, la variété des sols ainsi que le nombre de paramètres à faire varier d'un test à l'autre nous oblige à élaborer un programme d'essais.

Celui-ci comprend six séries de tests chacune d'elles intéresse un sol donné et comprend dix-huit tests (neuf essais sur des échantillons secs et neuf essais sur des échantillons saturés) qui se différencient par la teneur en eau initiale (w_0) et l'énergie de compactage (E_c). Le tableau 3-9 résume le programme complet des essais à l'œdomètre :

Tableau 3-9 : Programme des essais œdométriques :

N° de la série de tests	Énergie de compactage E_c	Teneur en eau initiale w_0 (%)	Nombre total des tests
1, 2, 3, 4, 5, 6	20 coups	2	108
		4	
		6	
	40 coups	2	
		4	
		6	
	60 coups	2	
		4	
		6	

3-5-5 Procédure des tests œdométriques :

3-5-5-1 Préparation des sols :

Cette étape comporte les opérations suivantes :

- 1- Pour un sol donné, on pèse les quantités de sable et argile selon les portions indiquées au paragraphe 3-3-1-3 (constitution des sols d'essais).
- 2- On mélange les deux matériaux à sec jusqu'à ce que le sol devienne homogène.
- 3- On ajoute une quantité d'eau distillée à ce sol afin d'obtenir la teneur en eau désirée w_0 et qui peut être déterminé par la formule :

$$w_0 = \frac{\text{masse d'eau}}{\text{masse du sol sec}} \quad (3.9)$$

- 4- On malaxe l'ensemble sol et eau dans un mortier en porcelaine jusqu'à l'homogénéisation complète.

3-5-5-2 Mise en place de l'échantillon dans la bague annulaire et compactage :

On place le sol préparé à l'intérieur de deux bagues annulaires (pour l'obtention de deux éprouvettes), puis on procède au compactage dynamique (E_c) suivant programme (tableau3-9).

La hauteur initiale h_0 des deux éprouvettes de sol compacté est égale à celle de la bague, c'est-à-dire ($h_0 = 20\text{mm}$) pour l'ensemble des essais.

En effet, lors de compactage du sol cette bague a été surmontée d'une hausse métallique de même diamètre intérieur et qui permettra d'obtenir une éprouvette de hauteur légèrement supérieur à 20mm. Le surplus de hauteur étant arasé avec une grande précaution à l'aide d'une lame rigide pour ne pas remanier le sol se trouvant dans la bague.

La figure 3-19 montre les étapes de compactage et la mise de la bague annulaire dans la cellule œdométrique :



1- Compactage.



2- Mise en place dans la cellule œdométrique.

Figure 3-19 : Compactage et mise en place du sol dans la cellule œdométrique.

- ✓ Quelques caractéristiques initiales des éprouvettes peuvent être déterminées de la façon suivante :

- La masse volumique du sol humide : $\gamma_h = M/V$ (3.10)

Où :

M est la masse de l'éprouvette du sol, V son volume.

- La masse volumique du sol sec : $\gamma_d = \gamma_h / (1 + w_0)$ (3.11)

- L'indice des vides initial : $e_0 = (\gamma_s / \gamma_d) - 1$ (3.12)

Où γ_s est la masse volumique des grains solides.

La procédure que nous avons utilisée, pour compacter les sols est une consolidation dynamique. Elle consiste à laisser tomber en chute libre une masse M (ou mouton) sur une hauteur constante H cette masse coulisse librement sur une tige verticale et vient percuter un disque, lui-même compactant l'échantillon du sol.

L'énergie de compactage total mise en jeu pour une éprouvette, étant le travail de la masse M sur une hauteur H et s'exprime par la relation :

$$E_c = M \cdot g \cdot H \cdot N \quad (3.13)$$

Où :

N : le nombre de chocs de la masse M sur le disque pour le sol.

g : l'accélération de la pesanteur.

Tableau 3-10 : Correspondance entre le nombre de chocs de la dame de compactage et l'énergie de compactage.

Hauteur de chute H en (m)	Masse M en (kg)	Nombre de chocs de la masse « N »	Énergie de compactage E _c en (k joule)
0.15	0.152	10	2.28. 10 ⁻³

3-5-5-3 Mise en charge de l'œdomètre d'après la procédure de Jennings et Knight (1975) :

Une fois les deux bague contenant les éprouvettes de sol est montée dans leurs cellules, ces dernières sont mise en place sur leurs bâti de chargement de l'œdomètre.

Un des échantillons est saturé à l'eau, l'autre est gardé à sa teneur en eau naturelle, Les charges sont appliquées par palier de 24 heures et chaque incrément est le double de l'incrément précédent, les tassements respectifs sont relevé sur le comparateur.

Les deux tests œdométriques sont poursuivis à leurs chargements maximaux.



Figure 3-20 : Mise en place de la cellule œdométrique dans le bâti.

3-5-6 fin du teste œdométrique :

Après déchargement de l'éprouvette de sol, la cellule est nettoyée à l'eau puis séchée pour pouvoir entamer un autre test œdométrique du programme.

Tableau 3-11 : Exemple de calcul de l'indice de vide « e » dans l'essai œdométrique :

Pression (Bars)	Lecture comparateur	ΔH (mm)	$H1 = (20 - \Delta H) / 10$ (cm)	$H_s = M_s / (\gamma_s * S)$	$e = (H_2 - H_s) / H_s$
0.015	1000	0	2	1.144	0.747
0.25	1086	0.172	1.9828	1.144	0.734
0.5	1125	0.25	1.975	1.144	0.727
1	1165	0.33	1.967	1.144	0.720
2	1205	0.41	1.959	1.144	0.713
4	1249	0.498	1.9502	1.144	0.705
6	1281	0.562	1.9438	1.144	0.700
8	1310	0.62	1.938	1.144	0.695
10	1340	0.68	1.932	1.144	0.689

CHAPITRE IV : RÉSULTATS DES ESSAIS A L'ŒDOMETRE ET ANALYSE**4-1 Introduction :**

Après avoir finalisé le programme d'essais présenté dans le chapitre III, dans un premier temps le présente chapitre est consacré à l'illustration des résultats des différentes essais ; dans un second temps, une étude paramétrique basé sur l'influence de la granulométrie, la contrainte verticale σ_v , l'indice des vides initiale e_0 , la teneur en eau initiale w_0 sera présenté.

4-2 les limitations de cette étude :

Au cours de l'étude expérimentale on à rencontré plusieurs problèmes qui sont résumés dans ce qui suite :

- ✓ Manque du matériel au niveau du laboratoire de l'université, et l'occupation de celle-ci au niveau de L.N.H.C Batna.
- ✓ Les sols d'essais sont artificiels, alors qu'il existe dans la nature une grande variété de structures de sols affaissables où il est très difficile de les préparer artificiellement au laboratoire. Donc il est souhaitable de confirmer cette étude par des essais sur des échantillons se sol naturels (intacte et non remaniés).
- ✓ Dans la préparation de sols d'essais, un seul type d'argile à été utilisé.
- ✓ Il est pratiquement impossible de métriser parfaitement les caractéristiques des sols étudier vue de :
 - ✓ la prise de l'échantillon pendant le malaxage ;
 - ✓ la précision de l'appareillage utilisé dans l'expérimentation.

4-3 Résultats des tests œdométriques :

Les courbes œdométriques ($e, \log \sigma$) sont tracées sur les figures (4-01 jusqu'à 4-54). Celle-ci nous permet de calculer les potentiels de collapse (C_p) pour chaque essai qui donner par la relation suivante :

$$C_p = \left[\frac{\Delta e}{(1 + e_0)} \right] \cdot 100 \quad (4.1)$$

Où :

C_p : potentiel de collapse (%).

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

e_0 : indice des vides initial de l'échantillon.

Les paramètres initiaux du sol qui caractérisent chaque essai peuvent être déterminés à priori (paragraphe 3-5-5-2), ces derniers, sont mentionnés dans le tableau 4-1 avec le potentiel de collapse C_p qui lui correspond.

4-4 Interprétation des courbes double œdomètre pour les différents sols d'essais :

On se basant sur le tableau 4-1 (résultats des essais œdométriques), et le tableau 2-1 (Classement des sols affaissables d'après Jennings et Knight -1975-), et Pour les différentes contraintes verticales « σ_v », teneur en eau initial w_0 , ainsi que les différentes énergies de compactage « E_c », les potentiels de collapse « C_p » varient comme suite :

✓ Sol « S1 » :

On remarque que pour une énergie de compactage $E_c=60$ coups, le potentiel de collapse C_p est inférieur à 1% donc le sol n'est pas affaissable (tableau 2-1),

Pour $E_c=40$ coups le potentiel de collapse est inférieur à 1% pour une teneur en eau $w_0=4\%$ et 6% (sol non affaissable), et affaissable pour $w_0=2\%$ ($C_p=1.102\%$, sol trouble moyenne),

Mais pour une énergie de compactage $E_c=20$ coups le sol est affaissable (trouble moyenne) pour une teneur en eau $w_0=2\%$ et 4% , et non affaissable pour $w_0=6\%$ ($C_p=0.997$).

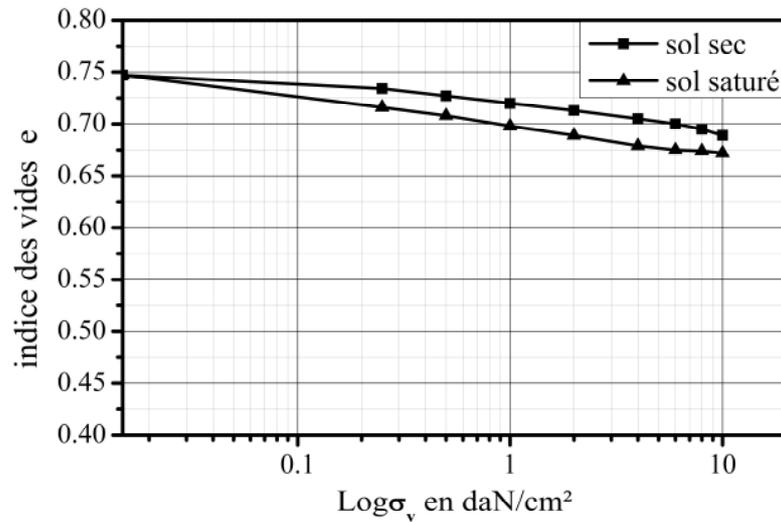


Figure 4-1 : Courbe double œdomètre pour le sol S1 ($E_c=20$ coups, $w=2\%$).

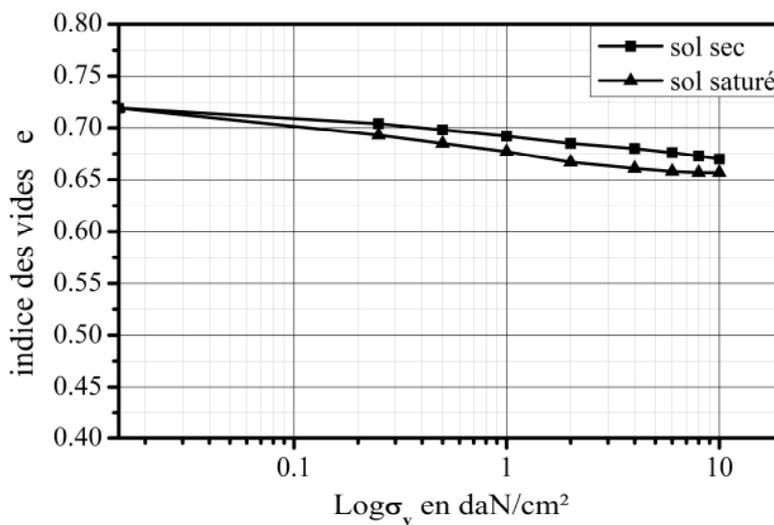


Figure 4-2 : Courbe double œdomètre pour le sol S1 ($E_c=20$ coups, $w=4\%$).

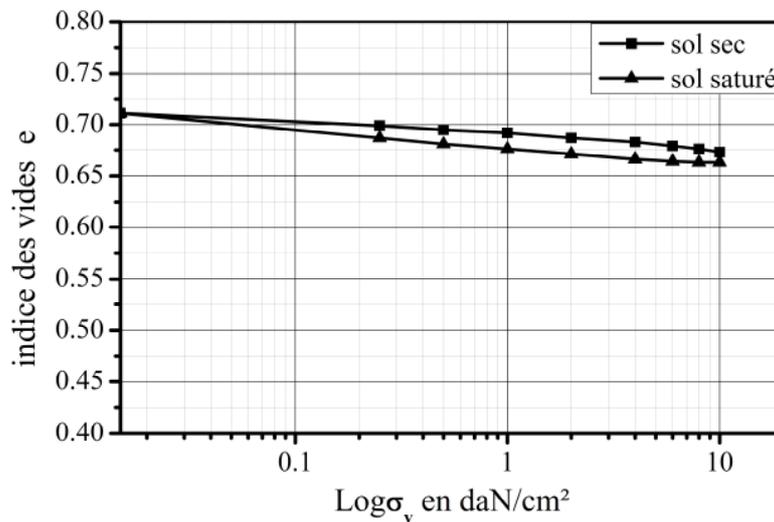


Figure 4-3 : Courbe double œdomètre pour le sol S1 ($E_c=20$ coups, $w=6\%$).

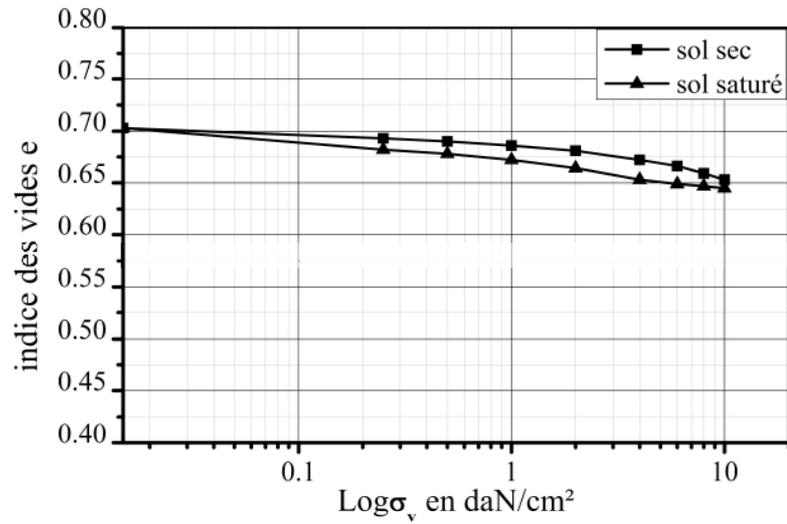


Figure 4-4 : Courbe double œdomètre pour le sol S1 ($E_c=40cousps$, $w=2\%$).

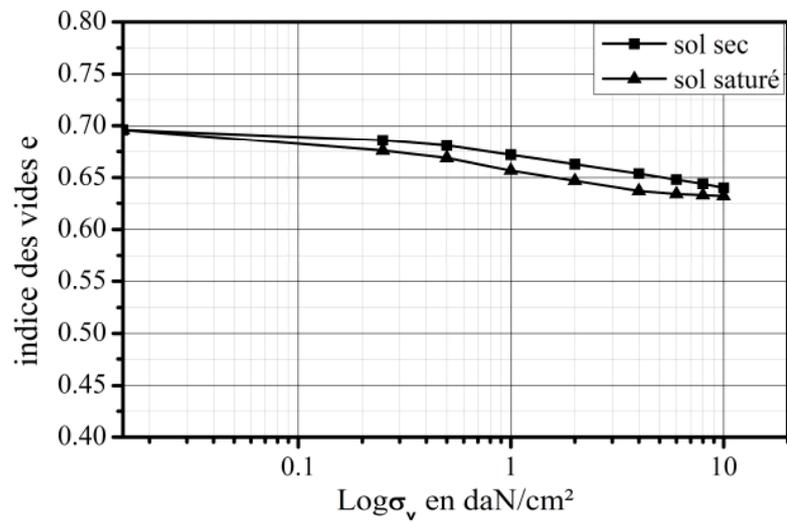


Figure 4-5 : Courbe double œdomètre pour le sol S1 ($E_c =40cousps$, $w=4\%$).

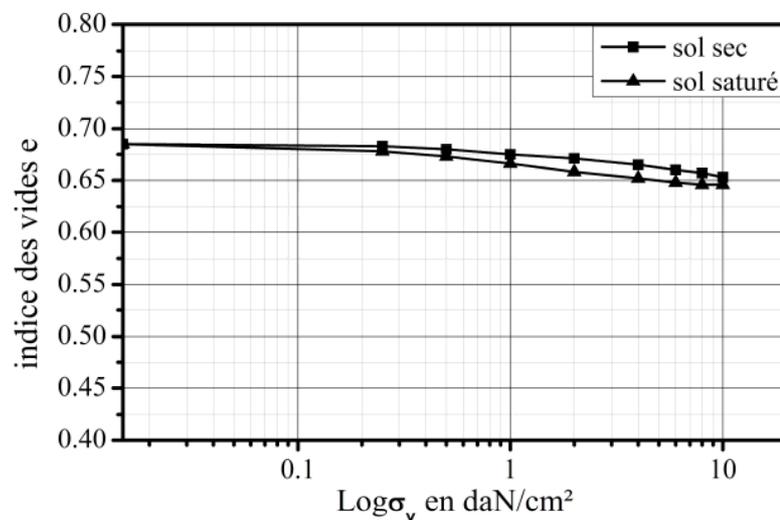


Figure 4-6 : Courbe double œdomètre pour le sol S1 ($E_c =40cousps$, $w=6\%$).

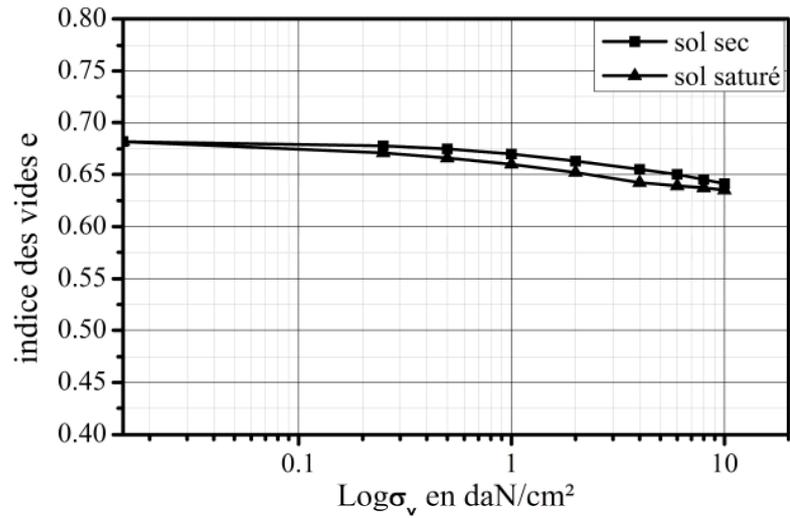


Figure 4-7 : Courbe double œdomètre pour le sol S1 ($E_c = 60$ coups, $w = 2\%$).

