

SOMMAIRE

Résumé	i
Sommaire	iii
Liste des figures	vi
Liste des tableaux	ix
Notions et symboles	x
INTRODUCTION GENERALE	xi

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES SOLS AFFAISSABLES

I.1. INTRODUCTION	2
I.2. CARACTERISATION DES SOLS NON SATURES.	2
I.2.1. Notions sur le sol affaissable	2
I.2.2. Illustration de pression négative d'eau interstitielle dans la zone Vadose.	3
I.2.3. L'effet du climat sur les propriétés des sols.	5
I.2.4. Les types des sols affaissables.	6
a. Les sols résiduels.	6
b. Les sols éoliens	6
c. Les sols alluviaux.	7
I.2.5. Classification des sols non saturés selon Rogers (1995)	7
I.3. L'ANALYSE DES SOLS AFFAISSABLES.	8
I.3.1. Les phases du sol affaissable.	8
I.3.2. La structure des sols affaissables.	8
I.4. L'EAU DANS LES SOLS NON SATURES.	12
I.4.1. La tension superficielle.	12
I.4.2. La succion du sol	14
I.4.3. Le phénomène de la capillarité.	15
I.4.4. Courbe de rétention d'eau.	16
I.5. LES CONTRAINTES DANS LES SOLS NON SATURES.	17
I.5.1. Les variations d'états de contraintes.	17
I.5.2. Les contraintes effectives dans les sols non saturés.	18
I.5.3. La résistance au cisaillement des sols non saturé.	19
I.6. LE PHENOMENE DEFFONDREMENT	21
I.6.1. Les facteurs influant sur la rigidité du sol non saturé	21
a. L'état de contrainte	21
b. La succion du sol	22
I.6.2. Le mécanisme d'effondrement.	22
I.6.3. La prédiction des sols affaissables.	25
a. Les méthodes expérimentales	25

a.1. L'essai œdométrique simple	25
a.2. L'essai du double œdomètre.	25
b. Les critères empiriques	27
I.7. AMELIORATION DES SOLS AFFAISSABLES	30
I.8. CONCLUSION	30

CHAPITRE II : DESCRIPTION DES DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX ET LES MATERIAUX UTILISES

II.1. INTRODUCTION.	32
II.2. LES MATERIAUX DES ESSAIS.	32
II.2.1. Le sable	32
II.2.1. Les particules fines	32
II.3. LES DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX UTILISES POUR CHAQUE ESSAI.	33
II.3.1. L'analyse granulométrique.	33
a. Par tamisage.	33
b. Par sédimentation.	33
II.3.2. Les limites d'Atterberg	34
a. la limite de liquidité.	34
b. la limite de plasticité.	34
II.3.3. Proctor.	34
II.3.4. L'œdomètre.	35
II.3.5. L'appareillage de compactage du sol	37
II.4. LES MODES OPERATOIRE ET LES PRINCIPES DES ESSAIS.	38
II.4.1. Les matériaux de reconstitution	38
II.4.2. L'analyse granulométrique	39
a. Par tamisage.	39
b. Par sédimentation.	39
II.4.3. Les limites d'Atterberg	41
a. La limite de liquidité.	41
b. La limite de plasticité.	42
II.4.4. L'essai Proctor	43
II.4.5. L'essai d'effondrement.	44

CHAPITRE III : PRESENTATION ET ANALYSE DES RESULTATS OBTENUS

III.1. INTRODUCTION	49
--------------------------------------	-----------

III.2. REPRESENTATION DES RESULTATS DES ESSAIS	
DIDENTIFICATION	49
III.2.1. L'analyse granulométrique	49
III.2.2. Les limites d'Atterberg	52
III.2.3. L'essai Proctor	53
III.3. REPRESENTATION DES RESULTATS DES ESSAIS	
DEFFONDREMENT	55
III.4. L'ANALYSE DES RESULTATS DES ESSAIS	
DEFFONDREMENT	64
III.4.1. Etude de la variation du potentiel d'affaissement en fonction de la contrainte appliquée pendant la saturation d'échantillon	64
III.4.2. Etude de la variation du potentiel d'affaissement en fonction de la teneur en eau initiale.	67
III.4.3. Etude de la variation d'indice des vides en fonction de la teneur en eau initiale	69
III.4.4. Etude de la variation du potentiel d'affaissement en fonction d'indice des vides initial.	71
III.4.5. Etude de la variation du potentiel d'affaissement en fonction de la degré de saturation.	72
III.4.6. Etude de la variation du potentiel d'affaissement en fonction de la densité sèche.	74
III.5. COMPARAISON DES RESULTATS OBTENUS AVEC	
D'AUTRES CRITERES D'AFFAISSEMENT	75
III.6. CONCLUSION	76
CONCLUSION GENERALE	78
BIBLIOGRAPHIE	81
ANNEXE	85

Liste des figures

CHAPITER I

I.1	Courbe œdométrique typique d'un sol affaissable (Knight 1963).....	3
I.2	Aide de visualisation pour généraliser le monde géotechnique.....	4
I.3	Classification du sol au-dessus de la nappe phréatique basé sur le degré de saturation.....	4
I.4	Le phénomène de déformation et de flux de fluide dans un dépôt non saturé proche de la surface de sol.....	5
I.5	Classification des sols non saturés selon (Roger 1995).....	7
I.6	Un élément de sol non saturé.....	8
I.7	Les liaisons entre les particules	10
I.8	Eléments de la structure du sol (Alonso et al. 1987).....	10
I.9	Observation au MEB de la structure d'un limon compacté.....	11
I.10	Structure d'un échantillon de loess du Nord de la France.....	11
I.11	La tension superficielle à l'interface de l'air-eau.....	12
I.12	La géométrie idéalisée d'interface de l'air-eau dans les sols non saturés.....	13
I.13	Les tubes capillaires montrant les capillaire interfaces air-eau à différents rayons de courbure des ménisques	15
I.14	Ascension capillaire dans le sol non saturé.....	15
I.15	L'équilibre mécanique pour la remontée capillaire dans un tube de petit diamètre.....	16
I.16	L'état général d'effort à un point dans un sol non saturé.....	17
I.17	État de contrainte de cisaillement dans le sol non saturé suivant le concept de contrainte effective.....	20
I.18	Lieux des points de rupture dans le plan ($u_a - u_w, \tau_{max}$). Tests sur l'argile rouge de Guadalix	21
I.19	Interprétation microstructurale de la variation volumique de phénomène d'effondrement.....	24
I.20	Les stades de déformation d'un sol non saturé.....	24
I.21	Les courbes des essais du double œdomètre, d'après (Jennings et Knight 1975).....	27
I.22	Critère d'évaluation du risque d'effondrement proposée par Gibbs et Bara (1962).....	29

CHAPITER II

II.1	Une colonne des tamis fixé sur le tamiseur.....	33
II.2	L'appareillage d'essai de limite de liquidité.....	34
II.3	Proctor normal.....	35
II.4	Schéma d'un œdomètre.....	35
II.5	Les composantes d'une cellule œdométrique.....	36
II.6	L'appareil œdométrique.....	36
II.7	L'appareillage de compactage de l'échantillon.....	37
II.8	Les matériaux d'essai, à gauche : échantillon des particules fines et à droite échantillon de sable.....	38
II.9	L'éprouvette A.....	40

II.10	Les étapes de l'essai de la limite de liquidité.....	42
II.11	Les étapes de l'essai de limite de plasticité.....	43
II.12	Les étapes d'essai Proctor.....	44
II.13	Les étapes de préparation d'échantillon et le compactage dans l'anneau.....	46
II.14	Les étapes de l'emplacement de la cellule dans le bâti et le chargement.....	46

CHAPITER III

III.1	Les courbes d'analyse granulométrique des sols S1, S2 et S3.....	50
III.2	Les courbes d'analyse granulométrique des sols S4, S5 et S6.....	51
III.3	Les courbes d'essai Proctor effectué sur les sols S1 et S2.....	53
III.4	Les courbes d'essai Proctor effectué sur les sols S3 et S4.....	54
III.5	Les courbes d'essai Proctor effectué sur les sols S5 et S6.....	54
III.6	Les courbes obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S1 à teneur en eau initiale ($w = 2\%$).....	55
III.7	Les courbes obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S1 à teneur en eau initiale ($w = 4\%$).....	56
III.8	Les courbes obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S1 à teneur en eau initiale ($w = 6\%$).....	57
III.9	Variation du potentiel d'affaissement en fonction de la contrainte dans chaque type de sol à teneur en eau initiale ($w = 2\%$).....	64
III.10	Variation du potentiel d'affaissement en fonction de la contrainte dans chaque type de sol à teneur en eau initiale ($w = 4\%$).....	65
III.11	Variation du potentiel d'affaissement en fonction de la contrainte dans chaque type de sol à teneur en eau initiale ($w = 6\%$).....	66
III.12	Variation du potentiel d'affaissement en fonction de la teneur en eau initiale dans chaque type de sol sous une contrainte de (400KPa).....	68
III.13	Variation d'indice des vides initiale dans chaque type de sol en fonction de la teneur en eau initiale.....	70
III.14	Variation du potentiel d'affaissement dans chaque type de sol sous une contrainte de 400 kPa en fonction de l'indice des vides initial.....	72
III.15	Variation du potentiel d'affaissement dans chaque type de sol sous une contrainte de 400 kPa en fonction de degré de saturation.....	73
III.16	Variation du potentiel d'affaissement dans chaque type de sol sous une contrainte de 400 kPa en fonction de la densité sèche initiale.....	74

ANNEXE

1	Les courbes obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S2 à teneur en eau initiale ($w = 2\%$).....	85
2	Les courbes obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S2 à teneur en eau initiale ($w = 4\%$).....	86
3	Les courbes obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S2 à teneur en eau initiale ($w = 6\%$).....	87
4	Les courbes obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S3 à teneur en eau initiale ($w = 2\%$).....	88
5	Les courbes obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S3 à teneur en eau initiale ($w = 4\%$).....	89

6	Les courbes obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S3 à teneur en eau initiale ($w = 6\%$).....	90
7	Les courbes obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S4 à teneur en eau initiale ($w = 2\%$).....	91
8	Les courbes obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S4 à teneur en eau initiale ($w = 4\%$).....	92
9	Les courbes obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S4 à teneur en eau initiale ($w = 6\%$).....	93
10	Les courbes obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S5 à teneur en eau initiale ($w = 2\%$).....	94
11	Les courbes obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S5 à teneur en eau initiale ($w = 4\%$).....	95
12	Les courbes obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S5 à teneur en eau initiale ($w = 6\%$).....	96
13	Les courbes obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S6 à teneur en eau initiale ($w = 2\%$).....	97
14	Les courbes obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S6 à teneur en eau initiale ($w = 4\%$).....	98
15	Les courbes obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S6 à teneur en eau initiale ($w = 6\%$).....	99

Liste des tableaux

CHAPTER I

I.1	Les différentes équations proposées pour la contrainte effective dans les sols affaissables (de Fredlund 1987).....	19
I.2	Classement des sols affaissables d'après (Jennings et Knight 1975).....	26
I.3	Critères d'évaluation du risque d'effondrement.....	29

CHAPTER II

II.1	Les proportions des composantes des sols reconstituées.....	38
II.2	Correspondant entre le nombre de coups et énergie de compactag.....	47
II.3	Le programme des essais d'affaissement.....	47

CHAPTER III

III.1	Représentation des poids volumiques sec des grains des sols étudiés.....	49
III.2	Les pourcentages en poids des particules passantes à des différents diamètres.....	50
III.3	Les pourcentages en poids des particules à un diamètre inférieur à ($2\mu\text{m}$) dans chaque type de sol, et les coefficients d'uniformité et les coefficients de courbure.....	51
III.4	Les limites d'Atterberg pour l'argile et les sols étudiés.....	52
III.5	Les indices (I_p ; I_l et I_C) pour les sols étudiés.....	52
III.6	Les résultats d'essai Proctor pour chaque type de sol.....	53
III.7	Les valeurs de densité sèche maximale et la teneur en eau optimale	54
III.8	Les valeurs de S_r , e_0 et C_p obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S1.....	58
III.9	Les valeurs de S_r , e_0 et C_p obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S2.....	59
III.10	Les valeurs de S_r , e_0 et C_p obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S3.....	60
III.11	Les valeurs de S_r , e_0 et C_p obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S4.....	61
III.12	Les valeurs de S_r , e_0 et C_p obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S5.....	62
III.13	Les valeurs de S_r , e_0 et C_p obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S6.....	63
III.14	Les valeurs max et min de (C_p) dans chaque type de sol.....	67
III.15	Les variations d'indice des vides initiaux dans chaque type de sol.....	70
III.16	Les variations des degrés de saturation dans chaque type de sol.....	73

Notions et symboles

Symbole	Définition	Symbole	Définition
σ'	la contrainte effective	Ψ_o	le potentiel osmotique
σ	la contrainte normale	Ψ_g	le potentiel gravitationnel
p_g	la pression du gaz (air)	Ψ_m	le potentiel matriciel
u_a	la pression atmosphérique	Ψ	la succion total
u_w	la pression d'eau	$C(\Psi)$	Le coefficient de corrélation
γ_s	la masse volumique des grains solides	D_n	le diamètre des particules où (n%)
γ_w	la masse volumique de l'eau	r	le rayon de tube capillaire
γ_d	la masse volumique du sol sec	τ_s	la tension superficielle
γ_h	la masse volumique humide	R_s	rayon de courbure
$\gamma_{d\max}$	la masse volumique sec max	h_c	hauteur d'ascension capillaire max
e	l'indice des vides	α	l'angle de mouillage de l'eau
e_0	L'indice des vides initial	E_c	l'énergie de compactage
e_1	l'indice des vides avant de saturer l'échantillon	E_u	l'énergie de compactage par unité
e_2	l'indice des vides après de saturer l'échantillon	N	le nombre de coups
w	La teneur en eau	h	la hauteur de chute
w_0	la teneur en eau initiale	m_m	la masse du mouton
w_s	la teneur en eau de saturation	g	l'accélération de la gravité
w_l	La Limite de liquidité	v	volume du matériau avant de compactage
w_{opt}	La teneur en eau optimal	V_{moule}	Volume du moule de Proctor
w_p	la limite de plasticité	T	le temps
I_p	L'indice de plasticité	H_c	le déplacement de la suspension
I_L	Indice de liquidité	V_s	le Volume de la suspension
I_c	Indice de consistance	m	la Masse de la prise d'essai
c_c	le coefficient de courbure	R_t	lecture de l'éprouvette A au temps t
c_u	Le coefficient d'uniformité	R_B	lecture de l'éprouvette B
S_r	La degré de saturation	χ	paramètre pour le degré de saturation du sol
Δh	Déformation verticale de l'éprouvette	C_p	Le potentiel d'affaissement
H_0	hauteur initiale de l'échantillon	θ_w	la teneur en eau volumétrique
h_1	Hauteur de l'échantillon avant la saturée	φ'	l'angle de frottement à l'état saturé
h_2	Hauteur de l'échantillon après la saturée	φ^b	l'angle de frottement lié à la succion
P	La masse de l'échantillon	τ	la contrainte e cisaillement
V	Volume de l'anneau	C'	le supplément de cohésion apporté par la succion

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

La majeure partie de la surface terrestre, comporte des géomatériaux notoirement dangereux, appelés sols affaissables, ces sols possèdent une haute résistance apparente, mais ils ont de fortes réductions du rapport de vide (c.-à-d. effondrement) lorsque le mouillage par la pluie ou par d'autres moyens, avec ou sans chargement, car la structure de ces sols est ouverte, lâche et métastable. Ils sont naturellement à l'état partiellement saturés. Donc, il est difficile de comprendre le comportement de ce type de sols.

Soixante pourcent des pays du monde possèdent beaucoup de types de sols non saturés (Fredlund 1996), en particulier les pays de l'hémisphère Nord situé entre les parallèles 30^{ème} et 55^{ème}, ainsi que dans les pays de l'Amérique du Sud (Abbeche et al 2010-a). Ces sols occupent environ 13 million km² de la surface globale, ils sont principalement localisés dans les régions arides et semi-arides (Abelev Y.M. et Abelev M.O.Y. 1979), car leur climat est sec et desséché et la position de la table d'eaux souterraines dans ces régions peut être plus de 30 mètre ci-dessous la surface au sol.

L'effondrement de la structure de ces sols signifie une perte partielle ou totale de sa capacité de supporter une charge (Roger 1995). Il peut engendrer la réduction du volume jusqu'à 15 % (Waltham 2002), ceci rend le sol très problématique pour les ingénieurs.

La négligence des divers paramètres qui engendrent l'effondrement de ces sols dans le passé causé des problèmes considérables sur l'environnement et d'autre par les travaux associés.

La mécanique des sols non saturés est relativement une nouvelle discipline qui a été développée au cours de ces cinquante dernières années, diverses théories ont été établies par divers chercheurs, tel que : Knight, Jennings, Feddes, Delage, Fredlund, Rahardjo, Alonso, Rogers, Ayadat,etc.

Le développement des lois de la mécanique des sols partiellement saturés dans la plupart des cas basé sur des résultats expérimentaux obtenus sur des échantillons reconstitués ou compactés.

De nombreux travaux ont montré l'influence de multitude de facteurs comme: la charge appliquée lorsque le mouillage du sol, le type de sol (minéralogie et granulométrie), le degré de saturation, la teneur en eau naturelle, l'indice des vides initial, la nature des liaisons entre les particules, la matière chimique du liquide se trouvant dans les pores et le débit d'eau qui inonde ces sols sur le phénomène d'effondrement, ont été proposées comme des indicateurs du potentiel d'affaissement, ce potentiel a été évalué expérimentalement, est principalement basé sur les essais œdométriques.

L'objectif principal de cette recherche expérimentale est d'envisager la possibilité de proposer un critère de prédiction des sols à effondrement brusque. L'étude comprendra les points suivantes :

1. Etude de l'influence de la contrainte verticale sur la magnitude de l'affaissement du sol affaissable.
2. Etude de l'influence de la teneur en eau sur l'affaissement.
3. Etude de l'influence de l'indice des vides initial sur l'affaissement.
4. Etude de l'influence du degré de saturation sur l'affaissement.
5. Etude de l'influence des proportions du sable et des particules fines sur l'effondrement.

Ce travail est divisé en trois chapitres étroitement liés.

Le premier chapitre présente une synthèse bibliographique, consacrée à la caractérisation hydromécanique des sols affaissables, leurs types et structure et ensuite l'étude de phénomène d'affaissement et les méthodes utilisées pour évaluer le risque d'effondrement.

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation des dispositifs expérimentaux et les matériaux utilisés, après une description de l'appareillage, ensuite nous présentons une description de chaque essai réalisé, leur principe et le mode opératoire.

Le troisième chapitre présente les résultats des essais réalisées sur différents types de sol reconstitués en laboratoire sous divers paramètres qui influent sur l'affaissement des sols affaissables, suivi l'analyse et l'interprétation de ces résultats.

Le mémoire se termine par une conclusion générale et une liste des références bibliographiques.

CHAPITRE I

GENERALITES SUR LES SOLS AFFAISSABLES

CHAPITRE I

GENERALITES SUR LE S SOLS AFFAISSABLES

1.1. Introduction

Il existe une grande variété de sols naturels affaissables tels que les dépôts alluviaux, les sols résiduels et les sols éoliens entre autres, le comportement mécanique de ces sols est contrôlé par les contraintes effectives, égale à la différence de la contrainte totale et de la pression de l'eau. La présence de l'air dans ces sols modifie les interactions entre les particules et l'eau.

L'étude des conditions de non saturation en mécanique des sols a fait l'objet de nombreuses recherches, tant du point de vue expérimental que théorique.

Ce chapitre concerne l'étude bibliographique du comportement des sols affaissables, leur types et leur structure. Nous aborderons le comportement de l'eau dans les pores de ces sols (le phénomène de capillarité), et l'état de contrainte dans ces sols.

Finalement on termine avec une description du phénomène d'effondrement et les différents critères d'affaissement.

1.2. Caractérisation des sols non saturés

1.2.1. Notions sur les sols affaissables

Les sols affaissables sont des sols partiellement saturés, c.-à-d. que le degré de saturation du sol s'étend de 0 à 100 % (ni en état saturé, ni en état sec), selon (Fredlund et Rahardjo 1993). Ces sols possèdent une haute résistance apparente, mais ils sont sensibles à des fortes réductions du rapport de vide (c.-à-d. l'effondrement) lorsque le sol est mouillé. (Liausu et al 1995)

La plupart des sols affaissables sont composés principalement de limon et de sable fin avec de petites quantités d'argile, et dans certaines circonstances peut contenir des graviers et les galets, si le sol se situe à une profondeur faible, et de matière organique. (Charles et Menzies 2007)

Ces sols naturels sont en générale légèrement à fortement cimentés par divers sels, oxyde, argile séchée, et de la succion du sol, existent dans un état lâche et métastables à la densité relativement faible. Ils sont caractérisés par une structure macroporeuse à fort indice des vides. (Charles et Menzies 2007)

Le tissu des sols affaissables prend généralement la forme d'un squelette lâche des grains (généralement quartz) et des micros agrégats (assemblages d'argile ou argile et des particules d'argile limoneuse). Ceux-ci tendent à être séparés les uns des autres, étant reliés par des liens et des ponts avec des pores uniformément répartis.

Les ponts sont formés d'argile de taille minéraux, composés de minéraux argileux, quartz fin, de calcite, d'oxyde de fer et de silice, qui peuvent être concentré comme ciment au contact des grains. (Charles et Menzies 2007)

Le comportement du sol affaissable peut être visualisé sur la figure 1.1 qui représente la courbe œdométrique typique d'un sol affaissable.

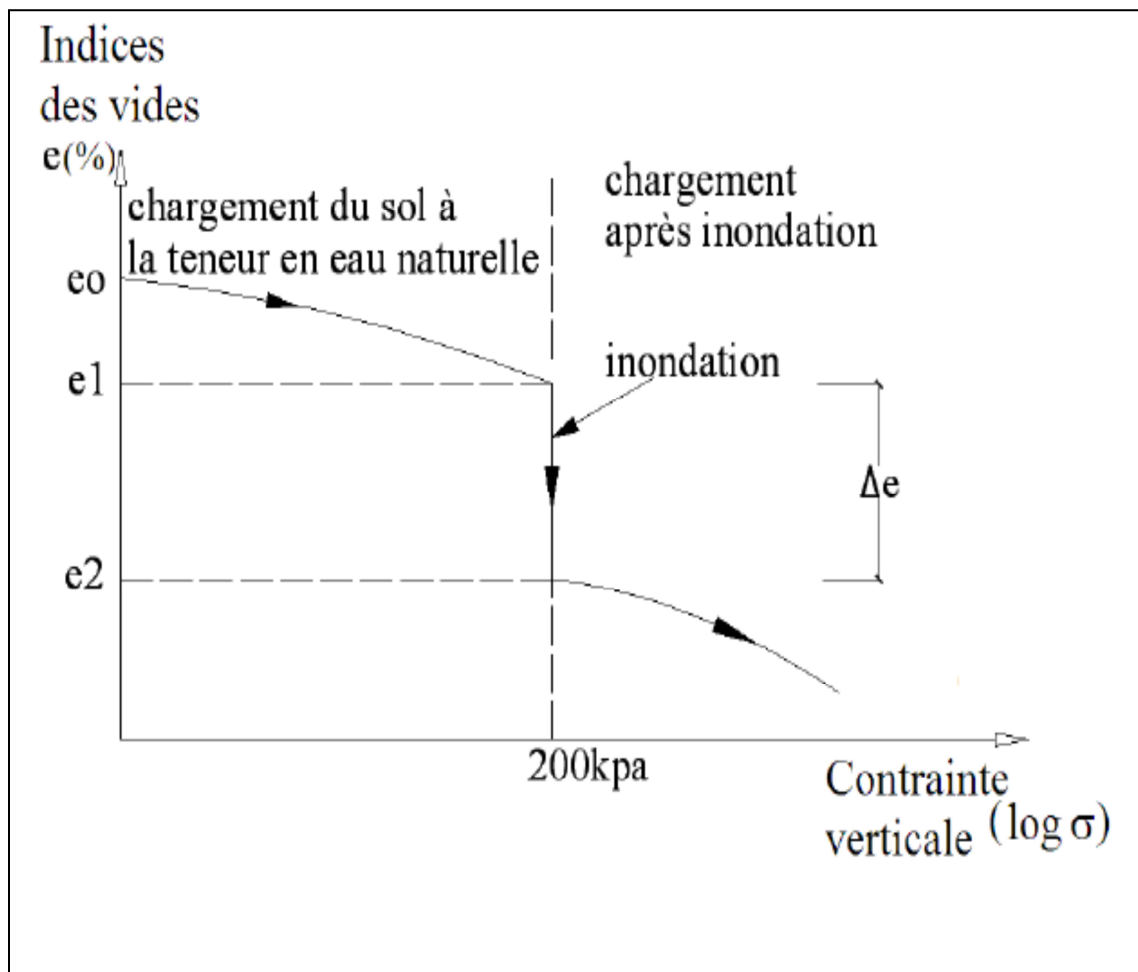


Figure.1.1. Courbe œdométrique typique d'un sol affaissable (Knight 1963).

1.2.2. Illustration de pression négative d'eau interstitielle dans la zone vadose

Dans la figure 1.2 le monde géotechnique est divisé par la nappe phréatique, pour plus de simplicité de ce monde, d'après Fredlund (1996).

Au-dessous de la nappe phréatique, les pressions de l'eau interstitielle sont positives et la volonté du sol généralement est saturée. Alors le comportement du sol dans cette zone est régi par la contrainte effective (σ') selon la loi de Tarzaghi.

Au dessus de la nappe phréatique, la pression d'eau interstitielle est généralement négative, et la volonté du sol soit généralement non saturée. Le comportement du sol dans cette zone est régi par deux variables indépendantes, la contrainte normale ($\sigma - u_w$) et la succion matricielle ($u_a - u_w$), selon (Bishop 1959).

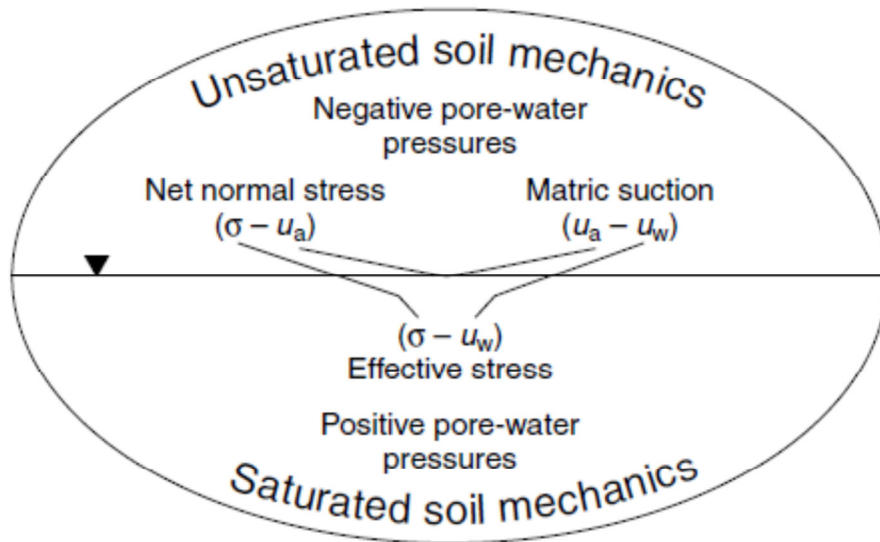


Figure.1.2. Aide de visualisation pour généraliser le monde géotechnique (Fredlund 1996).

La zone entière de sol au-dessus de la nappe phréatique est appelée la zone de vadose, cette dernière est encore classifiée dans trois types différents, basés sur le degré de saturation, la partie immédiatement au-dessus de la nappe où le degré de saturation est presque égale à 100 % appelée la frange capillaire. La gamme d'épaisseur de cette zone dépend du type du sol qui est habituellement plus moins de 10 mètre.

Au-dessus de la frange capillaire, Le degré de saturation se trouve entre 20 % et 90% selon le type de sol. Cette couche également demande que deux phases fluides parce que l'eau et l'air sont remplis dans l'espace vide du sol, quand nous déplaçons vers le haut, le sol devient plus sec, et la pression négative de l'eau interstitielle augmente à la valeur maximale qui est également nommé comme un sol sec.

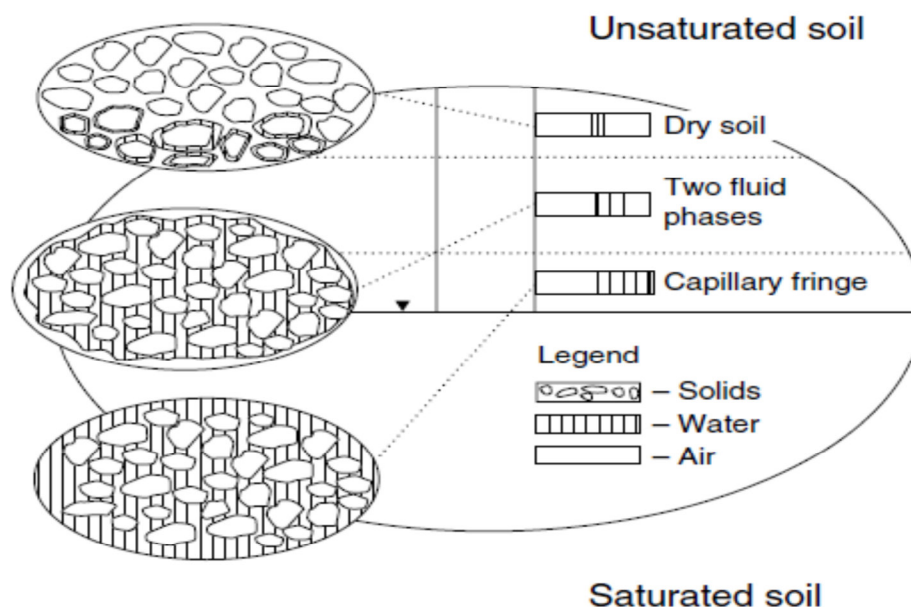


Figure.1.3. Classification du sol au-dessus de la nappe phréatique basé sur le degré de saturation (Fredlund 1996).

1.2.3. L'effet du climat sur les propriétés du sol

Les propriétés mécaniques des sols sont affectées par le mouvement ou la profondeur de la nappe phréatique (la table d'eaux souterraines).

La taille et l'ampleur de la zone non saturée proche de la surface de sol sont fortement sensibles aux perturbations du climat local ou régional. La précipitation, l'évaporation et l'évapotranspiration sont des mécanismes environnementaux normaux de la plus haute importance qui agissent en influençant sur la profondeur de la nappe phréatique et l'ampleur de la zone non saturée (Ning et William 2004). (Voir la figure 1.4)

Dans les régions arides ou semi-arides la table d'eaux souterraine diminue lentement avec le temps, en raison de flux ascendant élevée (évaporation et transpiration) pendant la saison sèche. Si le climat est tempéré ou humide, la table d'eau peut rester assez près de la surface du sol (Charles et Menzies 2007).

Alors au cours des périodes sèches, la pression d'eau interstitielle devient plus négative, tandis que dans les périodes de mouillure, la pression d'eau interstitielle devient moins négative.

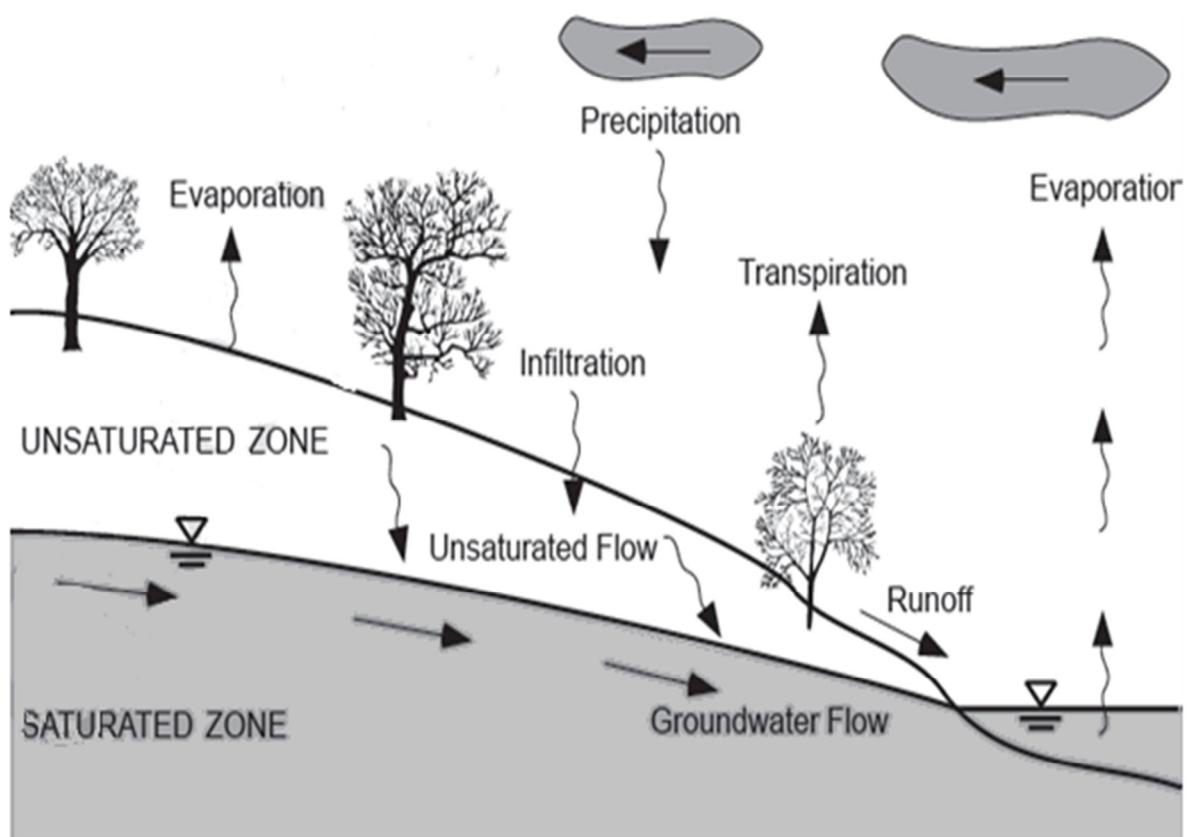


Figure.1.4. Le phénomène de déformation et de flux de fluide dans un dépôt non saturé proche de la surface de sol (Ning et William 2004).

1.3.4 Les types des sols affaissables

Les conditions climatiques dans une région sont le facteur principal entraînant un dépôt de sol non saturé, par conséquent les sols non saturés ou les sols avec des pressions négatives peuvent se produire dans n'importe quel dépôt géologique. Il y a certaines catégories géologiques des sols avec des pressions négatives qui ont reçu une attention considérable dans la littérature de recherche. Quelques exemples illustrent certains dispositifs communs à ces dépôts (Fredlund et Rahardjo 1993).

a. Les sols résiduels

La texture des sols résiduels formés par l'altération superficielle en place des roches cristallines à cause des agents atmosphériques. Peut être tout à fait semblable à celle de la roche mère. Les particules d'argile peuvent former des enduits sur les grains de limon et les grains de sable en raison de mouillage et séchage répétés. Le tissu sous forme ouvert et poreux dans certaines zone tandis que sous forme dense et faible porosité dans les autres et l'hétérogénéité est commune (James et Kenichi 2005).

L'altération superficielle par les agents atmosphériques et lixiviation couplé avec une abondance d'oxyde d'aluminium et de fer, produit des tissus et des textures ouverte, granulaire dense et argileux dans les sols tropicaux et subtropicaux. Les concrétions et nodules sont fréquents dans certains cas de matériaux. Les pores dans les sols résiduels sont dans deux classes : des pores irréguliers d'environ de 1m et de très petits pores d'environ de 5µm.

Les sols résiduels ont certaines caractéristiques uniques liées à leur composition et l'environnement dans lequel ils se développent. La microstructure de ces sols est changée de façon graduelle avec la profondeur, et la teneur en eau in situ est généralement supérieure à sa teneur en eau optimale. Leur densité, indice de plasticité et la compressibilité sont susceptibles d'être moins que les valeurs correspondantes pour les sols de la zone tempérée avec des limites de liquidité comparable (Fredlund et Rahardjo 1993).

Les sols résiduels se présentent sous forme de couches stratifiées d'épaisseur allant de quelques pouces à plusieurs pieds en fonction du climat et de la physionomie de la région.

b. Les sols éoliens

Les sols éoliens sont principalement composés de particules assez fines transportées par l'action permanente des vents (sable des dunes ou de plage et d'un limon, avec des petites quantités d'argile) (James et Kenichi 2005). Dans les loess on trouve des minéraux argileux tels que la vermiculite, la kaolinite et une faible proportion d'illite et chlorite.

Ils sont caractérisés par : (Fredlund et Rahardjo 1993) ; (James et Kenichi 2005)

- Un tissu métastable lâche et maintenu par la cimentation de carbonate d'argile et de lumière au contact des grains.
- Une structure homogène et poreuse.
- Ils sont légers à faible cohésion ayant une basse densité relative.
- La macrostructure globale peut être décrite comme granulaire encombrant.

On les trouve couramment dans le Missouri, Nebraska et du Wisconsin aux Etats-Unis, dans Gansu du Ningxia et le Shanxi de Chine, et dans le Kent, le Sussex, et du Hampshire au Royaume-Uni (Charles et Menzies 2007).

c. Les sols alluviaux

Les sols alluviaux peuvent être déposés dans des eaux marine et saumâtre ou bassins d'eau douce, les particules d'argile individuelles sont rares, et les tissus des groupes de particules flocules peuvent former dans l'eau sur la gamme complète des salinités bord-à-face des arrangements floculés et agrégés (James et Kenichi 2005).

Les grains de limon et de sable sont assez uniformément répartis sauf dans les argiles ou stratifiées, et les plus gros grains ne sont généralement pas en contact les uns avec les autres. Les tissus initiaux ouverts avec un degré d'ouverture dépendent de la minéralogie de l'argile et la dimension particulaire et la composition chimique de l'eau, y compris tout la teneur en sel et rapport (monovalents / divalents).