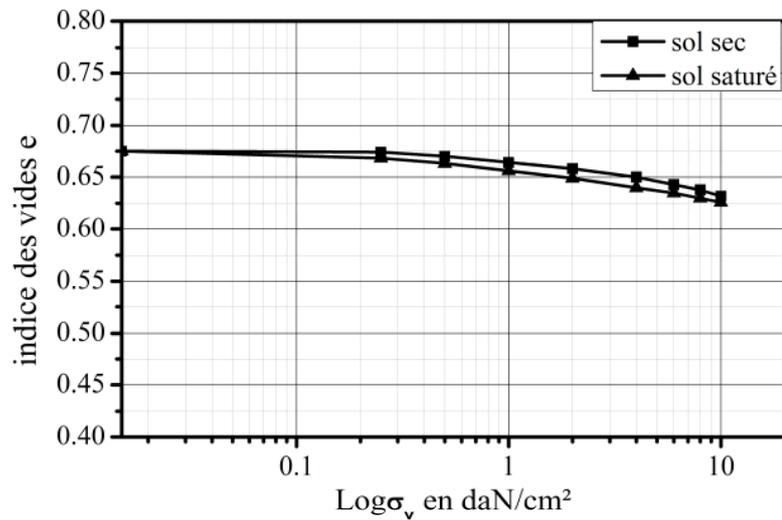


Figure 4-8 : Courbe double œdomètre pour le sol S1 ($E_c = 60$ coups, $w = 4\%$).

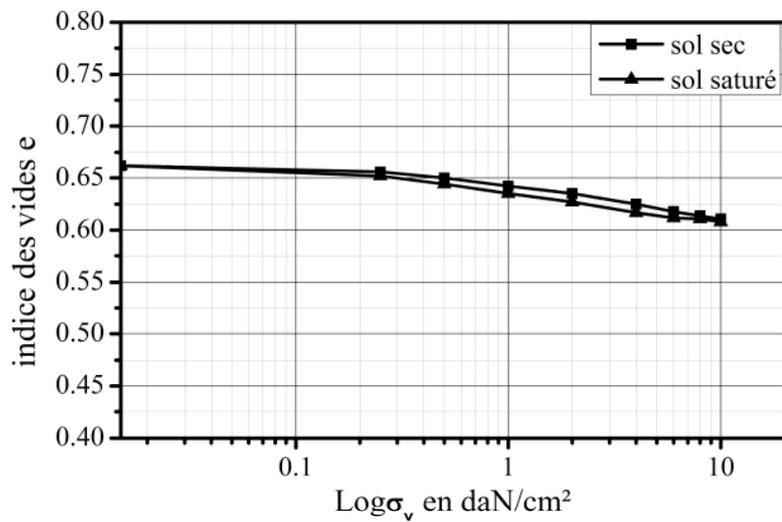


Figure 4-9 : Courbe double œdomètre pour le sol S1 ($E_c = 60$ coups, $w = 6\%$).

✓ Sol « S2 » :

On remarque que pour ce sol « S2 » le potentiel de collapse C_p varie de 1.204% jusqu'à 4.003%, donc pour les différentes énergies de compactage E_c et quelque soit la teneur en eau initial w_0 ce sol est affaissable, et leur classement d'après Jennings et Knight (1975) est un sol trouble moyenne.

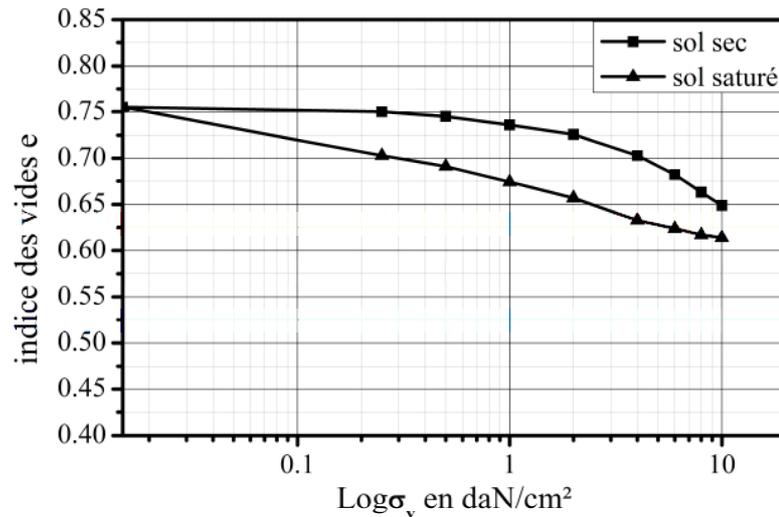


Figure 4-10 : Courbe double œdomètre pour le sol S2 ($E_c=20$ coups, $w=2\%$).

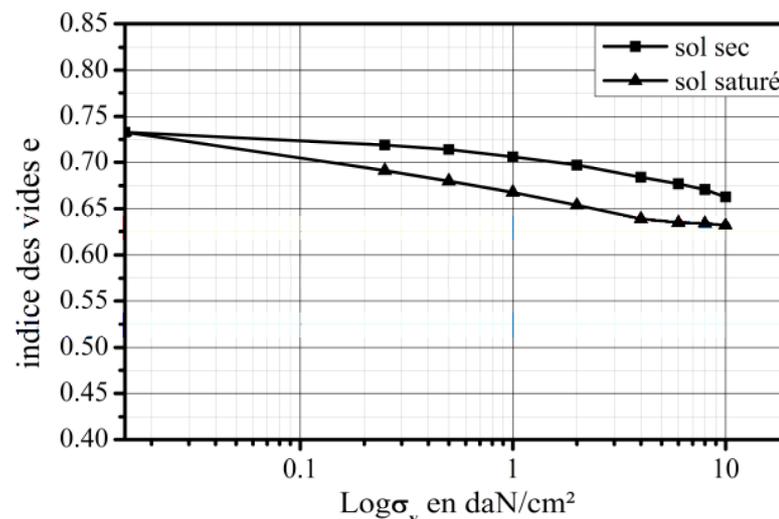


Figure 4-11 : Courbe double œdomètre pour le sol S2 ($E_c=20$ coups, $w=4\%$).

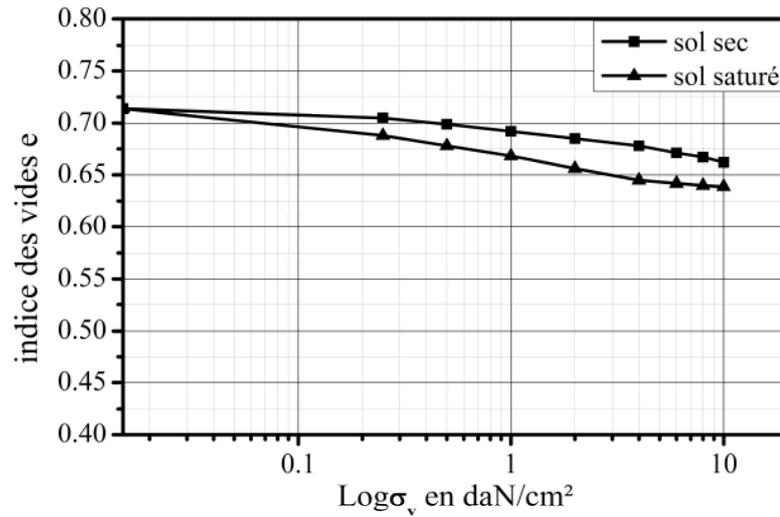


Figure 4-12 : Courbe double œdomètre pour le sol S2 ($E_c=20$ coups, $w=6\%$).

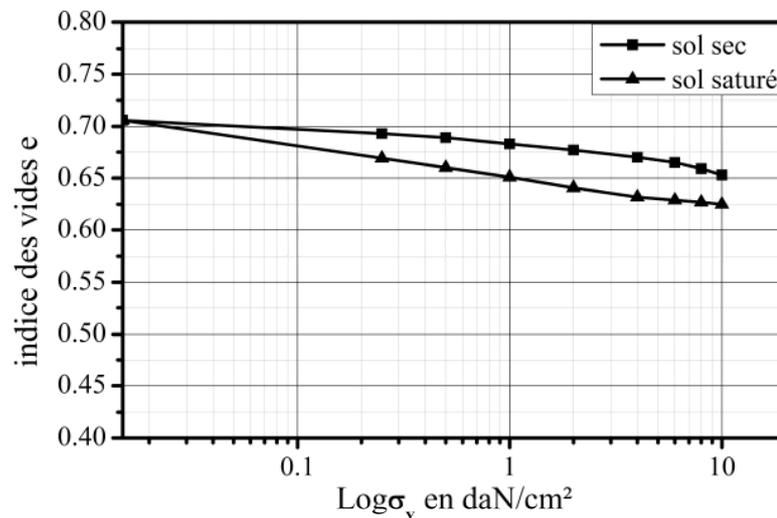


Figure 4-13 : Courbe double œdomètre pour le sol S2 ($E_c=40$ coups, $w=2\%$).

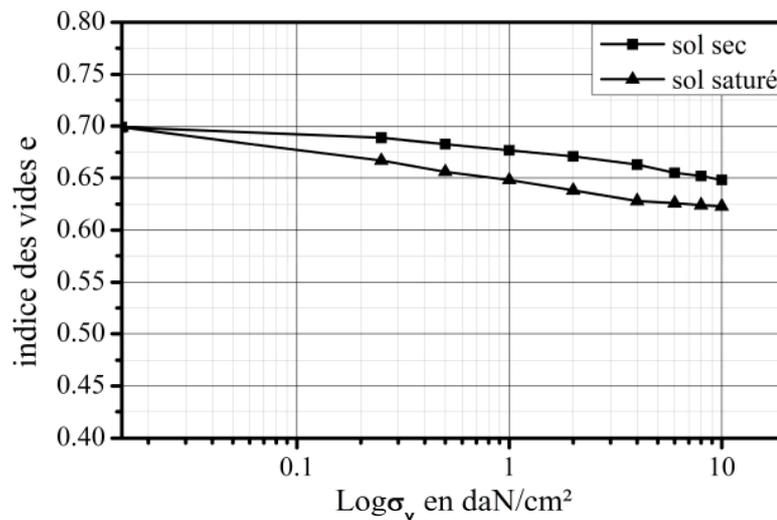


Figure 4-14 : Courbe double œdomètre pour le sol S2 ($E_c=40$ coups, $w=4\%$).

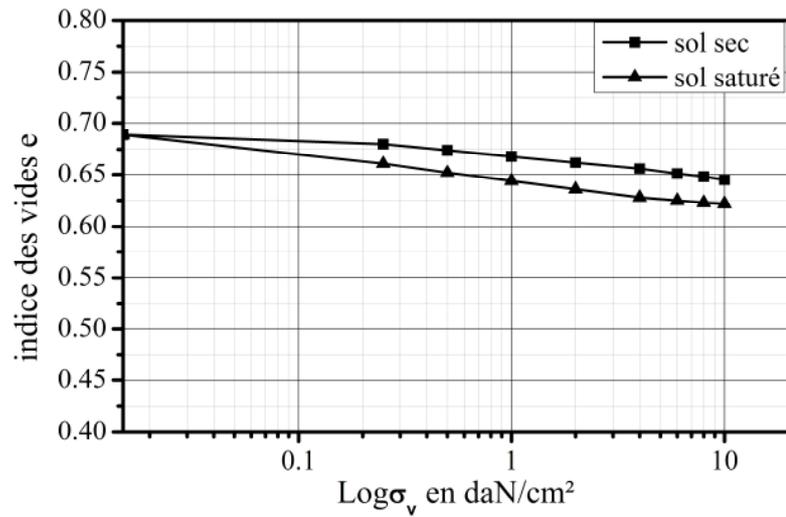


Figure 4-15 : Courbe double œdomètre pour le sol S2 ($E_c = 40$ coups, $w=6\%$).

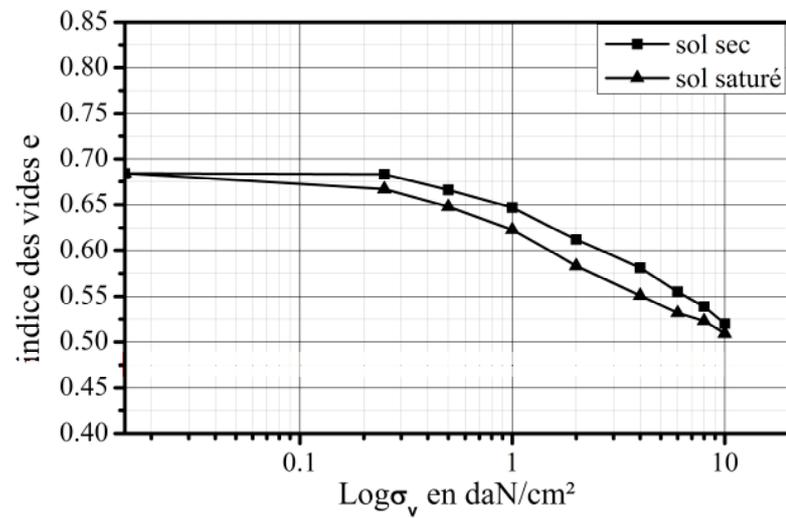


Figure 4-16 : Courbe double œdomètre pour le sol S2 ($E_c = 60$ coups, $w=2\%$).

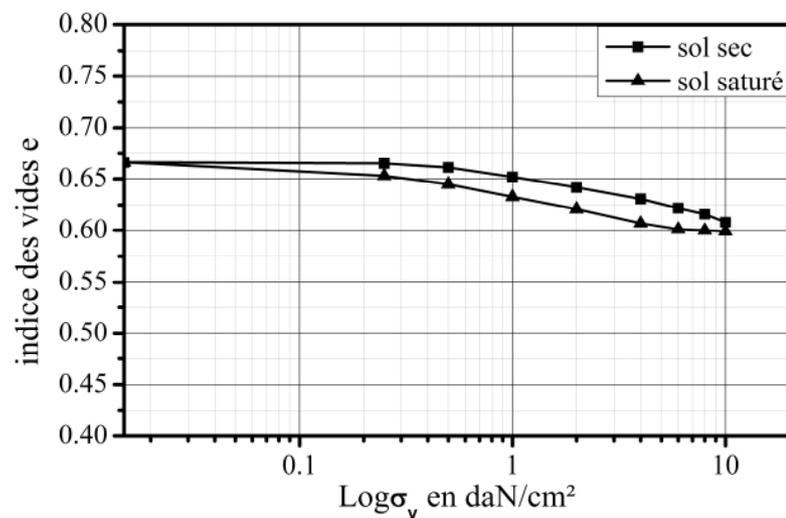


Figure 4-17 : Courbe double œdomètre pour le sol S2 ($E_c = 60$ coups, $w=4\%$).

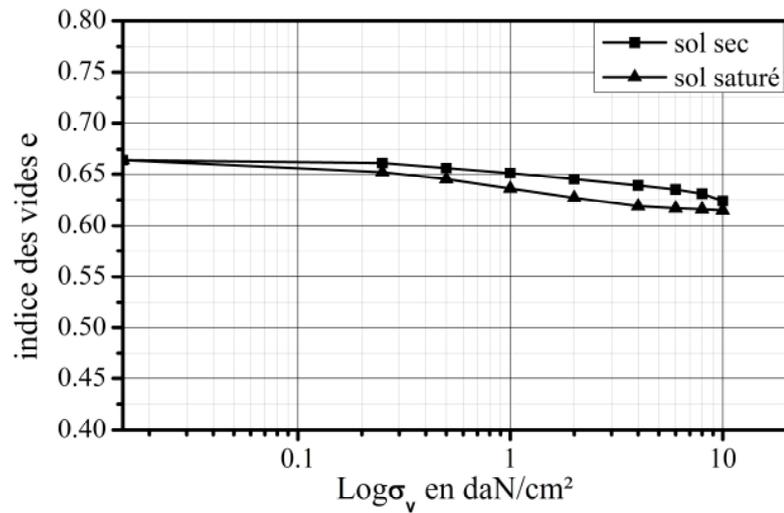


Figure 4-18 : Courbe double œdomètre pour le sol S2 ($E_c = 60$ coups, $w = 6\%$).

✓ Sol « S3 » :

On remarque que pour le sol « S3 » le potentiel de collapse C_p est varié de 1.054% à 4.789% pour les énergies de compactage $E_c = 40$ et 60 coups, donc ce sol est trouble moyenne pour ces deux énergie de compactages.

Mais pour une énergie de compactage $E_c = 20$ coups et une teneur en eau $w_0 = 2\%$ le potentiel de collapse $C_p = 6.026\%$ qui est compris entre 5% et 10% donc le sol est classée trouble, par contre pour $w_0 = 4\%$ et 6% le potentiel diminue et le sol classée trouble moyenne.

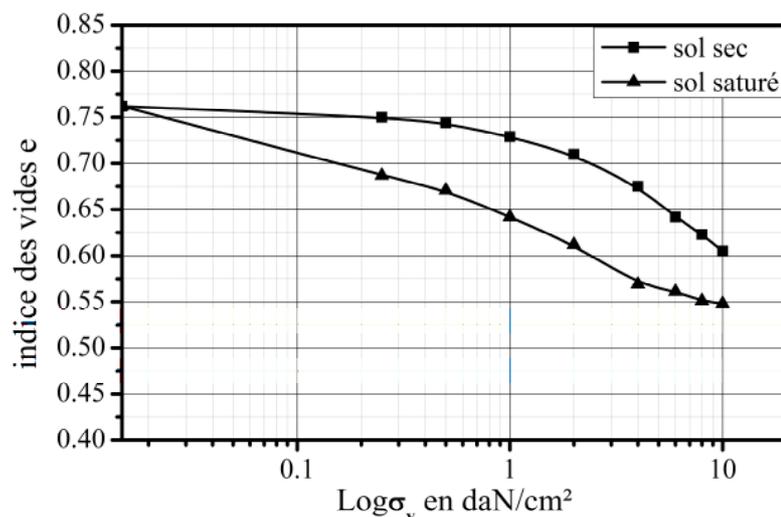


Figure 4-19 : Courbe double œdomètre pour le sol S3 ($E_c = 20$ coups, $w = 2\%$).

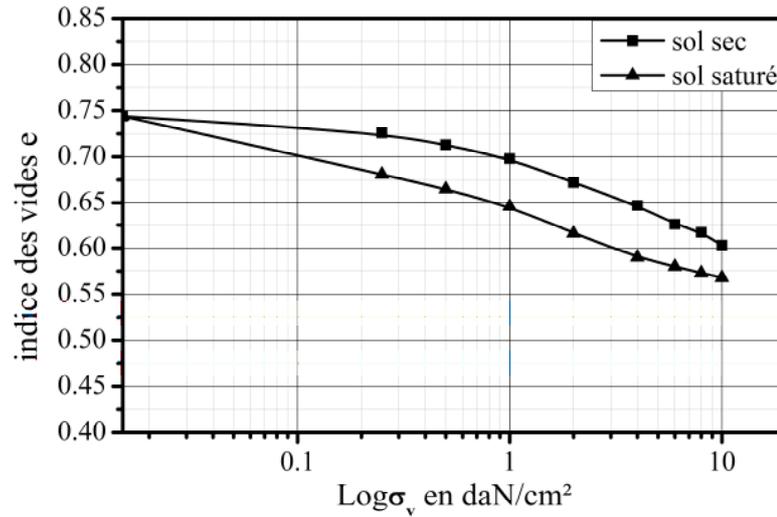


Figure 4-20 : Courbe œdomètre pour le sol S3 ($E_c = 20$ coups, $w = 4\%$).

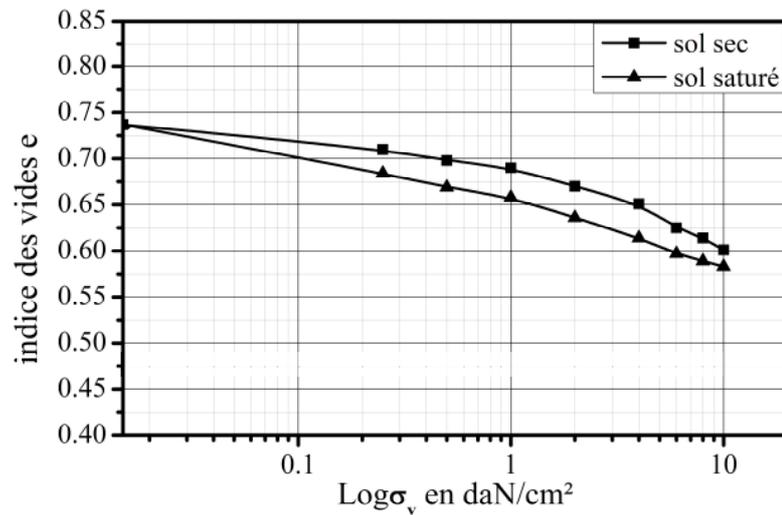


Figure 4-21 : Courbe double œdomètre pour le sol S3 ($E_c = 20$ coups, $w = 6\%$).

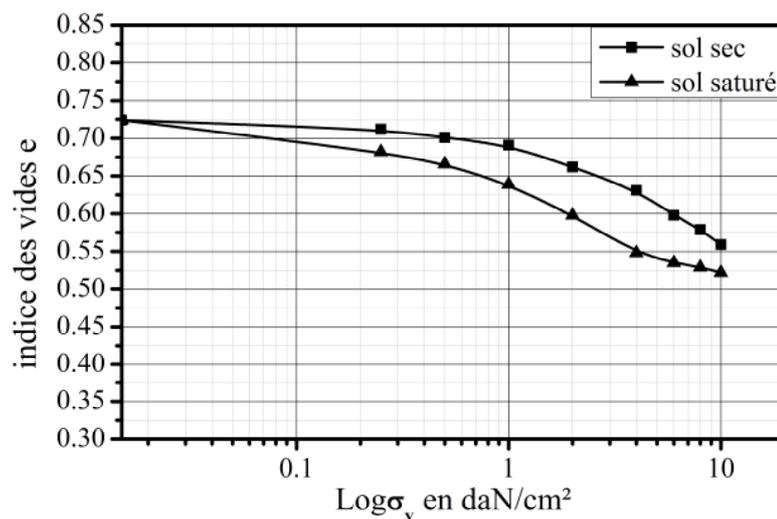


Figure 4-22 : Courbe double œdomètre pour le sol S3 ($E_c = 40$ coups, $w = 2\%$).

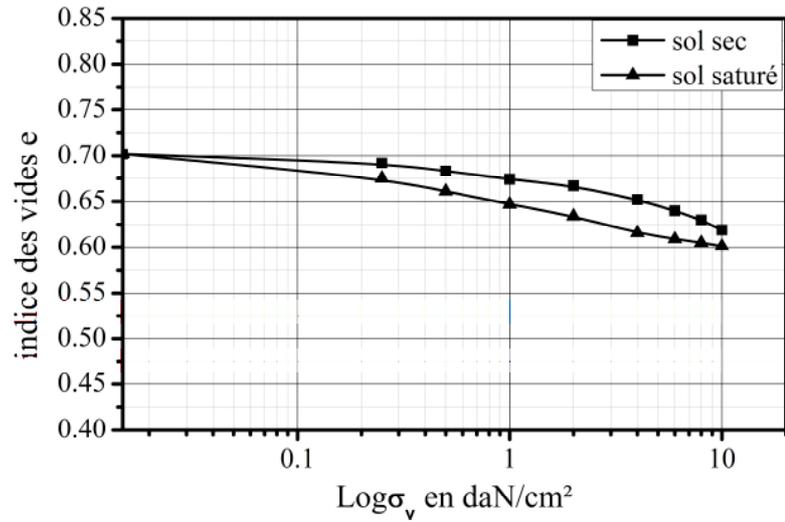


Figure 4-23 : Courbe double œdomètre pour le sol S3 ($E_c = 40$ coups, $w=4\%$).

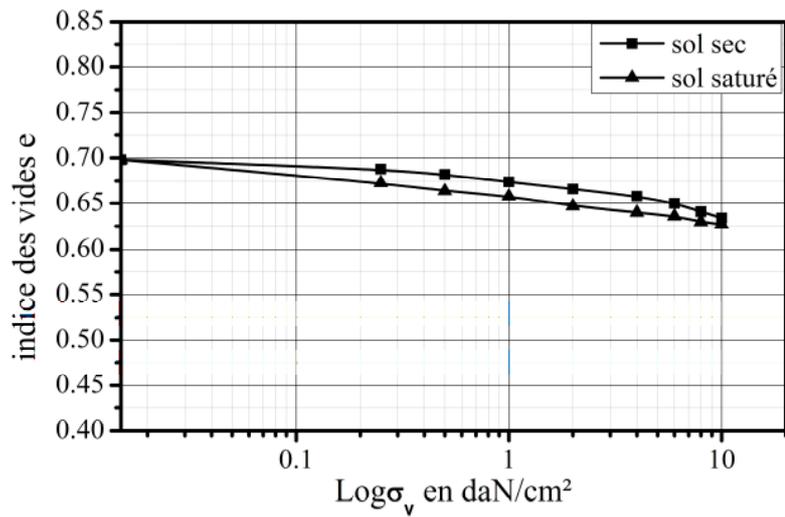


Figure 4-24 : Courbe double œdomètre pour le sol S3 ($E_c = 40$ coups, $w=6\%$).

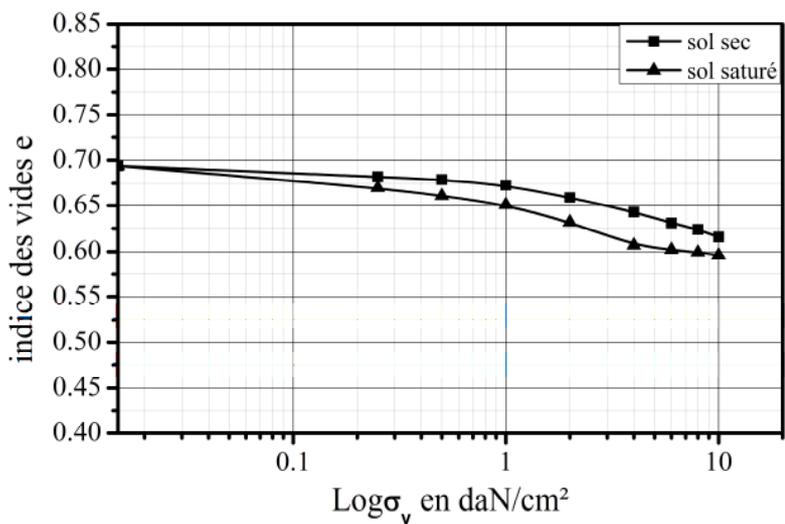


Figure 4-25 : Courbe double œdomètre pour le sol S3 ($E_c = 60$ coups, $w=2\%$).

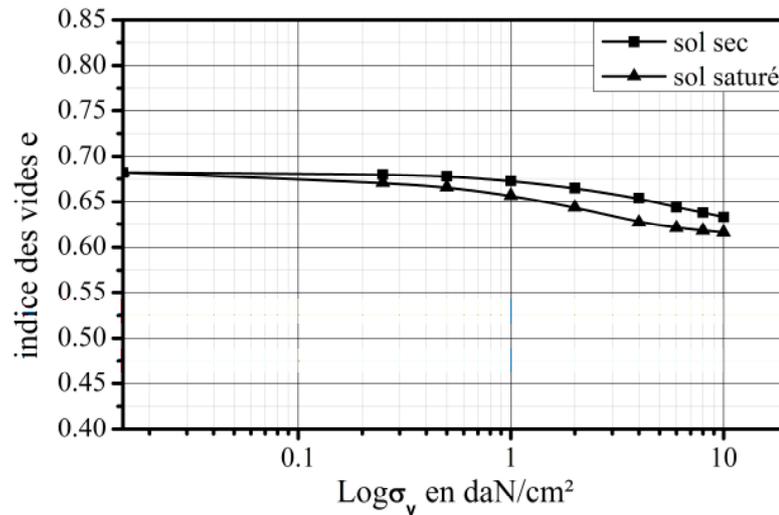


Figure 4-26 : Courbe double œdomètre pour le sol S3 ($E_c = 60$ coups, $w = 4\%$).

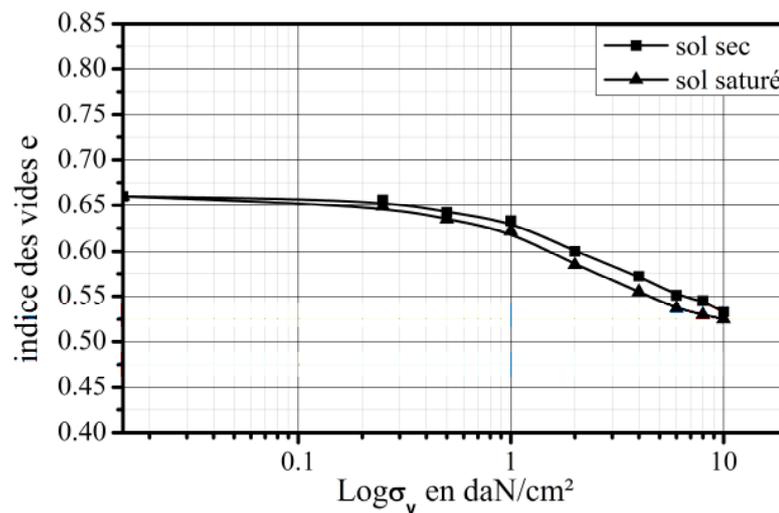


Figure 4-27 : Courbe double œdomètre pour le sol S3 ($E_c = 60$ coups, $w = 6\%$).

✓ Sol « S4 » :

On remarque que pour une énergie de compactage $E_c = 60$ coups le sol est trouble moyenne par ce que le C_p est compris entre 1% et 5%.

Pour $E_c = 40$ coups le sol est classé trouble moyenne pour $w_0 = 4\%$ et 6% ($C_p = 2.054\%$ et 4.074 respectivement), mais pour $w_0 = 2\%$ le sol est classé trouble ($C_p = 9.016\%$).

Mais pour $E_c = 20$ coups le sol est classé trouble moyenne pour $w_0 = 6\%$ ($C_p = 3.152\%$), et trouble pour $w_0 = 4\%$ ($C_p = 5.395\%$), et pour $w_0 = 2\%$ le sol est Trouble sévère ($C_p = 10.36\%$).

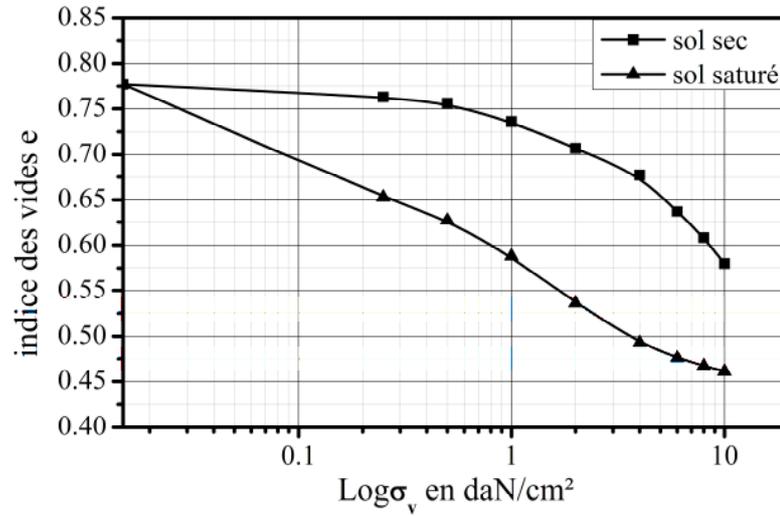


Figure 4-28 : Courbe double œdomètre pour le sol S4 ($E_c = 20cups$, $w=2\%$).

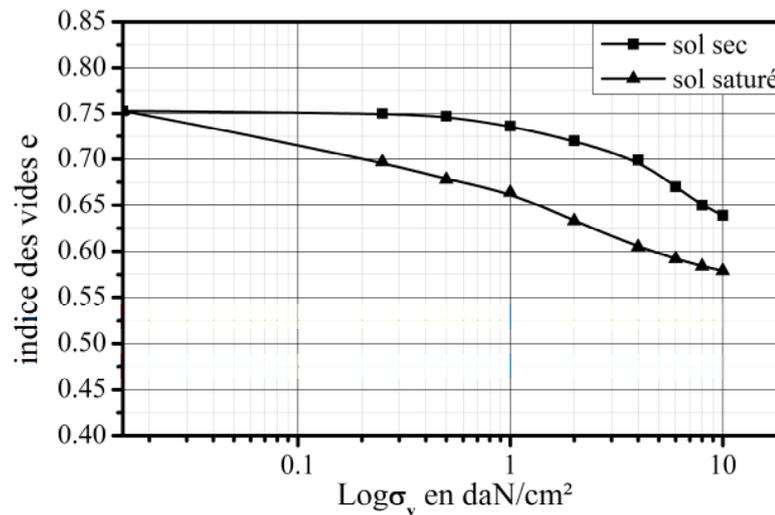


Figure 4-29 : Courbe double œdomètre pour le sol S4 ($E_c = 20cups$, $w=4\%$).

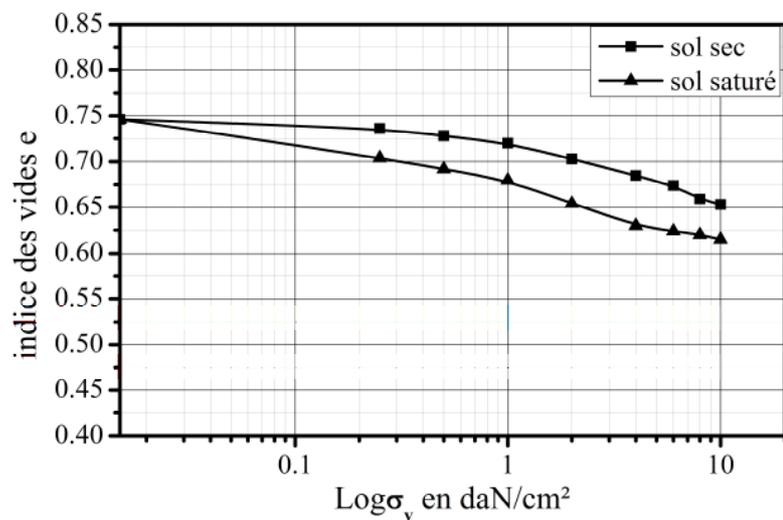


Figure 4-30 : Courbe double œdomètre pour le sol S4 ($E_c = 20cups$, $w=6\%$).

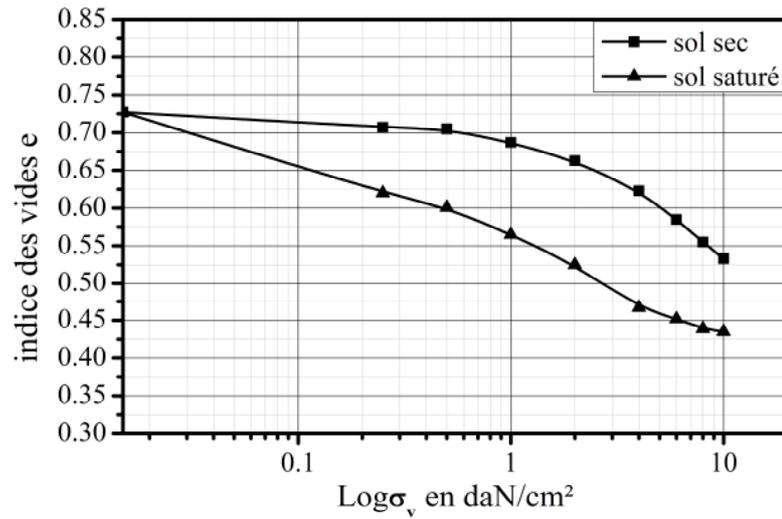


Figure 4-31 : Courbe double œdomètre pour le sol S4 ($E_c = 40$ coups, $w=2\%$).

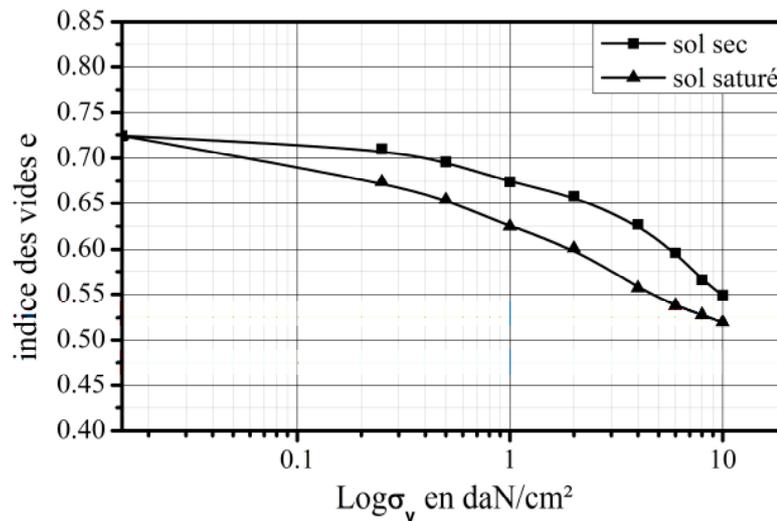


Figure 4-32 : Courbe double œdomètre pour le sol S4 ($E_c = 40$ coups, $w=4\%$).