L'intensité de la floculation peut être moindre dans les dépôts d'eau saumâtre et d'eau douce, ainsi la consolidation suivante peut causer une grande orientation préférentielle des particules lamellaires et des groupes des particules que dans l'argile d'eau salée. Le taux d'accumulation très lente permet plus de stabilité dans les tissus ouverts qui est possible quand le sédiment s'accumule rapidement. (Fredlund et Rahardjo 1993)

Il y a d'autres type de sol qui sont non saturés en raison de l'histoire de positionnelle et sont enclins dans un état métastable par exemple les tufs volcanique, le gypse, les sables lâche cimentés par des sols solubles dispersés.

1.2.5. Classification des sols non saturés selon Rogers (1995)

Rogers (1995), discute en détail sur les diverses formes des sols non saturés trouvés à travers le globe.

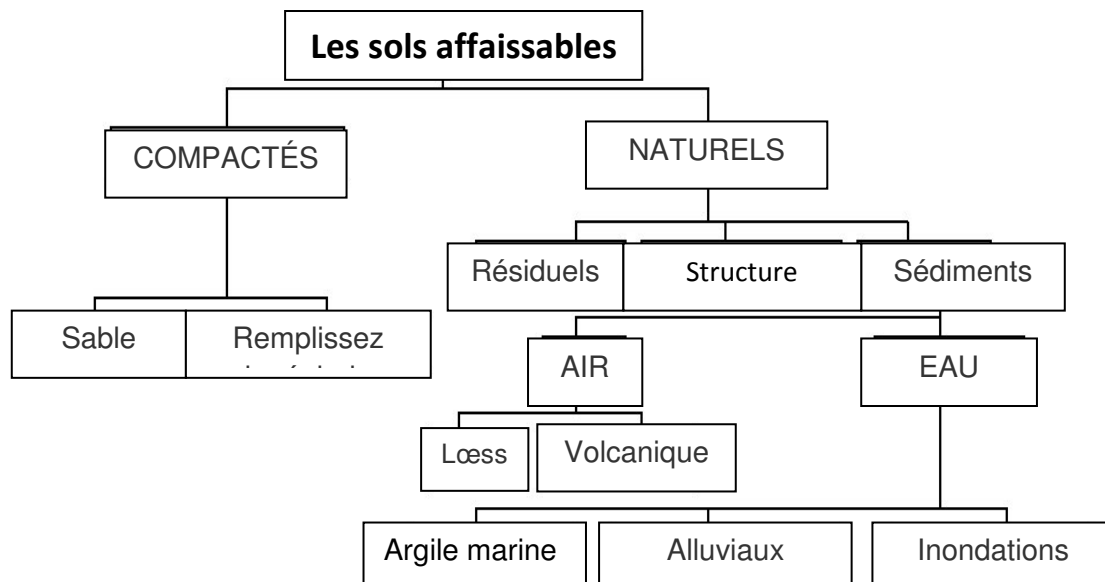


Figure.1.5. Classification des sols non saturés selon (Roger 1995)

1.3. L'analyse des sols affaissables

1.3.1. Les phases du sol affaissable

Dans la compréhension classique du sol non saturé on le suppose qu'il contient trois phases visés de matière (gaz, liquide et solide) :

- La phase gazeuse est généralement liée par le pore non occupé par le liquide, la matière dans ce pore peut être n'importe quel gaz.
- La phase liquide est généralement liée par le pore non occupé par le gaz, la matière dans ce pore peut être (eau, pétrole.....).
- La phase solide comprend les grains ou les particules de sol.

Plus tard (Fredlund et Morgenstern 1977) ont découvert le rôle important de l'interface de l'air-eau appelé la peau contractile, qui devrait être justifiée comme phase supplémentaire (quatrième phase) ou vu de certains mécanisme phasique.

Pour analyser le comportement du sol non saturé il faut prendre en considération les propriétés de base de ces quarts phases.

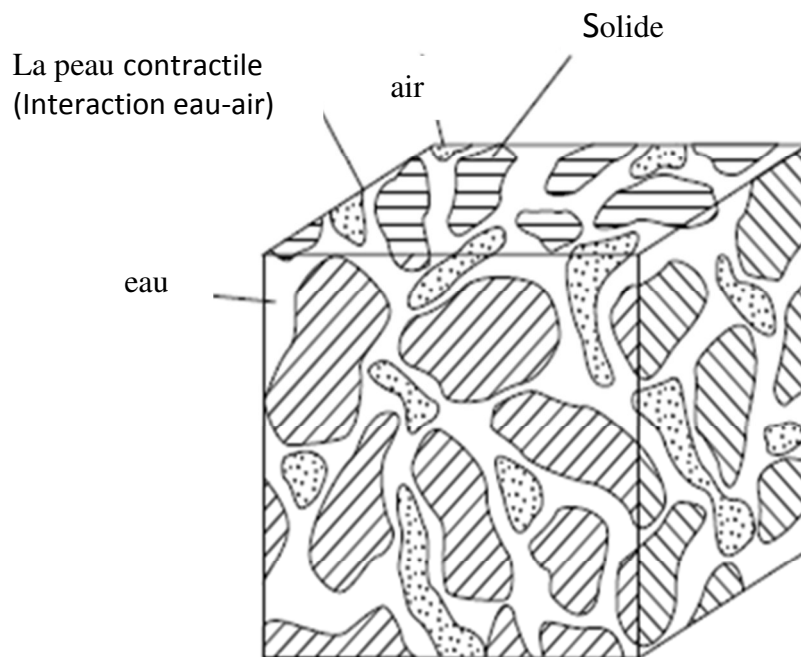


Figure.1.6. Un élément de sol non saturé (Fredlund et Rahardjo 1993).

1.3.2. La structure des sols affaissables

L'étude de la structure du sol joue un rôle majeur dans la compréhension de son comportement mécanique.

Rogers (1995) dans son examen du phénomène de l'effondrement de sol conclut que la structure du sol est la plupart du temps le facteur important engendrant l'effondrement dans les sols affaissables.

Feda (1982) a conclu que la structure du sol est définie par quatre composantes à savoir : par l'unité structurale (grains), leur faisceau, leur interaction (arrangement géométrique, tissu) et par le collage et l'effort.

Il y a plusieurs méthodes employées pour étudier les dispositifs microstructuraux des sols non saturés par exemple (d'absorption de bleu de méthylène l'environnement ESEM, balayage MEB, champ d'émission FESEM. Transmission MET, microscope optique, microscope électronique, le prosimètre intrusion de mercure ... etc.) (Enrique et Paul 2008).

Ces méthodes devraient aider à apporter qualitativement ou quantitativement des observations ou des mesures microstructurales aux propriétés macroscopiques ; par exemple conservation de l'eau, perméabilité à l'eau, à l'air et comportement au changement de volume. Les deux méthodes les plus utilisées sont (MEB) et la prosimètre par intrusion de mercure.

Larionov et Dudley conclut que le concept de base d'une structure ouverte, souvent en forme de grains encombrants lié par un matériau de collage ou de force, trois types des liens sont : (Barden et Collins 1973)

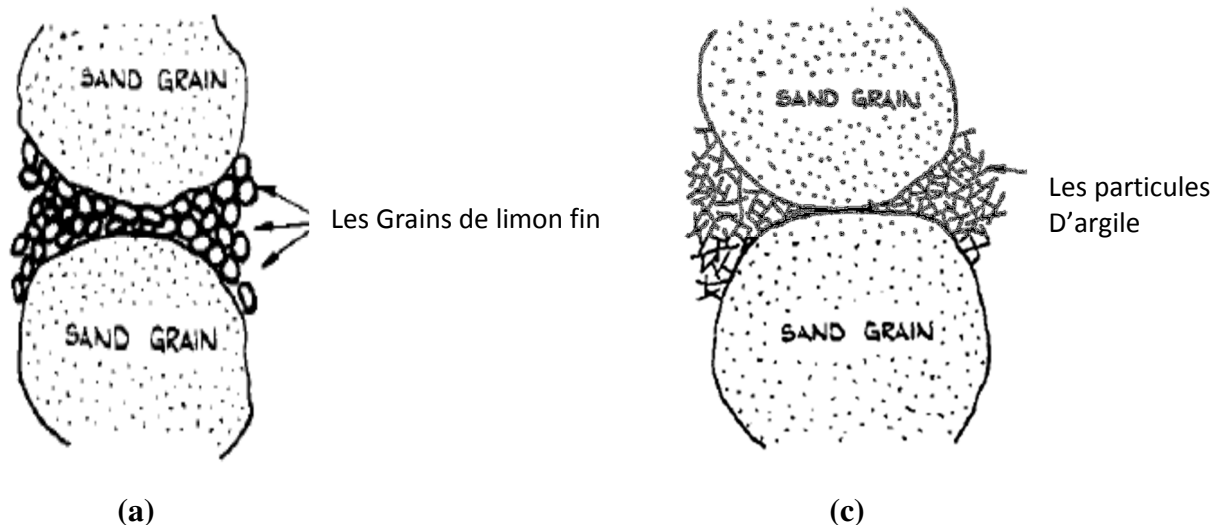
1- Dans le cas où le sol se compose de sable avec un liant de limon fin. Il est supposé que de simples forces capillaires fournissent les obligations (limon-limon) et (limon-sable). (Voir la figure 1.7.a)

2- La majorité des sols affaissables dépend de l'action des plaques d'argile dans le liens entre le sable et les grains de limon encombrant.

- Quand l'argile est formé en place par authigènes il pourrait former une plaque parallèle (effet de pelure d'oignon) autour des particules de quartz comme illustré dans la figure 1.7.b.

- Si l'argile était à l'origine en suspension dans l'eau interstitielle puis par évaporation graduelle ferait retraiter les plaques d'argile avec de l'eau dans les ménisques au niveau des contacts interarticulaires. Dans ces conditions l'argile formerait une structure flocculée aléatoire. Comme montre la figure 1.7.c.

3- Dans certains sols affaissables l'effet important de collage peut être dû à des agents chimiques de cimentation tels que l'oxyde de fer, carbonate de calcium, etc.



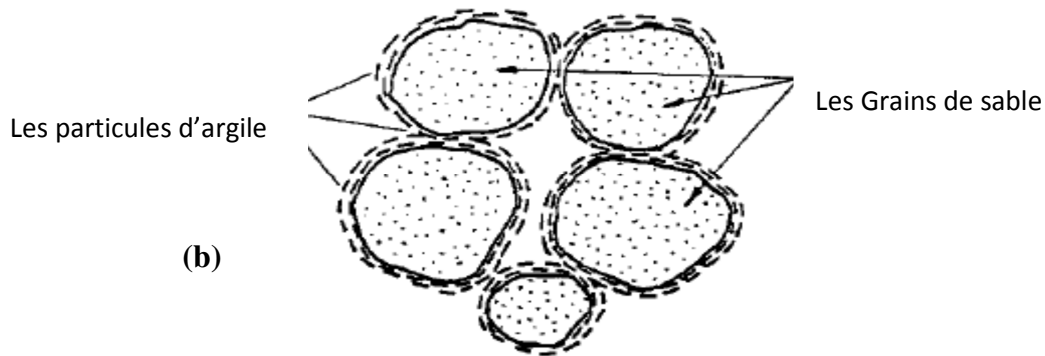


Figure.1.7. Les liaisons entre les particules (Barden et Collins 1973) ; (a) Liaisons de limon fin ; (b) Liaisons d'argile comme pelure d'oignon ; (c) Liaisons d'argile flocculé.

D'après Alonso et al (1987). la structure du sol peut être caractérisée par l'identification de différents éléments simples : figure 1.8

- Grains ou particules individuelles.
- Matrice ou volume de sol composé par des particules distribuées de façon relativement homogène.
- Agrégation entre les particules individuelles.
- Assemblages entre agrégation argileuses et grains de limon ou sable.
- Connecteur entre des grains de limon ou sable ; ils peuvent être composés d'agrégaions argileuses ou d'autres agents cimentant.

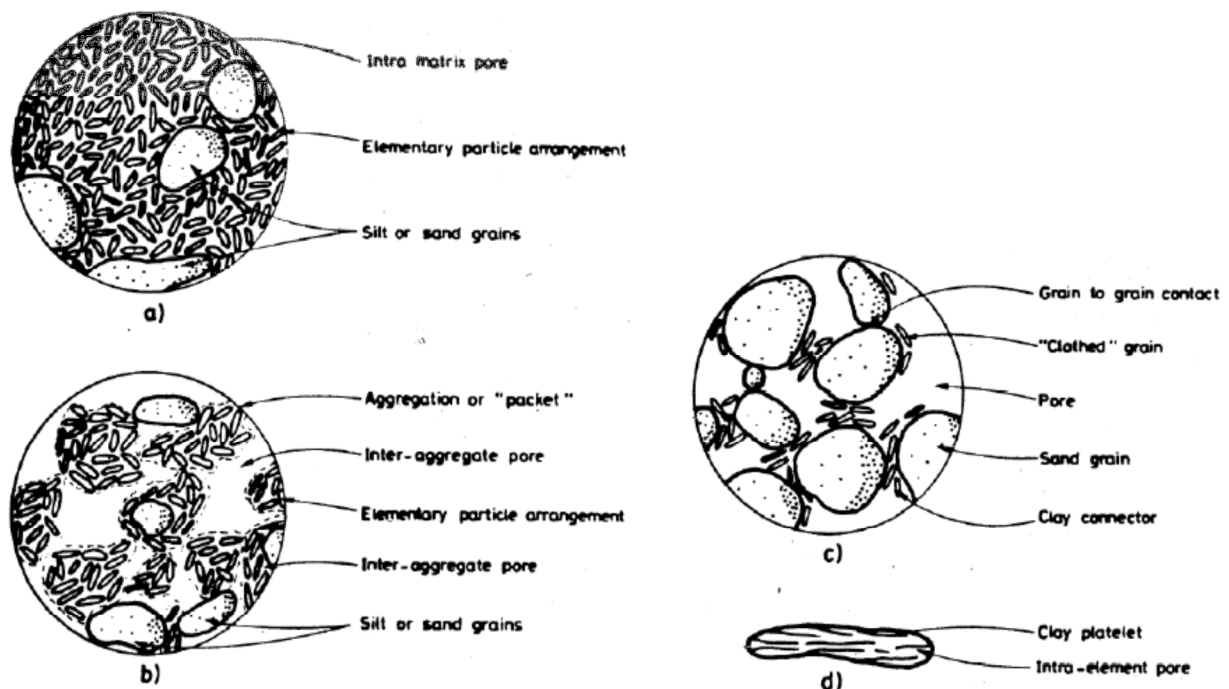


Figure.1.8. Eléments de la structure du sol (Alonso et al. 1987) : a) matrice argileuse composée par l'agrégation des particules argileuses et par quelques grains de limon ou sable; b) structure composée par des assemblages entre agrégations argileuses et grains de limon ou sable; c) matrice de sable ou limon avec des connecteurs d'argile entre les grains individuels; agrégation simple d'éléments argileux.

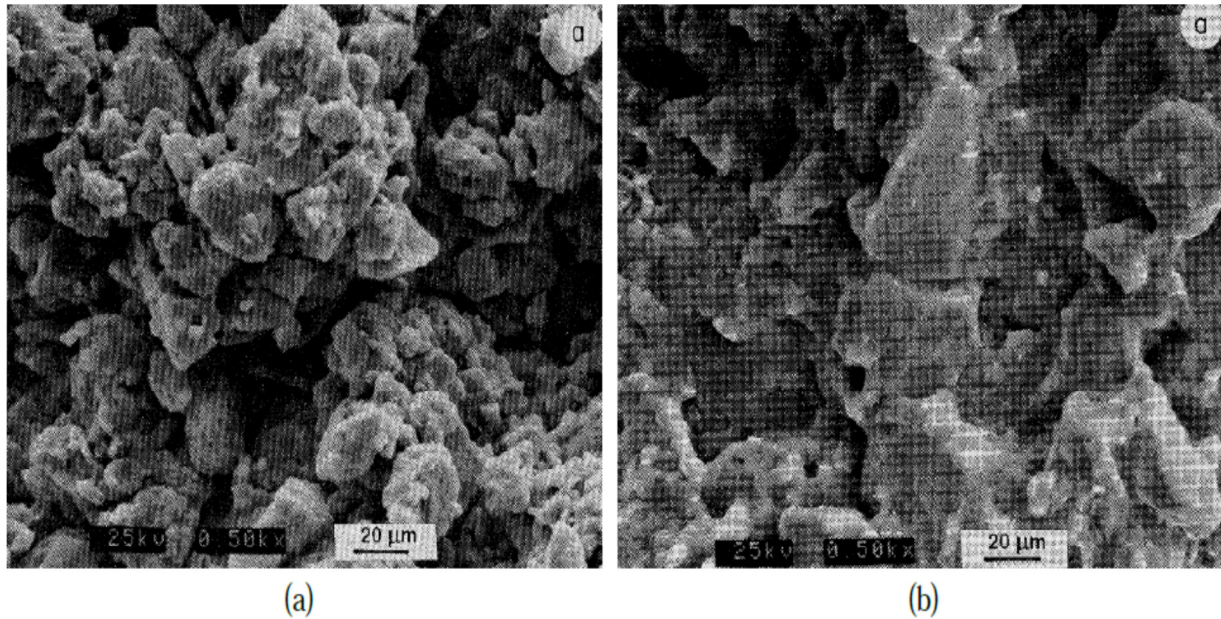


Figure.1.9. Observation au MEB de la structure d'un limon compacté (Delage et al. 1996): a) du côté sec de l'optimum; b) du côté humide.

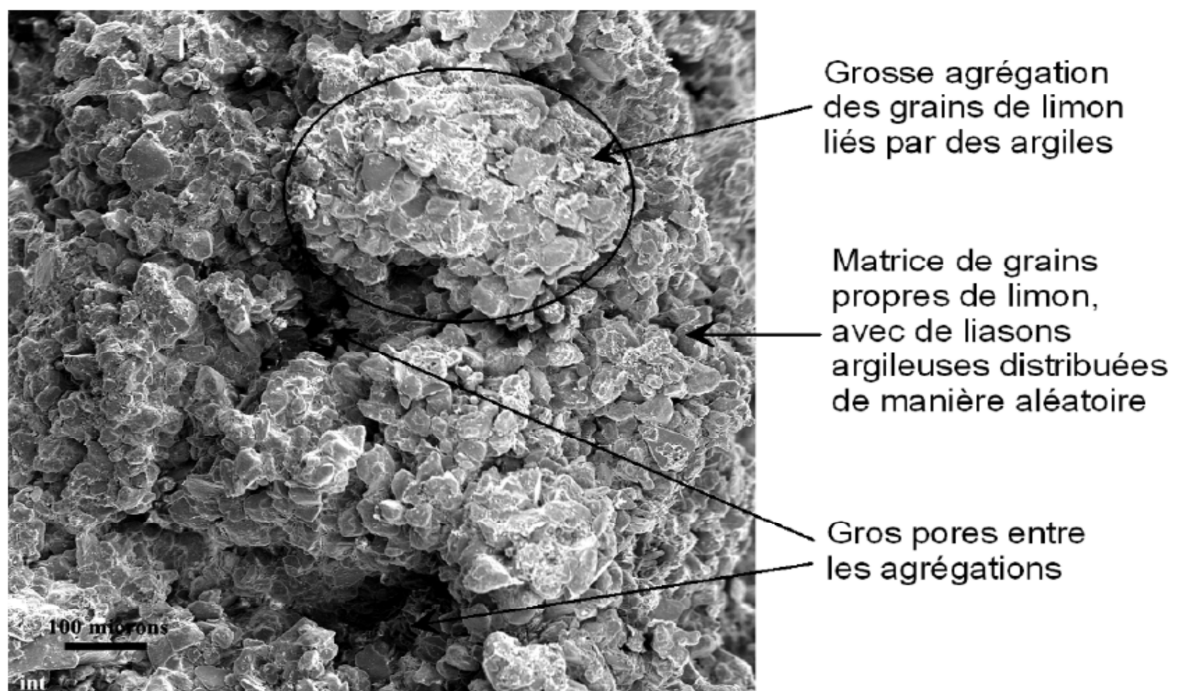


Figure.1.10. Structure d'un échantillon de loess du Nord de la France (Muñoz-Castelblanco et al 2011).

Dans la figure 1.9 on présente des photographies au (MEB) obtenues sur échantillon de limon de Jossigny compacté de côtés sec et humide de l'optimum Proctor, tirées de Delage et al (1996). Dans la photographie de l'échantillon compacté de côte sec, figure 1.9.a on observe un agrégat de 100µm de diamètre composé de grains de limon angulaires de rayon de 20µm. Des agrégats argileux sous forme de plaquettes de Kaolinite couvrent la surface des grains de limon. Il semble que les agrégats argileux agissent comme de liaisons entre les grains. Cette structure

correspond aux type (b) et (c) de la figure 1.8. Dans la figure 1.9.b on observe l'augmentation du volume des agrégats argileux lesquels forment une matrice argileuse autour des grains de limon cet assemblage correspond à une structure du type (a) dans la figure 1.8. (Muñoz-Castelblanco et al 2011).

Dans la figure 1.10 on présente une observation au microscope électronique à balayage de la structure d'un échantillon de loess provenant du Nord de la France. Ce matériau comporte des grosses agrégations des grains de limon liés par des agrégations argileuses caractéristique d'une structure de type (b) de la figure 1.8; sur cette figure on observe aussi des zones composées par des grains propres de limon avec quelques liaisons argileuses distribuées de manière aléatoire. Cette structure correspond aux de type (c) dans la figure 1.8 (Muñoz-Castelblanco et al 2011).

1.4. L'eau dans les sols non saturé

L'interaction des sols avec l'eau est influencée par plusieurs facteurs d'ordre mécanique et physique-chimique. La présence de l'air dans les pores des sols non saturés modifié l'interaction entre le sol et l'eau.

1.4.1. La tension superficielle

L'interface de l'air eau (c.-à-d. la peau contractile) possède une propriété appelée la tension superficielle, elle résulte des forces intermoléculaires qui sont différentes de ceux qui agissent sur des molécules à l'intérieur de l'eau. Une molécule à l'intérieur de l'eau éprouve des forces égales dans tout les directions, tandis qu'une molécule d'eau dans la peau contractile subit une force non équilibrée vers l'intérieur de l'eau, pour que la peau contractile soit dans l'équilibre (Charles et Menzies 2007).

La peau contractile se comporte comme une membrane élastique suivant les indications de la figure 1.11.b. Ce comportement peut être comparé au ballon gonflé qui a plus de pression à l'intérieur du ballon que l'extérieur.

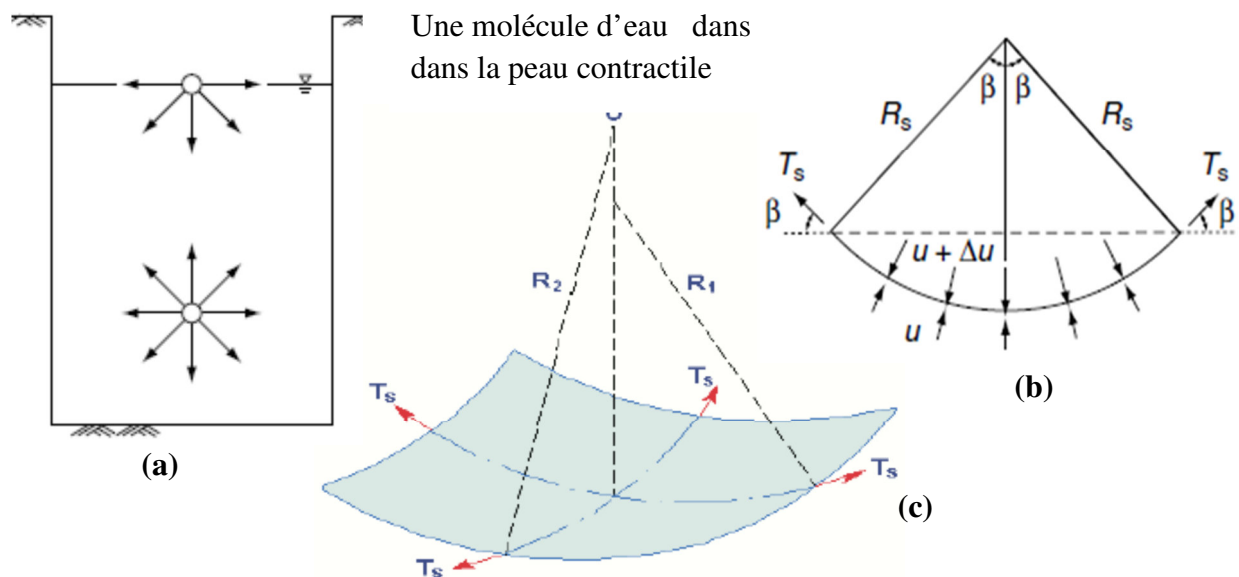


Figure.1.11. La tension superficielle à l'interface de l'air-eau (Fredlund et Rahardjo 1993); a) les forces intermoléculaires b) les pressions agissant sur incurvée surface bidimensionnel ; c) la tension superficielle à la peau contractile en (3D).

Les pressions agissant sur la membrane sont (u_a) la pression atmosphérique et (u_w) la pression d'eau et une tension superficielle (T_s). La membrane à un rayon de courbure de (R_s) l'équilibre des forces dans le sens vertical exige : (Fredlund et Rahardjo 1993)

$$u_a - u_w = \frac{2T_s}{R_s} \quad (1.1)$$

Dans le cas d'une membrane déformée à deux rayons (R_1, R_2) :

$$u_a - u_w = \frac{2T_s}{R_s} \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right) \quad (1.2)$$

L'équation (1.1) désigne sous le nom du modèle capillaire de Kelvin, et la différence ($u_a - u_w$) est connu comme la succion matricielle.

La tension superficielle est tangentielle sur la surface de la peau, elle a une unité de Joule par mètre carré (J/m^2). Elle diminue quand la température augmente selon.

La tension superficielle est le paramètre important dans l'analyse de la peau contractile dans les sols non saturés. Ce phénomène peut être expliqué le concept de processus capillaire.

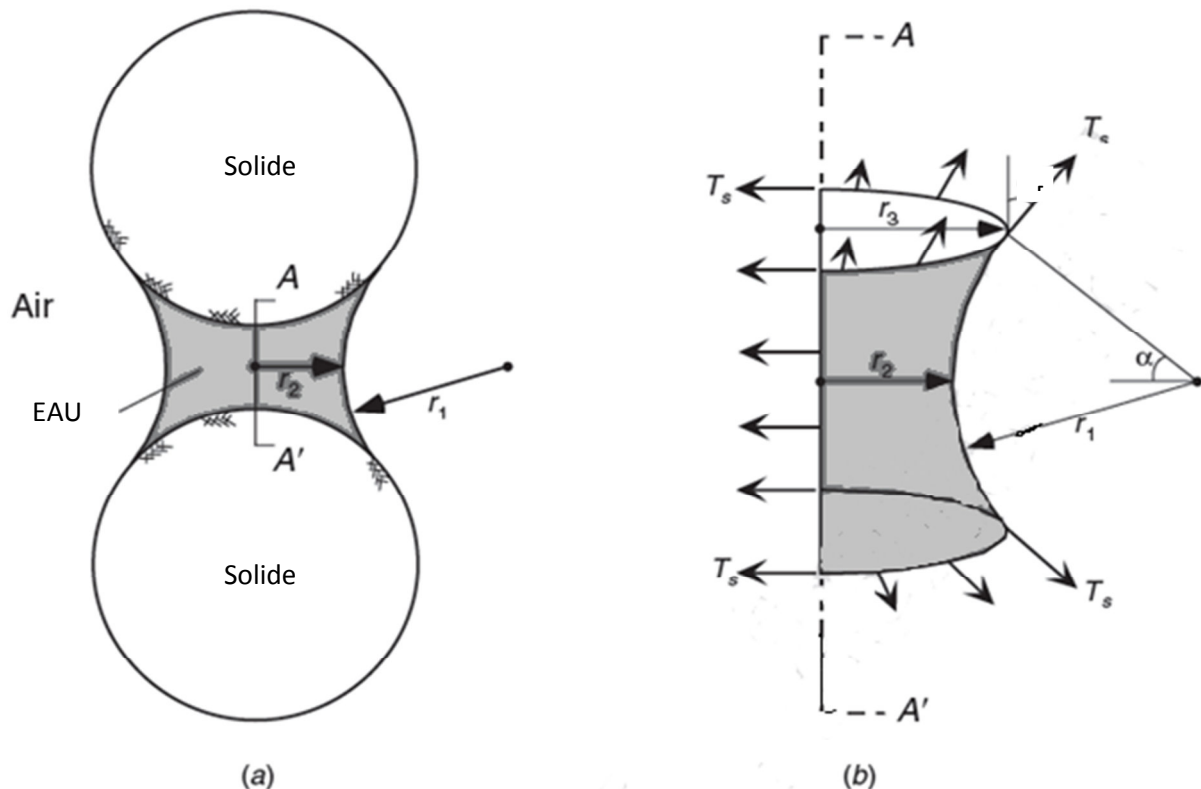


Figure.1.12. La géométrie idéalisée d'interface de l'air-eau dans les sols non saturés (Ning et William 2004); a) Ménisque de l'eau entre deux particules sphériques de sol ; b) Le diagramme de libre-corps pour le ménisque de l'eau.

1.4.2. La succion du sol

Le concept théorique de la succion du sol a été développée en physique des sols dans le début des années 1900 par divers chercheurs tel que : Buckingham, Richard, Anderson , Kamper Atchison , Fredland et Ratardjo ...etc (Fredland et Ratardjo 1993).

Le terme potentiel de l'eau ou succion, concerne toutes les forces capables de retenir l'eau dans la structure du sol.

La succion désigne généralement sous le nom de l'énergie libre de l'eau du sol, cette énergie peut être mesurée en terme de pression partielle de vapeur de l'eau du sol, d'un point de vu thermodynamique, la succion total peut être décrite par l'équation de Kelvin comme suite : (Fredland et Ratardjo 1993).

$$\Psi = - \frac{RT}{v_{w0} W_v} \ln \left(\frac{u_v}{u_{v0}} \right) \quad (1.3)$$

Avec : Ψ est la succion total (KPa), R est la constant universelle de gaz (J/mol.K), T est la température absolue (K) , V_{w0} est le volume particulier de l'eau ou l'inverse de la densité d'eau (m^3/Kg) , w_v est la masse moléculaire de la vapeur d'eau (g/mol) , u_v est la pression partielle de la vapeur (KPa), u_{v0} est la pression de saturation de la vapeur au-dessus d'une surface plate de l'eau pure à la même température (KPa) , et $\ln (u_v/u_{v0})$; s'appelé l'hygrométrie (RH) (%), peut varié selon le phénomène capillaire (Fredland et Ratardjo 1993).

Le potentiel total de l'eau (Ψ_t) est définie comme la somme de quatre éléments ; le potentiel de la pression externe (Ψ_p), le potentiel gravitationnel (Ψ_g), les potentiels capillaires et d'adsorption dont la somme forme le potentiel matriciel (Ψ_m), et le potentiel osmotique (Ψ_o). Ce concept peut être représenté comme suite : (Muñoz-Castelblanco et al 2011)

$$\Psi_t = \Psi_p + \Psi_g + \Psi_m + \Psi_o \quad (1.4)$$

La succion osmotique est due aux effets des sels dissous dans l'eau du sol si la teneur au sel dans un sol change, il y aura un changement du volume et de résistance au cisaillement globaux du sol (Charles et Menzies 2007).

La succion matérielle est présentée par la différence ($u_a - u_w$) entre la pression de l'air et la pression de l'eau dans les pores du sol.

Il est important de déterminer les composantes du potentiel hydraulique qui influencent le comportement mécanique des sols partiellement saturés, généralement la succion matricielle est l'élément principale, mais la succion osmotique reste une composante à considérer (Alonso et al 1987).

Selon Fredland et Rahardjo, la succion totale est décrite comme suite :

$$\Psi = (u_a - u_w) + \pi \quad (1.5)$$

Avec : π est la succion osmotique.

1.4.3. Le phénomène de la capillarité

La force attrayante intermoléculaire entre des molécules semblables s'appelle la cohésion, et la force intermoléculaire entre différentes molécules s'appelle l'adhérence. La force d'adhérence entre le molécule d'eau et la paroi d'un tube de verre, comme le montra la figure 1.15 est plus élevée que la force de cohésion entre les molécule d'eau ceci mène à un recourbement ascendant du ménisque qui au mur du récipient, connu sous le nom d'action capillaire.

L'eau dans les pores fins se lèvera au-dessus de la nappe phréatique en raison de l'action capillaire. Plus petit le tube capillaire, plus grande sera la hauteur d'eau soulevée, ce qui est mesuré en terme de pression de la succion (pression négative). Alors la succion est plus négative dans les tubes capillaires plus petits (Fredlund et Rahardjo 1993).

Le phénomène de capillarité se produit lorsque l'eau, les grains et l'air entrent en contact . Hazen à proposé un rapport entre la hauteur d'ascension capillaire et la taille effective des grains dans l'équation suivante : (Fredlund et Rahardjo 1993).

$$h_1 = C / (e \cdot D_{10}) \quad (1.6)$$

Avec : h_1 est la hauteur d'ascension capillaire, et C est un constante (varié de 10-50mm²), et D_{10} est la taille effective des grains à proposé d'après Hazen, et e est l'indice des vides.

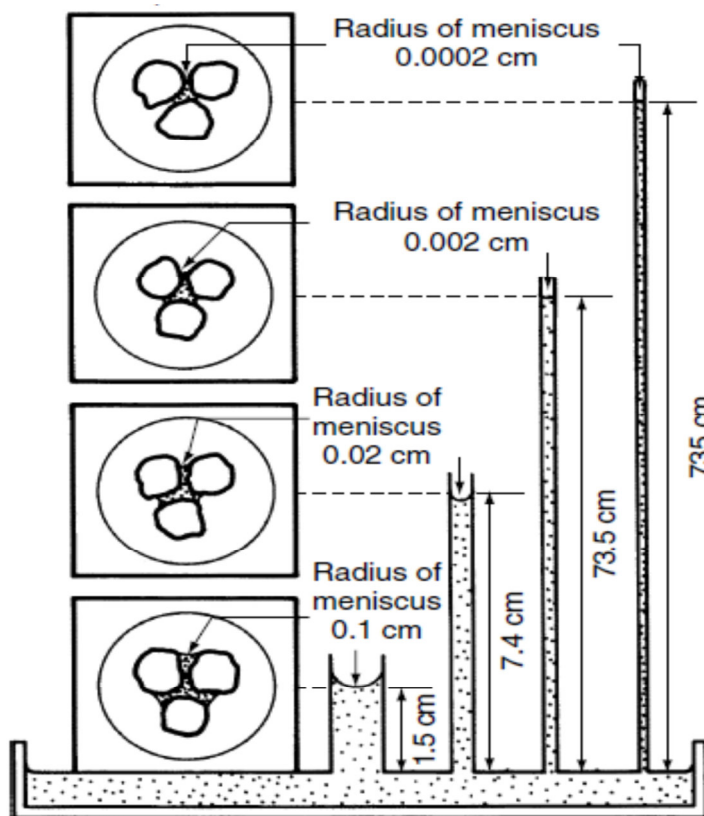


Figure.1.13. Les tubes capillaires montrant les interfaces air-eau à différents rayons de courbure des ménisques (Fredlund et Rahardjo 1993).

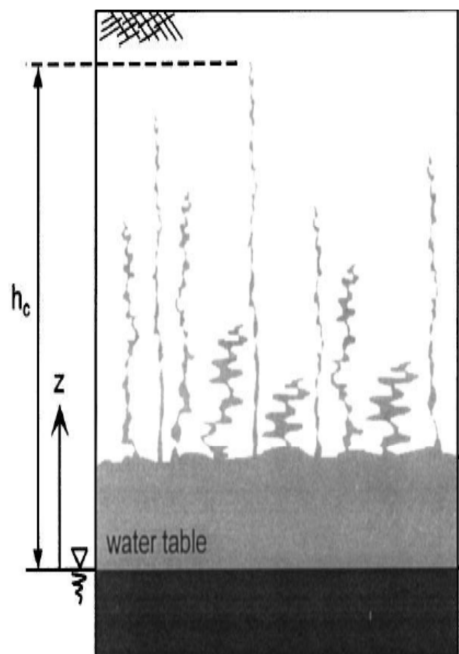


Figure.1.14. Ascension capillaire dans le sol non saturé (Ning et William 2004)

L'équilibre des forces verticales dans le tube capillaire (Figure 1.15) donne la hauteur maximale de l'eau dans le tube :

$$h_c = (2 T_s \cos \alpha) / (\gamma_w g r) \quad (1.7)$$

Avec : r est le rayon de tube capillaire, et g est l'accélération de la gravité.

Le rayon du tube est analogue au rayon de pore dans les sols. L'équation (1.7) montre que plus le rayon des pores est petit le plus élevé sera la hauteur capillaire. (Fredlund et Rahardjo 1993).

Le concept de la remontée capillaire dans le tube capillaire peut être appliqué au sol non saturé. Dans un sol non saturé la pression atmosphérique (u_a) est habituellement plus grande que la pression d'eau (u_w) à la peau contractile. La différence de pression entre l'air et l'eau est donnée par la loi de Laplace qui se simplifie dans l'hypothèse de pore cylindrique de diamètre R_s et prend l'expression de la loi de Jurin : (Muñoz-Castelblanco et al 2011)

$$(u_a - u_w) = 2(T_s \cdot \cos \alpha) / R_s \quad (1.8)$$

Avec : α est l'angle de mouillage de l'eau sur le solide (la paroi de tube), ($u_a - u_w$) est la succion matricielle due à la capillarité.

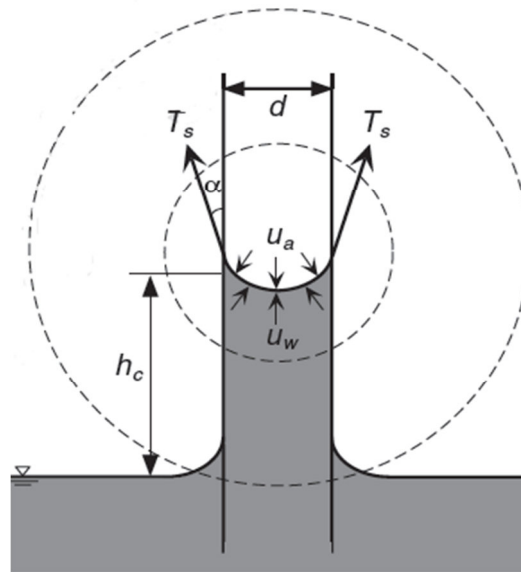


Figure.1.15. L'équilibre mécanique pour la remontée capillaire dans un tube de petit diamètre (Ning et William 2004).

1.4.4. Courbe de rétention d'eau

Le comportement des sols non saturés est fortement lié à la relation entre la succion et la teneur en eau qui conditionne également les variations de la conductivité hydraulique non saturée avec la teneur en eau, plus généralement la réponse hydromécanique des sols non saturés. La relation entre la succion et la teneur en eau définit la courbe de tension d'eau (SWCC).

Ces courbes sont obtenues en soumettant un échantillon de sol à cycle de séchage et remouillage en appliquant des paliers de succion croissante puis décroissante. Dans ces courbes

Les valeurs de la teneur en eau sont portées en abscisses et le logarithme de succion en ordonnées (Charles et Menzies 2007).

La courbe de rétention d'eau est caractérisée par les aspects suivants : selon (Muñoz-Castelblanco et al 2011)

- Une zone aux forts degrés de saturation où la phase d'air n'est pas continue, la phase d'eau continue et le sol reste quasi-saturé. Les lois de comportement qui s'appliquent aux sols saturés peuvent être utilisées. Dans cette zone, le sol est soumis à des valeurs de succion inférieures à la pression d'entrée d'air.

- Une deuxième zone où les phases air et eau sont continues, rencontrée quand la succion devient supérieure à la pression d'entrée d'air et que la teneur en eau diminue significativement. L'air peut ainsi entrer dans les pores lors de l'augmentation de la succion. Les effets de l'hystérésis caractérisent cette section.

- Une zone résiduelle où la phase d'eau est discontinue et où les transferts d'eau en phase gazeuse deviennent prépondérants. Dans cette région, de faibles variations de teneur en eau peuvent correspondre à de forts changements de la succion.

1.5. Les contraintes dans les sols non saturés

1.5.1. Les variations d'états des contraintes

Les variables d'état sont définies Selon Michels comme suit : (Charles et Menzies 2007)
Un ensemble limité de variables dynamiques du système comme la pression, la température, le volume...etc. qui sont suffisants pour décrire ou spécifier complètement l'état du système pour les considérations actuelles. Les variables d'état doit être indépendant des propriétés physiques du matériau concerné.

Le rapport de Tarzaghi (1936) concernant la contrainte effective (σ') définit les variables d'état de contrainte nécessaire pour décrire le comportement des sols saturés est :

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (1.9)$$

Où : σ est la contrainte totale normale, et u_w est la pression de l'eau interstitielle.

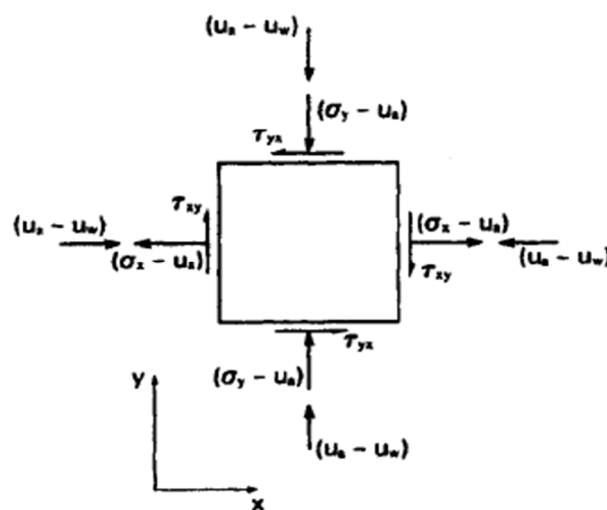


Figure.1.16. L'état général d'effort à un point dans un sol non saturé (Fredlund et Rahardjo 1993)

1.5.2. Les contraintes effectives dans les sols non saturés

Dans les sols non saturés la façon dont les contraintes existantes agissent sur chacune des trois phases (solide, fluide et gaz) dépend de différents facteurs.

Dans ces sols la capillarité engendre une attraction entre les grains qui n'agit que sur la surface mouillée des grains, qui diminue lorsque la succion augmente et la succion est une contrainte locale et perpendiculaire aux contacts entre les grains (Muñoz-Castelblanco et al 2011).

En raison de ces facteurs la relation de Tarzaghi n'est pas valable pour décrire les contraintes effectives dans les sols non saturés.

Divers chercheurs ont proposé des approches qui décrivent l'état de contrainte effective développé pour les sols non saturés comme montre le tableau 1.1.

Bishop (1959) a proposé l'équation efficace le plus largement admis d'effort pour le sol non saturé, basé sur le principe proposé par Tarzaghi (1939). En ajoutant la force qui agit sur la phase gazeuse (la pression de l'air) (u_a) qui est donné par :

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (1.10)$$

D'après Delage et Cui (2000), il existe trois raisons qui expliquent l'utilisation du couple de variables d'état ($\sigma - u_a$) et ($u_a - u_w$) :

- Le variable ($u_a - u_w$) qui correspond à la succion matricielle a une signification physique bien défini.
- La pression (u_a) est dans la plupart des cas prise égale à 0 (pression atmosphérique) ainsi l'expression de la contrainte totale nette est simplifiée et la succion devient une pression d'eau définie.
- Ce couple de variables est également bien adapté à l'analyse d'essais par la technique de translation d'axes ou une pression d'air positive (u_w) est appliquée.

Les variations indépendantes de la contrainte totale nette ($\sigma - u_a$) et de la succion matricielle ($u_a - u_w$), ont une influence directe sur le comportement des sols non saturés.

Bien que le principe des contraintes effectives de Bishop comporte quelques points faibles dans la description de leur comportement. Il a été repris pour différents auteurs dans le développement de leurs modèles constitutifs. Leur formulations varient beaucoup, mais se basent essentiellement sur deux contraintes indépendantes : la première, alternative à la contrainte nette moyenne, du type « Bishop », et la deuxième associée à la succion (Muñoz-Castelblanco et al 2011).

Tableau.1.1. Les différentes équations proposées pour la contrainte effective dans les sols affaissables (Charles et Menzies 2007).

L'auteur	Equation de contrainte effective σ'	Les paramètres
Croney Celaman et Black 1958	$\sigma - \beta' u_w$	β' : facteur de métallisation qui est mesuré de nombre de liens sous la tension efficace dans la contribution à la force de sol. σ : la contrainte normale
Bishop 1959	$(\sigma - u_a) + \chi (u_a - u_w)$	χ : paramètre pour le degré de saturation du sol. u_w : la pression de l'eau interstitielle. u_a : la pression atmosphérique.
Lumbe 1960	$\sigma \sigma_m + u_a \sigma_0 + u_w \sigma_w + R - A$	σ_0 : fraction de surface totale qui est contact air-air. $\bar{\sigma}$: secteur de contact de particule. σ_m : effort inter-particulaire minéral. σ_w : secteur de contact de phase de l'eau. R : effort répulsif de fluide de pore dû à la chimie. A : effort attractif de fluide de pore dû à la chimie.
Aitchison 1961	$\sigma + \Psi P''$	Ψ : paramètre varie de (0-1). P'' : insuffisance d'eau interstitielle.
Jennings 1960	$\sigma + \beta P''$	β : Le facteur statistique du même type que le secteur de contact devrait être mesuré expérimentalement dans chaque cas.
Richards 1966	$(\sigma - u_a) + \chi_m (h_m + u_a) + \chi_s (h_s + u_a)$	χ_m : paramètre de contrainte effective pour la succion matricielle. h_m : succion matricielle. h_s : succion de corps dissous. χ_s : paramètre de contrainte effective
Aitchison 1973	$\sigma + \chi_m P_m'' + \chi_s P_s''$	P_m'' : succion matricielle. P_s'' : succion de corps dissous.

1.5.3. La résistance au cisaillement des sols non saturés

Les données sur la résistance au cisaillement des sols non saturés concernent essentiellement les propriétés à la rupture obtenues à l'aide de boîte de cisaillement ou de cellules triaxiales à succion contrôlée par surpression d'air permettent d'examiner les critères existants actuellement pour décrire la résistance au cisaillement de ces sols (Delage et Cui 2000).

En se basant sur l'hypothèse de contrainte effective de Bishop un premier critère de type Mohr-Coulomb prenant en compte la succion à été proposé :

$$\begin{aligned}\tau &= C' + \sigma' \tan \varphi' = C' + \tan \varphi' [(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)] \\ &= (\sigma - u_a) \tan \varphi' + \chi(u_a - u_w) \tan \varphi' + C'\end{aligned}\quad (1.11)$$

Khalili et Khabbaz (1998) ont proposé une formule pour paramètre en analysant une quantité importante de données de résistance au cisaillement pour différents niveaux de succion et différents types de sols. $(u_a - u_w)_b$ représente la succion d'entrée d'air :

$$\chi = [(u_a - u_w) / (u_a - u_w)_b]^{-0.55} \quad (1.12)$$

Fredlund et al (1978) ont proposé un critère de cisaillement modifié basé sur l'hypothèse de rupture plane dans l'espace :

$$\tau = (\sigma - u_a) \tan \varphi' + \chi(u_a - u_w) \tan \varphi^b + C' \quad (1.13)$$

Où : φ^b est l'angle de frottement correspondront à l'intersection de la surface plane sous contrainte nette constante caractérisant la rupture avec le plan $(\sigma - u_a) = 0$. L'angle φ^b quantifie l'augmentation de résistance avec succion.

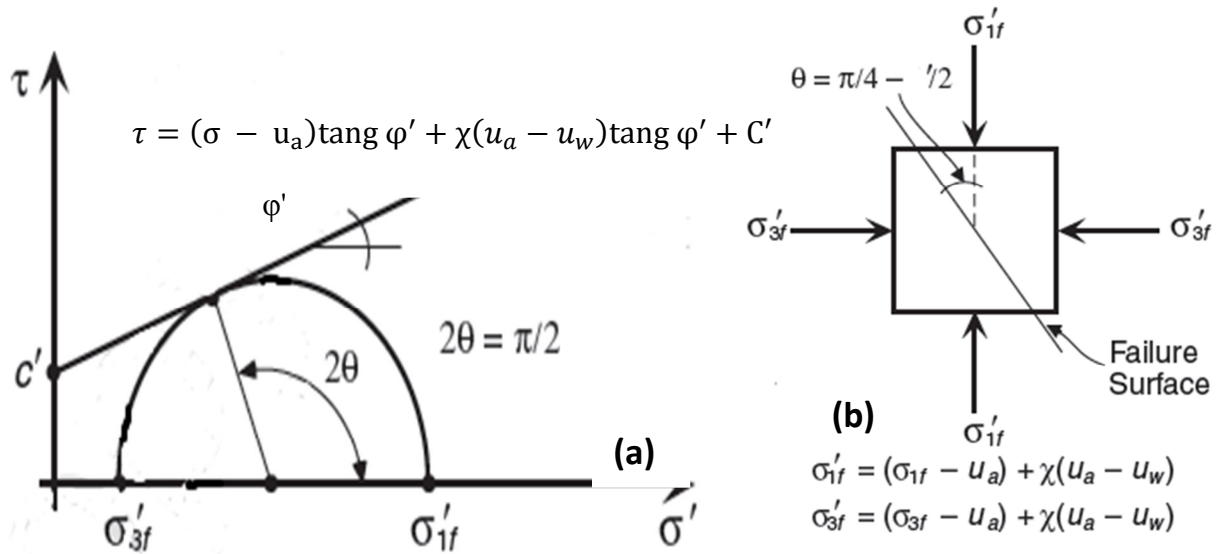


Figure.1.17. État de contrainte de cisaillement dans le sol non saturé suivant le concept de contrainte effective ; a) Le cercle de Mohr et enveloppe de la défaillance de Mohr-Coulomb ; b) états d'effort sur la surface de cisaillement (Ning et William 2004).

D'après les résultats des essais de cisaillement réalisés par plusieurs auteurs l'augmentation de la succion génère une augmentation de la résistance au cisaillement de la cohésion apparente et dans quelques cas de l'angle de frottement (Muñoz-Castelblanco et al 2011).

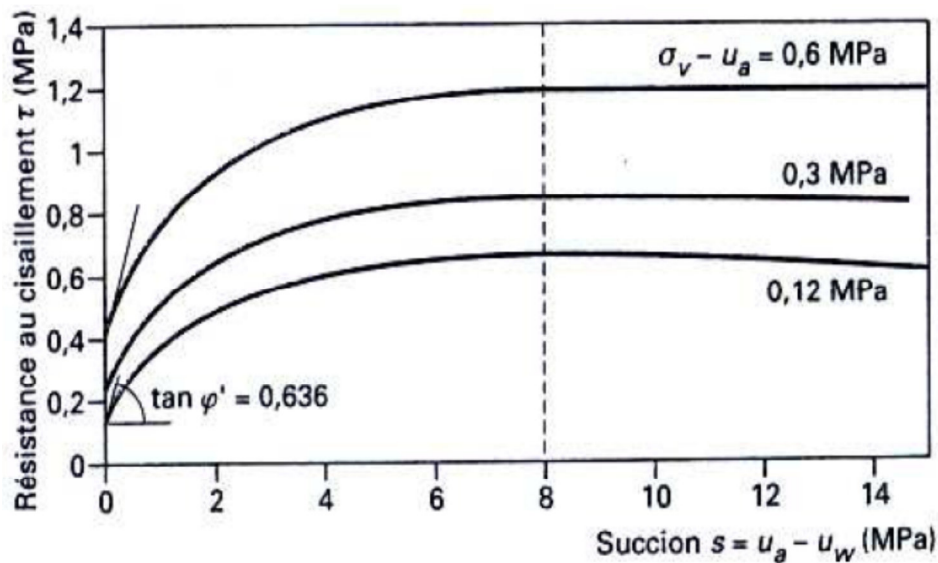


Figure.1.18. Lieux des points de rupture dans le plan ($u_a - u_w, \tau_{\max}$). Tests sur l'argile rouge de Guadalix (Delage et Cui 2000).

1.6. Le phénomène d'effondrement

L'augmentation du degré de saturation du sol non saturés, suite à des variations des conditions environnementales par exemple, peut produire une réduction volumique irréversible sans variation du niveau de la contrainte externe appliquée. Ce phénomène est connu comme effondrement du sol.

1.6.1. Les facteurs influant sur la rigidité du sol non saturé

La rigidité des sols partiellement saturés est évaluée selon Briaud (2001) par :

a. L'état de contraintes

- A quel point les particules sont emballées ?

Si elles sont serrées, le module tend à être élevé qui est aussi mesuré par la densité sèche du sol. La rigidité dépend de l'organisation structurale des particules par exemple un sol granulaire peut

avoir une structure lâche ou dense et un sol à grains fins avoir une structure dispersée ou floculée. Note que deux échantillons de sol peuvent avoir la même densité sèche mais différentes structures et donc différents modules de sol.

- Quelle est la teneur en eau ?

Ce paramètre est important parce qu'au bas teneur en eau l'eau lie les particules (particulièrement pour les sols à grains fins) et augmente la contrainte effective entre les particules par la succion et le phénomène de tension de la peau d'eau. Ainsi le bas teneur en eau augmente le module de sol, par exemple l'argile se rétrécit et devient très raide quand il sèche en même temps les teneurs en eau à très bas. Le tassement des sols granulaires n'est pas aussi efficace qu'il est à plus haut teneur en eau, par conséquent dans ce cas si les teneurs en eau très bas mènent à des

bas modules. Alors le module augmente avec l'augmentation de sa teneur en eau et en même temps l'effet de tassement augment également, mais si la teneur en eau monte au-delà de la teneur en eau optimal le module diminue.

- Le sol soumis a quoi ?

Ceci désigné sous le nom le facteur de l'histoire de contrainte. Si le sol a été précontraint dans le passé (surconsolidé) a de plus haut module que le sol normalement consolidé. Les sols non consolidés ont les modules très bas.

- Qu'en est-il de cimentation ?

L'effet de la « colle » entre les particules est temporaire car une augmentation de la teneur en eau sera détruite, un autre effet de collage est dû à la cimentation chimique qui peut se développer aux contacts.

b. La succion du sol

La vitesse de cisaillement augmente avec l'augmentation de succion matricielle. L'eau présente dans la peau contractile exerce une pression interstitielle négative sur les particules, augmentant ainsi la résistance au cisaillement selon (Ng et al 1998).

1.6.2. Le mécanisme d'effondrement

Le phénomène d'effondrement apparemment en contradiction avec le principe de la contrainte effective, qui est à la base de toute la théorie de mécanique de sol, puisque le mouillage augmente la pression interstitielle et diminue la contrainte effective et par conséquent est étendu causer la poussée plutôt que le règlement.

Cependant une considération plus détaillée du mécanisme a indiqué que l'effondrement était à la défaillance locale de cisaillement entre les grains du sol, est donc compatible avec le principe de la contrainte effective (Benkadja et Belouahri 2010).

Le mécanisme de base de l'effondrement implique, un réarrangement des particules, de structure ouverte métastable à une structure plus dense stable.

L'effondrement sur la saturation prend normalement seulement une courte période, bien que le plus d'argile contient dans le sol, plus la période tend.

Beaucoup des chercheurs ont proposé plusieurs mécanismes de l'effondrement.

Barden et al (1969) ont montré que l'effondrement appréciable exige les trois conditions suivantes :

- Une structure ouverte potentiellement instable, partiellement saturé.
- Une valeur assez élevée de la contrainte appliquée développe un état métastable.
- Une valeur assez élevée de succion du sol (ou tout autre état de cimentation ou agent de cimentage) stabilisent les contacts intergranulaires qui disparaissent par mouillage produisent ainsi un affaissement.

Knight (1963) suppose que la résistance des liaisons argileux entre les gros grains est réduite en ajoutant de l'eau dans un sol non saturé soumise à une contrainte. Lorsque cette résistance devient inférieure à la contrainte du découpage. Ces liaisons se cassent et l'affaissement se produit.

Holtz et Gibbs (1951) ont suppose que l'effondrement de la structure interne se produit quand les efforts entre les particules dépasse la force de liaison fournie par des liens de transition. D'après (Amer Ali 2000).

Dudley (1970) a proposé que 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.

Chady (1979) a suppose que l'affaissement à été principalement à l'annulation de la succion dans les sols partiellement saturés.

Clemence and Finbarr (1981) a suggéré que l'effondrement est plus immédiat dans le cas où les grains de sol sont liés par l'action capillaire, mais ralenti dans le cas du cimentage chimique, et beaucoup plus lent dans le cas des contreforts d'argile.

Ayadat et al (1998) ont conclus que la migration des particules fines d'un horizon à l'autre dans le sol est la cause principale de l'effondrement des sols.

Alonso et al (1987) ont présenté une analyse des phénomènes de gonflement et d'effondrement des sols à partir de l'analyse de leur structure. Sous basse contrainte et lors du mouillage, on observe généralement une augmentation macroscopique du volume du sol, liée au gonflement des agrégations simples d'argiles ; son intensité dépend de la minéralogie de l'argile. Ces agrégations tendent à conserver leur structure tant qu'on n'augmente pas de manière significative la contrainte externe. Si elle augmente, les connecteurs ou agrégations d'argiles s'écrasent, les particules glissent aux contacts et les pores qui existaient entre particules sont remplis par les agrégations déformées ou par les grains de limon ou sable. Cette réorganisation engendre une réduction de volume macroscopique du sol qui, selon son intensité, peut être qualifiée d'un effondrement.

Feda (1995) a conclu que les effondrements sont classifiées en deux catégorie : Micromécanique (effondrement par décollement, par écraser les grains, transition de tissu et remouler- durcir), et Macro mécanique (effondrement par le chargement, le fluage de mouillure. Le ramollissement radial, et la pression excessive d'eau interstitielle).

Feda (2004). Au cours de la déformation du sol, la structure du sol passe par différentes étapes. La figure 1.20 montre la dégradation d'un faisceau simplifié des particules de sol. On peut compter divers étapes de déformation.

Typiquement l'intensité de l'effondrement augmente lorsque la contrainte de confinement croit (Barden et al. 1969 , Dudley. 1970) a observé que l'intensité de l'effondrement atteint sa valeur maximale à une contrainte donnée, puis cette intensité décroît même si la contrainte continue à augmenter. Cette valeur maximale variée par rapport au type de sol et aux conditions initiaux.

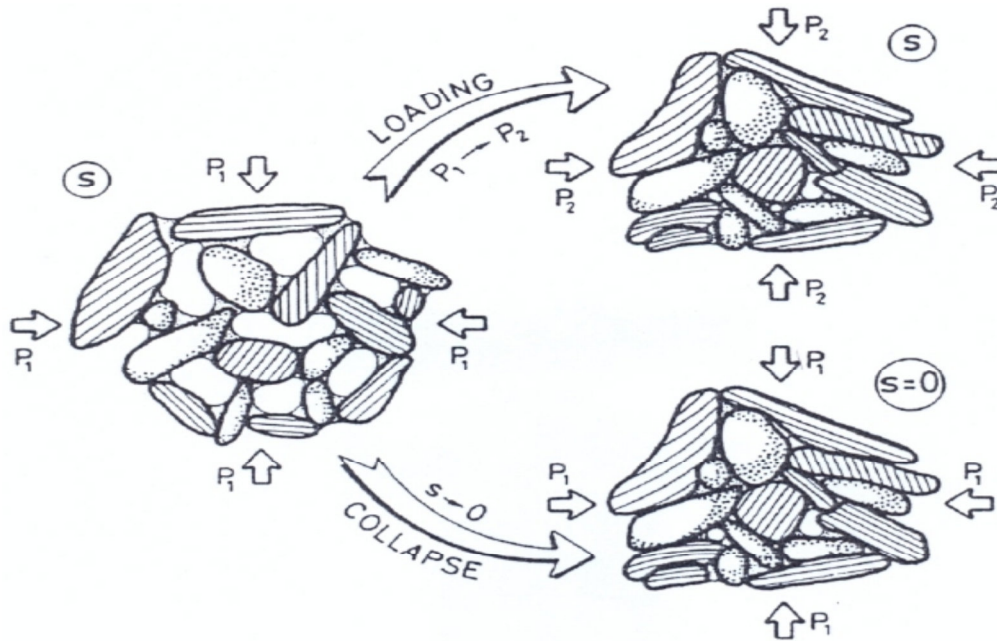


Figure.1.19. Interprétation microstructurale de la variation volumique de phénomène d'effondrement

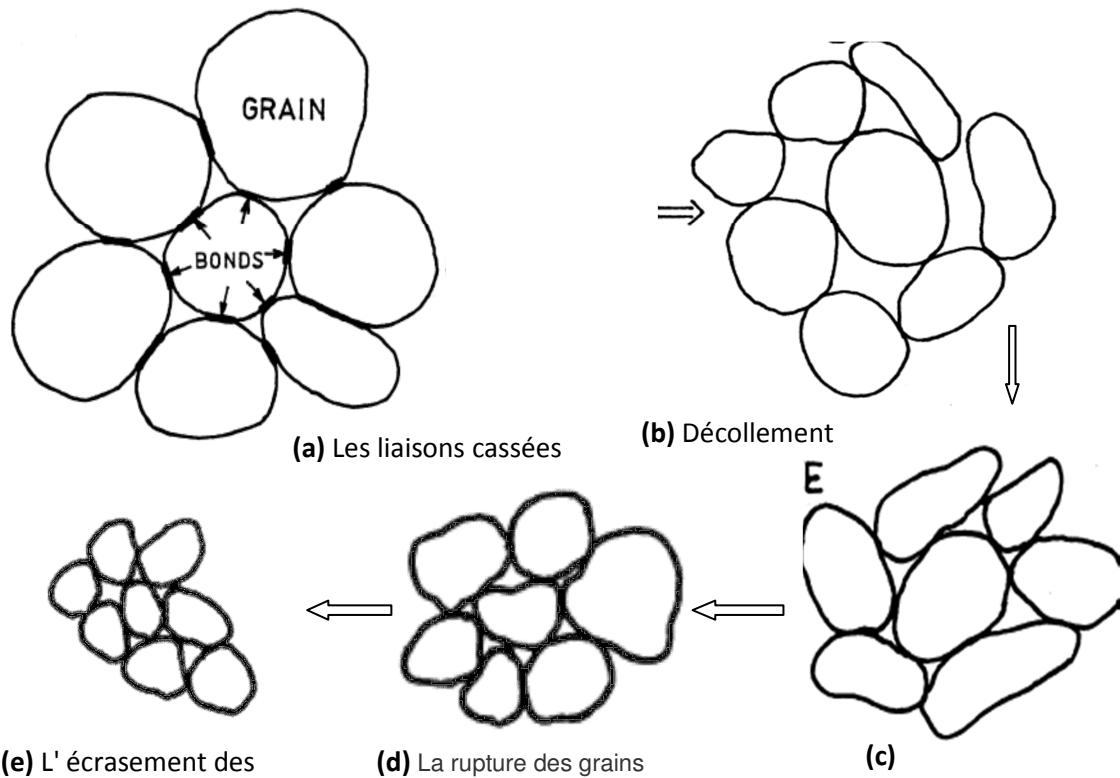


Figure.1.20. Les stades de déformation d'un sol non saturé (Feda 2004).

Basé sur les études ci-dessus, il semble que le phénomène d'effondrement est complexe, qu'il inclut le tissu, la teneur en eau initiale, la densité sèche initiale et les conditions de charge. Il est important que ces facteurs soient regardés simultanément dedans évaluant le comportement des sols affaissables.

1.6.3. La 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, ou par des critères empiriques qui utilisent divers paramètres.

a. Les méthodes expérimentales

Le potentiel de l'effondrement est traditionnellement mesurée à l'aide d'essai d'œdomètre simple, ou d'essai du double œdomètre. La quantité de déformation produite à l'effondrement d'une éprouvette est inondé sous une pression donnée indique la susceptibilité à l'effondrement.

a.1. L'essai œdométrique simple

Knight (1963) a proposé une méthode pour analyser le risque d'effondrement basée sur l'humidification sous une contrainte verticale de 200kPa d'un échantillon de sol préalablement chargé à sa teneur en eau naturelle. La courbe qui en résulte est représentée sur la figure 1.1. Le critère est basé sur le pourcentage de déformation verticale obtenu. Et défini comme suite:

$$C_p(\%) = \Delta e / (1 + e_0) \quad (1.14)$$

Où : $\Delta e_c = (e_1 - e_2)$, et e_0 est l'indice des vides initial.

Le potentiel d'affaissement peut être aussi défini comme suite :

$$C_p(\%) = H_c / H_0 \quad (1.15)$$

Où : H_c est la variation de la hauteur après mouillage, et H_0 : hauteur initial de l'échantillon.

a.2. L'essai du double œdomètre

Jennings et Knight (1975) ont proposé l'essai du double œdomètre, pour évaluer la réaction d'un sol non saturé au mouillage et au chargement à différents niveaux d'effort, celui-ci basé sur deux types d'essais œdométriques simples, le premier essai est réalisé à la teneur en eau initiale en condition non saturée, pour le deuxième on humidifie l'échantillon sous une charge fixe ensuite le chargement en condition saturée, ensuite l'essai est effectué de la même manière comme l'essai de consolidation standard.

Les graphiques qui montrent les résultats obtenues par les deux essais sont comme représentés à la figure 1.21. La pression de surcharge (p_o) est calculée, et la pression de préconsolidation (p_c) est déterminée à partir de la courbe de l'échantillon saturée. Il peut observer que les deux courbes ne commencent pas à partir d'un même point, car les rapports des vides initiaux des échantillons ne sont pas identiques après les 24 heures premières.

Pour le cas normalement consolidé dans lequel (p_c / p_o) est égal à (0.8 - 15), la compression est considérée comme ayant lieu sur la courbe vierge, et la courbe de l'humidité naturelle du contenu est ajusté à le point (e_o ; p_o), habituellement associées à des sols normalement consolidés comme dans la figure 1.21.a.

Si le chargement est augmenté à (ΔP) . Alors le règlement unitaire (mm/mm), pour le sol sans changement de teneur en eau naturelle sera :

$$C_P = \Delta e_s / (1 + e_0) \quad (1.16)$$

Si la charge appliquée reste constante et la teneur en eau de sol augment , puis le règlement supplémentaire sera :

$$C_P = \Delta e_c / (1 + e_0) \quad (1.17)$$

Où : Δe_s et Δe_c sont déterminés comme monter la figure 1.21.

Si ces valeurs sont utilisées avec diverses couches sélectionnées dans le profil, le règlement total dans les deux conditions peuvent être calculé, il est à noter que si (ΔP) est petit, alors la précision des estimations sera inférieure.

Pour le cas surconsolidé $(p_c / p_o) > 1.5$, l'ajustement de la courbe suit largement les pratiques ordinaires de calcul de règlement comme le montre la figure 1.21.b , la seule différence entre les deux cas réside dans la détermination du point $(e_o ; p_o)$.

La susceptibilité à l'effondrement est présentée dans le tableau 1.2.

Tableau 1.2. Classement des sols affaissables (Jennings et Knight 1975).

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

Il ya d'autres méthodes pour déterminer le potentielle d'effondrement tel que les essais in situ, comprenant des essais de chargement du plaque et plus récemment des essais de pressiométrique.

Les soins nécessaires pour assurer l'uniformité de l'état de contrainte dans la région de l'effondrement, c'est souvent l'inconvénient principal dans les essais in situ, et a conduit un certain nombre de chercheurs pour développer des méthodologies des essais plus sensibles par exemple : Handy (1995) à conçu une méthode de lame intensifie pour évaluer les changements de contrainte latérale. Plus récemment avec les améliorations en technologie, des approches géophysiques ont été avancées comme une méthode pour déterminer le potentiel de l'effondrement.

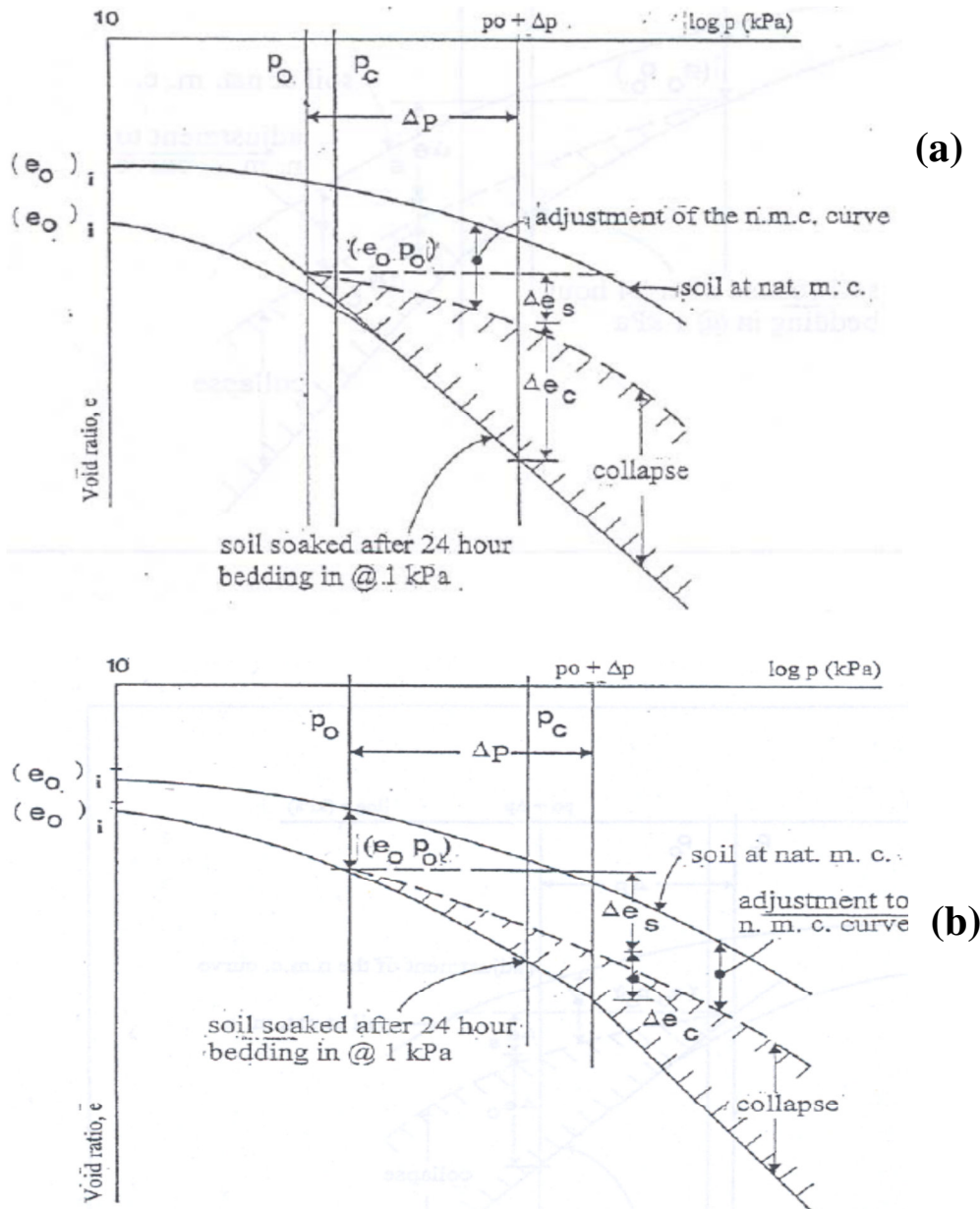


Figure. 1.21. Les courbes des essais du double œdomètre (Jennings et Knight 1975) ;
a) Pour le cas normale de sol consolidé ; b) Pour le cas du sol préconsolidé.

b. Les critères empiriques

Les critères empiriques peut fournir des moyens relativement rapides et peu couteux. Plusieurs critères empiriques d'effondrement ont été proposés pour prévoir si un sol affaissable ou non affaissable.

Clevenger (1958) à proposé un critère pour l'affaissement basé sur la densité sèche c.à.d. si la densité sèche est inférieure à (1.28 KN/m^3), puis le sol est susceptible, d'autre part si la densité sèche est supérieure à (1.44 KN/m^3), alors la quantité d'effondrement devrait être petite.

Holtz et Hiff (1961) ont proposé que un sol de loess qui un rapport de vide assez grand permettre sa teneur en eau de dépasser sa limite de liquidité à saturation est sensible à l'effondrement.

Gibbs et Bara (1962) ont proposé l'utilisation de la densité sèche et la limite de liquidité comme critère de distinction entre les types de sol (affaissable ou non affaissable), comme montre la figure 1.22. Ce critère s'applique seulement si le sol non cimentée et la limite de liquidité est supérieur à (20%).

Feda (1966) à proposé que le sol susceptible à l'affaissement tant que sa porosité naturelle ou initial (n_0) est supérieur à 40%.

Handy (1973) à proposé que l'affaissement pourrait être déterminé par le pourcentage de la teneur en argile et sur le ratio de limite de liquidité à la teneur en eau de saturation alors :

- La teneur en argile < 16% une probabilité élevée pour l'effondrement
- La teneur en argile entre 16-24% étaient probablement affaissable
- La teneur en argile entre 25% et 32% une probabilité de l'effondrement de plus de 50%
- La teneur en argile qui a dépassé 32% était non affaissable.

Les sols dans lesquels le rapport de la limite de liquidité à la teneur en eau de saturation à été inférieur à l'unité est affaissable, tandis que si elle était plus grande que l'unité, alors pas d'affaissement.

Grabowska et Olszewsla (1988). Ont suggéré que lœss avec une teneur en eau naturelle plus moins de (6%) à été potentiellement instable. Celui dans lequel la teneur en eau naturelle dépasse (19%) pourrait être considérée comme stable, tandis qu'avec des valeurs entre (6% et 19%) présentaient un comportement intermédiaire.

Ayadat et Belouahri (1996) ont proposé un critère basé sur le coefficient d'uniformité(C_u)

- Si : $C_u > 12$ affaissement très probable.
- Si : $4 < C_u < 12$ affaissement probable.
- Si : $C_u < 4$ pas d'affaissement.

Ayadat et Ouali (1999) ont proposé un critère basé sur les limites d'Atterberg

Abbeche et al (2007) ont proposé un critère basé sur le pourcentage des particules fines de diamètre inférieur à $2\mu\text{m}$ et la limite de liquidité. Alors :

- Si : $5\% < (\% \text{ des particules fines } < 2 \mu\text{m}) < 15\%$ l'effondrement est très probable.
- Si : $15\% < (\% \text{ des particules fines } < 2 \mu\text{m}) < 30\%$ l'effondrement est probable.
- Si : $(\% \text{ des particules fines } < 2 \mu\text{m}) > 30\%$ pas d'affaissement.

Avec : si la densité relative est supérieure à 65% et la teneur en eau initiale près de la teneur en eau optimale, alors le sol n'est pas soumise à l'effondrement.

Abbeche et al (2010-a) ont proposé une nouvelle approche expérimentale de prédiction de l'affaissement des sols non saturés, facile et rapide, elle est basé sur des essais ultrasoniques. Cette procédure peut être effectuée au laboratoire ou in situ sur des échantillons de forme quelconque intacts ou remanies. Les vitesses ultrasoniques sont limitées comme suit :

- Si $V < 400 \text{ m/s}$ l'affaissement se manifeste.
- Si $V > 1000 \text{ m/s}$ le risque d'affaissement est écarté.

Entre ces deux limites l'effondrement peut se produire, il dépend de la teneur en eau et de l'état de compacité. Bien que ces résultats montrent l'influence de la teneur en kaolinite et la teneur en eau et l'indice des vides initial sur le potentiel d'effondrement.

Huergo et al (1989) on présenté divers critère dévaluation de l'effondrement. Ils sont décrits dans le tableau 1.3.