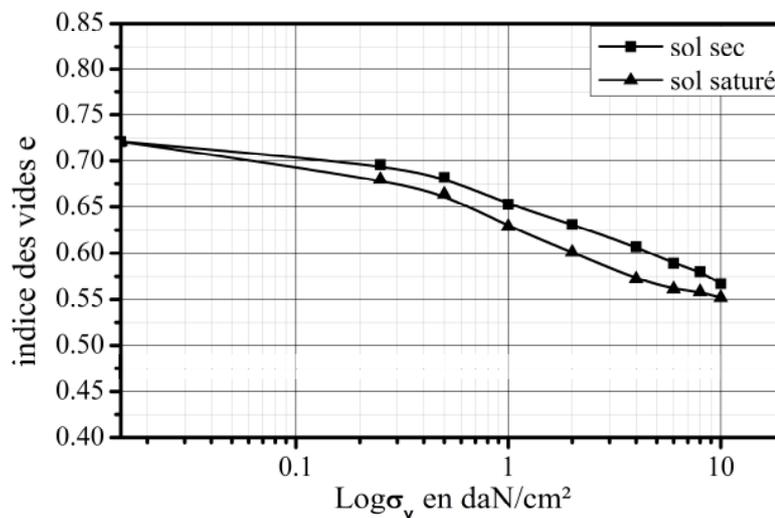


Figure 4-33 : Courbe double œdomètre pour le sol S4 ($E_c = 40$ coups, $w=6\%$).

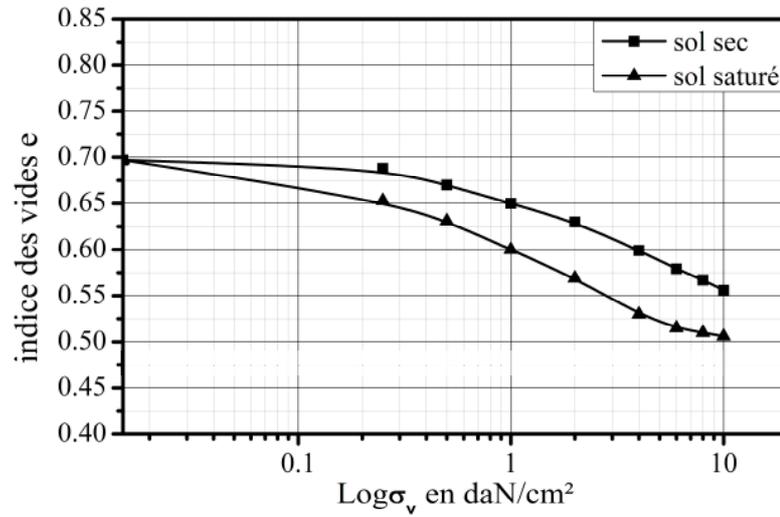


Figure 4-34 : Courbe double œdomètre pour le sol S4 ($E_c = 60$ coups, $w = 2\%$).

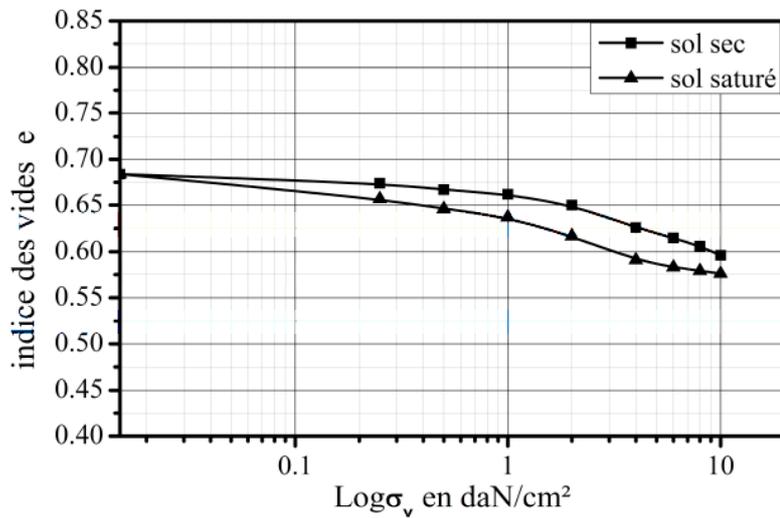


Figure 4-35 : Courbe double œdomètre pour le sol S4 ($E_c = 60$ coups, $w = 4\%$).

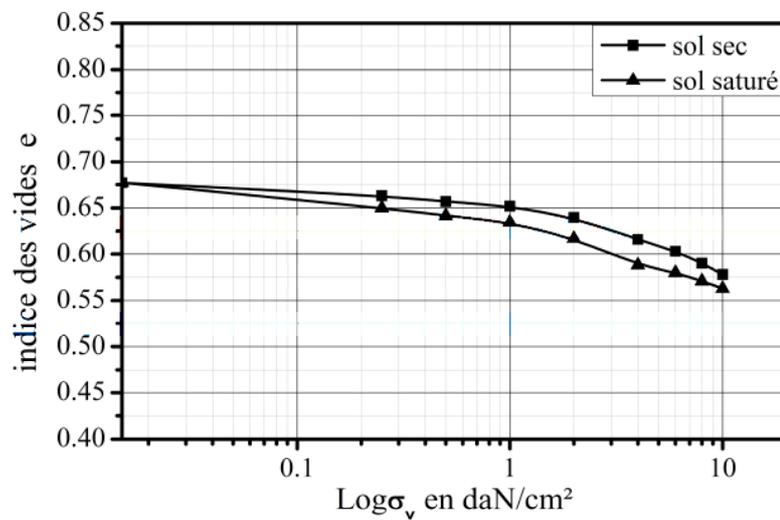


Figure 4-36 : Courbe double œdomètre pour le sol S4 ($E_c = 60$ coups, $w = 6\%$).

✓ Sol « S5 » :

On remarque que pour une énergie de compactage $E_c=60$ coups le sol est classé trouble moyenne.

Pour $E_c=40$ coups le sol est trouble moyenne pour $w_0=4\%$ et 6% ($C_p=2.585\%$ et 4.858% respectivement), mais pour $w_0=2\%$ le sol est trouble sévère ($C_p=10.043\%$).

De la sorte de sol « S4 » ce sol pour l'énergie de compactage $E_c=20$ coups est classé trouble moyenne pour $w_0=6\%$ ($C_p=3.660\%$), et trouble pour $w_0=4\%$ ($C_p=5.948\%$), et pour $w_0=2\%$ le sol est Trouble sévère ($C_p=11.019\%$).

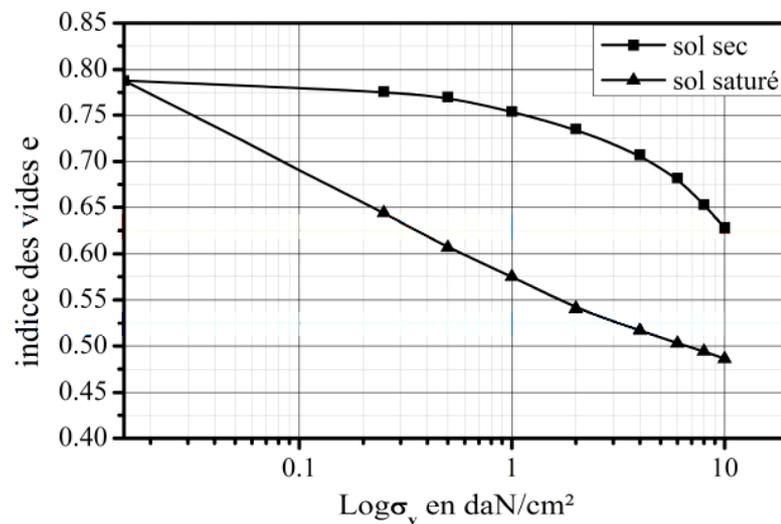


Figure 4-37 : Courbe double œdomètre pour le sol S5 ($E_c = 20$ coups, $w=2\%$).

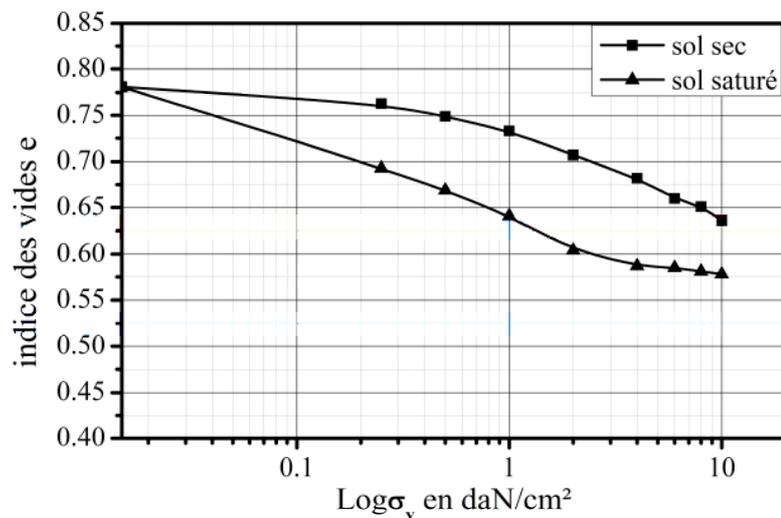


Figure 4-38 : Courbe double œdomètre pour le sol S5 ($E_c = 20$ coups, $w=4\%$).

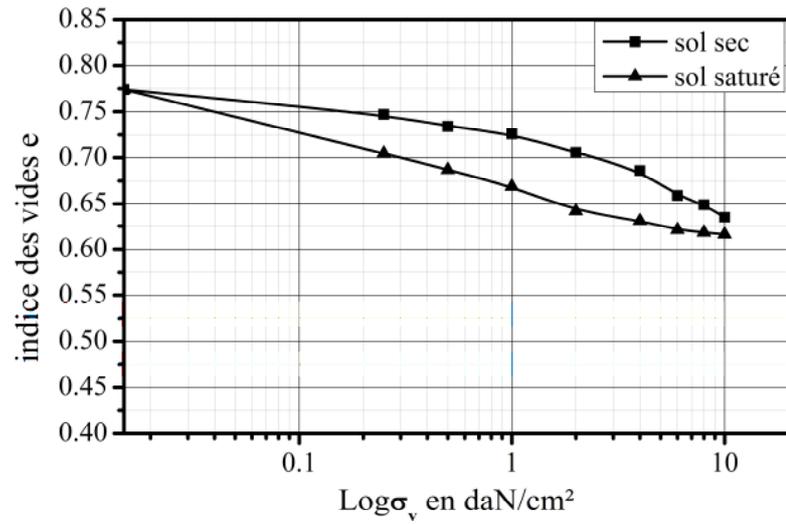


Figure 4-39 : Courbe double œdomètre pour le sol S5 ($E_c = 20cousps$, $w=6\%$).

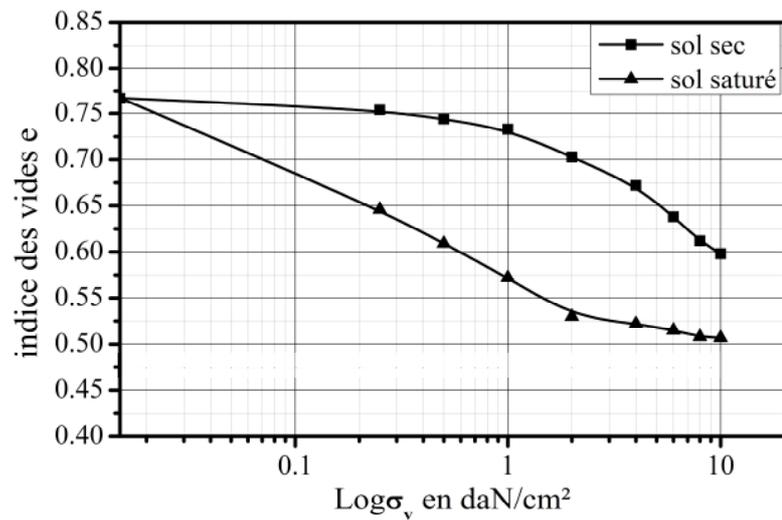


Figure 4-40 : Courbe double œdomètre pour le sol S5 ($E_c = 40cousps$, $w=2\%$).

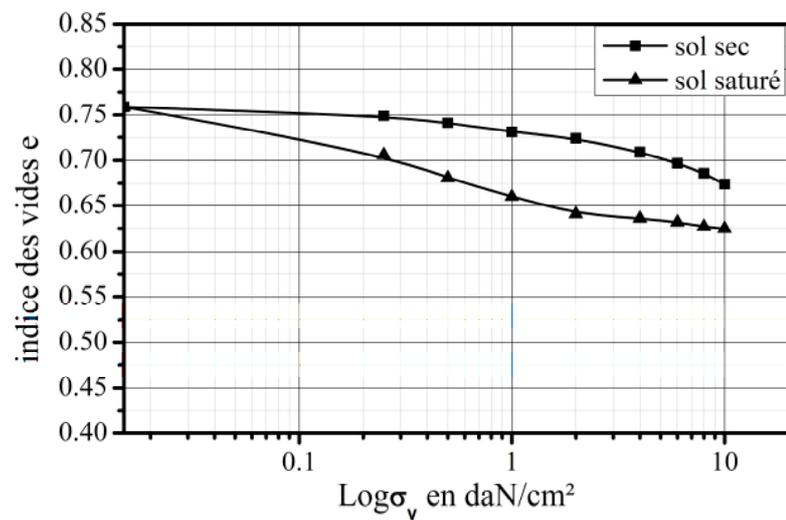


Figure 4-41 : Courbe double œdomètre pour le sol S5 ($E_c = 40cousps$, $w=4\%$).

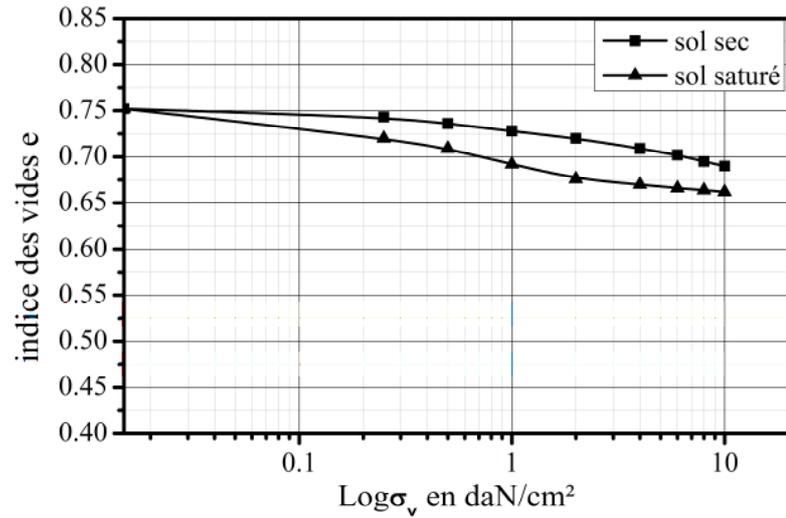


Figure 4-42 : Courbe double œdomètre pour le sol S5 ($E_c = 40cours$, $w=6\%$).

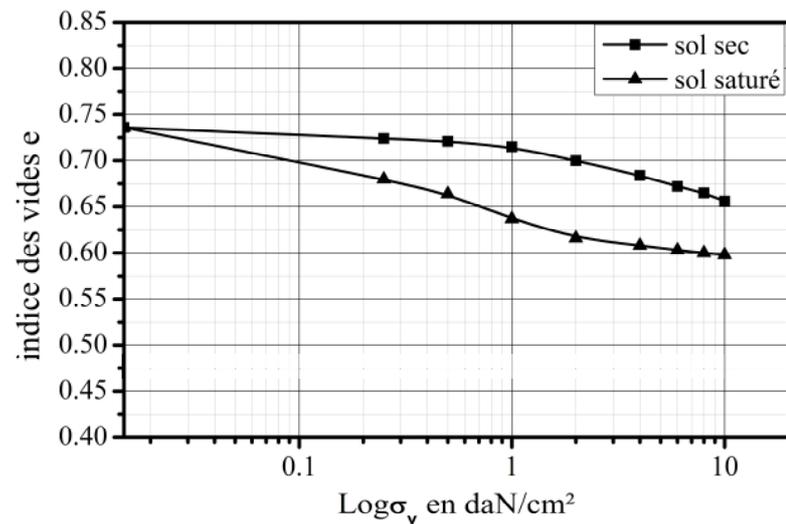


Figure 4-43 : Courbe double œdomètre pour le sol S5 ($E_c = 60cours$, $w=2\%$).

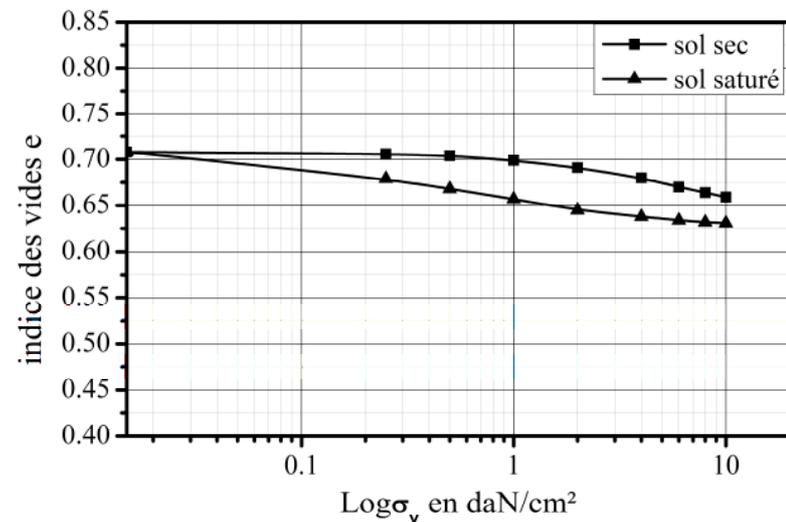


Figure 4-44 : Courbe double œdomètre pour le sol S5 ($E_c = 60cours$, $w=4\%$).

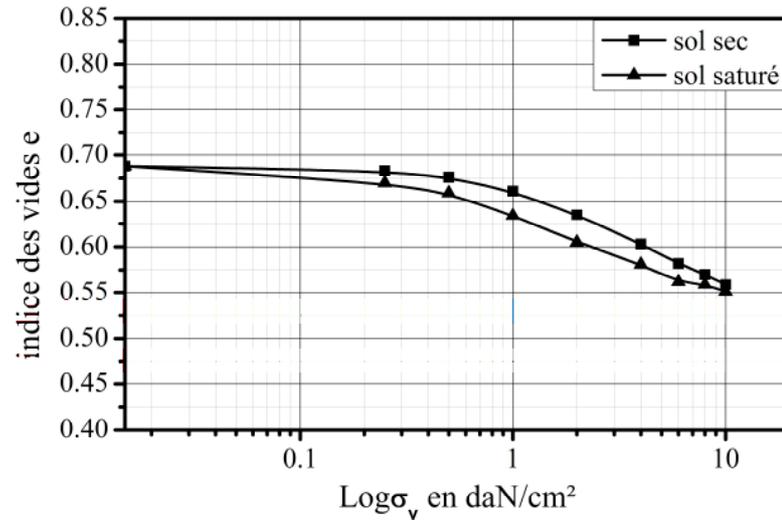


Figure 4-45 : Courbe double œdomètre pour le sol S5 ($E_c = 60$ coups, $w = 6\%$).