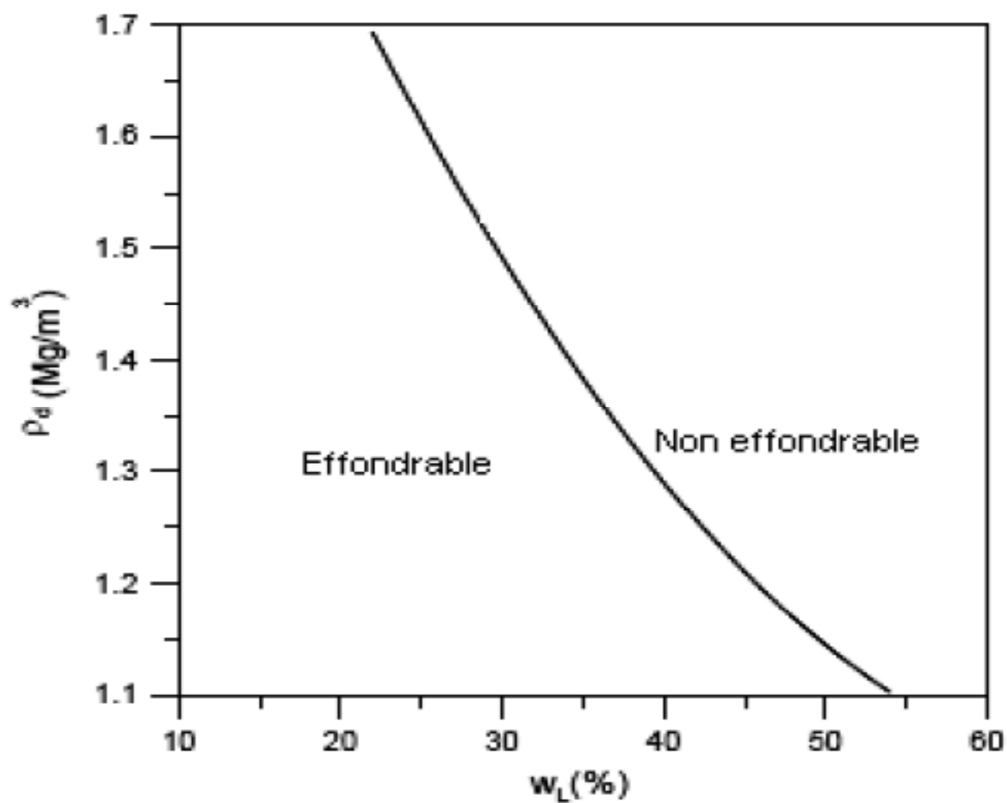


Figure.1.22. Critère d'évaluation du risque d'effondrement proposée par Gibbs et Bara (1962).

Tableau.1.3. Critères d'évaluation du risque d'effondrement (Huergo et al 1989).

Auteur	Critère	Expression
Denisov (1951)	$K_e < 0.75$	$K_e = e_{(wl)} / e_{nat}$
Priklonskij (1952)	$w_p - w_{nat} < 0$	$K_L = ((w_{nat} / S_{r(nat)}) - w_p) / I_p$
Feda (1966)	$K_L > 0,85$ et $S_{r(nat)} > 0,6$	
Stephanokk et Kremakova (1960)	Estimation quantitative de l'effondrement	$\delta = K n - 40 \ 30 - w$, où : $K = 0,08$ pour lœss argileux ; $K = 0,05$ pour lœss avec une faible fraction d'argile
e_{wl} : indice des vides correspondant à la limite de liquidité ; e_{nat} : indice naturel des vides ; w_p : limite de plasticité ; w_{nat} : teneur naturelle en eau ; $S_{r(nat)}$: degré naturel de saturation ; I_p : indice de plasticité ; n : porosité		

1.7. Amélioration des sols affaissables

Une grande variété des processus d'amélioration existent pour traiter des phénomènes d'effondrement.

La meilleure technique de traitement de peut au plusieurs facteurs,

- Lorsque le sol affaissable à été découvert.
- Comment l'effort doit être appliqué au sol.
- La profondeur et l'ampleur de la zone affaissable.
- Source de mouillage.
- Coûts

Les solutions qui ont été employées dans le passé peut être généralement inséré dans une des catégories énumérées ci-dessous : (Charles et Menzies 2007)

- Déplacement du volume de sol qui est sensible à l'humidité.
- Enlèvement et remplacement ou de compactage.
- Evite de mouiller.
- La stabilisation chimique ou de jointoiment.
- Le pré-mouillage.
- Mouillage contrôlé.
- Le compactage dynamique.
- Les fondations sur pilier.
- Fondations différentiel.

Le problème d'effondrement n'est pas souvent détecté qu'après la structure est construite ou le remblai de remplissage est placé. Dans ce cas le choix pour la réduction devient plus limité et généralement plus cher, la flexibilité maximum pour le choix des solutions et option fondation existe. Quand une investigation complète d'emplacement a été effectuée et les potentiel de changement de volume induite pour mouillage des régions ont été identifiés avant la construction.

1.8. Conclusion

Les différentes recherches sur le comportement des sols affaissables ont conclue que l'effondrement de ces sols est fortement influencé par les cinq paramètres suivants:

- Le niveau d'effort appliquée au moment de mouillage.
- La teneur en eau initiale ou naturelle.
- L'indice des vides initial.
- La composition de ces sols ou le pourcentage d'argile contenue.
- Le degré de saturation.

L'influence de ces paramètres représente le but principal de ce travail.

CHAPITRE II

DESCRIPTION DES DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX ET LES MATERIAUX UTILISES

CHAPITRE II

DESCRIPTION DES DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX ET LES MATERIAUX UTILISES

2.1. Introduction

Pour atteindre l'objectif de ce travail expérimental, on a utilisé plusieurs dispositifs pour la réalisation des différents essais sur les échantillons qui ont été préparés en laboratoire à partir des sols situés dans la région de la wilaya de Biskra.

Nous exposons dans ce chapitre le programme expérimental des essais effectués, une description des appareils, le but et le principe de chaque essai ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés.

2.2. Les matériaux des essais

De nombreux chercheurs ont conclu que les sols affaissables sont principalement composés de sable et des particules fins de limon et d'argile. (Voir le paragraphe 1.2.1)

Pour préparer des échantillons de sol affaissable en laboratoire, pour la réalisation des essais d'affaissement, nous utilisons les matériaux ou les composantes principales de ces sols (le sable et les particules fines).

2.2.1. Le sable

Le sable qu'on a utilisé provient de la région de Biskra (rivière d'Oued- Jedai), qui a été lavé par l'eau jusqu'à l'élimination complète des matières organiques, puis tamisé au tamis de 2mm de diamètre après le séchage à l'étuve. Les passants du tamis ont été regroupés jusqu'à l'obtention d'une quantité totale égale à 150 kg.

2.2.2. Les particules fines

Les particules fines qu'on a utilisées proviennent de la région de Biskra (Branice), elle est très utilisée pour la fabrication des briques, de terres crues d'une couleur marron. Elle se présente dans la nature sous forme de mottes compactes. Nous l'avons écrasée ensuite broyée et séchée pour permettre de tamiser au tamis de 80µm de diamètre. Les passants sont conservés.

2.3. Les dispositifs expérimentaux utilisés pour chaque essai

Nous présenterons les différents dispositifs permettant de connaître les caractéristiques des sols préparés tel que l'analyse granulométrique, les limites d'Atterberg et la teneur en eau optimale et celle qui permet de faire l'essai d'effondrement.

2.3.1. L'analyse granulométrique

a. Par tamisage

L'analyse granulométrique permet de déterminer et d'observer les différents diamètres de grains qui constituent un sol. cette analyse consiste à passer un échantillon de sol sur une série de tamis de 2mm de diamètre maximum.

Les manipulations et les conditions d'essai sont décrites par la norme (NF P 94-041).

Les tamis utilisés pour la réalisation de cet essai sont de diamètre égale à : 2 mm, 1 mm, 0.4 mm, 0.2 mm, 0.1 mm et 0.08 mm.

Un tamis est constitué d'une toile métallique ou d'une tôle perforée définissant des mailles de trous carrée. Les tamis sont désignés par la longueur du coté de ces carrées c'est-à-dire par la taille des mailles, les mailles du plus petit tamis ont une dimension de (0.08mm). La taille des mailles des tamis est normalisée. Cette taille correspond aux termes d'une suite géométrique de raison 2 (chaque dimension de maille d'un tamis correspond à la dimension du précédent multipliée par 2). Les tamis sont également repérés par un numéro d'ordre appelé module, le premier tamis qui a un diamètre égale à 0.08mm a comme module le numéro 20, le suivant est de numéro égale à 21.

Le lavage de l'échantillon par eau au travers du plus petit tamis permet d'assurer de la descente des fines.



Figure. 2.1. Une colonne des tamis fixé sur le tamiseur

b. Par sédimentation

La sédimentation (décantation) est aussi l'un des procédés de séparation des mélanges. Elle consiste à laisser se sédimenter les particules en suspension dans le liquide pour pouvoir les séparer c'est un principe utilisé par certaines stations d'épuration de l'eau (bassin de décantation), ce procédé est utilisé pour analyser les particules de taille de 1 micron à 100 microns. Pour réaliser cet essai on utilise un récipient de paroi transparent, l'eau distillée, un agitateur, un chronomètre avec pipette d'Andearsen. L'essai se fait selon la norme (NF P 94-057).

2.3.2. Les limites d'Atterberg

L'essai effectuée pour la détermination des limites d'Atterberg, soit la limite de liquidité d'un sol et sa limite de plasticité, ces limites permettant de classer les sols selon leur plasticité, il est basé sur la norme (NFP 94-051).

a. La limite de liquidité (w_l)

Cet essai permet de déterminer la teneur en eau (en pourcentage) à laquelle le sol passe de la consistance liquide à la consistance plastique, à mesure qu'il s'imprègne d'eau.

Il est réalisé par l'appareil de Casagrand. L'appareil doit être conforme aux spécifications. La coupelle doit avoir une masse à elle seule de 165g, la base en micarta ou en Caoutchouc, doit permettre à une bille en acier de 2g avec 7,9mm de diamètre de rebondir de 20 cm \pm 1.25cm pour une chute de départ de 25cm et une spatule ayant une lame rigide et inoxydable d'une longueur d'environ 75mm et d'une largeur d'environ 20mm. Et un tamis à mailles carrées ayant une ouverture de 400 μ m.



Figure. 2.2. L'appareillage d'essai de limite de liquidité.

b. La limite de plasticité (w_p)

Cet essai permet de déterminer à quelle teneur en eau le sol passe de la consistance plastique à la consistance semi-solide à mesure qu'il sèche, un petit supplément d'eau au dessus de la limite de plasticité détruira la cohésion du sol.

Pour réaliser cet essai nous utilisons une plaque avec une surface lisse, non absorbante et propre. Les matériaux conseillés sont le verre dépoli et la céramique avec une plaque de verre de 5cm de largeur et de 10.5cm de longueur portant une graduation tous les 1cm, une cal de 0.5cm, des capsules ou des boîtes de pétri, une spatule, des truelles, une balance et une étuve de dessiccation.

2.3.3. Proctor

L'essai Proctor de l'ingénieur Ralph.R. Proctor (1933) est un essai qui permet de déterminer la densité maximale du sol analysé pour un volume de sol contrôlé.

L'appareil de Proctor utilisé pour réaliser un essai Proctor normal décrit dans la norme (NF P 94-093).

Appareillage nécessaire pour effectuer l'essai Proctor normal est constitué d'un moule Proctor de diamètre de 10.6cm et de 11.7cm d'hauteur, le volume de moule égale à 948.45 cm^3 .

Une dame de compactage de caractéristiques suivantes :

Poids = 2.49 kg, diamètre = 5.08 cm et hauteur de chute = 30.5 cm

Et : règle à araser .Balance .Etuve .Burette à huile. Truelle spatule .Pineau.



Figure.2.3. Proctor normal

2.3.4. L'œdomètre

Cet appareil (l'œdomètre de Tarzaghi) permet de réaliser l'essai d'effondrement selon la méthode de Knight (1963). La figure 2.4 représente un schéma d'un œdomètre.

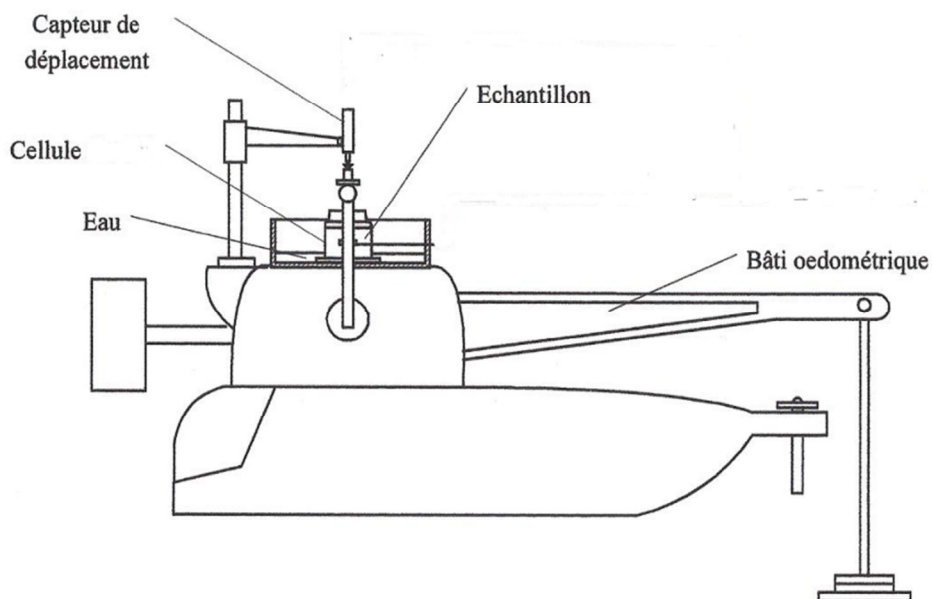


Figure.2.4. Schéma d'un œdomètre.

Il est composé d'un bâti œdométrique à chargement par l'avant, de type (controls model 302), d'une cellule en matériaux inertes chimiquement vis-à-vis de l'éprouvette et des fluides qu'elle contient. Équipée d'un anneau rigide à déformation latérale nulle, terminé par une trousse coupante. Le diamètre intérieur égal à 80mm et sa hauteur de 20mm, tel que la hauteur initiale de l'éprouvette, est satisfasse à la condition : $10\text{mm} \leq H_0 \leq D$.

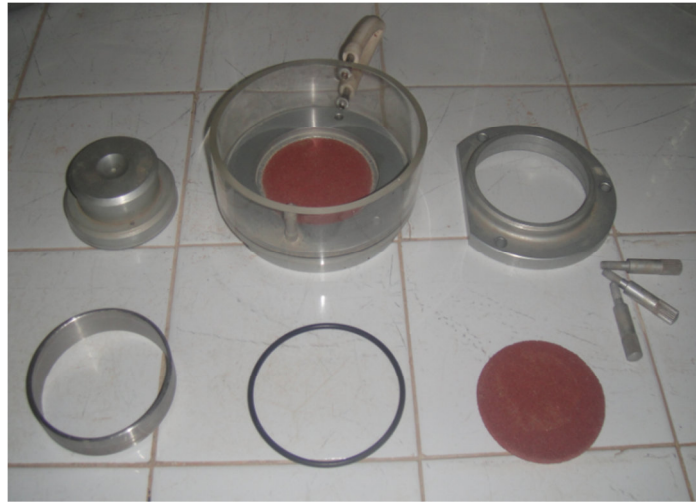


Figure.2.5. Les composantes d'une cellule œdométrique

L'anneau est situé entre deux pierres poreuses rigides permettant à l'eau de circuler. La charge de compression s'exerce verticalement sur l'éprouvette par l'intermédiaire d'un couvercle ou d'un piston rigide qui répartit l'effort sur l'éprouvette. Les déformations verticales (Δh) de l'éprouvette sont lues sur un comparateur ou enregistrées au moyen d'un comparateur de déplacement, elles sont mesurées avec une incertitude de 0.01mm.



Figure.2.6. L'appareil œdométrique

2.3.5. L'appareillage de compactage du sol

L'appareil de compactage représenté sur la figure 2.7 a été conçu dans un laboratoire, et décrit par Ayadat et Belouahri (1996) (Benkadja et Belouahri 2010) (Abbeche et al 2010-b), pour rendre un sol reconstitué ayant certaine teneur en eau et une certaine densité sèche, compacté en une seule couche dans l'anneau, pour être chargé dans la cellule.

Entièrement construit de l'acier, il se compose d'une base de 78mm de diamètre, et de 3mm d'épaisseur, fixe à une tige de guidage verticale de 180mm d'hauteur et de 8mm de diamètre, et à un mouton sous forme de disque glissière librement à côté de la tige, de 78mm de diamètre. un arrêtoir permet d'ajuster la hauteur de chute à 150mm. Le mouton est tombé sur la base qui transmet l'énergie de chute à l'éprouvette du sol, en rendant le sol compacte.

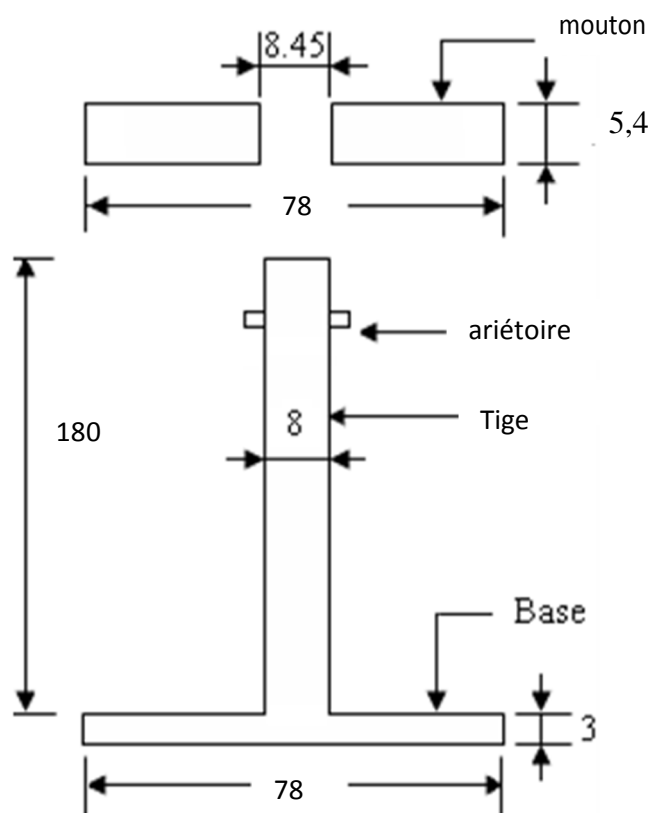


Figure.2.7. L'appareillage de compactage d'échantillon.

Le poids de mouton est calculé pour donner après faire 20 coups une énergie de compactage par unité de volume égale à 0.049 J/cm^3 . Comme l'énergie de compactage utilisée dans les essais de Abbeche et al (2010-b).

Avec l'énergie de compactage par unité de volume (E_u) est égale :

$$E_u = (N m_m h g) / v \quad (2.1)$$

Où : N est le nombre de coups, m_m est la masse du mouton, h est la hauteur de chute et

v est le volume du matériau avant compactage. L'épaisseur de l'éprouvette avant de compactage est environ de 2.4cm).

Pour obtenir cette énergie après avoir fait 20 coups, nous consistons un mouton de compactage d'une masse égale à 198g. Alors l'énergie de compactage totale après avoir fait 20 coups égale à :

$$E_c = 0.200 \times 0.15 \times 9.81 \times 20 = 5.886 \text{ J}$$

Et l'énergie de compactage par unité de volume est égale à :

$$E_u = 5.886 / (4 \times 4 \times 3.14 \times 2.4) = 0.049 \text{ J/cm}^3$$

2.4. Les modes opératoires et les principes des essais

2.4.1. Les matériaux de reconstitution

Les essais sont effectués sur six types de sol préparés dans le laboratoire et composés de diverses proportions de sable et d'argile, les proportions des sols sont mentionnées ci-dessous dans le tableau 2.1.

Tableau.2.1. Les proportions des composantes des sols reconstitués.

Type de sol	S1	S2	S3	S4	S5	S6
(%) des particules De $\Phi < 80\mu\text{m}$	5	10	15	20	25	30
(%) de sable de $\Phi < 2\text{mm}$	95	90	85	80	75	70

Les sols : S2, S3 et S4, sont préparés comme les sols qui sont utilisés pour l'application de critère d'affaissement basé sur le pourcentage en particules fines, rapporté par Abbeche et al (2007).

Nous déterminons la densité spécifique (γ_s) du sable et d'argile et les six types de sol selon la norme (NF P 94-053), et l'équivalent de sable (Es) selon la norme (NF EN 933-8).



Figure.2.8. Les matériaux d'essai, à gauche : échantillon des particules fines et à droite échantillon de sable.

2.4.2. L'analyse granulométrique

Cet essai permet de déterminer le coefficient d'uniformité (Cu) des sols préparés, et le pourcentage en poids des particules de diamètre inférieur à 2µm qui est utilisé comme des indicateurs du potentiel d'affaissement du sol dans les critères rapportés par : Ayadat et Belouahri (1996), et Abbeche et al (2007)

a. Par tamisage

Principe de l'essai

L'analyse consiste à séparer et classer à l'aide des tamis les grains de sol selon leur diamètre. Les grains ainsi isolés peuvent être pesés pour déterminer la proportion de chacun dans le granulat.

- Le refus désigne la partie des grains retenue dans un tamis.
- Le refus cumulé représente tous les grains bloqués jusqu'au tamis concédé.
- Le tamisât ou passant désigne la partie qui traverse le tamis.

La représentation graphique de l'analyse permet d'observer et d'exploiter ces informations très simplement.

Le mode opératoire

On analyse le sable et les six types de sol reconstitués. La méthode d'analyse consiste à utiliser le mode opératoire suivant :

- 1- Peser la masse de l'échantillon de 200g.
- 2- Former la colonne de tamis sur la tamiseuse électrique.
- 3- Placer l'échantillon dans le tamis supérieur de la colonne et faire fonctionner le tamiseuse électrique pendant 20 minutes (fréquence de 15 Hz).
- 4- Récupérer la matière dans les bacs et nettoyer chaque face des tamis
- 5- Peser ensuite sur la balance les quantités de refus dans chaque tamis et la quantité recueillie dans le fond.
- 6- Calculer le pourcentage de passant de chaque tamis et tracer la courbe granulométrique.
- 7- Déterminer le coefficient d'uniformité (Cu) et le coefficient de courbure (Cc) avec:

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (2.2)$$

$$Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} D_{10}} \quad (2.3)$$

Le diamètre caractéristique (D_n) se définit comme le diamètre des particules où le pourcentage des particules de sol (en poids) ont un diamètre plus petit. Le diamètre (D_n) se lit directement sur le graphique.

b. Par sédimentation

Principe de l'essai

La méthode consiste à mesurer le temps de sédimentation dans une colonne d'eau, c'est-à-dire la vitesse de chute des particules. À partir de la loi de Stokes.

Le diamètre peut s'exprimer simplement par la formule suivante :

$$D = F \sqrt{\frac{H_t}{T}} \quad (2.4)$$

Où: F est un facteur donné par l'abaque

$$H_t = 22.2 - 100X3.8(R_t - R_B) - H_c \quad (2.5)$$

Avec: H_c est le déplacement de la suspension dû à l'introduction du densimètre. Elle est prise (par convention) égale à 0 pour les 3 premières lectures et égale à 1,4 cm pour la suite.

Le pourcentage des particules qui sont en suspension est donné par la formule suivante:

$$p = (100X \frac{V_s \gamma_s}{m(\gamma_s - \gamma_w)} \gamma_w)(R_t - 1) \quad (2.6)$$

Où: V_s : Volume de la suspension (1 litre)
 m : Masse de la prise d'essai (20 grammes)
 γ_s : Masse volumique des grains solides
 γ_w : Masse volumique de l'eau.
 R_t : Lecture de l'éprouvette A au temps t.
 R_B : Lecture de l'éprouvette B.



Figure. 2.9. L'éprouvette A

Le Mode opératoire

L'essai de sédimentation d'argile est effectuée par les étapes suivantes :

- 1- Prendre deux éprouvettes à essais de 1 litre de contenance.
- 2- Prendre 60 cm³ de défloculant cm³ d'eau distillée pour obtenir une solution 500 cm³.
- 3- Diviser la solution obtenue (500 cm les deux éprouvettes à raison de chacune).
- 4- Prendre l'une des deux éprouvettes et la compléter avec de l'eau distillée jusqu'à 1 litre. Cette éprouvette sera appelée dorénavant l'éprouvette B éprouvette sera dite l'éprouvette A
- 5- Prendre 20 grammes de sol.
- 6- Verser ces 20 grammes de sol dans le récipient de l'agitateur mécanique et verser dessus une certaine quantité de la solution de l'éprouvette A.
- 7- Procéder à l'agitation mécanique pendant environ 3 min.
- 8- Verser la suspension dans (veillez à bien rincer le récipient et les ailettes de l'agitateur pour ne pas perdre le matériau).
- 9- Compléter l'éprouvette A distillée jusqu'à 1 litre.
- 10- Procéder à une homogénéisation de la suspension à l'aide de l'agitateur manuel.
- 11- Introduire le densimètre dans la suspension et procéder aux lectures (On les appellera R_t). Les temps de lecture sont: 30 sec; 1min; 2min; 5 min; 10min; 30min; 60min.
- 12- A la fin des lectures, le densimètre est retiré de l'éprouvette A l'éprouvette B. Procéder à la lecture de la densité de la solution de l'éprouvette B (On l'appellera R_B).
- 13- Retirer le densimètre, le nettoyer et le ranger définitivement.

14- A l'aide du thermomètre, procéder à la lecture de la température de la solution de l'éprouvette B.

2.4.3. Les limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg consistent en des teneurs en eau limites qui marquent la transition entre deux états de consistance dans un sol cohérent. Ces limites permettent de classer les sols selon leur plasticité.

Les limites d'Atterberg sont utilisées comme des indicateurs du potentiel d'effondrement dans certains critères d'affaissement, par exemple le critère rapporté par Ayadat et Oualis (1999).

a. Limite de liquidité (w_l)

Principe de l'essai

Cette limite est atteinte lorsque le sol se referme sur une longueur de 12 à 13 mm après être tombé 25 fois, dans une coupelle prévue à cet effet, à une fréquence de deux chutes par seconde et d'une hauteur de 1cm.

Le mode opératoire

On déterminé les limites de liquidité pour l'argile et les six types de sol reconstitués ,on suivre les étapes comme suite :

1- Prélever un échantillon d'environ (300g) après que celui-ci ait été tamisé au tamis de 400 μm , on peut l'humecter avec de l'eau distillée ou déminéralisée, afin de faciliter son passage dans le tamis.

2- À l'aide de la spatule, triturer vigoureusement l'échantillon dans un bol de porcelaine jusqu'à ce que le mélange soit homogène.

3-Placer le sol dans la coupelle et former une surface horizontale d'épaisseur (de 15 à 20mm) à l'aide de la spatule.

4- En tenant l'outil à rainurer à la verticale, séparer l'échantillon en deux en son centre jusqu'au fond de la coupelle.

5- En tournant la manivelle, laisser tomber la coupelle à raison de deux coups par Seconde, jusqu'à ce que les deux lèvres de la rainure se referment sur une distance de (12 à 13 mm) de longueur.

6- Si le nombre de coups se trouve entre (15 et 35) et, le Nombres de coups varie par < 2 coups, Prélever un échantillon pour déterminer la teneur en eau et passer a l'étape (7), si non, mixer l'échantillon et effectuer à nouveau.

7- Vous devez répéter cette procédure afin d'obtenir 3 à 4 teneurs en eau correspondant à des fermetures de rainure acceptables (entre 15-35 coups).

Note :Si un nombre de coups entre 15 et 35 est obtenu pour tout autre essai que le premier, prélever immédiatement un échantillon pour la détermination de la teneur en eau.

8- Tracer le nombre de coups (sur une échelle logarithmique) en fonction de la teneur en eau. Tracer une droite approchant le plus possible l'ensemble des points. La limite de liquidité est la teneur en eau correspondant à 25 coups sur le graphique. Arrondir la valeur au nombre entier le plus près.

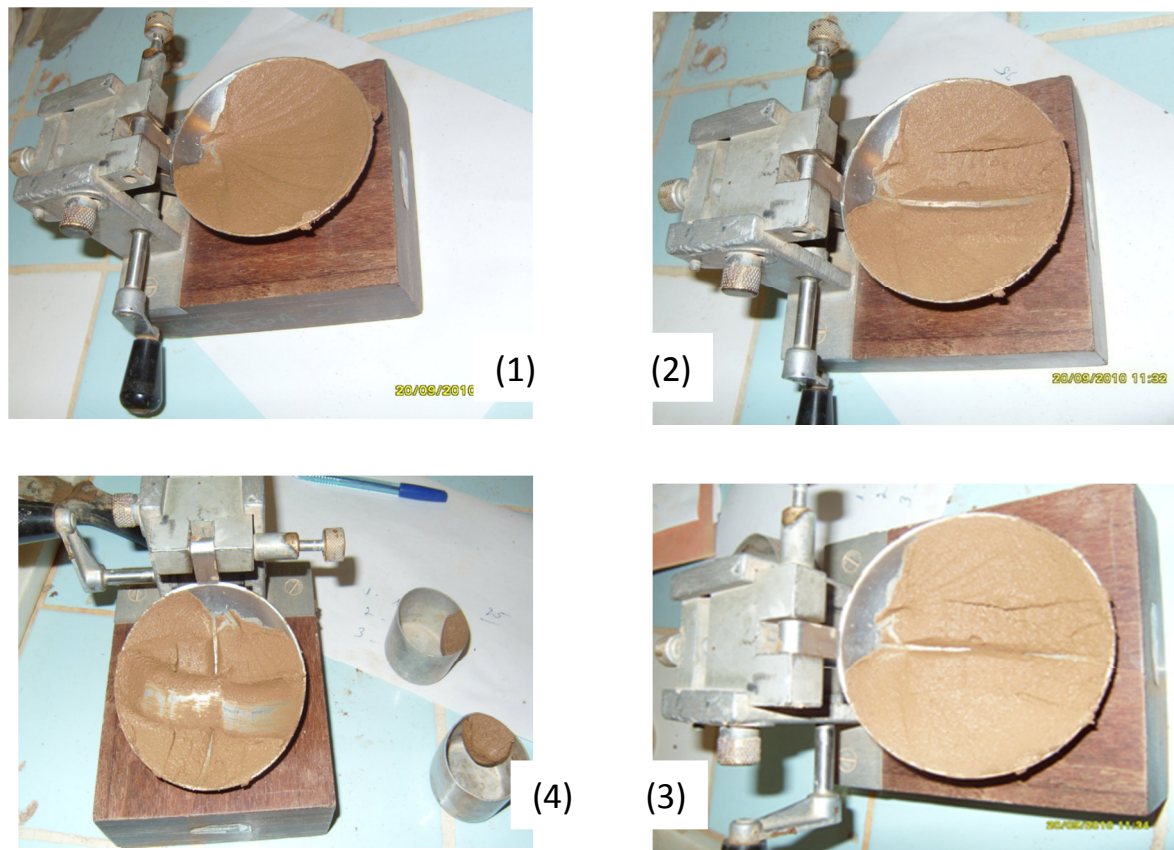


Figure.2.10. Les étapes de l'essai de la limite de liquidité.

b. Limite de plasticité (w_p)

Principe de l'essai

Les sols sans cohésion ne présentent pas de limite de plasticité. Cette limite est atteinte.

Le mode opératoire

- 1- Prélever un échantillon d'environ 30g du sol préparé pour l'essai de détermination de La limite de liquidité.
- 2- Assécher l'échantillon jusqu'à ce qu'il soit possible d'en façonner une boule qui ne colle pas au doigt. Assécher l'échantillon avec un papier absorbant prévu à cet effet. lorsqu'un rouleau de sol de 3mm de diamètre commence à se fendiller à la manipulation.
- 3- Rouler l'échantillon sur la surface de roulement avec la paume de la main, de manière à obtenir un rouleau d'environ 1 cm de diamètre.
- 4- Diviser le rouleau en deux parties approximativement égales.
- 5- Prendre une partie du rouleau, la pétrir et l'aplatir en une forme arrondie (ellipsoïde).
- 6- Rouler de nouveau cette partie entre la paume de la main et la surface de roulement. afin d'obtenir un rouleau d'environ (3mm) de diamètre uniforme sur toute sa longueur.
- 7- Reformer et recommencer ce scénario jusqu'à ce que le rouleau de (3 mm) de diamètre se brise en morceaux de 3 à 10 mm.
- 8- Prendre les morceaux brisés ou effrités et les placer dans un récipient fermé afin de déterminer la teneur en eau.

9- La limite de plasticité correspond à la moyenne arithmétique des deux valeurs de teneur en eau, arrondie au nombre entier le plus près. L'écart entre les deux teneurs en eau ne doit pas excéder 5 %.

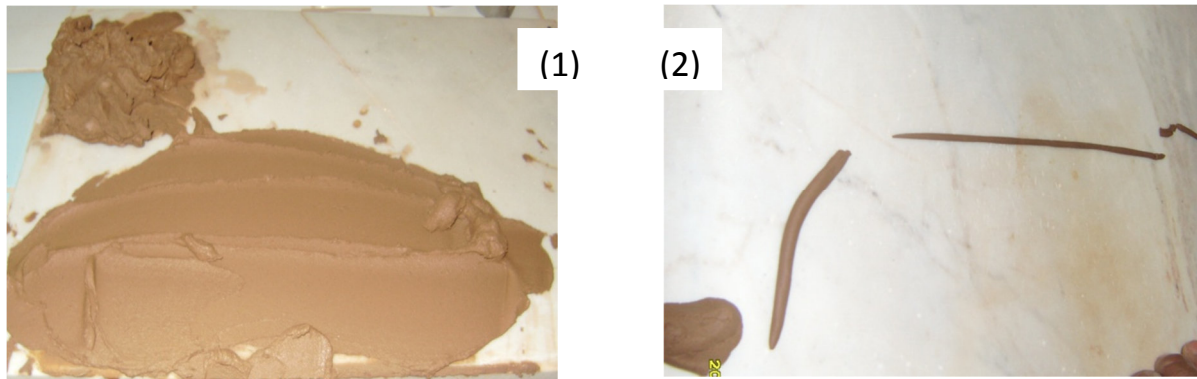


Figure.2.11. Les étapes de l'essai de limite de plasticité.

L'indice de plasticité (I_P)

Le calcul de l'indice de plasticité s'effectue à l'aide de la formule suivante :

$$I_P = w_l - w_p \quad (2.7)$$

L'indice de liquidité (I_L)

Le calcul de l'indice de liquidité s'effectue à l'aide de la formule suivante :

$$I_L = (w - w_p) / I_P \quad (2.8)$$

L'indice de consistance (I_C)

Le calcul de l'indice de consistance s'effectue à l'aide de la formule suivante :

$$I_C = (w_l - w) / I_P \quad (2.9)$$

2.4.4. L'essai Proctor

Principe de l'essai

L'ingénieur américain Proctor a montré que pour une énergie de compactage donnée, la teneur en eau du matériau avait une grande influence sur la compacité obtenue. L'essai Proctor consiste à compacter dans un moule normalisé, avec une énergie de compactage normalisée (dame de masse normalisée tombant d'une hauteur constante), un échantillon du matériau différentes valeurs de teneur en eau pour en déduire :

- La teneur en eau optimale.
- La densité sèche maximum correspondante.

L'énergie de compactage est égale à :

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

Le mode opératoire

Différents essais Proctor ont été réalisés pour cinq teneurs en eau de chaque type de sol reconstitué, avec une augmentation de (2%). Le protocole d'essai est comme suite :

1- Assembler le moule + embase + disque de papier au fond du moule (facilite le démoulage) ; puis Peser l'ensemble : soit P_1

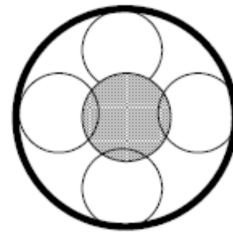
2- Commencer les essais à une teneur en eau (w) de sol égale à 4%

3- Le remplissage du moule se fait en 3 couches sensiblement égales. Le compactage d'une couche se fait en 25 coups répartis en (6x4+1).

4- Après compactage de la dernière couche, enlever la rehausse. Araser soigneusement à partir du centre, et Peser l'ensemble juste arasé : soit P_2

5- Oter l'embase et prélever 2 prises sur l'échantillon, l'une en haut et l'autre en bas ; en déterminer la teneur en eau w ; on prendra la moyenne des deux valeurs obtenues.

6- Tracer la courbe $\gamma_d = f(w)$ avec :

$$\gamma_d = \frac{(P_1 - P_2)}{(1 + W)V_{moule}} \quad (2.10)$$


(1)



(2)

Figure.2.12. Les étapes d'essai Proctor.

2.4.5. L'essai d'effondrement

Principe de l'essai

Les essais d'affaissement avec l'œdomètre sont faits selon la procédure de Knight (1963) (l'essai simple œdométrique), le potentiel d'affaissement est déterminé par la relation (1.19) comme suite :

$$C_P (\%) = \frac{\Delta e}{(1 + e_0)} \quad (1.19)$$

Mais l'éprouvette est inondée lorsque des diverses charges sont appliquées tel que : 200KPa, 400KPa, 600KPa, 800KPa et 1000KPa.

Le mode opératoire

Les essais ont été effectués sur les six types de sol préparés dans le laboratoire comme exploité dans la section (2.4.1).

L'essai se fait selon le protocole suivant (Figures 2.13 et 2.14):

On mélange les deux quantités (de sable et d'argile) qui pèsent selon les pourcentages de tableau (2.1), pour donner un type de sol (S_x), à l'aide d'un bol de porcelaine jusqu'à ce que le mélange soit homogène, ensuite on ajoute la quantité d'eau pour obtenir une certaine teneur en eau (2%, 40% et 6%) et on mélange jusqu'à ce que l'échantillon soit homogène.

- 1- Préparer les anneaux et les papiers filtrés sur une surface lisse et rigide.
- 2- Peser l'anneau, la cellule et le papier filtré : soit P_1 .
- 3- Remplir les trois anneaux par l'échantillon préparé.
- 4- Faire le compactage par la dame de compactage avec (20, 40 et 60) coups.
- 5- Araser soigneusement (assurer que la hauteur de l'éprouvette égale à la hauteur de l'anneau si non recommencer le chargement d'anneau et le compactage).
- 6- Placer les anneaux dans les trois cellules, et peser l'ensemble : soit P_2 .
- 7- Placer les papiers filtrés et les pistons sur les anneaux. Ensuite placer les cellules dans les bâtis œdométriques, et ajuster les comparateurs à zéro.
- 8- Commencer le chargement par 25 KPa, ensuite par 50 KPa, 100 KPa, 200 KPa, 400 KPa, 600 KPa, 800 KPa et 1000 KPa, successivement. La durée d'augmentation de la charge, avant de la saturation de l'échantillon est de deux heures, et après 24 heures de l'inondation on passe à l'autre charge, et la durée d'augmentation des charges suivantes est 120min. L'inondation de l'éprouvette se fait après deux heures de l'application de la charge pour chaque essai. Alors dans chaque essai, l'échantillon est saturé lorsqu'on applique les charges suivantes : (200, 400, 600, 800, 1000) KPa.
- 9- Effectuer les lectures (Δh) aux comparateurs aux temps suivants: 15s, 30s, 1min, 2min, 4min, 8min, 15min, 30min, 60min, 2h, 4h, 8h, 24h.
- 10- Après le déchargement de l'éprouvette du sol, la cellule est nettoyée à l'eau puis séchée pour pouvoir entamer un autre test œdométrique du programme.
- 11- Déterminer l'indice des vides initial (e_0), avec:

$$e_0 = (\gamma_s / \gamma_d) - 1 \quad (2.11)$$

$$\gamma_d = \gamma_h / (1 + w_0) \quad (2.12)$$

$$\gamma_h = P / v \quad (2.13)$$

$$P = P_2 - P_1 \quad (2.14)$$

Où : γ_d est la masse volumique du sol sec, et γ_h la masse volumique humide, et γ_s est la masse volumique des grains solides, et w_0 est la teneur en eau initiale, v est le volume de l'éprouvette ou le volume de l'anneau, et P est la masse de l'éprouvette.

- 12- Tracer la courbe œdométrique qui donne l'indice des vides en fonction de logarithme de la charge verticale appliquée ($e = \log \sigma$), avec:

$$e = ((H_0 - \Delta h)(1 + e_0) / H_0) - 1 \quad (2.15)$$

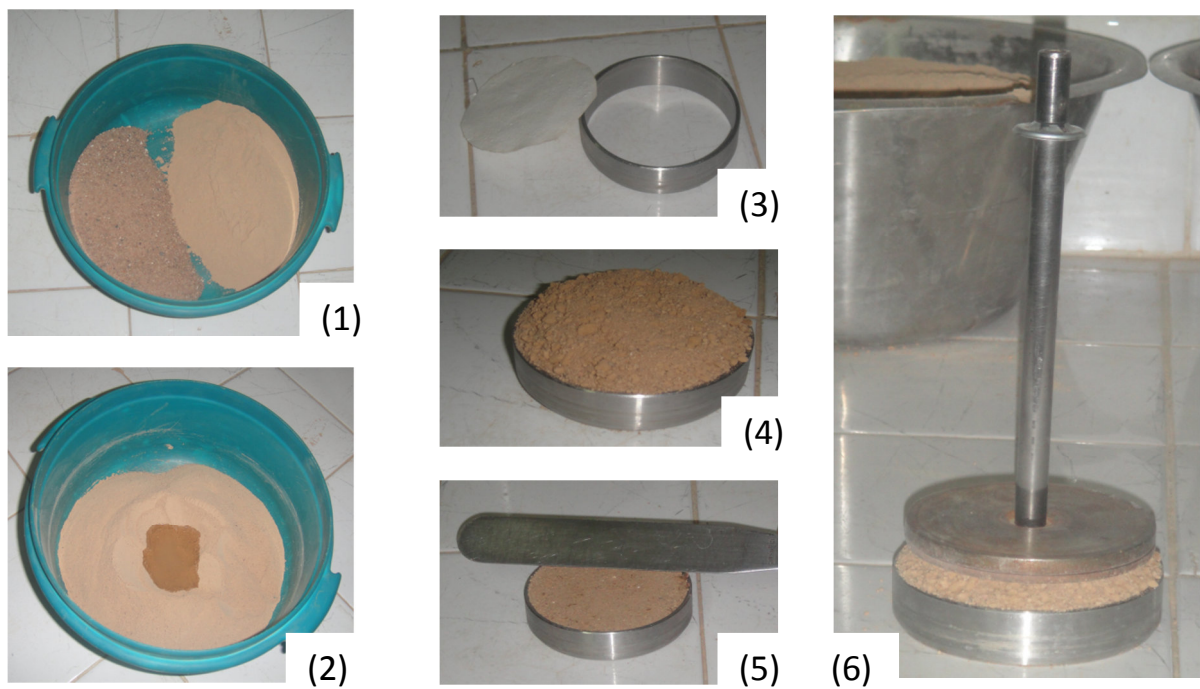


Figure.2.13. Les étapes de préparation d'échantillon et le compactage dans l'anneau.

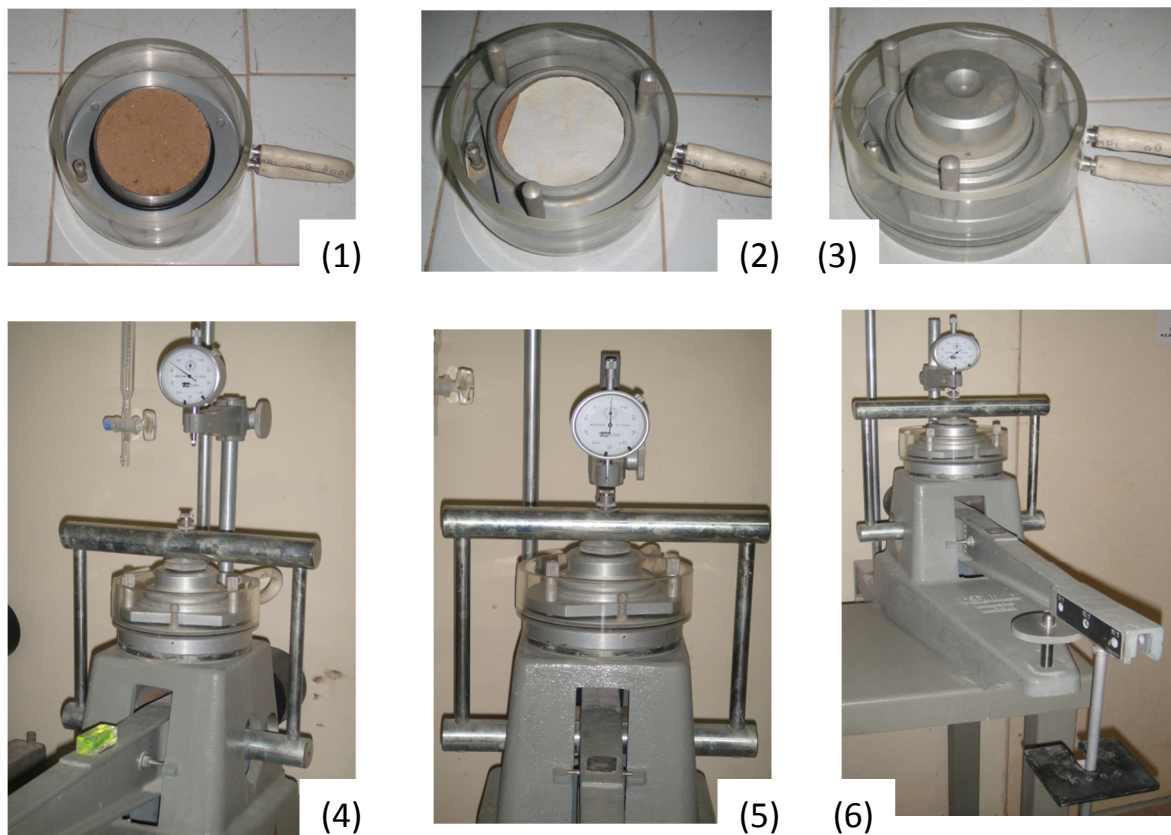


Figure.2.14. Les étapes de l'emplacement de la cellule dans le bâti et le chargement.

Où : H_0 : la hauteur de l'éprouvette égale à 20 mm.

Δh : la variation de la hauteur de l'éprouvette.

13- Déterminer le degré de saturation (S_r) avec:

$$S_r = \frac{w_0 \gamma_s}{e_0 \gamma_w} \quad (2.16)$$

Où : γ_w est la masse volumique de l'eau.

Le programme des essais a été effectuée sur les six sols reconstitués décrits précédemment à:

- Différentes teneur en eau : 2% ; 4% ; et 6%.

Ces valeurs de teneur en eau sont comme les valeurs de teneur en eau dans les essais rapportés par Abbeche et al (2007).

- Différentes Energies de compactage : (0.049 ; 0.098 ; 0.146) Joule /cm³.

Tableau.2.2. Correspondant entre le nombre de coups et énergie de compactage.

Nombre de coups	M(kg)	g(m /s ²)	H(m)	E(joule)
20 coups	0.198	9.81	0.2	0.049
40 coups	0.198	9.81	0.2	0.098
60 coups	0.198	9.81	0.2	0.146

Tableau.2.3. Le programme des essais d'affaissement.

Type d'essai	Paramètres retenus	Nombre d'essais	Observation
Essais œdométriques	-Teneurs en eau 2% , 4% et 6% -Degrés de compactage 20, 40 et 60 coups -Contraintes 200, 400, 600, 800 et 1000 KPa -Types de sol S1 , S2 , S3 , S4 , S5 et S6	270	Réalisés selon la procédure de Jennings et Knight 1963

CHAPITRE III

PRESENTATION ET

ANALYSE DES

RESULTATS OBTENUS

CHAPITRE III

PRESENTATION ET ANALYSE DES RESULTATS OBTENUS

3.1. Introduction

On présente dans ce chapitre les résultats des essais de caractérisation des sols étudiés, et les essais d'affaissement. On présente ces résultats sous forme des courbes: les courbes granulométriques ; les courbes des résultats d'essai Proctor et les courbes œdométriques, pour simplifier l'analyse et l'interprétation de ces résultats.

Nous utilisons l'étude bibliographique pour l'interprétation de ces résultats. On conclue à la fin un critère de prédiction des sols affaissables basé sur les paramètres précédents (l'indice des vides initial ; le degré de saturation ; la teneur en eau ; la charge verticale appliquées et le coefficient d'uniformité).

3.2. Représentation des résultats des essais d'identification

Les essais d'identification qui ont été réalisées sont les suivantes : l'essai de poids volumique des grains ; l'analyse granulométrique ; l'essai Proctor et l'essai des limites d'Atterberg.

Les résultats de ces essais permettent de classer et de caractériser les sols étudiés.

Les poids volumiques sec des grains pour les sols utilisés sont représentés dans le tableau 3.1.

Tableau.3.1. Représentation des poids volumiques sec des grains des sols étudiés.

Le type de sol	Le sable	Les particules fines	S1	S2	S3	S4	S5	S6
γ_s (KN/m ³)	2.67	2.48	2.66	2.64	2.63	2.62	2.61	2.60

3.2.1. L'analyse granulométrique

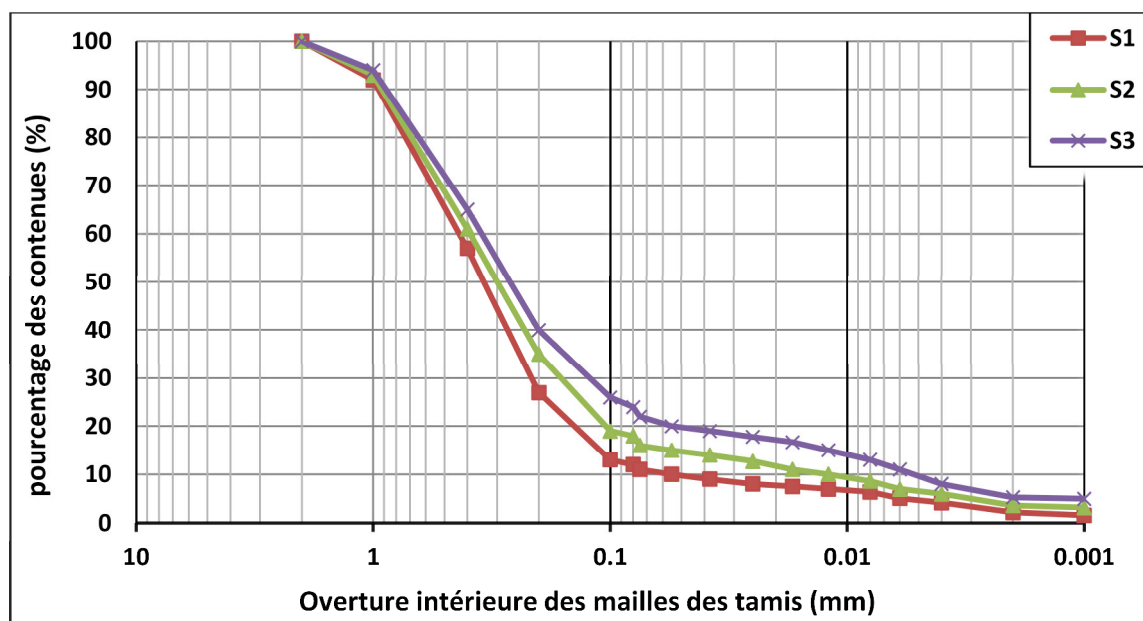
On a déterminé les pourcentages en poids des quantités des passants sur les différents diamètres des tamis à partir des résultats des essais d'analyse granulométriques par tamisage, On représente les résultats de calculs dans le tableau 3.2.

Tableau.3.2. Les pourcentages en poids des particules à des différents diamètres.

<i>Le type de sol</i>	<i>Les</i>	<i>Sable</i>	<i>S1</i>	<i>S2</i>	<i>S3</i>	<i>S4</i>	<i>S5</i>	<i>S6</i>
<i>Le diamètre (mm)</i>	<i>particules fines</i>							
2	100	100	100	100	100	100	100	100
1	100	89	92	93	94	96	97	97
0.4	100	51	57	61	65	68	72	75
0.2	100	23	27	35	40	45	48	54
0.1	100	8	13	19	26	31	34	40
0.08	100	5	12	18	24	27	30	35
0.075	100	5	11	16	22	25	29	34
0.055	98	4,5	10	15	20	23	27	31
0.038	95	3,8	9	14	19	21	24,5	28
0.025	89	2,8	8	12,7	17,8	19	23	27
0.017	82	1,9	7,5	11	16,7	17,5	22	25
0.012	75	0	7	10	15	16	19,8	23
0.008	63	0	6,4	8,6	13	14	17	21
0.006	52	0	5,1	7	11	12	15	19
0.004	43	0	4,2	6	8	10	13	16
0.002	33	0	2,2	3,63	5,28	6,93	8,58	10,23
0.001	30	0	1,6	3,2	5	6	7,5	9

A partir des données de tableau 3.2 on peut tracer les courbes d'analyse granulométrique pour les différents types de sol, celui-ci pour simplifier de l'explication et l'observation des résultats d'essai d'analyse granulométrique.

La figure 3.1 montre les courbes granulométriques obtenues pour les sols : S1, S2 et S3. Et la figure 3.2 montre les courbes granulométriques pour les sols : S4, S5 et S6.

**Figure.3.1.** Les courbes d'analyse granulométrique des sols S1, S2 et S3.

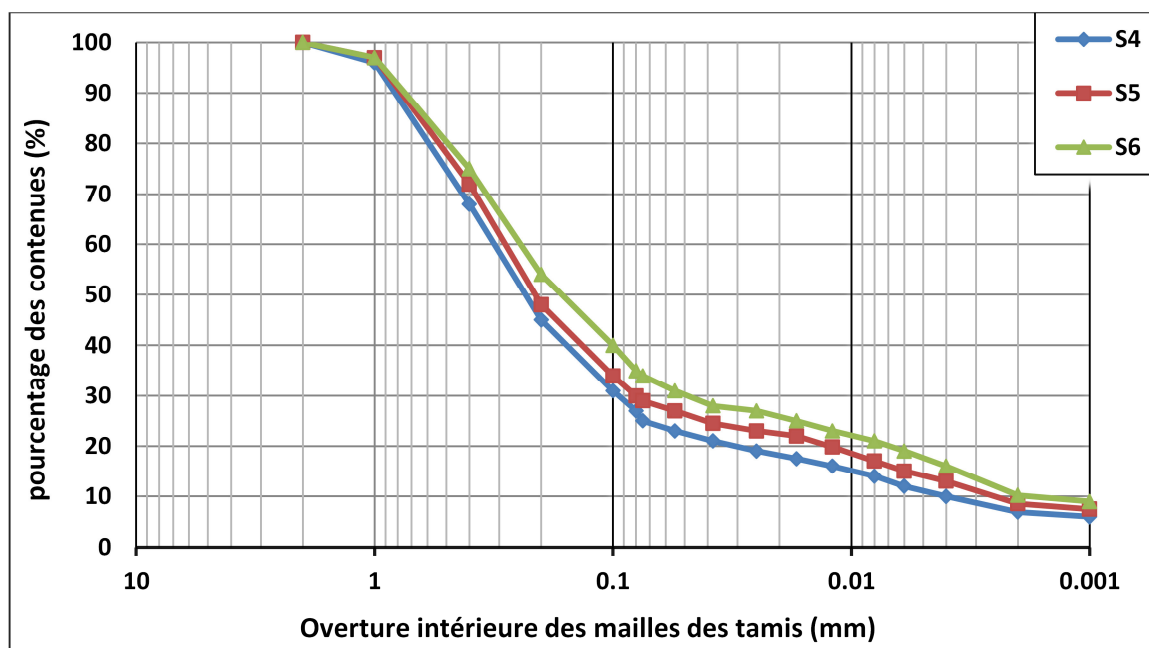


Figure.3.2. Les courbes d'analyse granulométrique des sols S4, S5 et S6.

A partir de ces courbes, on détermine le pourcentage en poids des particules de diamètre inférieur à $2\mu\text{m}$ pour l'argile et le sable et chaque type de sol, ainsi les coefficients d'uniformité et les coefficients de courbure.

Le tableau 3.3 montre les pourcentages en poids des particules à un diamètre inférieur à $2\mu\text{m}$, les coefficients d'uniformité et les coefficients de courbure pour chaque type de sol et le sable.

Tableau.3.3. Les pourcentages en poids des particules à un diamètre inférieur à $2\mu\text{m}$ dans chaque type de sol, les coefficients d'uniformité et les coefficients de courbure.

Le type de sol	sable	S1	S2	S3	S4	S5	S6
D_{10}	0.11	0.05	0.01	0.008	0.005	0.003	0.002
D_{30}	0.25	0.25	0.22	0.20	0.13	0.09	0.04
D_{60}	0.5	0.48	0.44	0.4	0.38	0.35	0.30
Cu	4.54	9.6	44	50	76	117	150
Cc	1.36	2.60	11	12.5	8.9	7.7	2.7
% des particules de $\Phi < 2\mu\text{m}$	0	1.98	3.63	5.28	6.93	8.58	10.23

Le pourcentage en particules fines de diamètre inférieur à $2\mu\text{m}$ pour les particules fines est égal à 33%.

3.2.2. Les limites d'Atterberg

Les résultats des essais des limites d'Atterberg sont représentés dans le tableau 3.4.

Tableau.3.4. Les limites d'Atterberg pour les particules fines et les sols étudiés.

<i>Le sol</i>	<i>Les particules fines</i>	<i>S1</i>	<i>S2</i>	<i>S3</i>	<i>S4</i>	<i>S5</i>	<i>S6</i>
w_l (%)	34.2	9.8	13.2	15.1	17.9	21.7	26.3
w_p (%)	72	6.7	8.8	10.4	11.8	13.3	14.5

A partir des données de tableau 3.4 on détermine l'indice de plasticité (I_p), l'indice de liquidité (I_l) et l'indice de consistance (I_c) pour chaque type de sol dans les teneurs en eau initiales : 2%, 4% et 6%. On représente les résultats de calculs dans le tableau 3.5.

Tableau.3.5. Les indices (I_p ; I_l et I_c) pour les sols étudiés.

<i>Le sol</i>	I_p	w_0 (%)	I_l	I_c	<i>Le sol</i>	I_p	w_0 (%)	I_l	I_c
<i>S1</i>	3.1	2	-1.52	2.5	<i>S4</i>	6.1	2	-1.6	2.6
		4	-0.87	1.74			4	-1.28	2.28
		6	-0.22	1.22			6	-0.95	1.95
<i>S2</i>	4.4	2	-1.5	2.54	<i>S5</i>	8.4	2	-1.34	2.34
		4	-1.09	2.09			4	-0.11	2.11
		6	-0.63	1.63			6	-0.87	1.87
<i>S3</i>	4.7	2	-1.78	2.79	<i>S6</i>	11.8	2	-1.06	2.06
		4	-1.36	2.36			4	-0.89	1.89
		6	-0.94	1.94			6	-0.72	1.72

Avec l'indice de plasticité des particules fines est égale à 37.8 %.

3.2.3. L'essai Proctor

On représente dans le tableau 3.6 les valeurs de la densité sèche et de la teneur en eau correspondants obtenus à partir des essais Proctor sur les six sols étudiés.

Tableau.3.6. Les résultats d'essai Proctor effectué sur chaque type de sol.

S1	γ_d (KN/m ³)	1.39	1.71	2.01	2.12	1.78
	W (%)	5,2	6,1	6,9	7,5	8,2
S2	γ_d (KN/m ³)	1.31	1.65	1.92	2.05	1.6
	W (%)	5,4	6,3	7,2	8,4	9
S3	γ_d (KN/m ³)	1.48	1.66	1.83	2.00	1.61
	W (%)	6	6,8	7,5	8,7	9,2
S4	γ_d (KN/m ³)	1.52	1.71	1.91	1.97	1.69
	W (%)	7	7,8	8,6	9,5	9,9
S5	γ_d (KN/m ³)	1.49	1.75	1.87	1.91	1.6
	W (%)	7,2	8,2	8,8	9,6	10
S6	γ_d (KN/m ³)	1.57	1.68	1.77	1.85	1.71
	W (%)	8	8,6	9,2	10,3	11,2

A partir des données du tableau 3.5 on trace les courbes pour déterminer la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale pour chaque type de sol.

On représente les courbes dans les figures 3.3 ; 3.4 et 3.5.

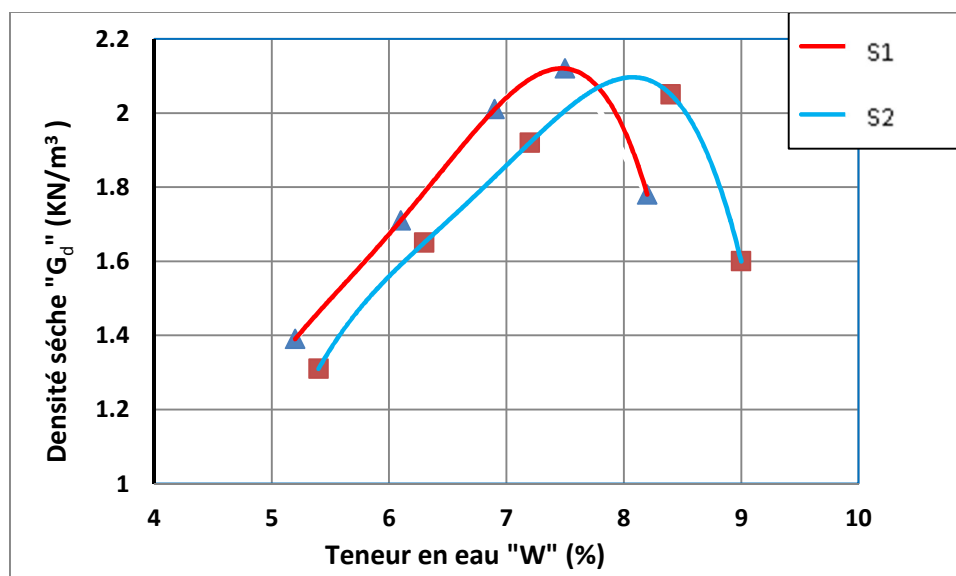


Figure.3.3. Les courbes d'essai Proctor effectué sur les sols S1 et S2.

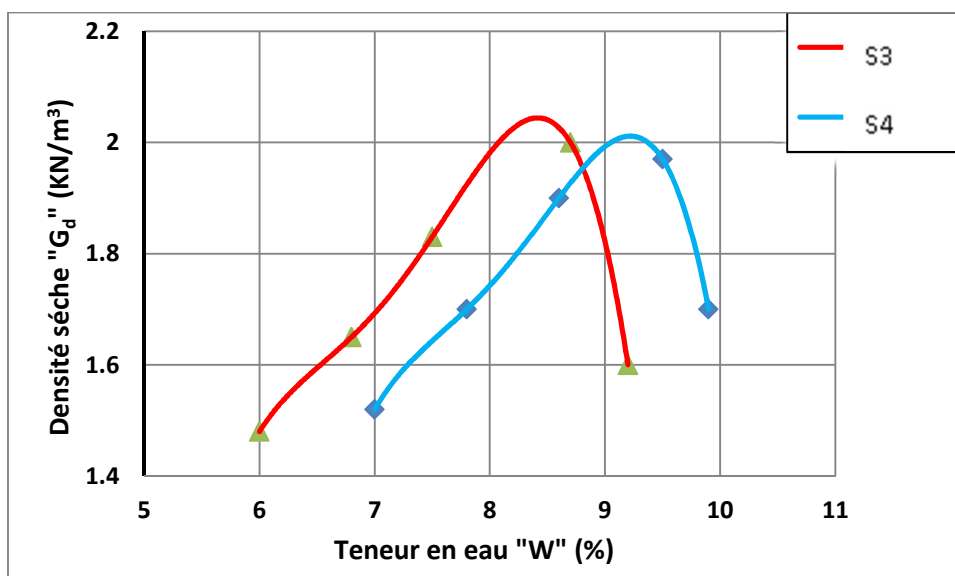


Figure.3.4: Les courbes d'essai Proctor effectué sur les sols S3 et S4.

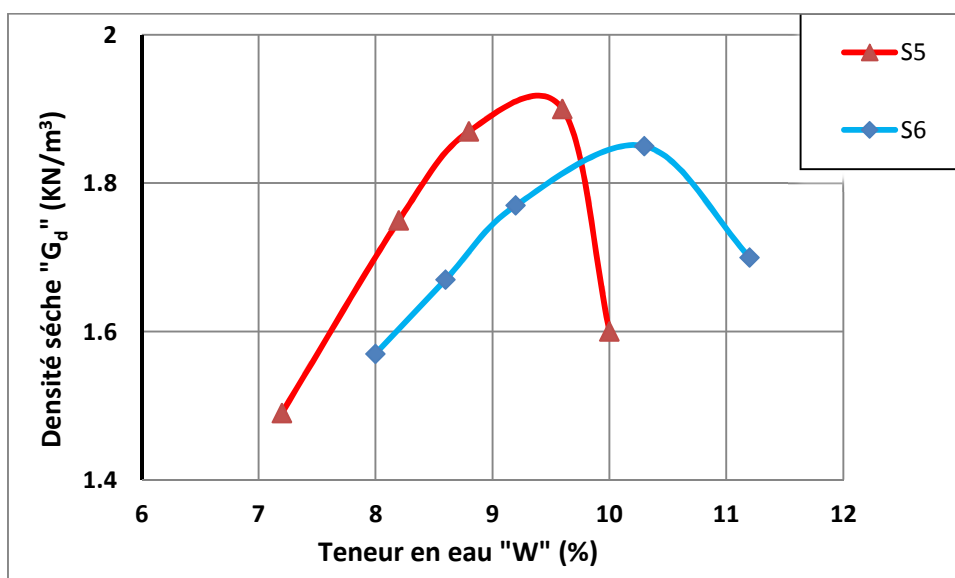


Figure.3.5: Les courbes d'essai Proctor effectué sur les sols S5 et S6.

On représente les valeurs obtenues des densités sèches maximales et les teneurs en eau optimales pour chaque type de sol dans le tableau 3.7.

Tableau.3.7. Les valeurs de densité sèche maximale et la teneur en eau optimale

Le sol	S1	S2	S3	S4	S5	S6
$\gamma_{dmax}(KN/m^3)$	2.14	2.10	2.06	2.02	1.95	1.89
$W_{opt} (%)$	7.45	8.15	8.5	9.20	9.6	10.2

3.3. Présentation des résultats des essais d'effondrement

D'après les résultats des essais œdométriques effectués sur les six types des sols préparés en laboratoire on trace les courbes de la variation de l'indice des vides on fonction de logarithme de la contrainte appliquée pour chaque type de sol.

On représente les courbes œdométriques de sol S1 dans les figures ci-dessous, et les courbes œdométriques des types de sol S2, S3, S4, S5 et S6 dans l'annexe.

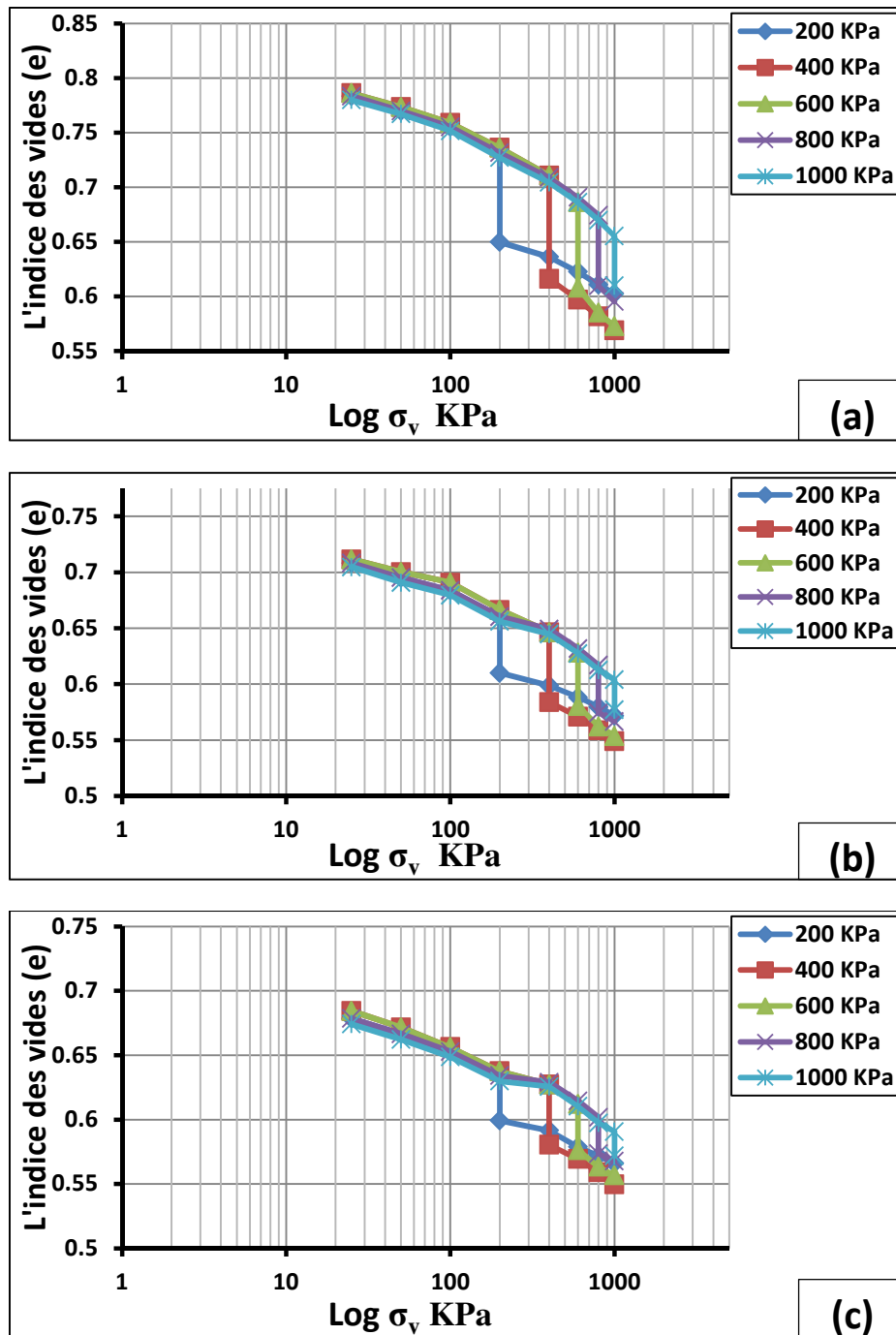


Figure.3.6. Les courbes obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S1 à teneur en eau initiale ($w=2\%$). (a) $E_c = 20$ coups ; (b) $E_c = 40$ coups ; (c) $E_c = 60$ coups.

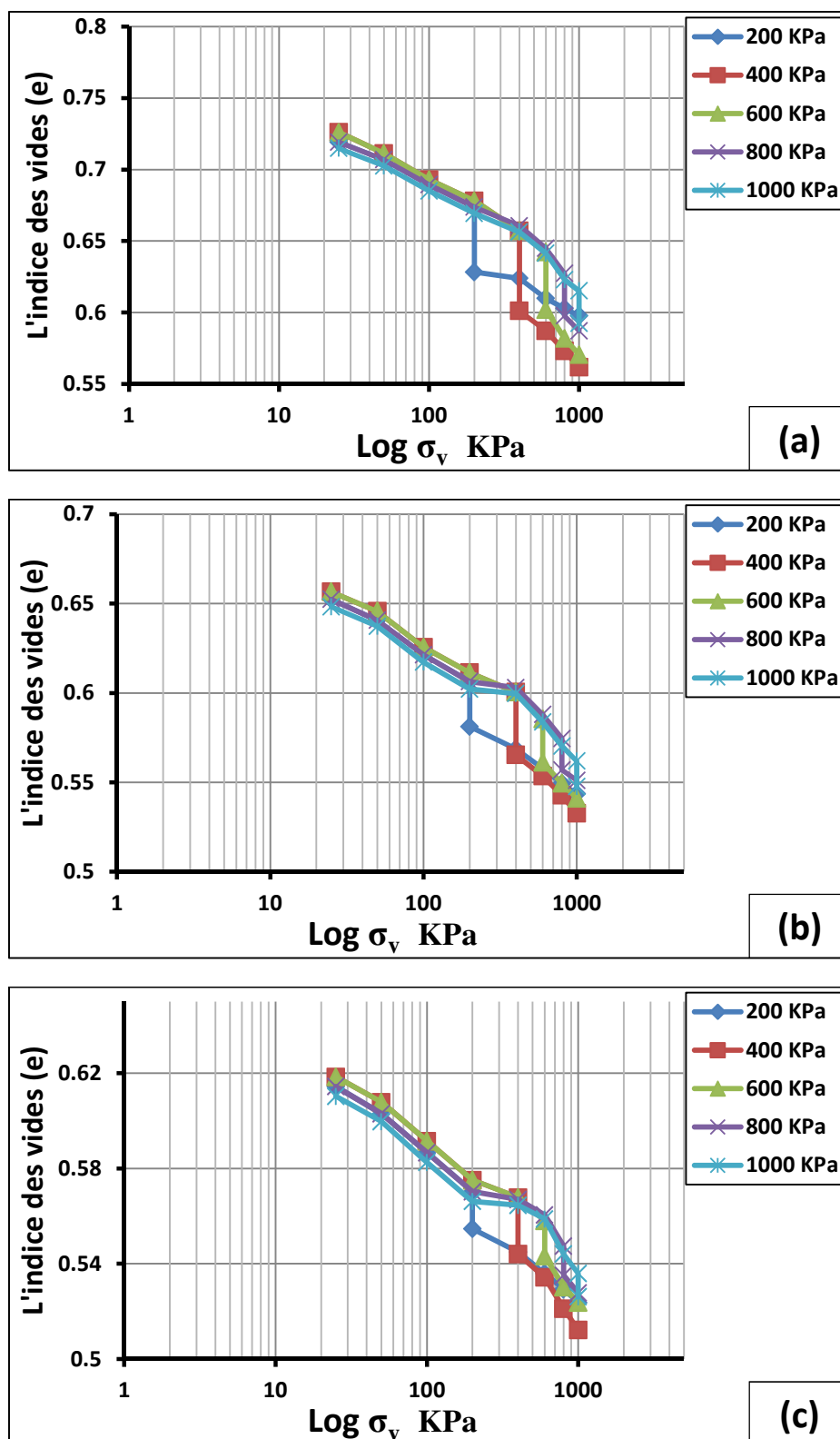


Figure.3.7. Les courbes obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S1 à teneur en eau initiale ($w=4\%$). (a) $E_C = 20$ coups ; (b) $E_C = 40$ coups ; (c) $E_C = 60$ coups.