✓ **Sol « S6 » :**

Le potentiel de collapse C_p pour les énergies de compactages $E_c = 40$ et 60 coups et une teneur en eau $w_0 = 4\%$ et 6% est compris entre 1% et 5% donc le sol est classé trouble moyenne.

Mais pour $E_c = 60$ coups et $w_0 = 2\%$ le sol est trouble ($C_p = 5.235\%$), et pour $E_c = 40$ coups et $w_0 = 2\%$ le sol est trouble sévère ($C_p = 10.876\%$).

En fin quand $E_c = 20$ coups et $w_0 = 6\%$ le potentiel de collapse $C_p = 3.939\%$ (trouble moyenne), si $w_0 = 4\%$ le potentiel de collapse $C_p = 6.218\%$ (sol trouble), si $w_0 = 2\%$ le potentiel de collapse $C_p = 12.018\%$ (sol trouble sévère).

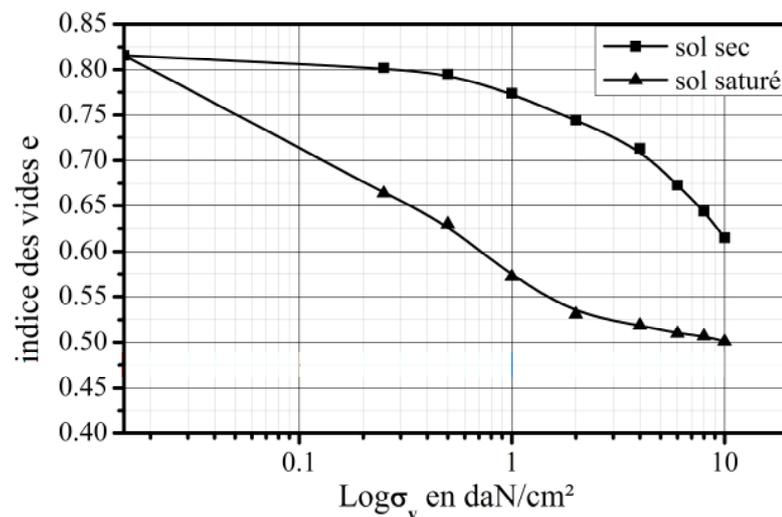


Figure 4-46 : Courbe double œdomètre pour le sol S6 ($E_c = 20$ coups, $w = 2\%$).

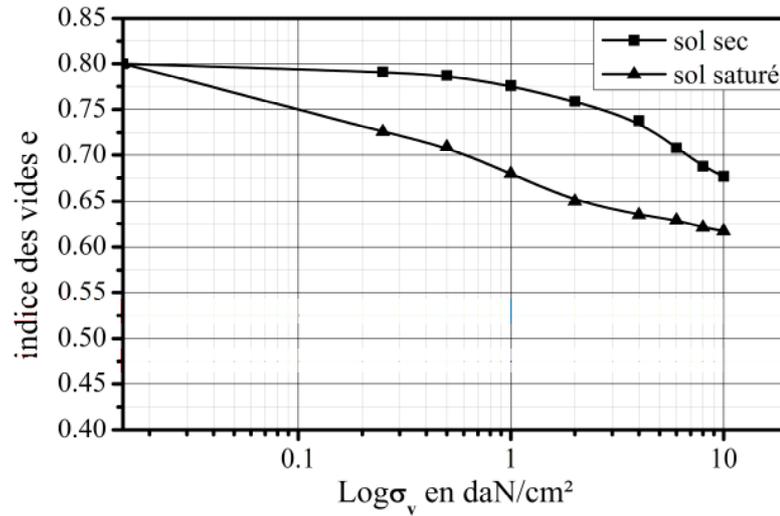


Figure 4-47 : Courbe double œdomètre pour le sol S6 ($E_c = 20$ coups, $w=4\%$).

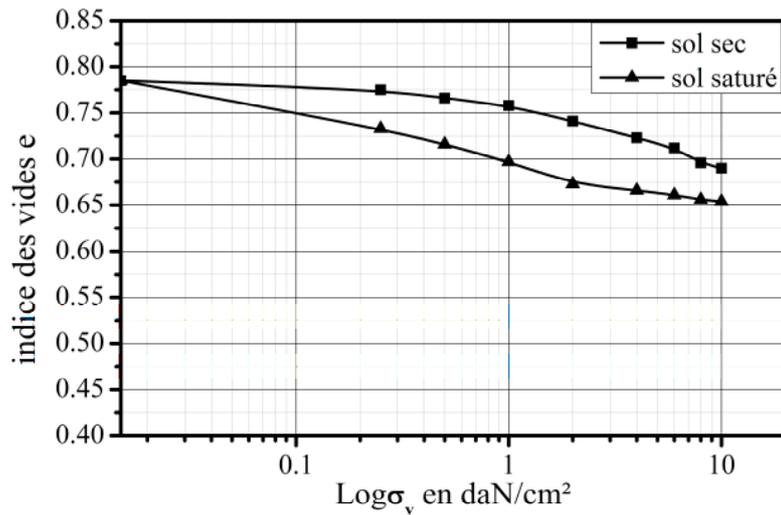


Figure 4-48 : Courbe double œdomètre pour le sol S6 ($E_c = 20$ coups, $w=6\%$).

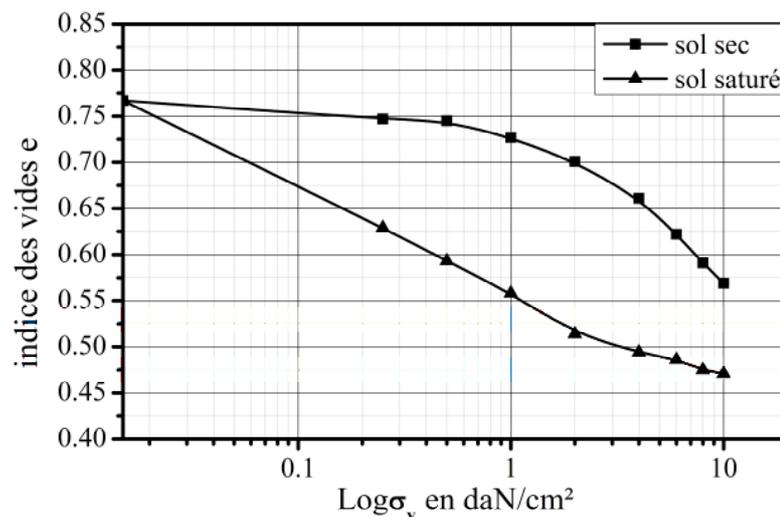


Figure 4-49 : Courbe double œdomètre pour le sol S6 ($E_c = 40$ coups, $w=2\%$).

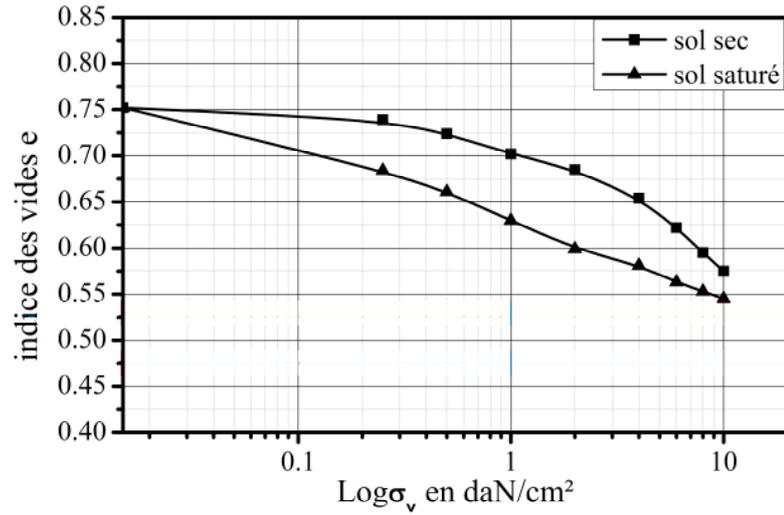


Figure 4-50 : Courbe double œdomètre pour le sol S6 ($E_c = 40$ coups, $w=4\%$).

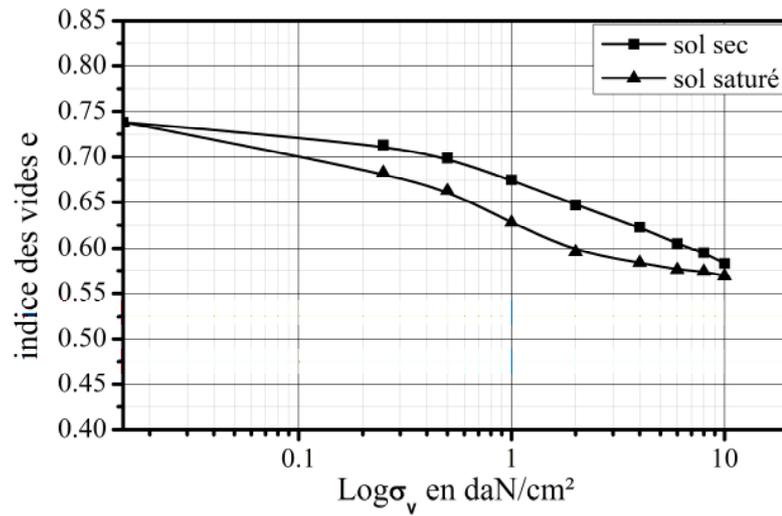


Figure 4-51 : Courbe double œdomètre pour le sol S6 ($E_c = 40$ coups, $w=6\%$).

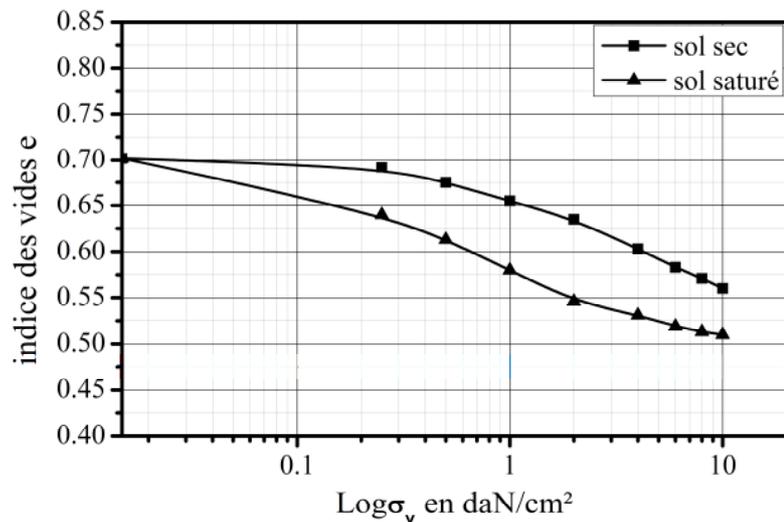


Figure 4-52 : Courbe double œdomètre pour le sol S6 ($E_c = 60$ coups, $w=2\%$).

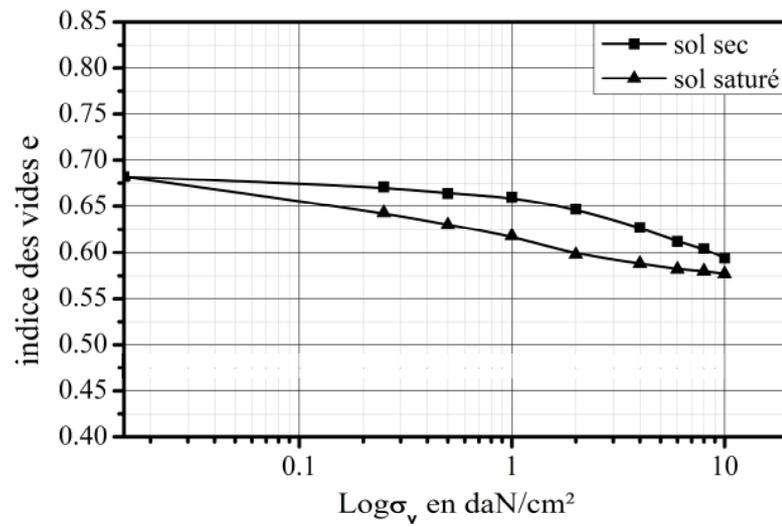


Figure 4-53 : Courbe double œdomètre pour le sol S6 ($E_c=60\text{cousps}$, $w=4\%$).

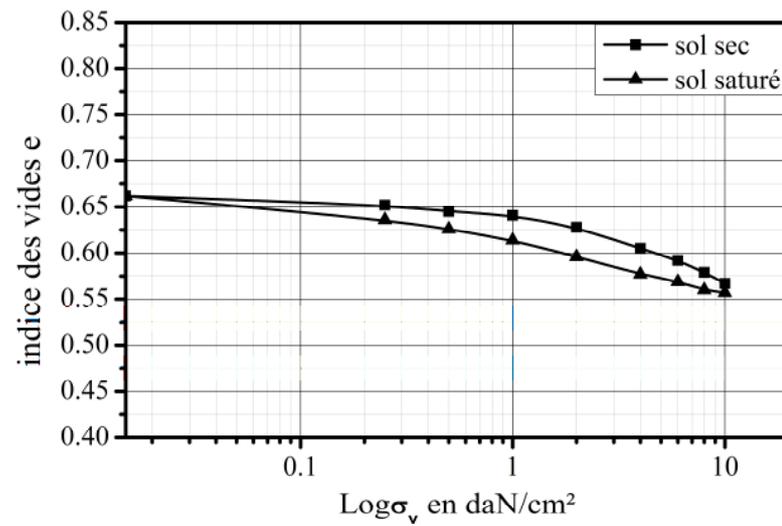


Figure 4-54 : Courbe double œdomètre pour le sol S6 ($E_c=60\text{cousps}$, $w=6\%$).

Tableau 4-1 : Résultats des essais œdométriques :

Sol étudié	Énergie de compactage (E_c)	Teneur en eau initiale $w_0(\%)$	Indice des vides initial e_0	La porosité initiale $n_0=e_0/(1+e_0)$	Le degré de saturation $S_r (\%)$	Potentiel de l'affaissement $C_p(\%)$
Sol S1	20 coups	2	0.747	0.428	07,095	1.502
		4	0.719	0.418	14,743	1.131
		6	0.711	0.416	22,363	0.997
	40 coups	2	0.703	0.413	07,539	1.102
		4	0.696	0.410	15,230	0.992
		6	0.685	0.407	23,212	0.802
	60 coups	2	0.682	0.405	07,771	0.723
		4	0.675	0.403	15,704	0.592
		6	0.662	0.398	24,018	0.510
Sol S2	20 coups	2	0.755	0.430	07,020	4.003
		4	0.733	0.423	14,461	2.783
		6	0.714	0.417	22,269	1.971
	40 coups	2	0.706	0.414	07,507	2.204
		4	0.699	0.411	15,165	2.054
		6	0.689	0.408	23,077	1.644
	60 coups	2	0.684	0.406	07,749	1.808
		4	0.666	0.400	15,916	1.446
		6	0.664	0.399	23,946	1.204
Sol S3	20 coups	2	0.762	0.433	06,955	6.026
		4	0.744	0.427	14,247	3.253
		6	0.737	0.424	21,574	2.122
	40 coups	2	0.724	0.420	07,320	4.789
		4	0.702	0.412	15,100	2.116
		6	0.698	0.411	22,779	1.012
	60 coups	2	0.694	0.410	07,637	2.118
		4	0.682	0.405	15,543	1.566
		6	0.660	0.397	24,091	1.054

Tableau 4-1 : Résultats des essais œdométriques :

Sol étudié	Énergie de compactage (E_c)	Teneur en eau initiale $w_0(\%)$	Indice des vides initial e_0	La porosité $n_0=e_0/(1+e_0)$	Le degré de saturation $S_r (\%)$	Potentiel de l'affaissement $C_p(\%)$
Sol S4	20 coups	2	0.777	0.437	06,821	10.36
		4	0.753	0.430	14,077	5.395
		6	0.746	0.427	21,314	3.152
	40 coups	2	0.727	0.421	07,290	9.016
		4	0.724	0.420	14,641	4.074
		6	0.721	0.419	22,053	2.054
	60 coups	2	0.697	0.411	07,604	4.087
		4	0.684	0.406	15,497	2.099
		6	0.677	0.404	23,486	1.674
Sol S5	20 coups	2	0.788	0.441	06,726	11.019
		4	0.781	0.439	13,572	5.948
		6	0.774	0.436	20,543	3.660
	40 coups	2	0.767	0.434	06,910	10.043
		4	0.759	0.432	13,966	4.858
		6	0.752	0.429	21,144	2.585
	60 coups	2	0.736	0.424	07,201	4.958
		4	0.708	0.415	14,972	2.753
		6	0.688	0.408	23,110	1.807
Sol S6	20 coups	2	0.816	0.449	06,495	12.018
		4	0.800	0.445	13,250	6.218
		6	0.785	0.440	20,255	3.939
	40 coups	2	0.767	0.434	06,910	10.876
		4	0.752	0.429	14,096	4.980
		6	0.738	0.425	21,545	2.954
	60 coups	2	0.702	0.412	07,550	5.235
		4	0.682	0.405	15,543	2.918
		6	0.662	0.398	24,018	1.911

4-5 Étude de la variation du potentiel de collapse « C_p » en fonction de la teneur en eau initial « w_0 » :

Les figures (4-55 jusqu'à 4-57) illustre la variation du potentiel de collapse en fonction de la teneur en eau initial w_0 .

D'après les résultats obtenus nous constatons que pour une énergie de compactage donnée l'affaissement ou le potentiel de collapse « C_p » décroît lorsque la teneur en eau « w_0 » augmente.

Pour les variations de la teneur en eau w_0 considérée (2%, 4%, 6%) qui sont inférieurs à l'optimum de Proctor w_{opt} liés à la succion, cette dernière a une influence sur le taux de collapse.