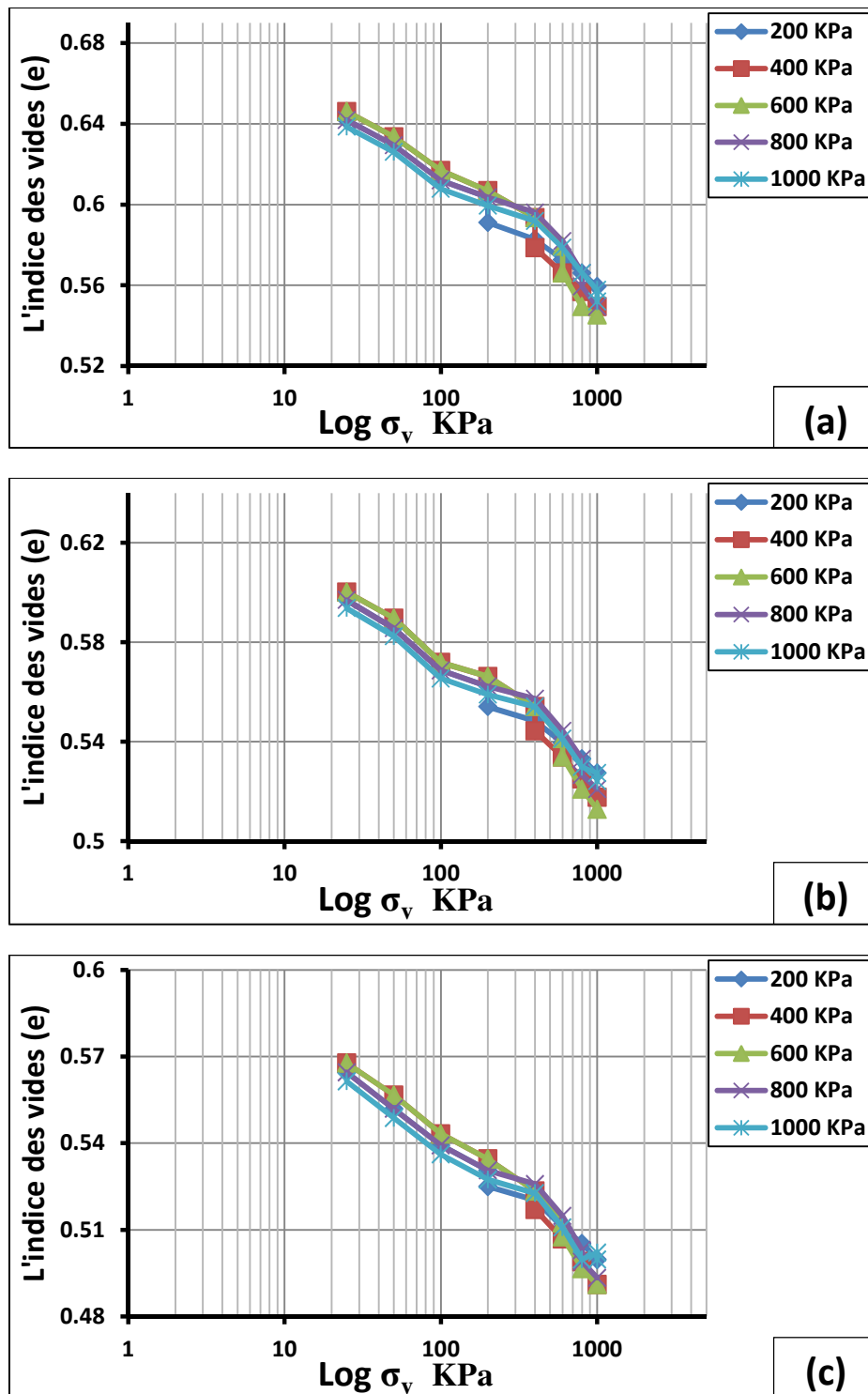


Figure.3.8. Les courbes obtenus à partir des essais œdométriques simples effectués sur le sol S1 à teneur en eau initiale ($w=6\%$). (a) $E_c = 20$ coups ; (b) $E_c = 40$ coups ; (c) $E_c = 60$ coups.

À partir de ces courbes on conclut les valeurs de S_r , e_0 et C_p obtenus dans chaque essai œdométrique simple effectués sur les différents types de sol S1, S2, S3, S4, S5 et S6. On représente ces valeurs dans les tableaux ci-dessous.

Tableau.3.8. Les valeurs de S_r , e_0 et C_p obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S1.

Teneur en eau initiale(W_0)	Energie de compactage(E_c)	La contrainte (σ')	Degré de saturation (S_r)(%)	L'indice des vides (e_0)	Potentiel d'affaissement (C_p)(%)
$W_0=2\%$	$E_c=20$ coups	200KPa	6,50	0.81.80	4.5
		400KPa	6,47	0.8225	5.2
		600KPa	6,47	0.8225	4.3
		800KPa	6,50	0.8182	3.55
		1000KPa	6,55	0.8125	2.5
	$E_c=40$ coups	200KPa	7,23	0.7361	2.9
		400KPa	7,17	0.7421	3.6
		600KPa	7,17	0.7420	2.75
		800KPa	7,23	0.7360	2.45
		1000KPa	7,28	0.7308	1.55
	$E_c=60$ coups	200KPa	7,56	0.7040	2.05
		400KPa	7,48	0.7109	2.75
		600KPa	7,48	0.7108	2.1
		800KPa	7,55	0.7042	1.65
		1000KPa	7,61	0.6989	1.1
$W_0=4\%$	$E_c=20$ coups	200KPa	14,22	0.7480	2.6
		400KPa	14,06	0.7566	3.2
		600KPa	14,06	0.7567	2.3
		800KPa	14,22	0.7480	1.7
		1000KPa	14,33	0.7427	1.3
	$E_c=40$ coups	200KPa	15,75	0.6754	1.5
		400KPa	15,63	0.6807	2.1
		600KPa	15,63	0.6808	1.45
		800KPa	15,76	0.6751	1.05
		1000KPa	15,88	0.6699	0.85
	$E_c=60$ coups	200KPa	16,79	0.6338	0.95
		400KPa	16,65	0.6389	1.45
		600KPa	16,65	0.6389	0.9
		800KPa	16,78	0.6342	0.75
		1000KPa	16,91	0.6291	0.6
$6W_0=6\%$	$E_c=20$ coups	200KPa	23,96	0.6660	0.75
		400KPa	23,77	0.6714	0.9
		600KPa	23,76	0.6718	0.7
		800KPa	23,95	0.6665	0.5
		1000KPa	24,15	0.6610	0.35
	$E_c=40$ coups	200KPa	25,83	0.6178	0.5
		400KPa	25,50	0.6260	0.6
		600KPa	25,49	0.6261	0.45
		800KPa	25,83	0.6180	0.4
		1000KPa	26,03	0.6131	0.2
	$E_c=60$ coups	200KPa	27,42	0.5820	0.35
		400KPa	27,24	0.5859	0.4
		600KPa	27,24	0.5859	0.3
		800KPa	27,40	0.5824	0.25
		1000KPa	27,66	0.5770	0.15

Tableau.3.9. Les valeurs de S_r , e_0 et C_p obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S2.

Teneur en eau initiale(W_0)	Energie de compactage(E_c)	La contrainte (σ')	Degré de saturation (S_r)(%)	L'indice des vides (e_0) (%)	Potentiel d'affaissement (C_p) (%)
$W_0=2\%$	$E_c=20\text{coups}$	200KPa	6,28	0.8410	5.6
		400KPa	6,30	0.8382	6.4
		600KPa	6,25	0.8447	5.25
		800KPa	6,26	0.8437	4.4
		1000KPa	6,24	0.8456	3.6
	$E_c=40\text{coups}$	200KPa	6,77	0.7800	3.85
		400KPa	6,79	0.7773	4.75
		600KPa	6,74	0.7835	3.45
		800KPa	6,70	0.7827	2.6
		1000KPa	6,73	0.7844	1.1
	$E_c=60\text{coups}$	200KPa	7,08	0.7462	3
		400KPa	7,10	0.7434	3.45
		600KPa	7,05	0.7494	2.55
		800KPa	7,05	0.7486	2
		1000KPa	7,04	0.7503	1.45
$W_0=4\%$	$E_c=20\text{coups}$	200KPa	12,58	0.8391	3.55
		400KPa	12,63	0.8362	4.45
		600KPa	12,53	0.8426	3.2
		800KPa	12,55	0.8417	2.5
		1000KPa	12,52	0.8436	1.9
	$E_c=40\text{coups}$	200KPa	13,53	0.7802	2.5
		400KPa	13,59	0.7773	3.05
		600KPa	13,48	0.7835	2
		800KPa	13,49	0.7828	1.55
		1000KPa	13,46	0.7844	1.1
	$E_c=60\text{coups}$	200KPa	14,37	0.7351	1.9
		400KPa	14,42	0.7324	2.3
		600KPa	14,30	0.7385	1.55
		800KPa	14,32	0.7376	1
		1000KPa	14,28	0.7393	0.75
$W_0=6\%$	$E_c=20\text{coups}$	200KPa	20,92	0.7572	1.8
		400KPa	21,00	0.7543	2.2
		600KPa	20,83	0.7603	1.95
		800KPa	20,85	0.7596	1.4
		1000KPa	20,80	0.7614	0.95
	$E_c=40\text{coups}$	200KPa	23,89	0.6631	1
		400KPa	23,98	0.6605	1.45
		600KPa	23,77	0.6663	1.05
		800KPa	23,80	0.6655	0.8
		1000KPa	23,74	0.6671	0.55
	$E_c=60\text{coups}$	200KPa	26,48	0.5981	0.7
		400KPa	26,60	0.5956	0.9
		600KPa	26,35	0.6012	0.8
		800KPa	26,38	0.6004	0.5
		1000KPa	26,31	0.6020	0.35

Tableau.3.10. Les valeurs de S_r , e_0 et C_p obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S3.

Teneur en eau initiale(W_0)	Energie de compactage(E_c)	La contrainte (σ')	Degré de saturation (S_r)(%)	L'indice des vides (e_0)	Potentiel d'affaissement (C_p)(%)
$W_0=2\%$	$E_c=20\text{coups}$	200KPa	6,24	0.8431	7
		400KPa	6,27	0.8393	7.45
		600KPa	6,24	0.8430	6.7
		800KPa	6,22	0.8457	5.85
		1000KPa	6,21	0.8476	4.65
	$E_c=40\text{coups}$	200KPa	7,01	0.7502	4.4
		400KPa	7,05	0.7465	5
		600KPa	7,01	0.7500	4.15
		800KPa	6,99	0.7526	3.1
		1000KPa	6,97	0.7544	2.95
	$E_c=60\text{coups}$	200KPa	8,00	0.6571	3.4
		400KPa	8,05	0.6537	3.9
		600KPa	8,01	0.6570	3.05
		800KPa	7,98	0.6593	2.2
		1000KPa	7,98	0.6595	1.9
$W_0=4\%$	$E_c=20\text{coups}$	200KPa	10,77	0.9770	7.6
		400KPa	10,81	0.9731	8.25
		600KPa	10,77	0.9772	7.45
		800KPa	10,74	0.9799	6.6
		1000KPa	10,71	0.9819	5.7
	$E_c=40\text{coups}$	200KPa	12,10	0.8691	4.2
		400KPa	12,16	0.8652	5.25
		600KPa	12,10	0.8691	4.6
		800KPa	12,07	0.8718	4
		1000KPa	12,04	0.8737	3.55
	$E_c=60\text{coups}$	200KPa	12,83	0.8202	3.9
		400KPa	12,89	0.8163	4.05
		600KPa	12,83	0.8201	3.85
		800KPa	12,79	0.8227	3.05
		1000KPa	12,76	0.8245	2.45
$W_0=6\%$	$E_c=20\text{coups}$	200KPa	19,80	0.7971	4.01
		400KPa	19,89	0.7934	4.35
		600KPa	20,57	0.7971	3.8
		800KPa	19,73	0.7997	3.2
		1000KPa	19,69	0.8015	2.65
	$E_c=40\text{coups}$	200KPa	22,38	0.7051	2.6
		400KPa	22,49	0.7016	2.9
		600KPa	22,38	0.7050	2.4
		800KPa	22,30	0.7075	2
		1000KPa	0,00	0.7092	1.45
	$E_c=60\text{coups}$	200KPa	25,32	0.6231	1.7
		400KPa	25,46	0.6197	2
		600KPa	25,32	0.6231	1.6
		800KPa	25,23	0.6254	1.3
		1000KPa	25,17	0.6270	0.95

Tableau.3.11. Les valeurs de S_r , e_0 et C_p obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S4.

Teneur en eau initiale(W_0)	Energie de compactage(E_c)	La contrainte (σ')	Degré de saturation (S_r)(%)	L'indice des vides (e_0)	Potentiel d'affaissement (C_p)(%)
$W_0=2\%$	$E_c=20$ coups	200KPa	7,73	0.6781	6.45
		400KPa	7,68	0.6822	8.05
		600KPa	7,71	0.6797	6.3
		800KPa	7,73	0.6780	5.05
		1000KPa	7,79	0.6729	4.5
	$E_c=40$ coups	200KPa	9,07	0.5788	5
		400KPa	8,99	0.5829	6
		600KPa	9,03	0.5806	4.8
		800KPa	9,05	0.5790	4
		1000KPa	9,13	0.5742	3.1
	$E_c=60$ coups	200KPa	9,81	0.5341	3.9
		400KPa	9,74	0.5378	4.55
		600KPa	9,79	0.5355	3.55
		800KPa	9,82	0.5338	2.75
		1000KPa	9,90	0.5294	2.2
$W_0=4\%$	$E_c=20$ coups	200KPa	10,50	0.9980	10.1
		400KPa	10,45	1.003	12
		600KPa	10,48	0.9999	10.55
		800KPa	10,50	0.9981	9.65
		1000KPa	10,56	0.9920	8.35
	$E_c=40$ coups	200KPa	11,98	0.8750	8.2
		400KPa	11,91	0.8797	9.25
		600KPa	11,95	0.8768	8
		800KPa	11,98	0.8748	7.3
		1000KPa	12,05	0.8694	6.45
	$E_c=60$ coups	200KPa	12,52	0.8370	6.8
		400KPa	12,45	0.8416	7.85
		600KPa	12,49	0.8388	6.55
		800KPa	12,52	0.8368	5.95
		1000KPa	12,60	0.8315	5.05
$W_0=6\%$	$E_c=20$ coups	200KPa	16,31	0.9641	9
		400KPa	16,22	0.9689	10.15
		600KPa	16,27	0.9659	8.75
		800KPa	16,31	0.9639	7.95
		1000KPa	16,41	0.9581	6.55
	$E_c=40$ coups	200KPa	19,38	0.811	6.6
		400KPa	19,28	0.8155	7.75
		600KPa	19,34	0.8128	6.4
		800KPa	19,39	0.8108	6.05
		1000KPa	19,52	0.8055	5.45
	$E_c=60$ coups	200KPa	20,85	0.7540	5.3
		400KPa	20,73	0.7584	6.35
		600KPa	20,80	0.7557	5.2
		800KPa	20,85	0.7539	4.75
		1000KPa	21,00	0.7487	4.05

Tableau.3.12. Les valeurs de S_r , e_0 et C_p obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S5.

Teneur en eau initiale(W_0)	Energie de compactage(E_c)	La contrainte (σ')	Degré de saturation (S_r)(%)	L'indice des vides (e_0)	Potentiel d'affaissement (C_p)(%)
$W_0=2\%$	$E_c=20$ coups	200KPa	8,03	0.6502	7.75
		400KPa	7,99	0.6533	8.55
		600KPa	8,01	0.6516	7.6
		800KPa	8,01	0.6516	6.45
		1000KPa	8,08	0.6458	5.35
	$E_c=40$ coups	200KPa	8,03	0.6502	6
		400KPa	7,99	0.6533	6.7
		600KPa	8,01	0.6516	5.95
		800KPa	8,01	0.6516	4.3
		1000KPa	8,08	0.6458	3.7
	$E_c=60$ coups	200KPa	9,56	0.5461	4.9
		400KPa	9,47	0.5514	5.4
		600KPa	9,53	0.5475	4.75
		800KPa	9,53	0.5475	3.4
		1000KPa	9,63	0.5421	2.75
$W_0=4\%$	$E_c=20$ coups	200KPa	12,21	0.8550	10.95
		400KPa	12,12	0.8615	13.1
		600KPa	12,19	0.8566	10.7
		800KPa	12,18	0.8568	9.55
		1000KPa	12,28	0.8503	8.2
	$E_c=40$ coups	200KPa	13,13	0.7950	8.9
		400KPa	13,03	0.8013	10.45
		600KPa	13,11	0.7966	8.45
		800KPa	13,10	0.7968	7.8
		1000KPa	13,21	0.7905	5.7
	$E_c=60$ coups	200KPa	13,75	0.7590	7.2
		400KPa	13,65	0.7651	8.75
		600KPa	13,73	0.7605	6.85
		800KPa	13,72	0.7607	6.05
		1000KPa	13,84	0.7546	4.85
$W_0=6\%$	$E_c=20$ coups	200KPa	15,22	1.029	14.5
		400KPa	15,12	1.036	16.05
		600KPa	15,19	1.031	14.1
		800KPa	15,19	1.031	12.55
		1000KPa	15,29	1.024	11.2
	$E_c=40$ coups	200KPa	17,34	0.9030	11.4
		400KPa	17,22	0.9096	12.9
		600KPa	17,31	0.9045	11.35
		800KPa	17,31	0.9049	9.45
		1000KPa	17,43	0.8982	8.05
	$E_c=60$ coups	200KPa	18,89	0.8291	10.05
		400KPa	18,75	0.8354	11
		600KPa	18,85	0.8308	9.7
		800KPa	18,85	0.8308	7.75
		1000KPa	19,00	0.8244	6.1

Tableau.3.13. Les valeurs de S_r , e_0 et C_p obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S6.

Teneur en eau initiale(W_0)	Energie de compactage(E_c)	La contrainte (σ')	Degré de saturation (S_r)(%)	L'indice des vides (e_0)	Potentiel d'affaissement (C_p)(%)
$W_0=2\%$	$E_c=20$ coups	200KPa	8,72	0.5960	6.6
		400KPa	8,72	0.5960	7.7
		600KPa	8,67	0.5999	6.45
		800KPa	8,70	0.5976	5.4
		1000KPa	8,78	0.5920	3.9
	$E_c=40$ coups	200KPa	9,63	0.5402	5.2
		400KPa	9,63	0.5401	5.75
		600KPa	9,56	0.5438	5
		800KPa	9,60	0.5415	3.7
		1000KPa	9,70	0.5361	2.6
	$E_c=60$ coups	200KPa	10,30	0.5050	4.3
		400KPa	10,29	0.5051	4.65
		600KPa	10,22	0.5087	4.05
		800KPa	10,27	0.5065	2.95
		1000KPa	10,38	0.5012	1.85
$W_0=4\%$	$E_c=20$ coups	200KPa	12,44	0.8360	10.2
		400KPa	12,44	0.8362	12
		600KPa	12,37	0.8406	10.05
		800KPa	12,41	0.8378	8.05
		1000KPa	12,51	0.8314	7.1
	$E_c=40$ coups	200KPa	13,21	0.7875	7.6
		400KPa	13,21	0.7875	9
		600KPa	13,13	0.7919	7.4
		800KPa	13,18	0.7893	5.95
		1000KPa	13,28	0.7830	5.25
	$E_c=60$ coups	200KPa	15,41	0.6751	5.7
		400KPa	15,41	0.6748	7.95
		600KPa	15,31	0.6792	5.5
		800KPa	15,37	0.6766	5
		1000KPa	15,50	0.6708	4.05
$W_0=6\%$	$E_c=20$ coups	200KPa	15,29	1.020	12.4
		400KPa	15,32	1.018	14.55
		600KPa	15,22	1.025	12.35
		800KPa	15,26	1.022	10.45
		1000KPa	15,37	1.015	8.95
	$E_c=40$ coups	200KPa	17,91	0.8710	9.6
		400KPa	17,91	0.8708	11.5
		600KPa	17,81	0.8757	9.45
		800KPa	17,87	0.8729	7.75
		1000KPa	18,01	0.8663	6.5
	$E_c=60$ coups	200KPa	18,96	0.8230	8.1
		400KPa	18,96	0.8228	9.85
		600KPa	18,85	0.8275	7.9
		800KPa	18,91	0.8248	5.95
		1000KPa	19,06	0.8184	4.95

3.4. L'analyse des résultats des essais d'effondrement

3.4.1. Etude de la variation du potentiel d'affaissement (Cp) en fonction de la contrainte appliquée (σ') pendant la saturation d'échantillon.

Les figures suivantes représentent la variation du potentiel d'affaissement en fonction de la contrainte pour chaque type de sol préparé ayant des teneurs en eau et d'énergies de compactage.

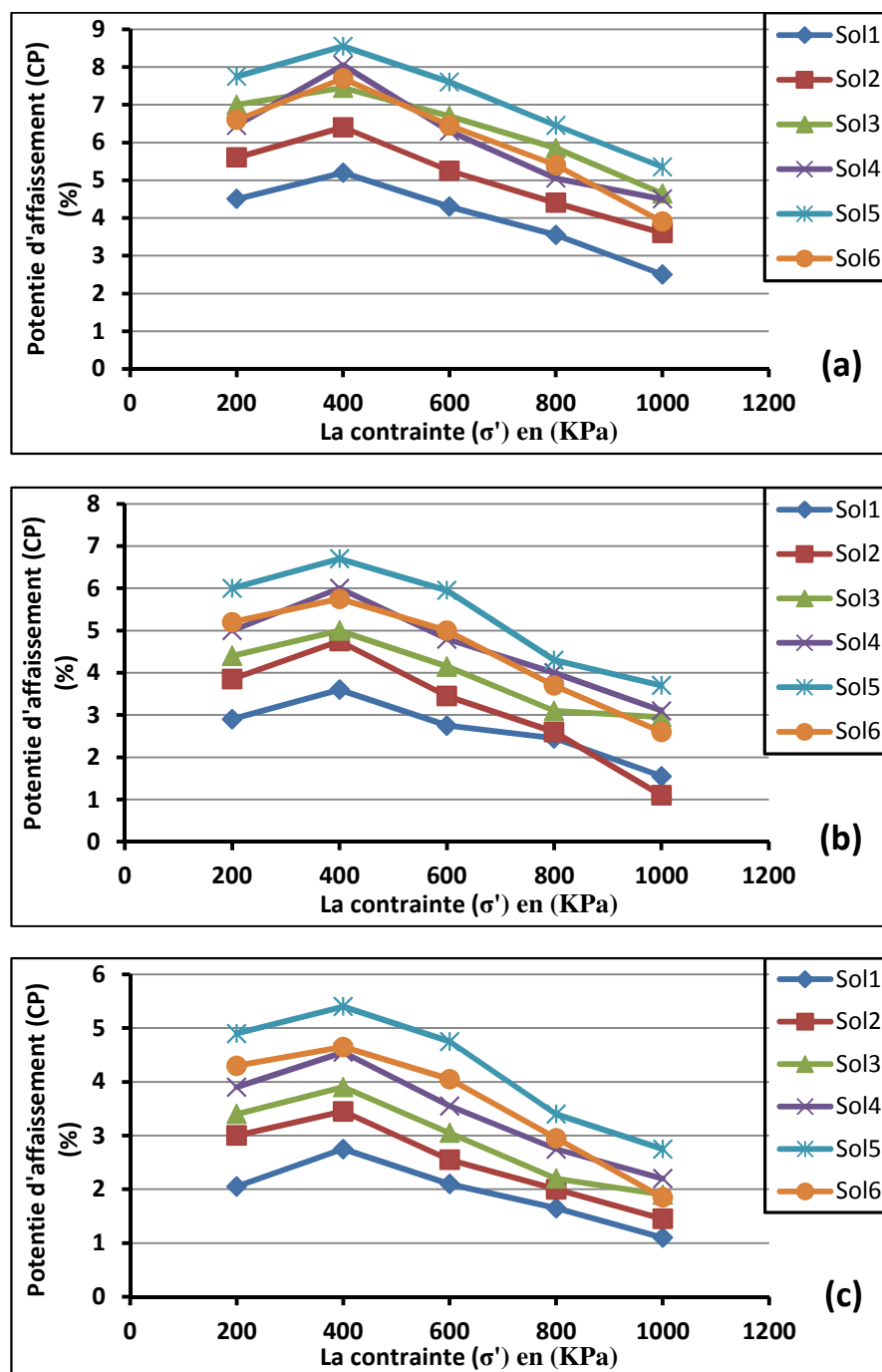


Figure.3.9. Variation du potentiel d'affaissement en fonction de la contrainte dans chaque type de sol, à teneur en eau initiale ($w=2\%$). (a) $E_C = 20$ coups ; (b) $E_C = 40$ coups ; (c) $E_C = 60$ coups.

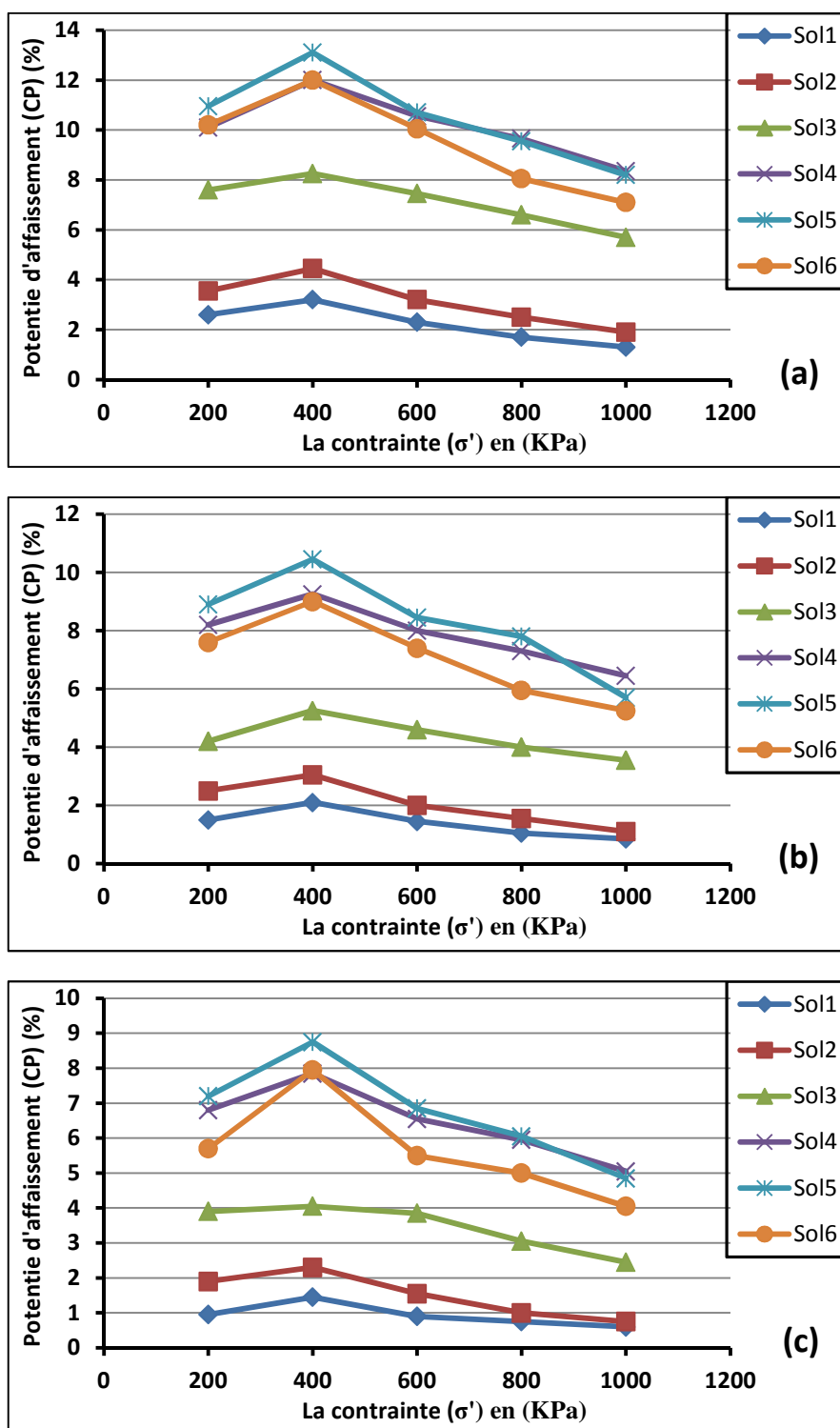


Figure.3.10. Variation du potentiel d'affaissement en fonction de la contrainte dans chaque type de sol, à teneur en eau initiale ($w=4\%$). (a) $E_C = 20$ coups ; (b) $E_C = 40$ coups ; (c) $E_C = 60$ coups.

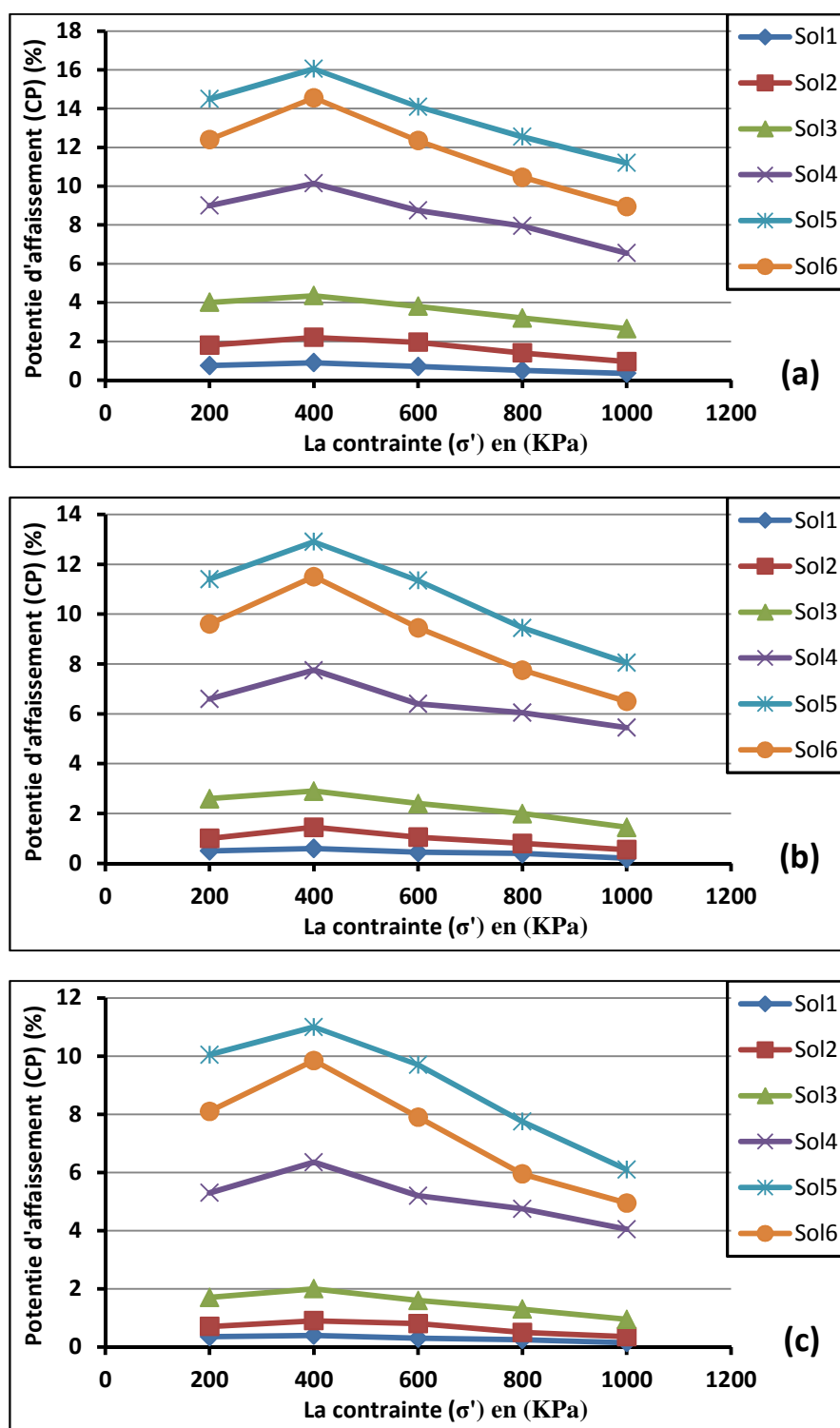


Figure.3.11. Variation du potentiel d'affaissement en fonction de la contrainte dans chaque type de sol, à teneur en eau initiale ($w=6\%$). (a) $E_C = 20$ coups ; (b) $E_C = 40$ coups ; (c) $E_C = 60$ coups.

A partir de ces courbes on conclut les résultats qui sont montrés dans le tableau 3.8.

Tableau 3.14. Les valeurs max et min de (Cp) dans chaque type de sol.

Type de sol	% des particules "PF " fines de $\varnothing \leq 2\mu\text{m}$	(Cp) Max	(Cp) Min
S1	1.98	5.2	0.15
S2	3.63	6.4	0.35
S3	5.28	8.25	0.95
S4	6.93	12	2.2
S5	8.58	16.05	2.75
S6	10.3	14.55	1.85

En comparaison des résultats ci-dessus avec les valeurs guides proposés par Jennings et Knight (1975) : les sols S1, S2 et S3 peuvent être classés dans l'état de trouble, et les sols S4, S5 et S6 peuvent être classés dans l'état de trouble sévère. Ceci à certaines d'énergies de compactage et des teneurs en eau initiales, mais dans certaines énergie de compactage pour les sols S1 et S2 l'affaissement ne se produit pas puisque le potentiel d'affaissement (Cp) inférieur à 1%.

On remarque que dans tous les types des sols le potentiel d'affaissement (Cp) augmente proportionnellement avec la contrainte jusqu'à une valeur max relative à une contrainte de 400 KPa, et puis une diminution du potentiel d'affaissement avec l'augmentation de la contrainte.

D'une manière générale le potentiel d'affaissement augmente proportionnellement avec le pourcentage des particules fines d'un diamètre inférieur à $2\mu\text{m}$ "PF" jusqu'à la valeur 8.58% (S5), et puis diminue dans le sol S6 (% "PF" égale à 10.3).

On observe que le potentiel d'affaissement (Cp) diminue avec l'augmentation de l'énergie de compactage dans tous les types des sols. Ceci quelque soit la teneur en eau initiale et la contrainte.

Donc on conclut que plus le pourcentage en particules fines "PF" augmente dans un sol reconstitué, le potentiel d'affaissement devient important et l'effondrement devient dangereux jusqu'à la valeur (% "PF" est égale à 8.58) d'une part, d'autre part l'effondrement devient important et dangereux à une contrainte de 400KPa.

3.4.2. Etude de la variation du potentiel d'affaissement (Cp) en fonction de la teneur en eau initiale (w_0)

Les figures ci-dessous représentent la variation du potentiel d'affaissement en fonction de la teneur en eau initiale pour chaque type de sol saturé sous deux contraintes : 200KPa et 400KPa (les contraintes qui donnent les valeurs du potentiel d'affaissement max) avec la variation d'énergies de compactage.

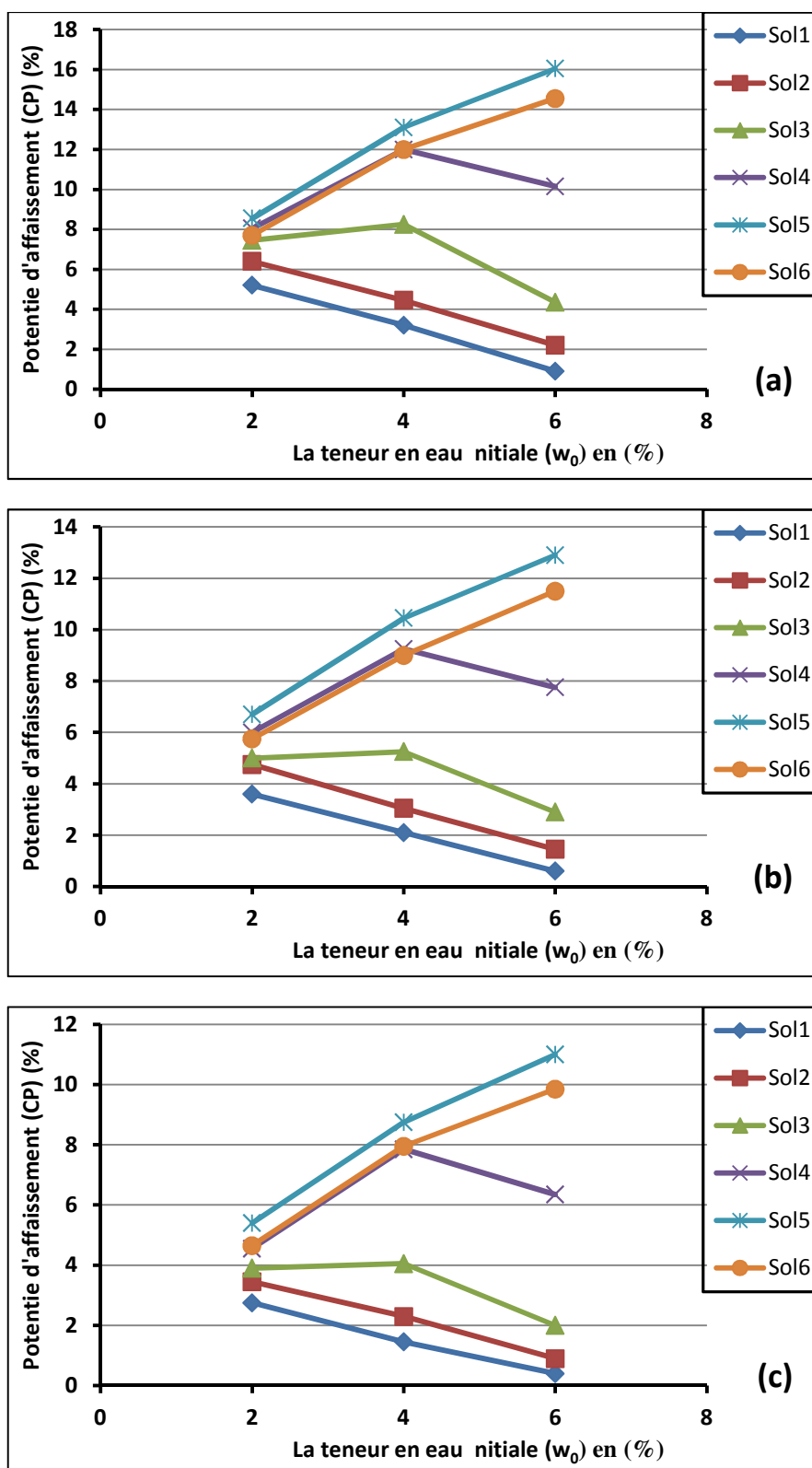


Figure.3.12. Variation du potentiel d'affaissement en fonction de la teneur en eau initiale dans chaque type de sol sous une contrainte de (400KPa). (a) $E_c = 20$ coups ; (b) $E_c = 40$ coups ; (c) $E_c = 60$ coups.

On remarque que pour les sols S1 ($w_{opt} = 7.45\%$) et S2 ($w_{opt}=8.15\%$) le potentiel d'affaissement décroît linéairement avec l'augmentation de la teneur en eau initiale, à la teneur en eau ($w=2\%$) la valeur max de C_p est 5.2% pour le sol S1 et 6.4% pour le sol S2. Inversement, pour les sols S5 ($w_{opt} = 9.6\%$) et S6 ($w_{opt} = 10.2\%$) le potentiel d'affaissement augmente linéairement lorsqu'on augmente la teneur en eau initiale, à la teneur en eau ($w=6\%$) la valeur max de C_p est 16.05% pour le sol S5 et 14.55% pour le sol S6. Pour les sols S3 ($w_{opt} = 8.5\%$) et S4 ($w_{opt} = 9.2\%$) le potentiel d'affaissement augmente proportionnellement avec la teneur en eau jusqu'à un pique relatif à ($w=4\%$), puis la diminution de C_p avec l'augmentation de la teneur en eau initiale.

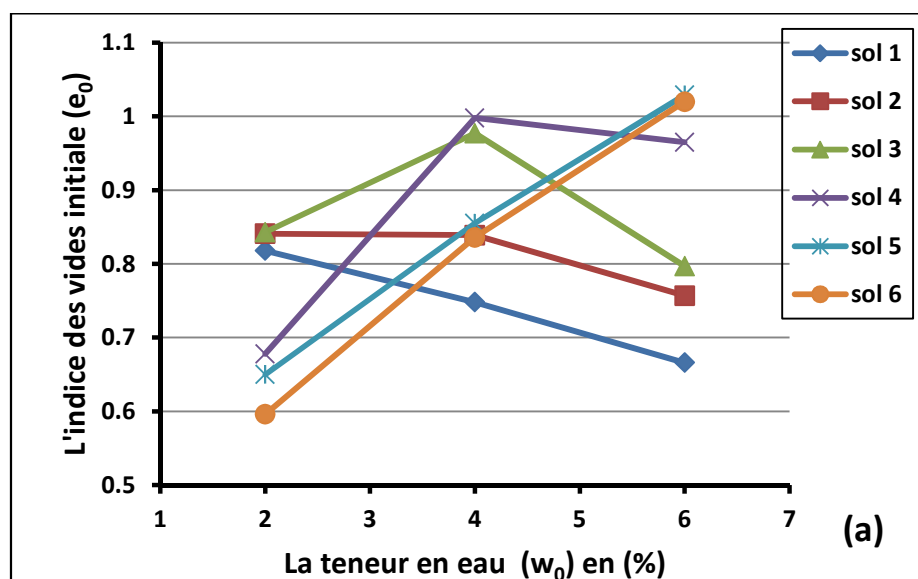
On observe que dans le sol S3 les valeurs de C_p relatives à la teneur en eau ($w=2\%$) sont supérieures aux valeurs de C_p relatives à teneur en eau ($w=6\%$). Inversement dans le sol S4 les valeurs de C_p relatives à la teneur en eau ($w=2\%$) sont inférieures aux valeurs de C_p relatives à la teneur en eau ($w=6\%$).

On constate que la teneur en eau initiale qui donne un affaissement important augmente avec l'augmentation de la limite de liquidité et l'indice de plasticité du sol.

On conclue que la valeur de la teneur en eau initiale qui donne un affaissement important augmente avec l'augmentation de la teneur en eau optimale du sol. Si la teneur en eau d'un sol supérieure à 4% l'affaissement est très probable.

3.4.3. Etude de la variation d'indice des vides initial (e_0) en fonction de la teneur en eau initiale (w_0)

Les figures suivantes représentent la variation d'indice des vides initial en fonction de la teneur en eau initial dans chaque type de sol (on prend les valeurs moyens) avec la variation d'énergies de compactage.



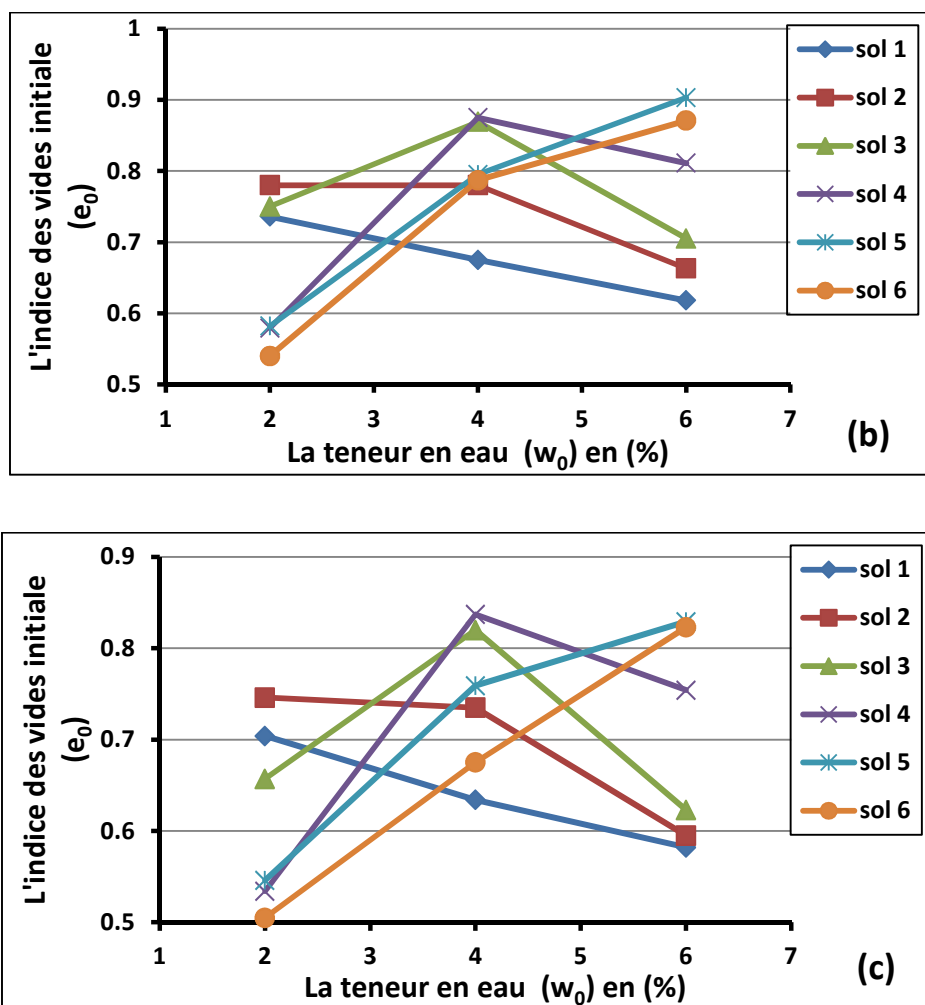


Figure.3.13. Variation d'indice des vides initial dans chaque type de sol en fonction de la teneur en eau initiale. (a) $E_C = 20$ coups ; (b) $E_C = 40$ coups ; (c) $E_C = 60$ coups.

Les variations des valeurs des indices des vides initiaux correspondants aux essais effectués sur les sols reconstitués sont présentées dans le tableau 3.15.

Tableau 3.15. Les variations d'indice des vides initiaux dans chaque type de sol.

Type de sol	S1	S2	S3	S4	S5	S6
Variation d'indice des vides initiaux (e_0)	0.582 à 0.818	0.598 à 0.841	0.623 à 0.977	0.534 à 0.998	0.546 à 1.03	0.505 à 1.02

On remarque que à la teneur en eau initiale ($w=2\%$) généralement l'indice des vides diminue avec l'augmentation de pourcentage en particules fines "PF" dans les sols. Inversement à la teneur en eau initiale ($w=6\%$), l'indice des vides augmente avec l'augmentation de pourcentage de "PF" dans les sols jusqu'au 8.58% (S5), puis diminue dans le sol S6.

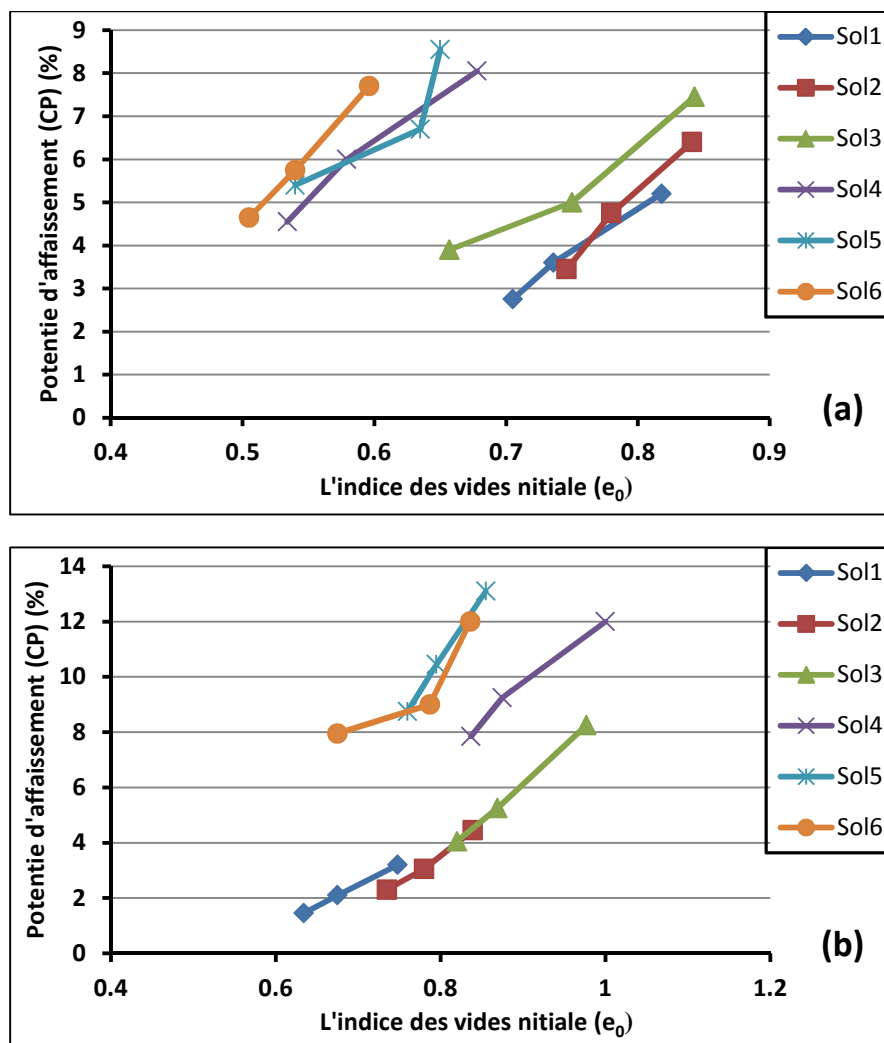
On observe que dans les sols S1 et S2 l'indice des vides initial diminue avec l'augmentation de la teneur en eau initiale, mais pour les sols S5 et S6 l'indice des vides initial augmente linéairement avec la teneur en eau initiale. Pour les sols S3 et S4 l'indice des vides augmente proportionnellement avec la teneur en eau jusqu'à un seuil de ($w=4\%$), puis une diminution d'indice des vides avec l'augmentation de la teneur en eau initiale. Ceci quelque soit l'énergie de compactage.

On remarque que l'indice des vides relatif à la teneur en eau ($w=2\%$) dans le sol S3 est supérieur à l'indice des vides relatif à ($w=6\%$). Inversement, pour le sol S4 le (e_0) relatif à ($w=6\%$) est supérieur à l'indice des vides relatif à ($w=2\%$).

On conclue que la variation d'indice des vides initial en fonction de la teneur en eau initiale généralement prend la même variation du potentiel d'affaissement en fonction de la teneur en eau initiale.

3.4.4. Etude de la variation du potentiel d'affaissement (C_p) en fonction d'indice des vides initial (e_0)

Les figures ci-dessous illustrent la variation du potentiel d'affaissement (C_p) en fonction de l'indice des vides initial (e_0) (nous présentons les affaissements les plus importants).



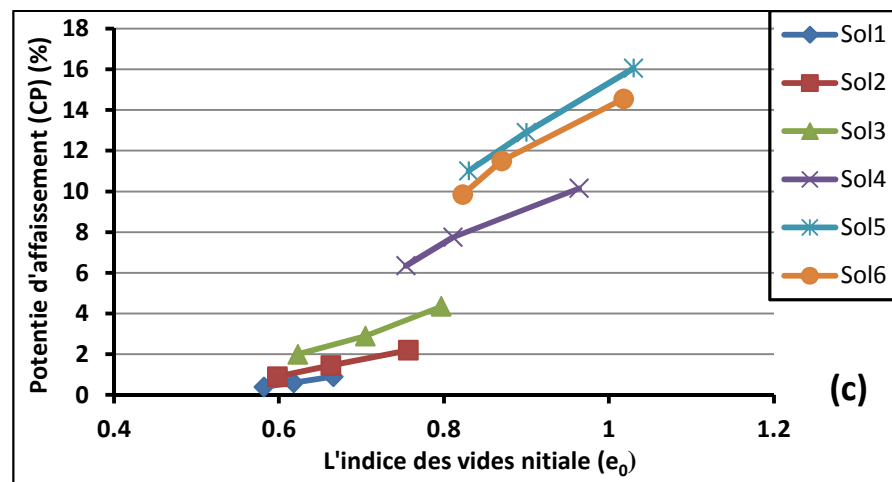


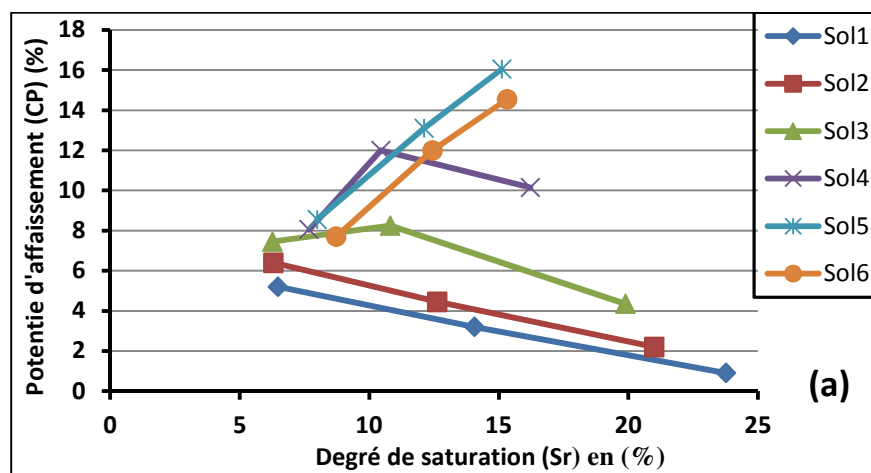
Figure.3.14. Variation du potentiel d'affaissement dans chaque type de sol sous une contrainte de 400KPa, en fonction de l'indice des vides initial. (a) à teneur en eau initiale ($w=2\%$); (b) $w=4\%$; (c) $w=6\%$.

D'après les résultats obtenus nous constatons que à la teneur en eau initiale ($w=2\%$) généralement le potentiel d'affaissement (C_p) augmente lorsque l'augmentation d'indice des vides initial (e_0) pour tout les types de sol. A la teneur en eau ($w=4\%$) et ($w=6\%$) on trouve la même variation.

On observe que dans chaque type de sol le potentiel d'affaissement (C_p) augmente avec l'augmentation de l'indice des vides initial, ceci quelque soit la teneur en eau initiale et la contrainte.

3.4.5. Etude de la variation du potentiel d'affaissement (C_p) en fonction de degré de saturation (S_r).

Nous utilisons les valeurs d'indices des vides initiaux pour déterminer les degrés de saturation des sols étudiés dans différentes énergie de compactage, et nous présentons dans les figures ci-dessous la variation du potentiel d'affaissement en fonction de la degré de saturation.



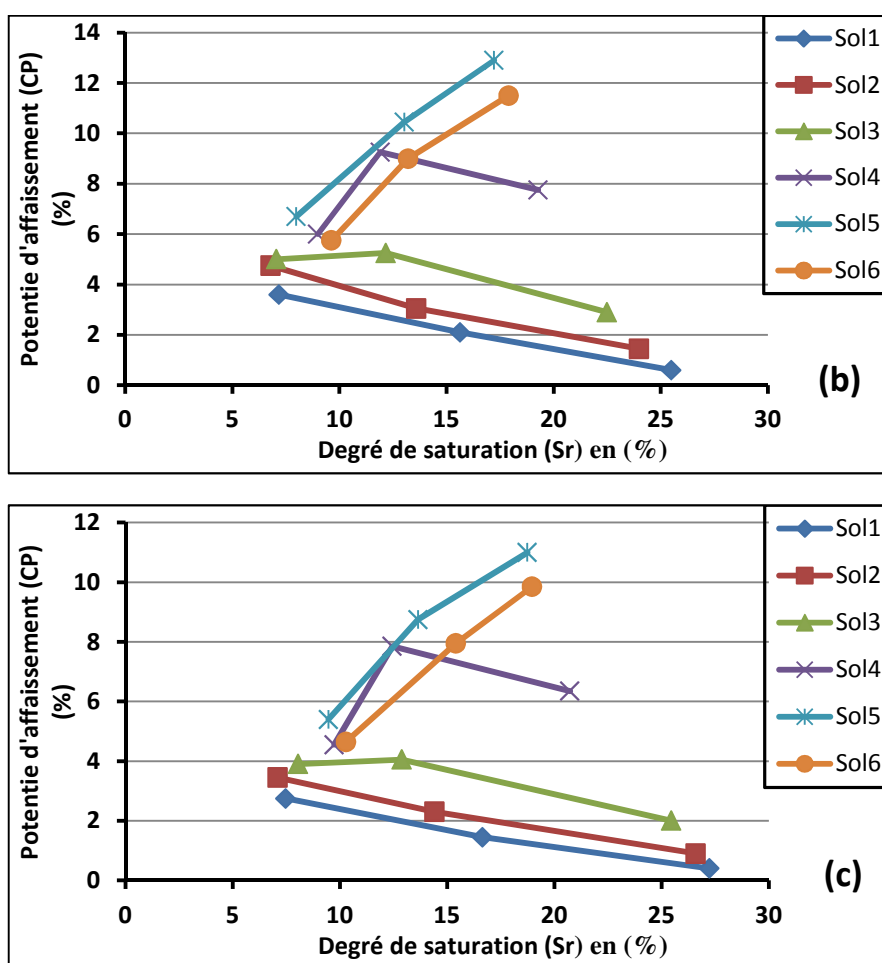


Figure.3.15. Variation du potentiel d'affaissement dans chaque type de sol sous une contrainte de 400KPa en fonction de degré de saturation. (a) $E_C = 20$ coups ; (b) $E_C = 40$ coups ; (c) $E_C = 60$ coups.

Les valeurs des degrés de saturation dans chaque type de sol sont variées comme montre le tableau 3.16.

Tableau 3.16. Les variations des degrés de saturation dans chaque type de sol.

Type de sol	S1	S2	S3	S4	S5	S6
Variation des degrés de saturation (S_r) en %	6.5 à 27.66	6.24 à 26.6	6.21 à 25.46	7.68 à 21	7.99 à 19	8.67 à 19.06

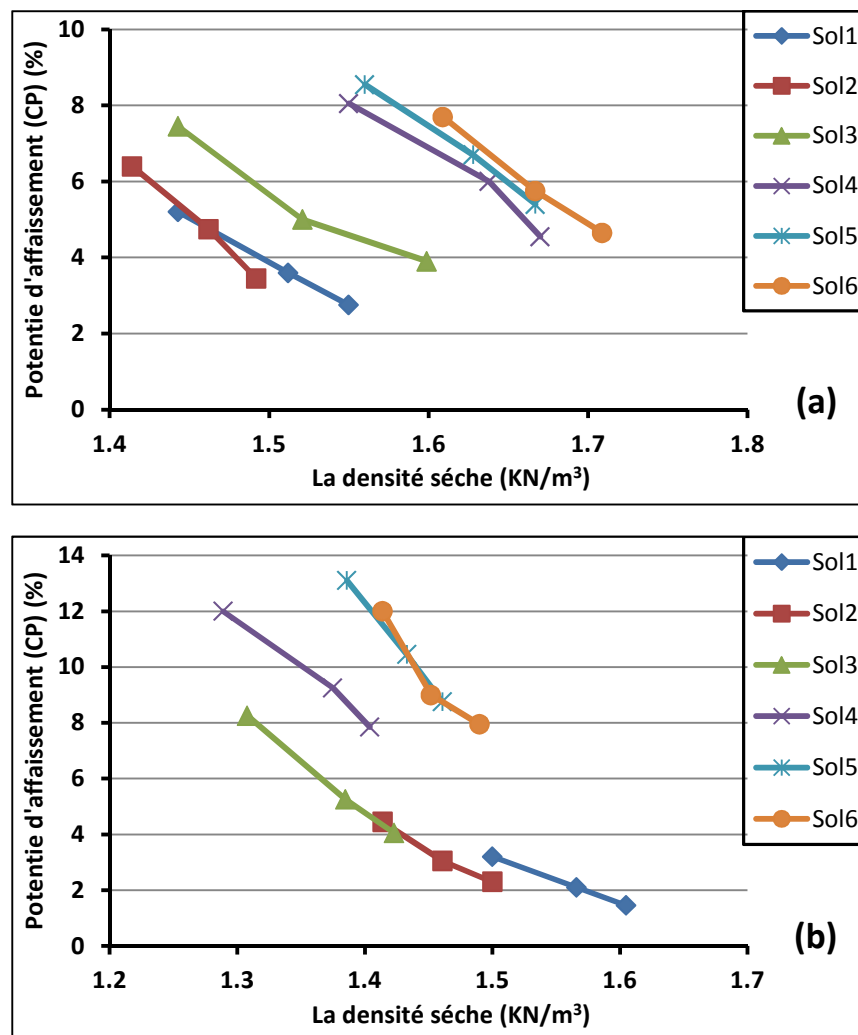
On remarque que pour les sols S1 et S2 le potentiel d'affaissement décroît linéairement avec l'augmentation du degré de saturation. Inversement, dans les sols S5 et S6 le potentiel d'affaissement augment lorsqu'on augmente le degré de saturation. Mais pour les sol S3 et S4 le (Cp) augmente jusqu'au un seuil relatif à une degré de saturation de (10.77 ; 12.83%) pour S3 et de (10.5 ; 12.52%) pour S4, puis décroît avec l'augmentation du degré de saturation, ceci quelque soit l'énergie de compactage.

Généralement l'intervalle des degrés de saturation relatifs entre deux teneurs en eau initiales (2 et 6%) diminue avec l'augmentation de pourcentage en particules fines dans le sol, et le degré de saturation relative à la teneur en eau initiale ($w=6\%$) diminue avec l'augmentation de pourcentage de "PF" dans le sol.

On conclue que la variation du potentiel d'affaissement en fonction du degré de saturation généralement prendre la même façon de la variation du potentiel d'affaissement en fonction de la teneur en eau initiale.

3.4.6. Etude de la variation du potentiel d'affaissement (C_p) en fonction de la densité sèche (γ_d)

Les figures ci-dessous illustrent la variation du potentiel d'affaissement (C_p) en fonction de la densité sèche initiale (γ_d) (nous présentons les affaissements les plus importants).



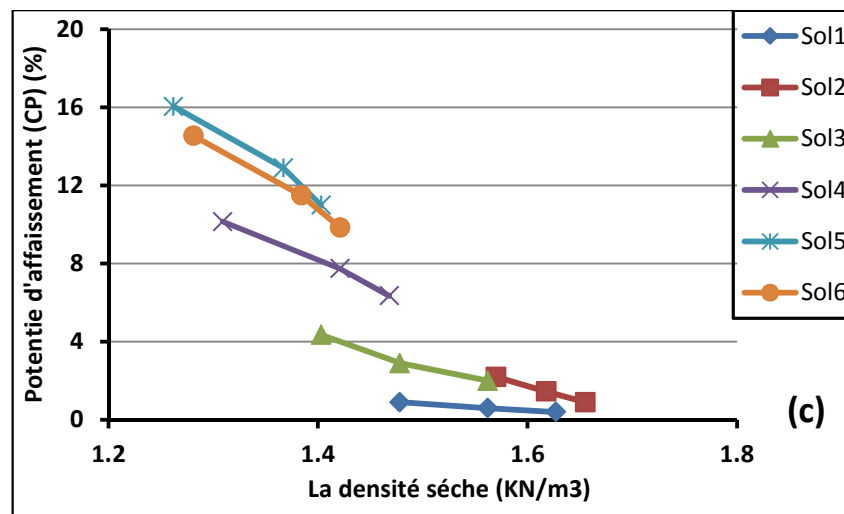


Figure.3.16: Variation du potentiel d'affaissement dans chaque type de sol sous une contrainte de 400KPa en fonction de la densité sèche initiale. (a) à teneur en eau ($w=2\%$); (b) $w=4\%$; (c) $w=6\%$.

D'après les résultats obtenus nous constatons que à la teneur en eau initiale ($w=6\%$) la densité sèche décroît avec l'augmentation de pourcentage en particules fines dans les sols jusqu'au sol S5 et puis augmente pour le sol S6. Inversement, à la teneur en eau ($w=2\%$) la densité sèche augmente lorsque on augmente le pourcentage de "PF".

Généralement le potentiel d'affaissement (C_p) augmente lorsque la diminution de la densité sèche initiale (γ_d) quelque soit la teneur en eau et le (% "PF").

On conclue que à la teneur en eau initiale égale ou supérieure à 4%, si la densité sèche d'un sol inférieure à 1.5 KN/m³, alors le sol susceptible à l'effondrement. Si la (γ_d) inférieure à 1.4 KN/m³ l'affaissement est très important et dangereux. Si la (γ_d) supérieure à 1.5 KN/m³, alors la quantité d'affaissement devrait être réduite. Mais à la teneur en eau inférieure à 4%, le sol susceptible à l'effondrement tant que (γ_d) inférieure à 1.7 KN/m³.

3.5. Comparaison les résultats obtenus avec d'autres critères d'affaissement

On a essayé de comparer quelques critères d'affaissement avec les résultats qui on à obtenu.

Abbeche et al (2007) ont suggéré que l'affaissement est très probable dans les sols à (% "PF") entre (5 et 15%). Cette conclusion est conforme à ces résultats obtenues car on a remarqué que dans les sols S3, S4, S5 et S6 où le pourcentage en particules fines "PF" entre (5.28 et 10.3%) le potentiel d'affaissement est considérable. Mais nous constatons d'après les résultats obtenus que même si le (% "PF") inférieur à 5% le potentiel d'affaissement est dépassé à 5% (comme les sols S1 et S2 où le pourcentage des "PF" varie de 1.89 à 3.63%).

Handy (1973) à proposer que la probabilité élevée pour l'effondrement dans les sols à un pourcentage d'argile < 16%, Ce critère est conforme avec nos résultats.

Ayadat et al (1996) ont proposé que l'effondrement est très probable dans les sols à un coefficient d'uniformité (C_u) supérieur à 12 et probable si (C_u) inférieur à 12. Dans les résultats obtenues nous constatons que le coefficient (C_u) pour les sols S2, S3, S4, S5 et S6 varie de 44 à 150 avec le potentiel d'affaissement (C_p) relatif à ces sols varie de 6.4% à 19.05%, et pour le sol S1 le (C_u) inférieur à 12 avec le (C_p) est 5.2%. Donc on conclue que ce critère conforme avec nos résultats obtenues.

Grabowska et Olszewska (1988). Ont suggéré que loess avec une teneur en eau naturelle plus moins de (6%) a été potentiellement instable. Nous résultats à confirmer cette conclusion.

Feda (1966) a proposé que le sol susceptible à l'affaissement tant que sa porosité naturelle ou initiale (n_0) est supérieur à 40%. Ce critère est conforme avec nous résultats, puisque dans le sol S1 à une teneur en eau initiale ($w=6\%$) et une énergie de compactage ($E_u=0.147$ Joule/cm³) le potentiel d'affaissement est égale à 0.4% (pas d'affaissement), et la porosité (n_0) égale à 37% est inférieur à 40%.

Clevenger (1958) a proposé que si la densité sèche est inférieure à (1.28 KN/m³) alors le sol à susceptible à l'effondrement. On a conclue déjà que l'affaissement est important et dangereux tant que la densité sèche est inférieure à 1.4 KN/m³, et l'affaissement susceptible tant que (γ_d) est inférieure à 1.7 KN/m³. Donc ce critère n'est pas conforme avec nos résultats.

3.6. Conclusion

Les résultats des 'essais d'effondrement par la méthode de Knight (1963) (essai œdométrique simple) qui effectués sur des sols reconstitués au cour de cet travail de mémoire ont confirmé l'influence de la charge appliquée lorsque le saturation d'échantillon, l'indice des vide initial, la teneur en eau initiale, le pourcentage en particules fines dans le sol, le degré de saturation et la densité sèche sur le taux et l'amplitude d'affaissement des sols affaissable. Et les résultats obtenus au cour de ce travail sont conformes avec divers critères d'affaissement qui basés sur des différents paramètres.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

L'objectif de ce travail de mémoire est de mieux comprendre l'influence de la charge verticale, la teneur en eau initiale, l'indice des vides initial, le degré de saturation, le pourcentage en particules fines et la densité sèche sur le taux et l'amplitude de l'affaissement des sols affaissables.

Nous avons, dans un premier temps, effectué une recherche bibliographique détaillée pour:

- analyser la structure des sols affaissables et comment les trouver dans la nature.
- comprendre le phénomène de l'effondrement, son mécanisme et distinguer les méthodes utilisées pour le caractériser en laboratoire.
- présenter les différents critères empiriques pour évaluer le risque d'effondrement.

La revue bibliographique a mis en évidence la complexité du comportement des sols affaissables. Les premières approches de la mécanique des sols non saturés ont visé à étendre l'utilisation d'une contrainte unique, fonction de la contrainte totale et de la succion, qui permettrait l'extension de l'approche en contrainte effective aux sols non saturés, Mais le phénomène d'effondrement des sols non saturés lors d'un remouillage sous charge ne peut être décrit à l'aide d'une contrainte effective unique. C'est pour cela que la majorité des auteurs utilisent maintenant deux variable de contrainte indépendantes.

La recherche bibliographique a également mis en évidence la complexité du phénomène de l'affaissement au niveau microscopique et permis de passer en revue les différents critères utilisés pour estimer et évaluer le risque d'affaissement à partir de caractérisation du sol en laboratoire. Les paramètres ont été utilisés dans la plus part du temps comme des indicateurs de l'affaissement sont : le pourcentage en particules fines, les limites d'Atterberg, le degré de saturation naturels, la porosité, la densité sèche, la teneur en eau naturelle, l'indice des vides naturelle et le coefficient d'uniformité.

Le deuxième chapitre de notre travail a été consacré aux préparations des matériaux d'essais et la description des dispositifs expérimentaux utilisés pour caractériser les matériaux étudiés. en outre nous avons projeté la lumière sur l'appareillage qui permet d'étudier le potentiel d'affaissement de ces sols en fonction des paramètres de notre étude. Finalement on a présenté les modes opératoires et les programmes des essais.

Dans le troisième chapitre nous avons cité les résultats des essais de caractérisation des sols étudiés ainsi que les résultats obtenus des essais d'effondrement (suivant la méthode de Knight 1963), après avoir pris connaissance des résultats des essais nous avons entamer la phase des analyses et l'interprétation en terminant par tirer des conclusions que nous pouvons les résumés dans les points suivants:

- ✓ L'effondrement devient important et dangereux a une contrainte de 400KPa.
- ✓ L'effondrement des sols affaissable peut engendre une réduction du volume jusqu'à 16%.

- ✓ Dans les sols où le pourcentage en particules fines "PF" supérieur à 1.9% l'affaissement est probable, si le (% "PF") supérieur à 5.3% l'affaissement est susceptible, si le (% "PF") supérieur à 7% l'affaissement est très important.
- ✓ La valeur de la teneur en eau naturelle qui donne un affaissement important augmente avec l'augmentation de la teneur en eau optimale du sol. Si la teneur en eau d'un sol est supérieure à 4% l'affaissement est très probable.
- ✓ La teneur en eau initiale qui donne un affaissement important augmente avec l'augmentation de la limite de liquidité et l'indice de plasticité du sol.
- ✓ Le potentiel d'affaissement (C_p) augmente avec l'augmentation de l'indice des vides naturel. Si l'indice des vides naturel est supérieur à 0.5 l'affaissement susceptible et si e_0 supérieur à 1 l'affaissement devient très dangereux.
- ✓ L'indice des vides augmente avec l'augmentation de la teneur en eau qui entraîne un affaissement important.
- ✓ Généralement le potentiel d'affaissement augmente lorsque le degré de saturation augmente lui aussi.
- ✓ Généralement le potentiel d'affaissement (C_p) augmente lorsque la densité sèche initiale diminue (γ_d). Si la (γ_d) est inférieure à 1.4 KN/m^3 l'affaissement est très important et dangereux. Si (γ_d) est supérieure à 1.5 KN/m^3 , alors la quantité d'affaissement devrait être réduite. Mais à la teneur en eau inférieure à 4%, le sol est susceptible à l'effondrement tant que (γ_d) est inférieure à 1.7 KN/m^3 .

Après avoir constater les résultats précités la possibilité nous a été donnée de la comparer avec les critères d'affaissement élaborés par d'autres chercheurs en se basant sur d'autres paramètres qui nous ont permis de constater une convergence avec plusieurs de ces critères.

BIBLIOGRAPHIES

BIBLIOGRAPHIES

- Abbeche K, Hammoud F et Ayadat T. (2007) " Influence of Relative Density and Clay Fraction on Soils Collapse ". Experimental Unsaturated Soil Mechanics [C], Springer Proceedings in Physics. 112, 3–9.
- Abbeche K, Louar M.S et Messaoud F. (2010-a)" Prediction Of Collapsible Soil By Cone Penetrometr And Ultrasonic Test". Studia Geotechnica et Mechanica, Vol. XXXII, No. 2.
- Abbeche K, Bahloul O, Ayadat T, et Bahloul A. (2010-b) " Treatment of Collapsible Soils by Salts Using the Double Consolidation Method". Experimental and Applied Modeling of Unsaturated Soils (GSP 202) PP 69-77 .Proceedings of the 2010 Geo Shanghai International Conference.
- Abelev Y.M. et Abelev M.O.Y. (1979) " Bases de l'élaboration des projets et de la construction sur les sols lœssiques affaissables". Translated in french from russian by Magnan J.P., Edition technique et documentation Lavoisier, 62–67.
- Alonso E, Gens A, et Hight A. (1987) " Special problems soils ". General Report, Proc. 9th European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin (3), Balkema.1087-1146.
- Ayadat T et Belouahri B. (1996)"Influence du coefficient d'uniformité sur l'amplitude et le taux de l'affaissement des sols". Revue Française de Géotechnique, (77).
- Ayadat T, Belouahri B et Ait Ammar R. (1998)"La migration des particules fines comme approche d'explication du mécanisme de l'effondrement des sols". Revue Française de Géotechnique, (83).
- Ayadat T et Ouali S. (1999) " Identification des sols affaissables basée sur les limites d'Atterberg ". Note Technique, Revue française de géotechnique.
- Barden L., Mador A.O. et Sides G.R. (1969) "Volume change characteristics of unsaturated Clays". J. Soil Mech. Fdn Engng, Am. Soc. Civ. Engrs 95, SM1. 33-51. (1.2.5), (1.2.7),(1.4).
- Barden L, Mc Gown A et Collins K. (1973) " The collapse mechanism in partly saturated soil". Eng. Geol., 7: 49-60.
- Bishop A.W. (1959)."The principle of effective stress" ; Technisk Ukeblad, 106(39), 859–863..
- Briaud J.L. (2001) "Introduction to Soil Moduli", Geotechnical News, June 2001, BiTech Publishers Ltd, Richmond, B.C. Canada.
- Charles W.W. Ng et Bruce Menzies (2007) "Advanced Unsaturated Soil Mechanics and Engineering". 2nd edition. Published in the Taylor & Francis e-Library.
- Clemence S. et Finbarr A. (1981). "Design considerations for collapsible soils". J. Geotech. Engr., ASCE, 107(3), 305–318.
- Clevenger W.A. (1958) "Experience with loess as foundation material" . transaction, ASCE, vol 123, p 151-180.
- Delage P., Audiguier M., Cui Y.J.et Howat M.D. (1996) "Microstructure of a compacted Silt". Can. Geotech. J. 33. 150-158. (1.2.6), (1.2.8).
- Delage P et Cui Y.J. (2000) " comportement mécanique des sols non saturés " Techniques de l'Ingénieur, C 302.
- Dudley J.H. (1970) "Review of collapsing soils". J. Soil Mech. Fdn Engng, Am. Soc. Civ. Engrs 96, SM3. 925-947. (1.1), (1.2.7), (1.4), (1.4.2).

- Enrique Romero , Paul H. Simms (2008) " Microstructure Investigation in Unsaturated Soils". journal Geotechnical and Geological Engineering, Volume 26, No. 6, 705-727.
- Fedá J. (1995) "Mechanism of collapse of soil structure". Proceedings of the advanced workshop on genesis and properties of collapsible soils. Loughborough, Derbyshire, E. Dijkstra, T. and Smalley, I. J. (eds.), Vol. 1, pp. 149-172.
- Fedá J. (1982) "Mechanics of particulate materials-the principles". Elsevier-Academia. pp 448.
- Fedá J. (2004) "Physical models of soil behavior". Engineering Geology, Volume 72, Issues 1–2, Pages 121-129.
- Fedá J. (1966) "Structural stability of sub-sident loess soil from Praha-Dejvice". Engineering Geology, Volume 1, Issue 3, Pages 201-219.
- Fredlund D.G. (1996) "The Emergence of Unsaturated Soil Mechanics". The Fourth Spencer J. Buchanan Lecture, College Station, Texas, A&M University Press.
- Fredlund D.G. et Morgenstern N.R. (1977) "Stress state variables for unsaturated soils". ASCE Journal for Geotechnical Engineering, Division GT5, Vol. 103, pp. 447-466.
- Fredlund D.G., Rahardjo H. (1993) " Soil Mechanics for Unsaturated Soils". A Wiley-Interscience Publication.
- Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R., et Widger, R. A. (1978) "The shear strength of unsaturated soil " Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, pp. 313–321.
- Gibbs, H.J. et Bara, J.P. (1962) "Predicting surface subsidence from basic soil tests". Special Technical publication No. 322, American Society for Testing and Materials (ASTM), 231-247.
- Grabowska-Olszewska, B. (1988) "Engineering geological problems of loess in Poland". Eng. Geol., 25, 177–199.
- Handy R.L. (1973) "Collapsible loess in Iowa". J. of Soil Science, 37, 281–284.
- Handy R.L. (1995) "A stress path model for collapsible loess. Genesis and Properties of Collapsible Soils". Derbyshire et al. eds, Kluwer Academic Publisher, 33–47.
- Holtz W.G. et Gibbs, G.J. (1951) "Consolidation and related properties of loessial soils". American Society for Testing Materials, spec. Tech., 126 , pp.9-33.
- Holtz W.G. et Hilf J.W. (1961) "Settlement of soil foundations due to saturation". Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, 1: 673-679.
- Huergo P.J, Verbrugge J.C, et Nuyens J, (1989) "Tassement d'un massif de fondation à intercalation de sols effondrables". Proc. 12th Inter. Conf. On soil Mechanics and foundation Engineering, 1, p.611-614, Rio.
- James K. Mitchell et Kenichi Soga (2005) "Fundamentals of soil behavior". Third Edition. A Wiley-Interscience Publication.
- Jennings J.E et Knight K. (1975) "A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure". Proc. 6th Regional Conf. for Africa, 99-105.
- Khalili N. et Khabbaz M.H. (1998) "An effective stress based approach for shear stress strength determination of unsaturated soils". Proc. Of the 2nd Conference on Unsaturated Soils, Unsat'98, Beijing, vol. 1. 78-83. (1.2.7).
- Knight K. (1963) "The origin of occurrence of collapsing soils". Proc. 3rd Regional Conf. for Africa on CSFME, (1), 127-130.
- Liausu P.H, Iorio J.P et Hartley W.F. (1995) "Densification des sols affaissables par compactage dynamique". Journée L.Ménard 22-11-1995.