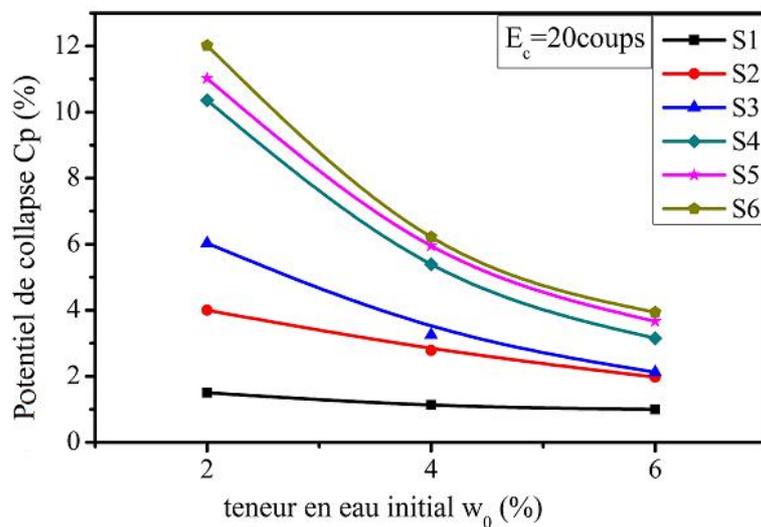


Figure 4-55: Variation du potentiel de collapse « C_p » en fonction de la teneur en eau initial « w_0 » ($E_c=20$ coups).

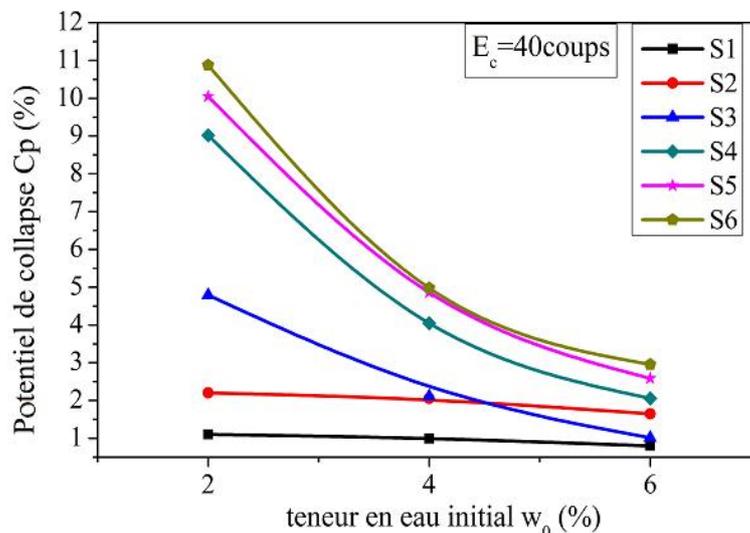


Figure 4-56 : Variation du potentiel de collapse « C_p » en fonction de la teneur en eau initial « w_0 » ($E_c=40$ coups).

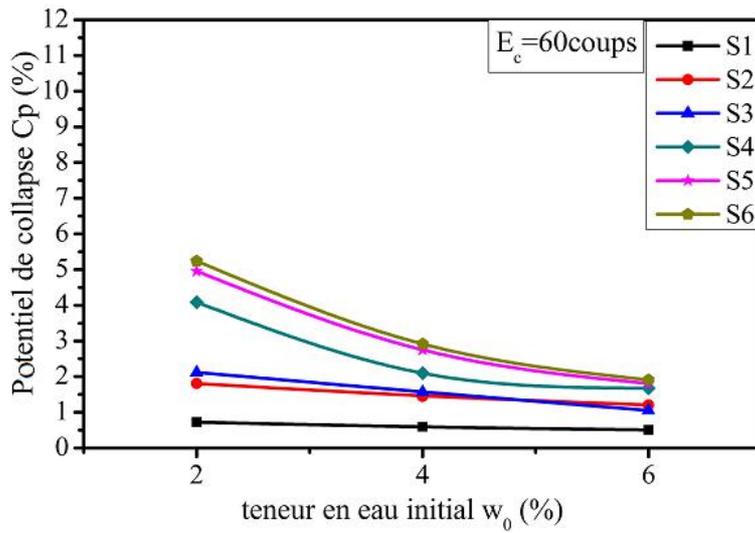


Figure 4-57: Variation du potentiel de collapse « Cp » en fonction de la teneur en eau initial « w0 » (Ec=60coups).

On se base sur ces résultats on peut tracer la figure suivant :

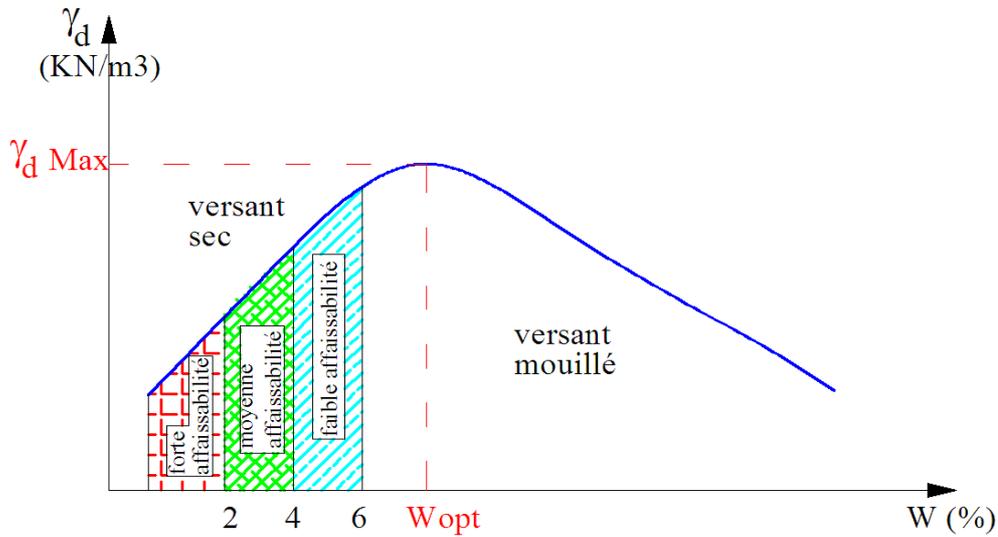


Figure 4-58: Variation du potentiel de collapse selon la teneur en eau initiale w0.

4-6 Étude de la variation du potentiel de collapse (C_p) en fonction de la contrainte verticale (σ_v) :

On remarque d'après les figures (4-58 jusqu'à 4-75) que le potentiel de collapse C_p augmente avec l'augmentation de la contrainte verticale et atteint sa valeur maximale à 4daN/cm^2 quelque soit la teneur en eau initial w_0 et l'énergie de compactage E_c , ceux-ci pour les sols S1, S2, S3 et S4.

Par contre pour les sols S5 et S6, on constate que la valeur maximale du C_p est alentour de 2daN/cm^2 , ceux-ci est dû peut être au pourcentage des particules fines reconstituant ces deux sols.

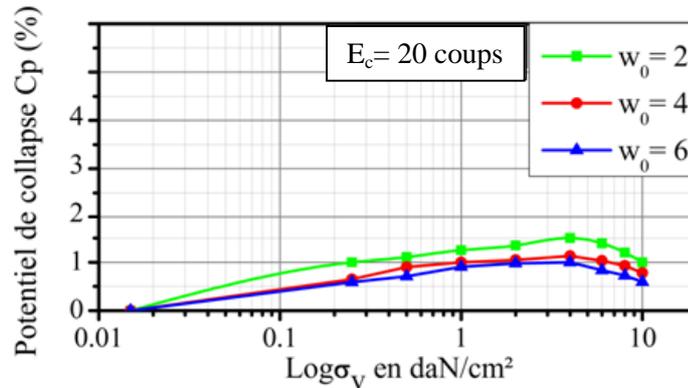


Figure 4-59 : Variation du potentiel de collapse « C_p » en fonction de la contrainte verticale « σ_v » pour le sol S1 ($E_c=20$ coups).

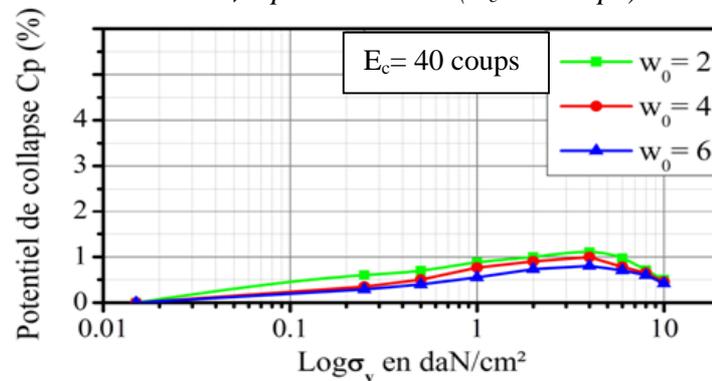


Figure 4-60 : Variation du potentiel de collapse « C_p » en fonction de la contrainte verticale « σ_v » pour le sol S1 ($E_c=40$ coups).

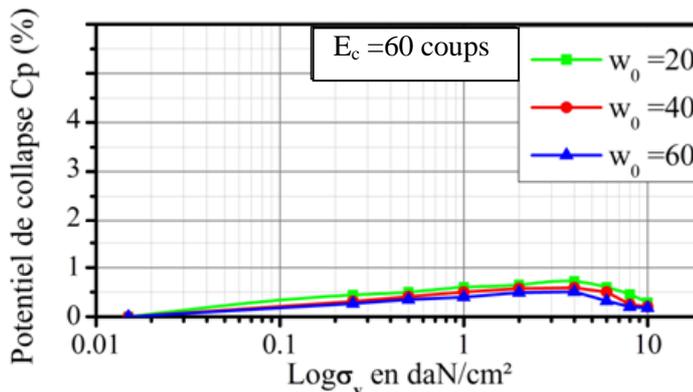


Figure 4-61 : Variation du potentiel de collapse « C_p » en fonction de la contrainte verticale « σ_v » pour le sol S1 ($E_c=60$ coups).

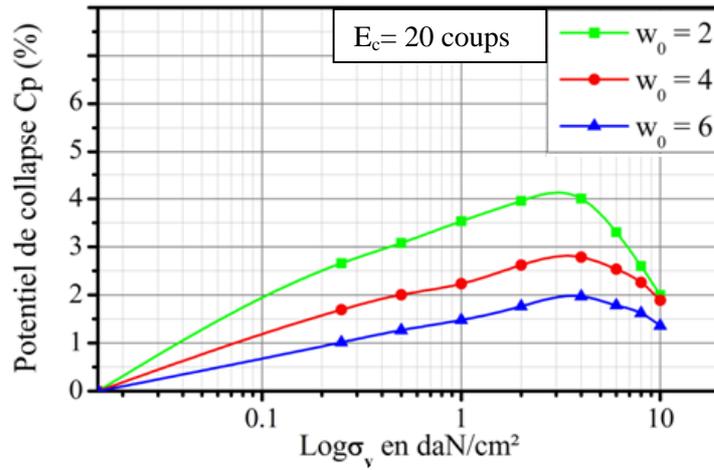


Figure 4-62 : Variation du potentiel de collapse « C_p » en fonction de la contrainte verticale « σ_v » pour le sol S2 ($E_c=20$ coups).

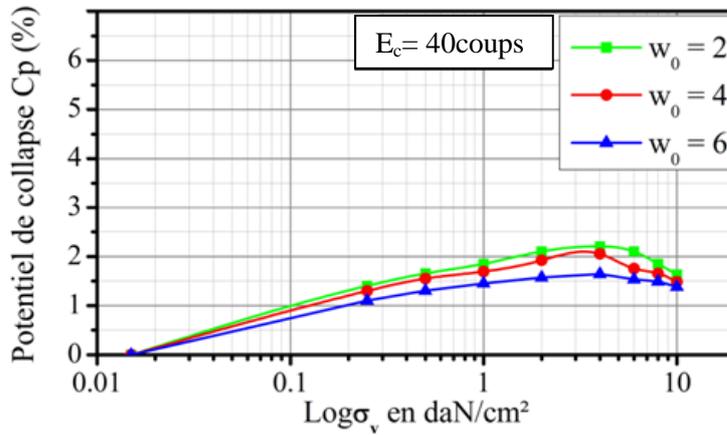


Figure 4-63 : Variation du potentiel de collapse « C_p » en fonction de la contrainte verticale « σ_v » pour le sol S2 ($E_c=40$ coups).

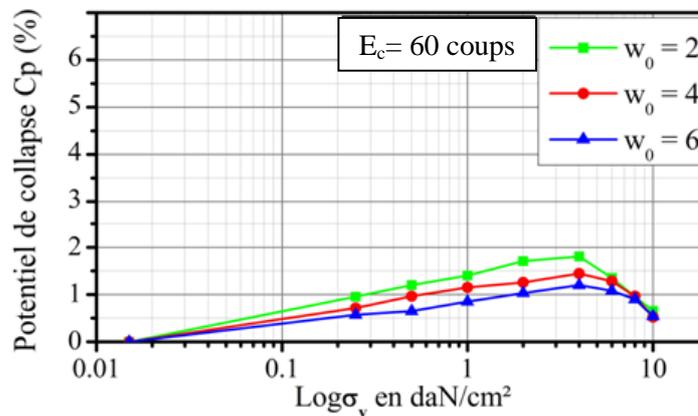


Figure 4-64 : Variation du potentiel de collapse « C_p » en fonction de la contrainte verticale « σ_v » pour le sol S2 ($E_c=60$ coups).

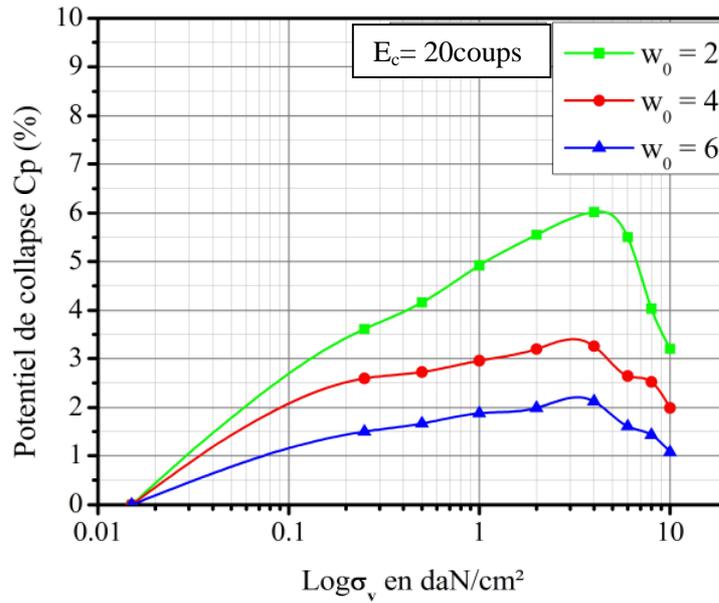


Figure 4-65 : Variation du potentiel de collapse « C_p » en fonction de la contrainte verticale « σ_v » pour le sol S3 ($E_c=20coups$).

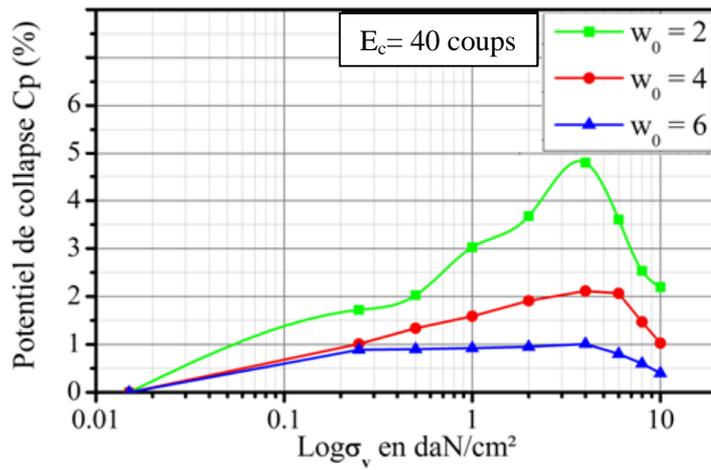


Figure 4-66 : Variation du potentiel de collapse « C_p » en fonction de la contrainte verticale « σ_v » pour le sol S3 ($E_c=40coups$).

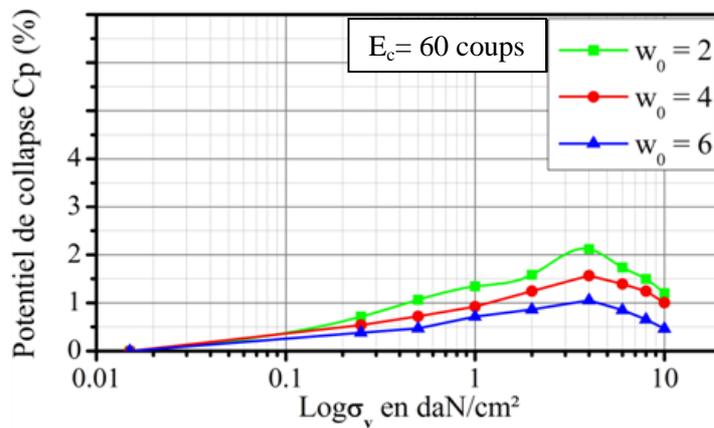


Figure 4-67 : Variation du potentiel de collapse « C_p » en fonction de la contrainte verticale « σ_v » pour le sol S3 ($E_c=60coups$).

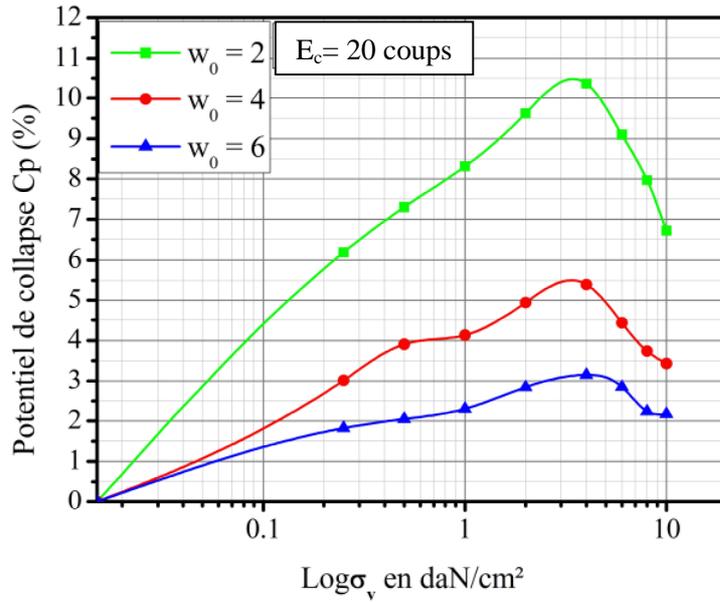


Figure 4-68 : Variation du potentiel de collapse « C_p » en fonction de la contrainte verticale « σ_v » pour le sol S4 ($E_c=20$ coups).

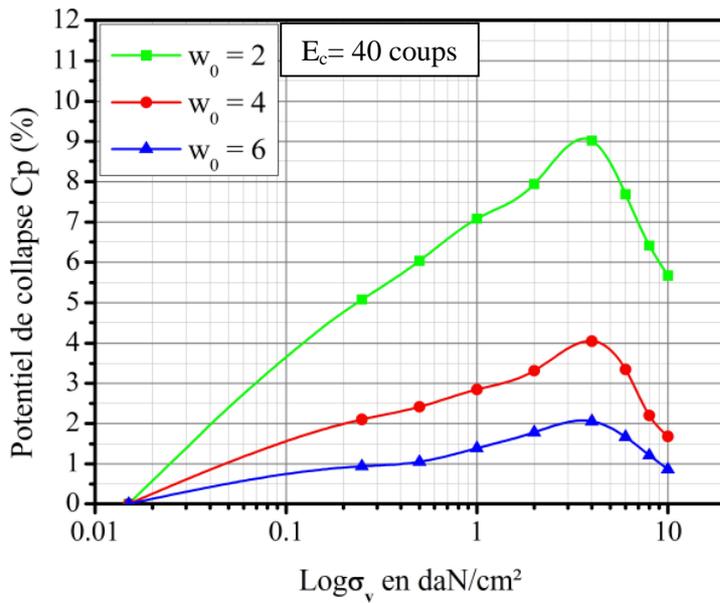


Figure 4-69 : Variation du potentiel de collapse « C_p » en fonction de la contrainte verticale « σ_v » pour le sol S4 ($E_c=40$ coups).

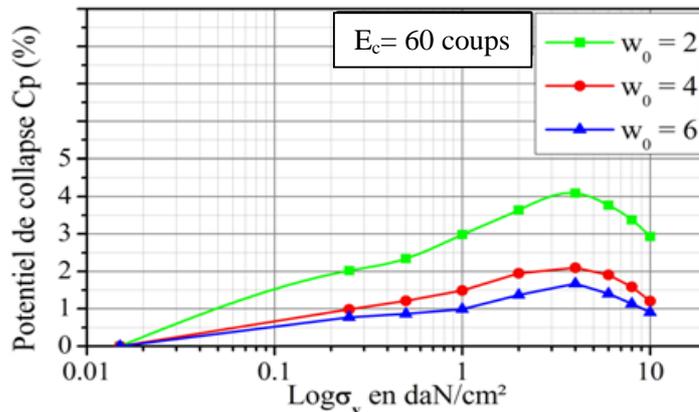


Figure 4-70 : Variation du potentiel de collapse « C_p » en fonction de la contrainte verticale « σ_v » pour le sol S4 ($E_c=60$ coups).

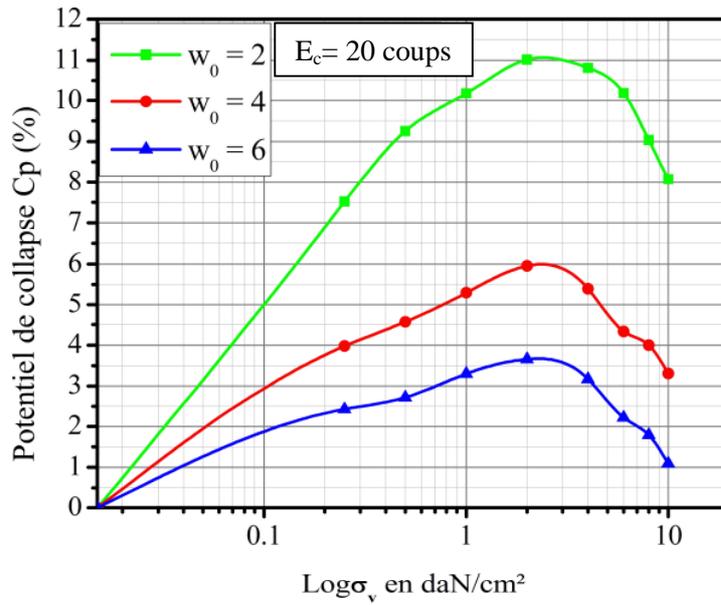


Figure 4-71 : Variation du potentiel de collapse « C_p » en fonction de la contrainte verticale « σ_v » pour le sol S5 ($E_c=20$ coups).

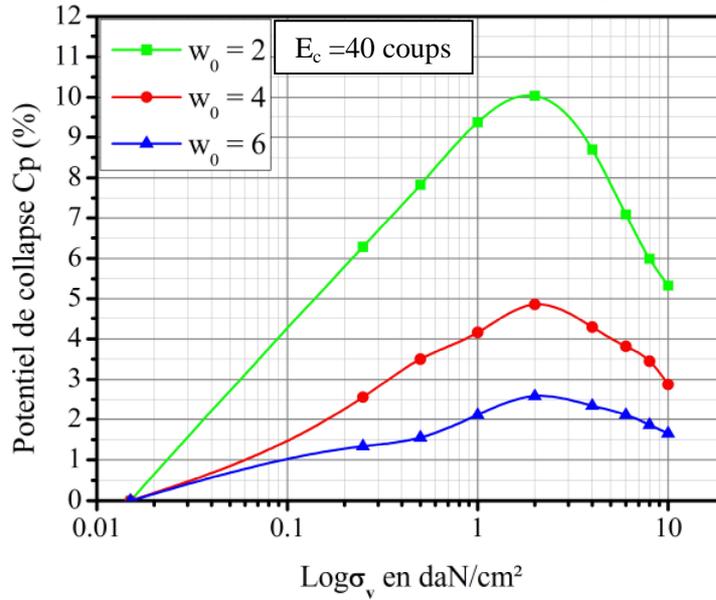


Figure 4-72 : Variation du potentiel de collapse « C_p » en fonction de la contrainte verticale « σ_v » pour le sol S5 ($E_c=40$ coups).

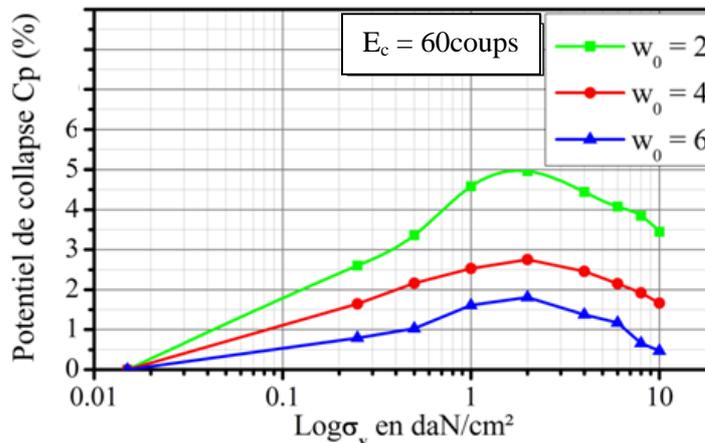


Figure 4-73 : Variation du potentiel de collapse « C_p » en fonction de la contrainte verticale « σ_v » pour le sol S5 ($E_c=60$ coups).

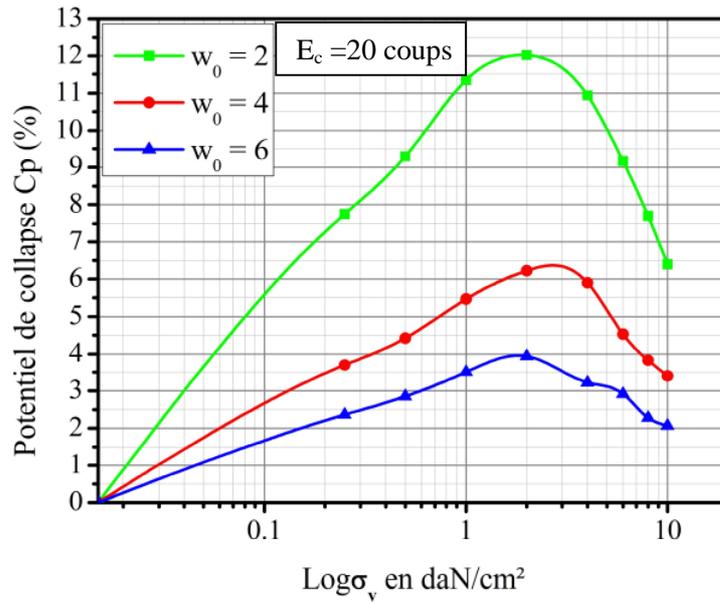


Figure 4-74 : Variation du potentiel de collapse « C_p » en fonction de la contrainte verticale « σ_v » pour le sol S6 ($E_c=20$ coups).

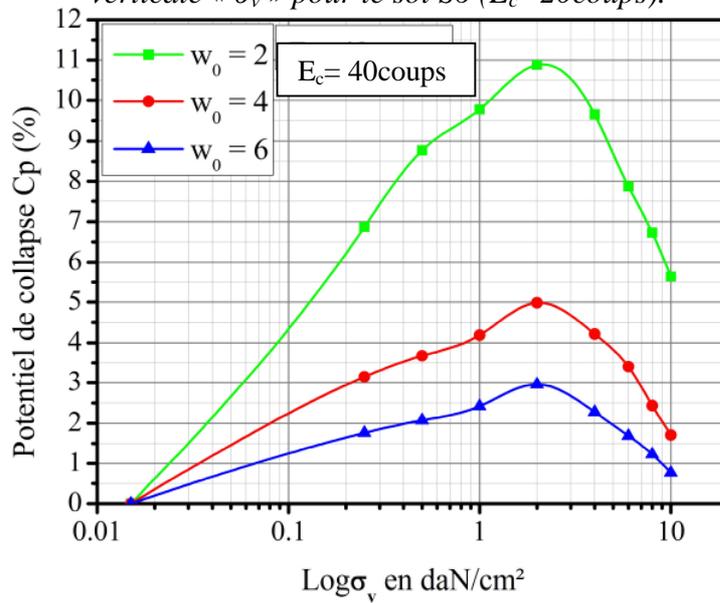


Figure 4-75 : Variation du potentiel de collapse « C_p » en fonction de la contrainte verticale « σ_v » pour le sol S6 ($E_c=40$ coups).

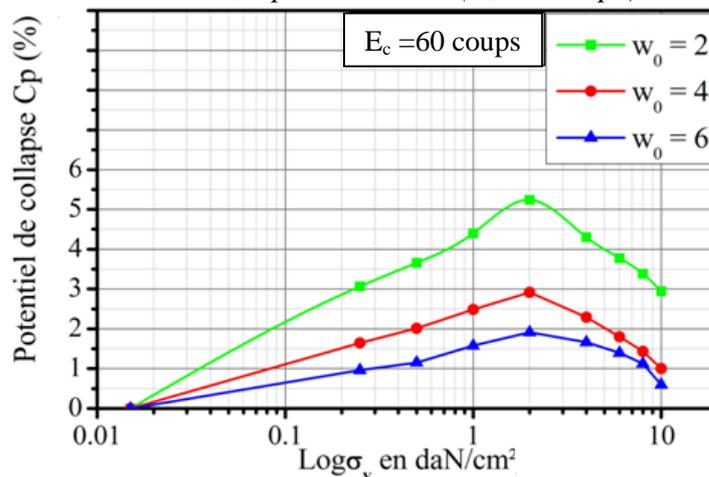


Figure 4-76 : Variation du potentiel de collapse « C_p » en fonction de la contrainte verticale « σ_v » pour le sol S6 ($E_c=60$ coups).

4-7 Étude de la variation du potentiel de collapse (C_p) en fonction de l'indice des vides initiale (e_0) :

Les figures (4-55 jusqu'à 4-57) illustrent la variation du potentiel de collapse C_p en fonction de l'indice des vides initial e_0 .

D'après les résultats obtenus nous constatons que pour une énergie de compactage donnée l'affaissement ou le potentiel de collapse « C_p » est inversement proportionnel avec l'indice des vides initial « e_0 » (quand l'indice des vides augmente le potentiel de collapse augmente).

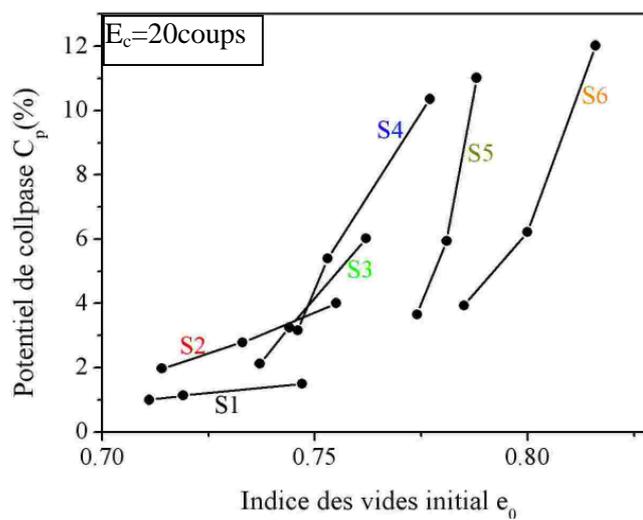


Figure 4-77 : Variation du potentiel de collapse « C_p » en fonction de l'indice des vides initial « e_0 » ($E_c=20$ coups).

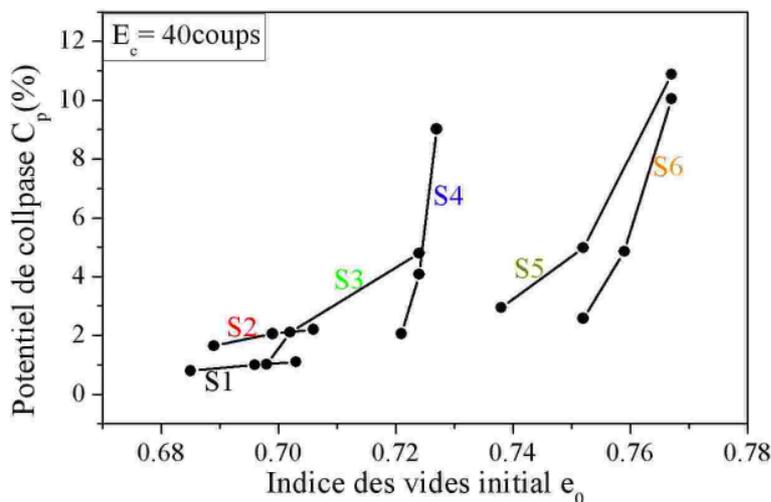


Figure 4-78 : Variation du potentiel de collapse « C_p » en fonction de l'indice des vides initial « e_0 » ($E_c=40$ coups).

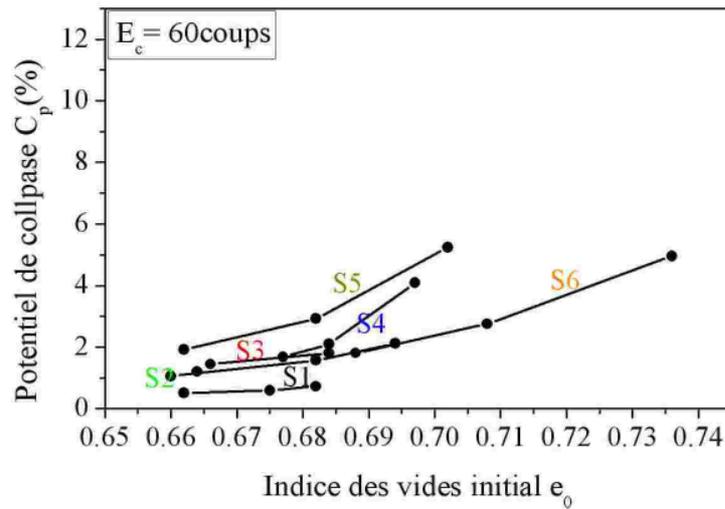


Figure 4-79 : Variation du potentiel de collapsé « Cp » en fonction de l'indice des vides initial « e₀ » (E_c=60coups).

4-8 Étude de la variation du potentiel de collapsé (Cp) en fonction de degré de saturation du sol (S_r) :

Le degré de saturation est donné par la relation suivante :

$$S_r = \frac{w \times \gamma_s}{e \times \gamma_w} \quad (4.2)$$

D'après cette relation on peut calculer le degré de saturation des différents sols d'essais (voir tableau 4-1), les figures suivantes illustres la variation du potentiel de collapsé Cp en fonction de degré de saturation S_r.

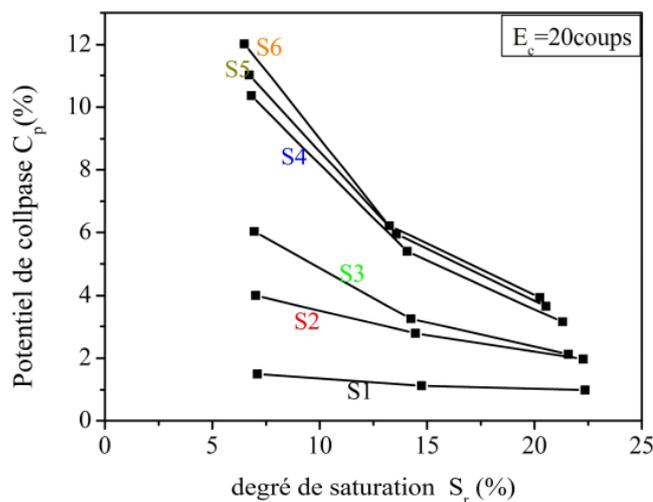


Figure 4-80 : Variation du potentiel de collapsé « Cp » en fonction de degré de saturation « Sr » (E_c=20coups).

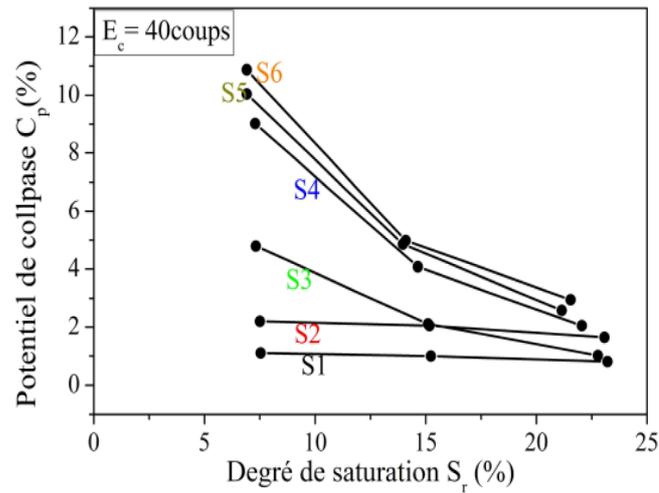


Figure 4-81 : Variation du potentiel de collapsse « C_p » en fonction de degré de saturation « S_r » ($E_c=40coups$).

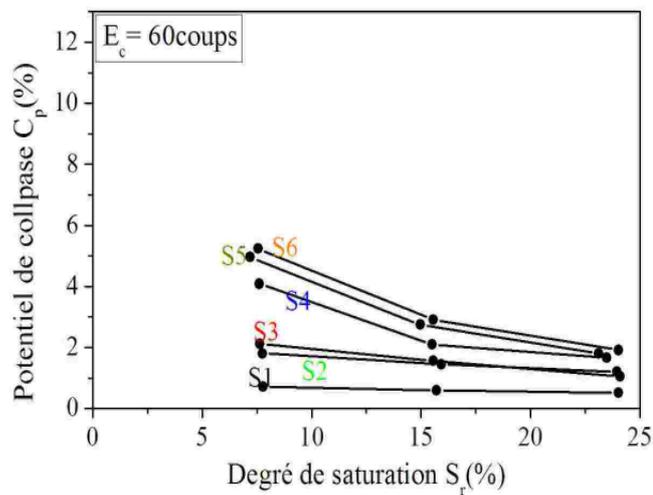


Figure 4-82 : Variation du potentiel de collapsse « C_p » en fonction de degré de saturation « S_r » ($E_c=60coups$).

D'après les résultats obtenus nous constatons que pour une énergie de compactage donnée l'affaissement ou le potentiel de collapsse « C_p » diminue si le degré de saturation « S_r » augment (inversement proportionnel) ; et cela renforcé l'idée de l'influence de la succion sur le potentiel de collapsse.

4-9 Étude de la variation du potentiel de collapse (Cp) en fonction du coefficient d'uniformité du sol (C_u):

On se basant sur l'essai de la granulométrie exposé dans le chapitre III (§3-4-1) on peut calculer le coefficient d'uniformité de chaque sol, qui est donné par la relation suivante :

$$C_u = D_{60}/D_{10} \quad (4.2)$$

Où :

C_u : coefficient d'uniformité du sol.

D₆₀ : c'est le diamètre du tamis qui permet de passé 60% du sol.

D₁₀ : c'est le diamètre du tamis qui permet de passé 10% du sol.

Le coefficient d'uniformité pour les échantillons du sol donné par :

✓ « S1 » :

$$C_u = 0.38/0.09 = 4.220$$

✓ « S2 » :

$$C_u = 0.37/0.08 = 4.625$$

✓ « S3 » :

$$C_u = 0.36/0.009 = 40.000$$

✓ « S4 » :

$$C_u = 0.34/0.0028 = 121.430$$

✓ « S5 » :

$$C_u = 0.33/0.0005 = 660.000$$

✓ « S6 » :

$$C_u = 0.31/0.00015 = 2066.670$$

Les figures suivantes illustres la variation du potentiel du collapse en fonction du coefficient d'uniformité du sol (C_u) :

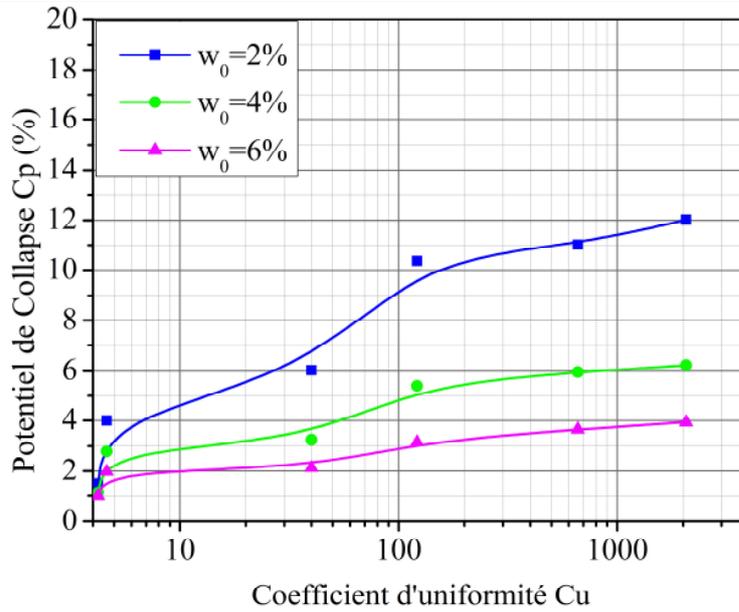


Figure 4-83 : Variation du potentiel de collapse « C_p » en fonction du coefficient d'uniformité du sol « C_u » ($E_c=20$ coups).

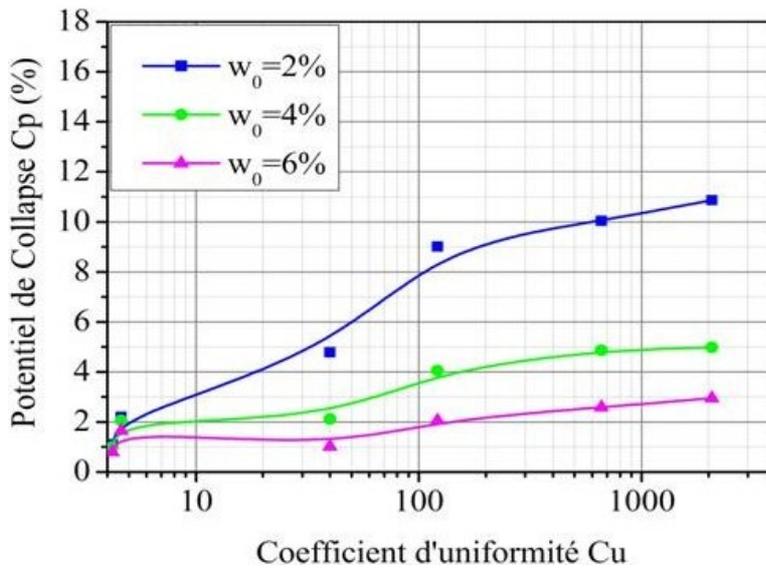


Figure 4-84 : Variation du potentiel de collapse « C_p » en fonction du coefficient d'uniformité du sol « C_u » ($E_c=40$ coups).

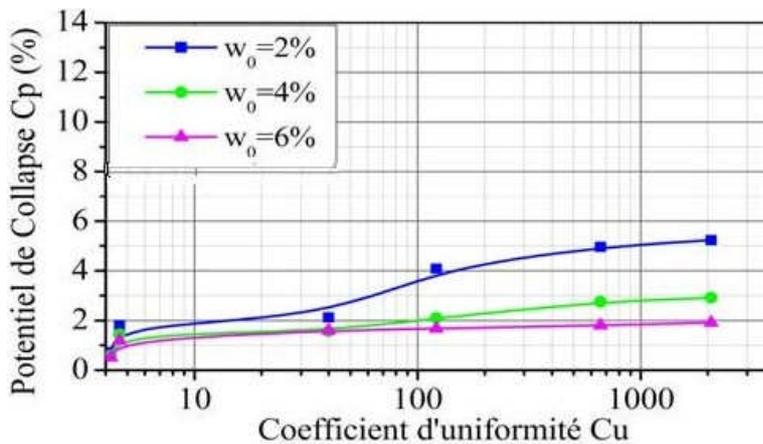


Figure 4-85 : Variation du potentiel de collapse « C_p » en fonction du coefficient d'uniformité du sol « C_u » ($E_c=60$ coups).

En se basant sur la formule déterminant le coefficient d'uniformité du sol d'après Hazen (relation 4-2) on constate que le diamètre du tamis qui permet de passer 60% du sol (D_{60}) presque constant pour les six sols étudiés, par contre le diamètre du tamis qui permet de faire passer 10% du sol (D_{10}) variée de 0.09mm à 15×10^{-5} mm ce qui illustre énormément l'influence du paramètre D_{10} sur le taux du collapse C_p .

D'après les résultats obtenus (voir tableau 4-1) le potentielle du collapse C_p est inversement proportionnel à D_{10} , (quand D_{10} augment le potentiel de collapse augment).

4-10 Application de quelques formules empiriques :

Après l'exposition de la majorité des formules au chapitre deux (analyse des sols affaissables), on a essayé d'appliqué quelque formules pour les comparé avec les résultats qui on à obtenue.

Pour ce la on prend la plus faible énergie de compactage ($E_c = 20$ coups) et la plus faible teneur en eau ($w_0 = 2\%$), parce que notre six échantillons de sol sont affaissable pour ces deux dernier.

✓ **Clevenger (1985)** : si $\gamma_d < 1.44 \text{ t/m}^3$ le sol est susceptible à l'affaissement.

Pour notre étude on trouve que la masse volumique sèche « γ_d » est égale à :

- S1 : $\gamma_d = 1.517 \text{ g/cm}^3$.
- S2 : $\gamma_d = 1.510 \text{ g/cm}^3$.
- S3 : $\gamma_d = 1.504 \text{ g/cm}^3$.
- S4 : $\gamma_d = 1.491 \text{ g/cm}^3$.
- S5 : $\gamma_d = 1.482 \text{ g/cm}^3$.
- S6 : $\gamma_d = 1.459 \text{ g/cm}^3$.

Il est clair que si la masse volumique sèche est inférieure à 1.5 g/cm^3 le sol est susceptible à l'affaissement.

✓ **Mincov et al (1980)** :

$$\delta = 0.05(n_0 - 40). (30 - w_0) \quad \delta \geq 2\% \text{ sol affaissable.}$$

On va appliquer cette relation pour notre échantillons de sol on a trouve les résultats suivante :

- S1 : $\delta = 0.05(42.80 - 40) \cdot (30 - 2) = 3.881$
- S2 : $\delta = 0.05(43.00 - 40) \cdot (30 - 2) = 4.218$
- S3 : $\delta = 0.05(43.30 - 40) \cdot (30 - 2) = 4.555$
- S4 : $\delta = 0.05(43.70 - 40) \cdot (30 - 2) = 5.228$
- S5 : $\delta = 0.05(44.10 - 40) \cdot (30 - 2) = 5.699$
- S6 : $\delta = 0.05(44.90 - 40) \cdot (30 - 2) = 6.911$

On a constaté que les six sols le critère de Mincov est supérieur à 2 donc sont affaissable, par conséquent ce critère est conforme avec nous résultats ; donc le taux de réussite de ce critère est de 100%.

✓ **Feda (1966) :** $n_0 \geq 40\%$ sol susceptible à l'affaissement.

On se base sur le tableau 4-1 on à constaté que la porosité des sols d'essais n_0 pour l'énergie de compactage et la teneur en eau adopté pour cette comparaison est supérieur à 40%, donc les sols d'essais sont collapsible ; le taux de réussite de ce critère est de 100%.

✓ **Priklonskij (1952) :**

$$K_d = \frac{(w_L - w_0)}{I_p}$$

On va appliquer la relation de Priklonski sur les sols d'essai :

- S1 : $K_d = \frac{(12.2 - 2)}{5.1} = 2.00$
- S2 : $K_d = \frac{(12.2 - 2)}{5.1} = 2.30$
- S3 : $K_d = \frac{(12.2 - 2)}{5.1} = 2.392$
- S4 : $K_d = \frac{(12.2 - 2)}{5.1} = 2.660$
- S5 : $K_d = \frac{(12.2 - 2)}{5.1} = 2.915$
- S6 : $K_d = \frac{(12.2 - 2)}{5.1} = 3.087$

Il est clair que le coefficient K_d pour tous les sols est supérieur à 1, donc d'après priklonski les sols sont gonflantes, et cela c'est une contradiction avec notre résultats, donc le taux de réussite de ce critère est 0%.

On conclut que les critères les plus réussites sont les critères de : Mincov et al (1980), Feda (1966).

4-11 Conclusion générale :

Dans cette étude, nous avons donné dans un premier temps un aperçu détaillé sur l'état de connaissance des sols affaissables. A cet effet, des échantillons de sol avec différentes fractions argileuses, étaient préparés à partir d'un mélange de différentes proportions de sable et d'argile. Pour chaque sol de mélange, trois énergies de compactages et trois teneurs en eau étaient utilisées. En second temps on a fait une étude paramétrique basée sur les paramètres du sol (teneur en eau initiale, indice des vides initiale, degré de saturation, le coefficient d'uniformité) ainsi que la contrainte verticale.

En fin les principales conclusions qu'on peut tirer de cette étude sont résumées comme suite :

- ✓ Les types de sol affaissable les plus répandus dans le monde sont : les dépôts éoliens (les lœss), les dépôts des cours d'eau, les sols résiduels et d'autres types de sols fabriqués artificiellement.
- ✓ Les sols affaissables ont une structure en nids d'abeilles, dont les grains sont retenus sur place par une liaison matérielle ou une force. Ce lien est susceptible d'être réduit ou supprimé par addition d'eau, dans ce cas les gros grains glissent les uns par rapport aux autres, tout en remplissent les vides qui les entourent. Donc la résistance de ces sols n'est que temporaire.
- ✓ L'identification des sols affaissables peut être faite à partir de trois méthodes : les méthodes empiriques, les méthodes expérimentales et les méthodes théoriques.
- ✓ La formation artificielle d'un sol susceptible à l'effondrement, au laboratoire, peut être obtenue par mélange de matériaux granulaires (sable, silt et argile), compactés avec une certaine énergie à une teneur en eau inférieure à l'optimum Proctor.

- ✓ le potentielle du collapse C_p est inversement proportionnel à le diamètre du tamis qui permet de faire passer 10% du sol « D_{10} », (quand D_{10} augment le potentiel de collapse augment).

- ✓ Les tassements peuvent être excessifs, lorsque la teneur en eau initiale est faible ce qui justifie l'influence marquée de ce paramètre sur l'effondrement des sols, la figure suivante illustre cette conclusion :

BIBLIOGRAPHIE

- K.abbeche, L.Mokrani, A.Boumekik. contribution à l'identification des sols effondrables 2005.
- Ayadat T, Belouehri B.1996. influence du coefficient d'uniformité sur l'amplitude et le taux de l'affaissement des sols. Revue française de géotechnique, N° 76, 3^{ème} trimestre, p25-34.
- Ayadat T, Belouehri B.1996, Ait ammar R. 1998. La migration des particules fines comme approche d'explication du mécanisme d'effondrement des sols. Revue française de géotechnique, N° 83, 2^{ème} trimestre, p.01-09.
- Ayadat T, Ouali S .1999. identification des sols affaissable basés sur les limites d'Atterberg. Revue Française de géotechnique, N° 86, 1^{er} trimestre, p.53-56.
- A.A. Grigorya, Yu.A. Chinenkov. 1994. la Prévision de l'affaissement de la couche du loess. Compte rendus du huitième congre international de mécanique des sols et des travaux de fondations.p.107-110.
- Austeriltz 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.
- Ablev Y.M, Ablev M.O.Y, 1979. Bases de l'élaboration des projets et de la construction sur les sols loessiques affaissables, Lavoisier, Techniques et documentation, Paris
- Barden. LMadedar A.O, Sides G.R. 1996. Volume change characteristics of unsaturated clay. Journal of SMFE, ASCE, vol.95, SM1, p.33-49.
- Barden L, Mc Gown A, Collins K.1973. The collapse mechanism in partly saturated soil. Engineering Geology, p.49-60.
- Holtz W.G, Hilf J.W.1961. Settlement of soil foundation due to saturation. Proceeding of fifth international conference on soil Mechanics and foundation Engineering, vol.3, p.673-679.
- Huergo P.J,Verbrugge J.C, Nuyens J, 1989. Tassement d'un massif de foundation à intercalation de sols effondrables, Proc .12th Inter. Conf. On soil Mechanics and foundation Engineering, 1.p.611-614, Rio.
- Jennings J.E, Kneight.K.1975. The additional settlement of foundation due to collapse of sandy soils on wetting. Proc. 4th Inter. Conf. on soil mechanics and foundation Engineering, 1, p.316-319.

- Imperial college, publier par Maswoswe. J.1985. Stresse-paths for compacted soil during collapse due to wetting, PHD thesis, imperial college of science and technology.
- Ferriera A.C, 1987. Identification and evaluation of collapsibility of colluvial soils that occur in the sao penlostate, 1st International Conference on geomechanics in tropical lateritic ad saprolitic soils, p.269-280, Brasilia.
- Cox D.W.1978. Volume change of compacted clay fill.ICE conf. on clay fills. P.79-86.
- Cui Y.J, Magnan J.P.2000. Affaissement locaux dus à l'infiltration d'eau en géomécanique environnemental. Chapitre N°6, risque naturels et patrimoine. Ed. Hermes, p.139-164.
- Clevenger.W.A, 1958. Experience with loess as foundation material, transaction, ASCE, vol 123, p 151-180.
- Delage P, Cui Y.J. 2001. L'eau dans les sols non saturés, Technique de l'ingénieur, C301.
- Dudeley J.H 1970. Review of collapsing soils. Journal of soil mechanics and foundation division, ASCE, vol 96, N°SM3, Paper 7278, pp.925-947
- Denisov N.Y, 1951. Les propriétés mécaniques des loess et des laoms, Gosstroïzdat, Moscou, p136.
- Booth A.R. 1975. The factors influencing collapse settlement in compacted soils. Proceeding 6th Reg. Conf. For Africa on SMFE, Durban, South Africa, p57-63.
- Booth A.R. 1977. Collapse settlement in compacted soils. CSIR research report 321, NITRR bulletin 13, Pretoria, South Africa.
- Feda J, 1966. Structural stability of subs dent loess soil from Praha-Dejvice, Eng. Geology, 1(3), p 201-219.
- Knight K.1961. (Reporter par Yudhbir, Collapsing, behavior of residual soils). Proceeding of the 7th Southeast Asian Geotechnical conference, Hong Kong, 1982, p 915-930.
- Knight K.1963. the original and occurrence of collapsing soils, Proceeding of the 3rd Reg. African Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering, vol 3, p 127-130.
- Lutengger A.J, Saber R.T. 1988. Determination of collapse potential of soils. Geotechnical testing journal. GTJODJ. Vol 11, N° 3, pp 173-178.
- Lawton E.C, Fragaszy R.J, James H.H. 1989. Collapse of compacted clayley sand. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol 155, N° 9, pp 1252-1267.
- Lawton E.C, Fragaszy R.J, Hetherington M.D. 1992. Review of wetting-induced collapse in compacted soil. Journal of Geotechnical Engineering, vol 118, N°9, pp 1376-1394.
- Markin B.P.1969. Discussion on standard criteria of sag in loess soils, Soil Mechanics and Foundation Engineering, N°2, p 137.

-
- Milovic. 1969. Engineering properties of loess and other collapsible structures. Proceedings 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Moscow.
 - Mishu L.P. 1963. collapse in one-dimensional compression of compacted clay on wetting. MSc Thesis, Purdue University, at West Lafayette.
 - Morgenstern N, De Matos M.M. 1975. Stability of slopes in residual soils, proceeding 5th. Pan American Conference on SMFE. Buenos Aires. Argentina, vol 3, pp 367-383.
 - Priklonskij V.A. 1952. Gruntovedenie Vtoriaia Chast. Soil science II Gasgedizdat, Moscow, p 371.
 - Prusza A, Choudry T. 1979. Collapsibility of residua soils, proceeding 13th congress on Large Dams, New Delhi, India, Q 49, R 9, p 117-130.
 - Ting W.A. 1979. Consolidation of a partially saturated residual soil, proceeding 6th, Asian reg. Conference on Soil Mechanics and Foundation. Singapore, vol 1, pp 95-98
 - Zur A, Wieseman C, 1973. Study of collapse phenomena of undisturbed loess. Proceeding of the 8th International conference of soil mechanics and foundation. Engineering Moscow, USSR, vol2, part 2, p 265-269.