- Muñoz-Castelblanco J, Delage P, Pereira J. M et Cui Y. J. (2011) "Comportement hydromécanique d'un loess naturel non-saturé". Laboratoire Navier-CERMES, Equipe Géotechnique.
- Ning Lu et William J. Likos. (2004) " Unsaturated soil mechanics". A Wiley-Interscience Publication.
- Ng, C.W.W, Chiu C.F et Shen C.K. (1998) "Effects of wetting history on the volumetric deformations of unsaturated loose fill". Proc. 13th Southeast Asian Geotech. Conf.Taipei, Taiwan, ROC, pp. 141–146.
- Rachid Benkadja et Brahim Belouahri. (2010) " Influence of Oil on the Magnitude and Rate of Collapsible Soils". Journal of Civil Engineering Research and Practice, Vol. 7 No.1,pp. 1 - 12.
- Rogers C.D.E. (1995) "Types and distribution of collapsible soils, in Genesis and Properties of CollapsibleSoils". Eds. Derbyshire, D., Dijkstra, T.A. et Smalley, I.J., Kluwer Academic Publishers,Dordrecht, The Netherlands, pp 1-17.
- Terzaghi K. (1936). "The shear resistance of saturated soils". Proc. 1st Int.Conf. Soil Mech. & Fdn. Engrg., Cambridge, Mass., Harvard University, (1), 54–56.
- Waltham A. (2002) " Foundations in Engineering Geology". 2nd Edition, Spon press Ltd, London.

ANNEXE

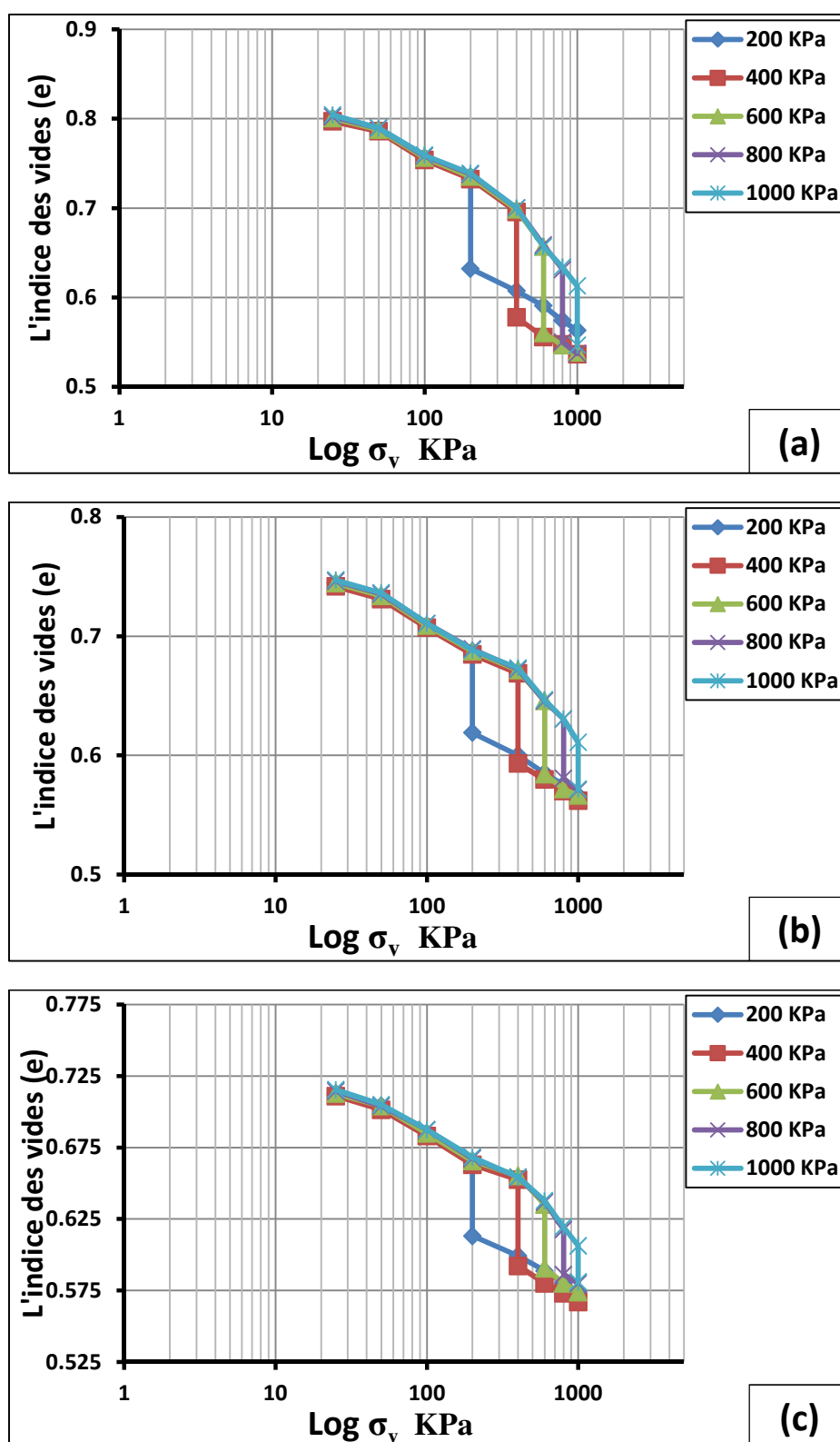


Figure.1. Les courbes obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S2 à teneur en eau initiale ($w=2\%$). (a) $E_C = 20$ coups ; (b) $E_C = 40$ coups ; (c) $E_C = 60$ coups.

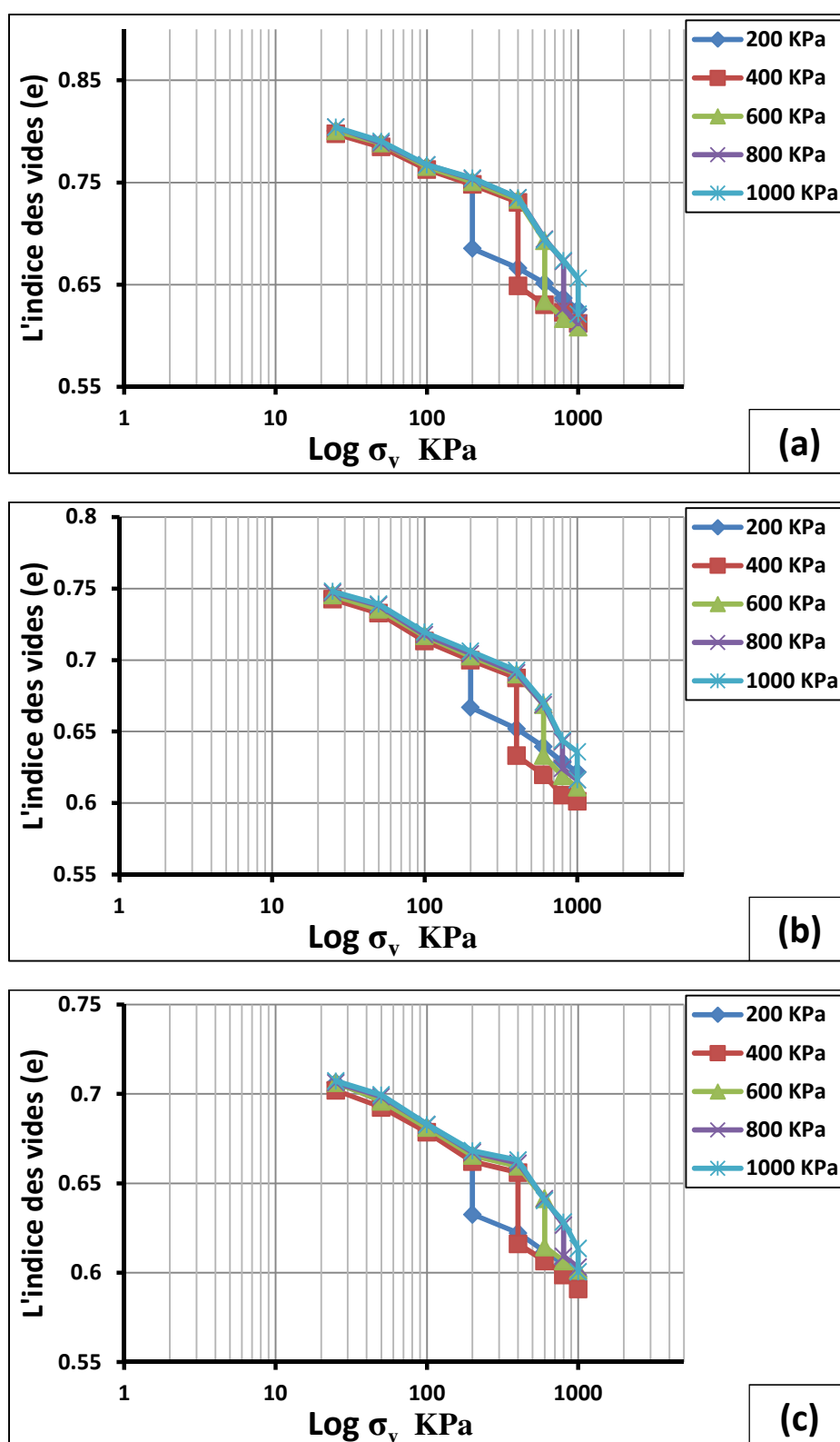


Figure.2. Les courbes obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S2 à teneur en eau initiale ($w=4\%$). (a) $E_C = 20$ coups ; (b) $E_C = 40$ coups ; (c) $E_C = 60$ coups.

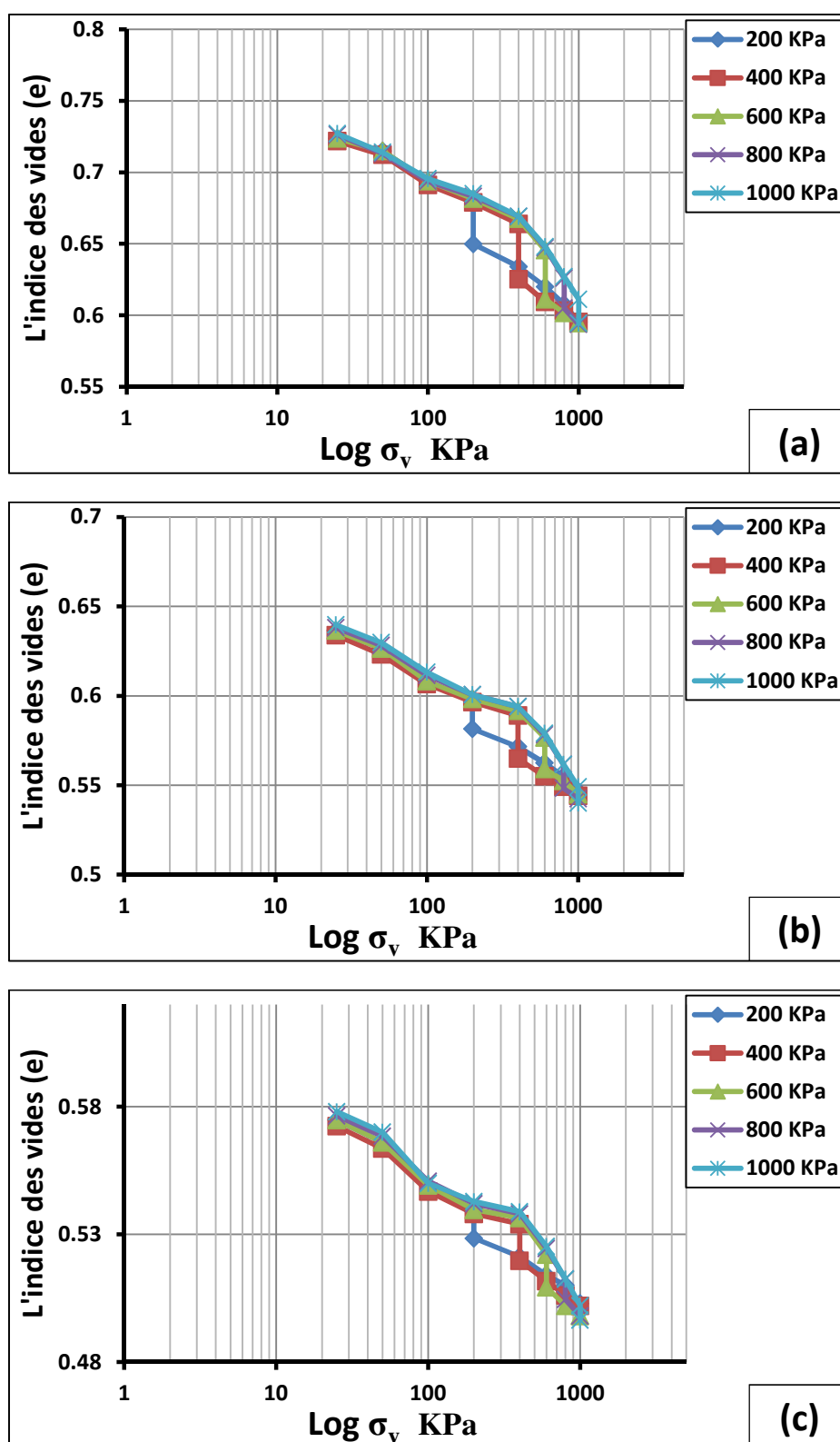


Figure.3. Les courbes obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S2 à teneur en eau initiale ($w=6\%$). (a) $E_C = 20$ coups ; (b) $E_C = 40$ coups ; (c) $E_C = 60$ coups.

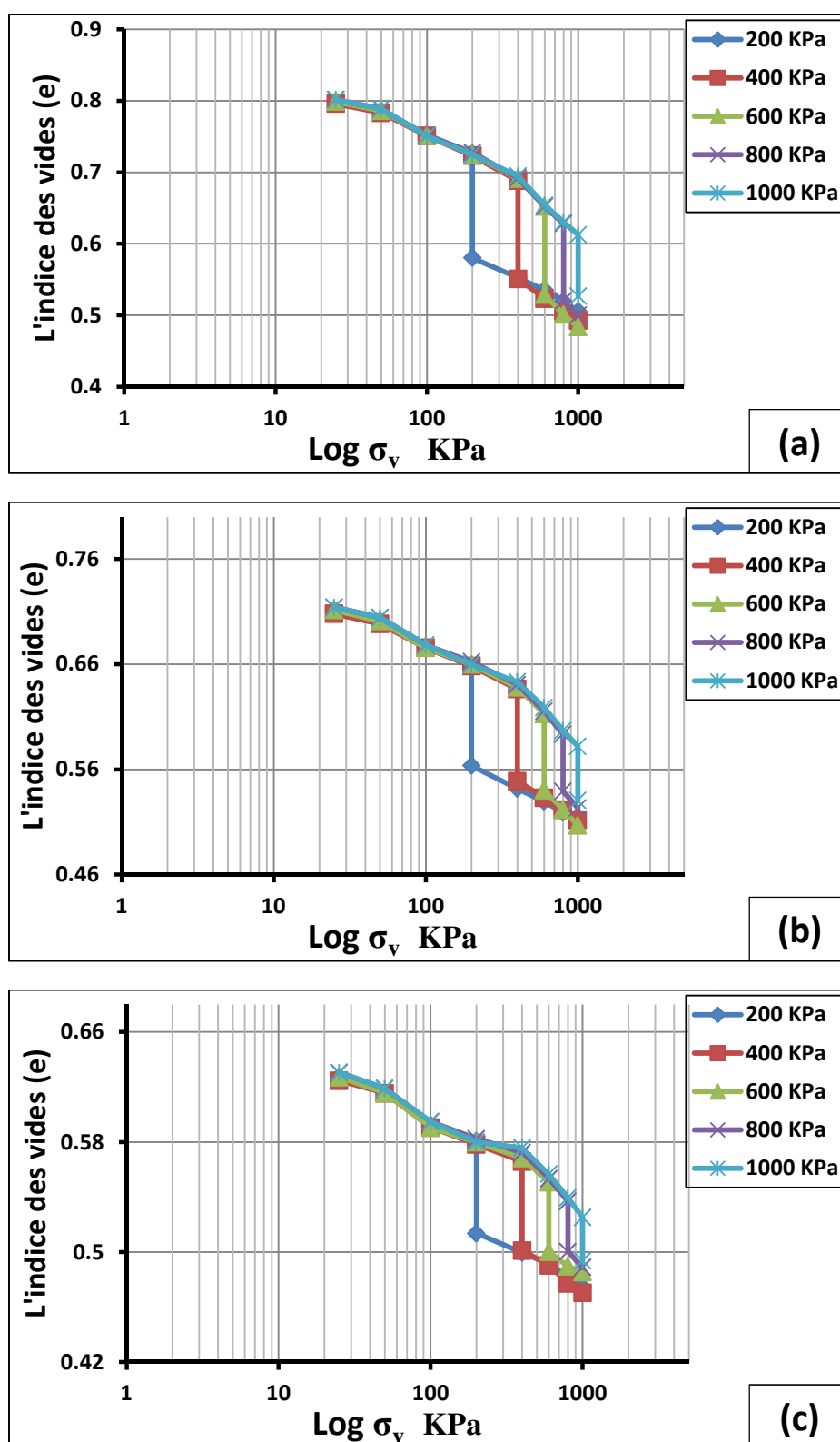


Figure.4. Les courbes obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S3 à teneur en eau initiale ($w=2\%$). (a) $E_C = 20$ coups ; (b) $E_C = 40$ coups ; (c) $E_C = 60$ coups.

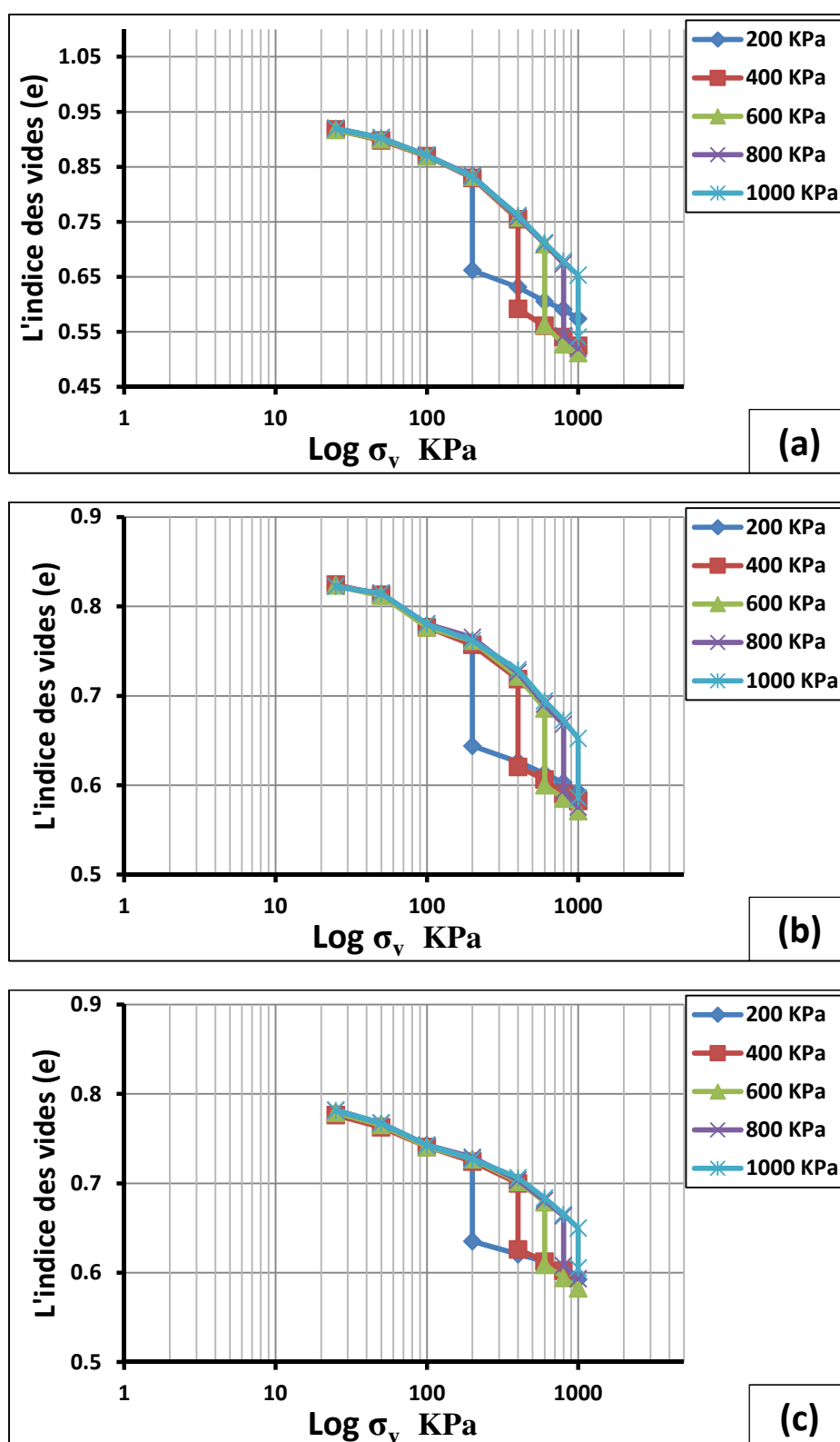


Figure.5. Les courbes obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S3 à teneur en eau initiale ($w=4\%$). (a) $E_C = 20$ coups ; (b) $E_C = 40$ coups ; (c) $E_C = 60$ coups.

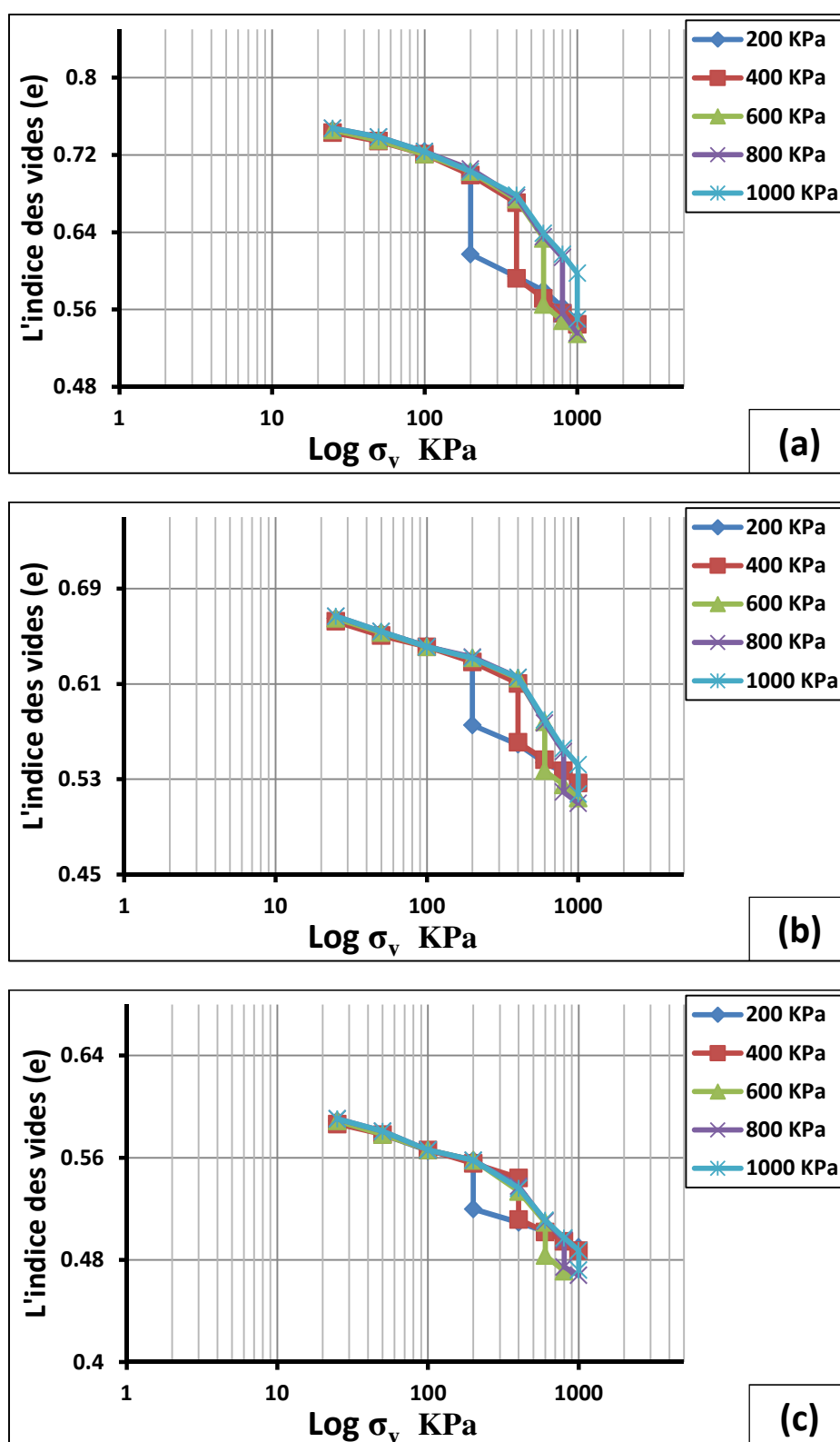


Figure.6. Les courbes obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S3 à teneur en eau initiale ($w=6\%$). (a) $E_C = 20$ coups ; (b) $E_C = 40$ coups ; (c) $E_C = 60$ coups.

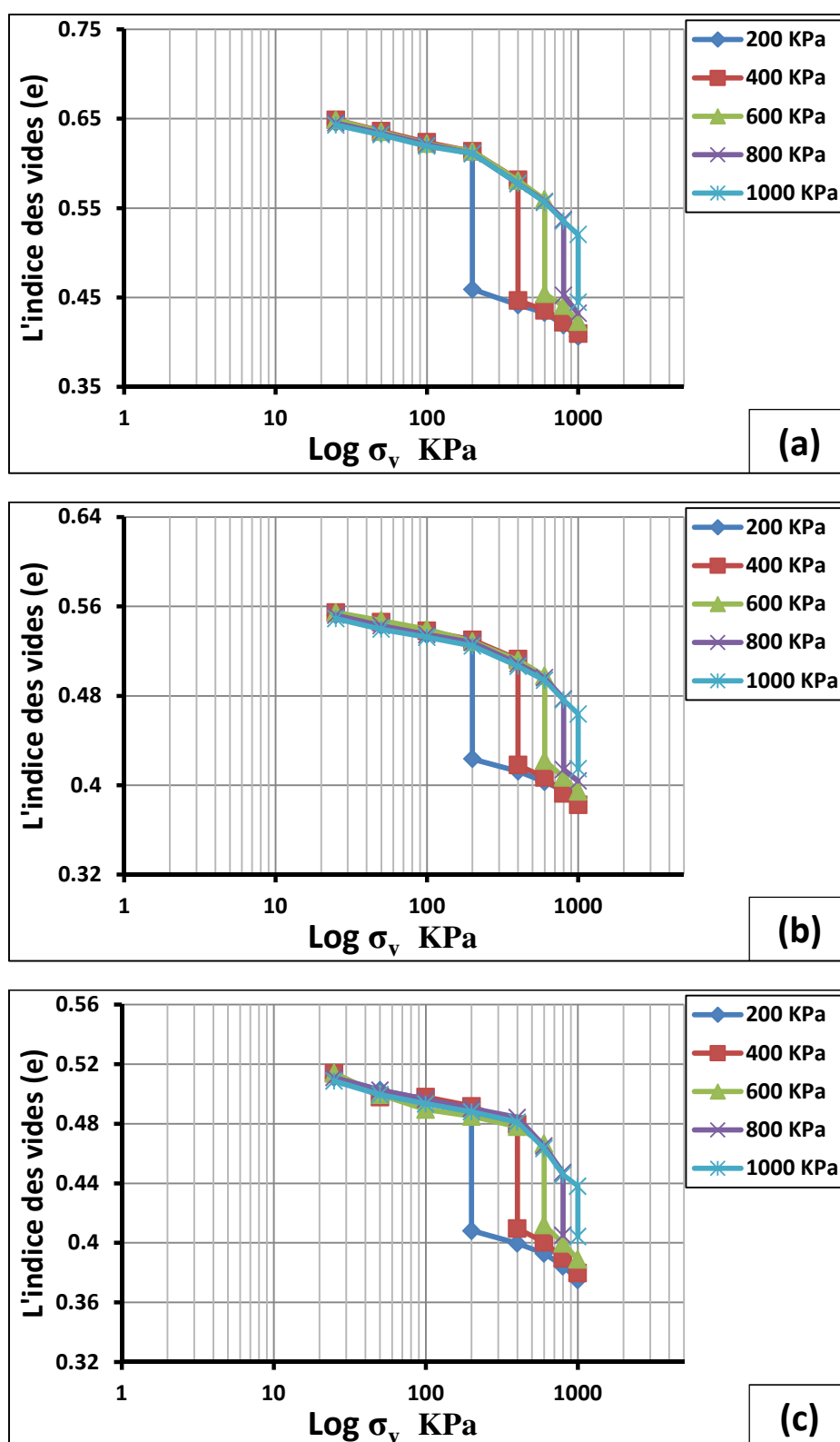


Figure.7. Les courbes obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S4 à teneur en eau initiale ($w=2\%$). (a) $E_C = 20$ coups ; (b) $E_C = 40$ coups ; (c) $E_C = 60$ coups.

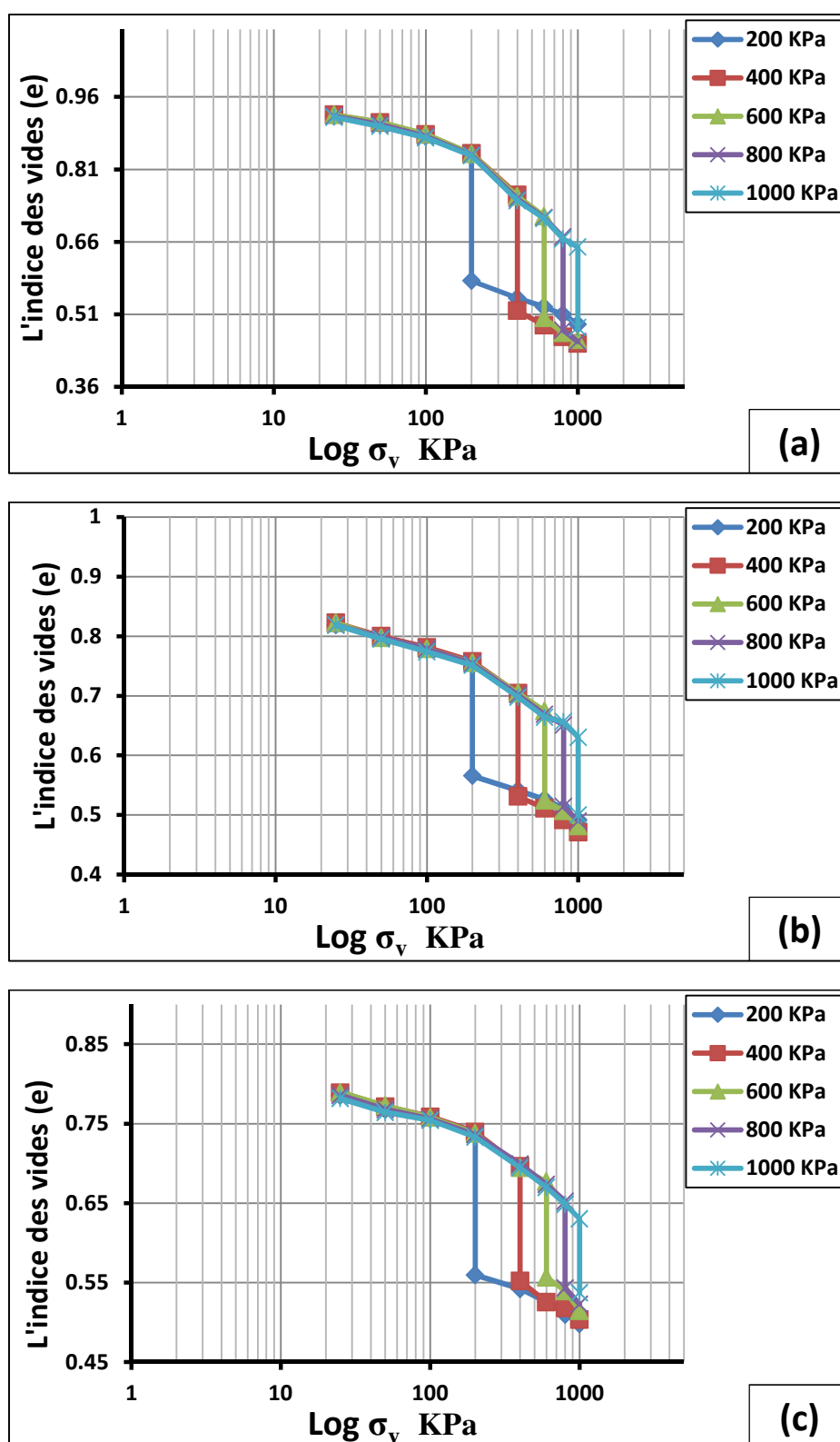


Figure.8. Les courbes obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S4 à teneur en eau initiale ($w=4\%$). (a) $E_C = 20$ coups ; (b) $E_C = 40$ coups ; (c) $E_C = 60$ coups.

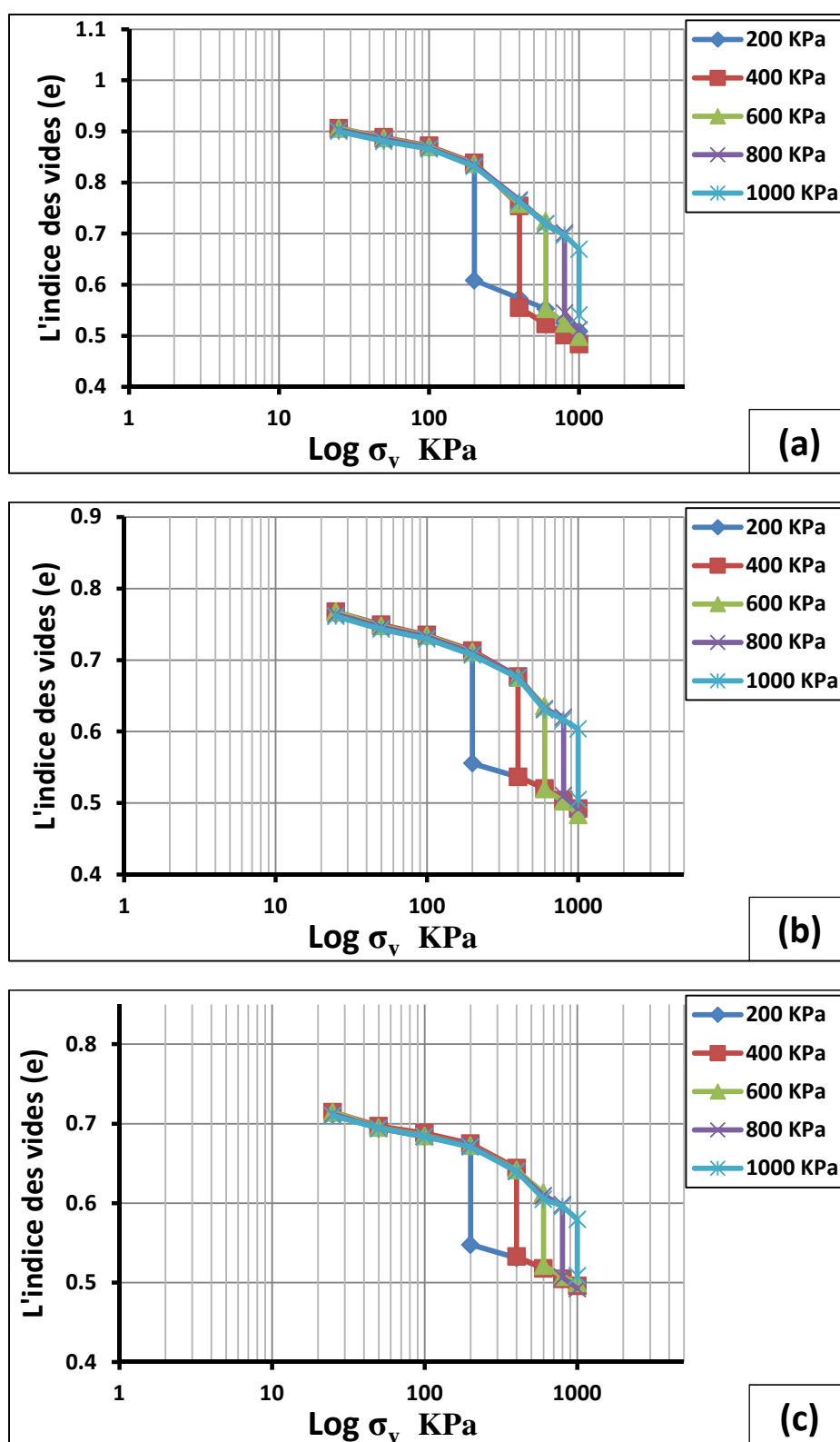


Figure.9. Les courbes obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S4 à teneur en eau initiale ($w=6\%$). (a) $E_C = 20$ coups ; (b) $E_C = 40$ coups ; (c) $E_C = 60$ coups.

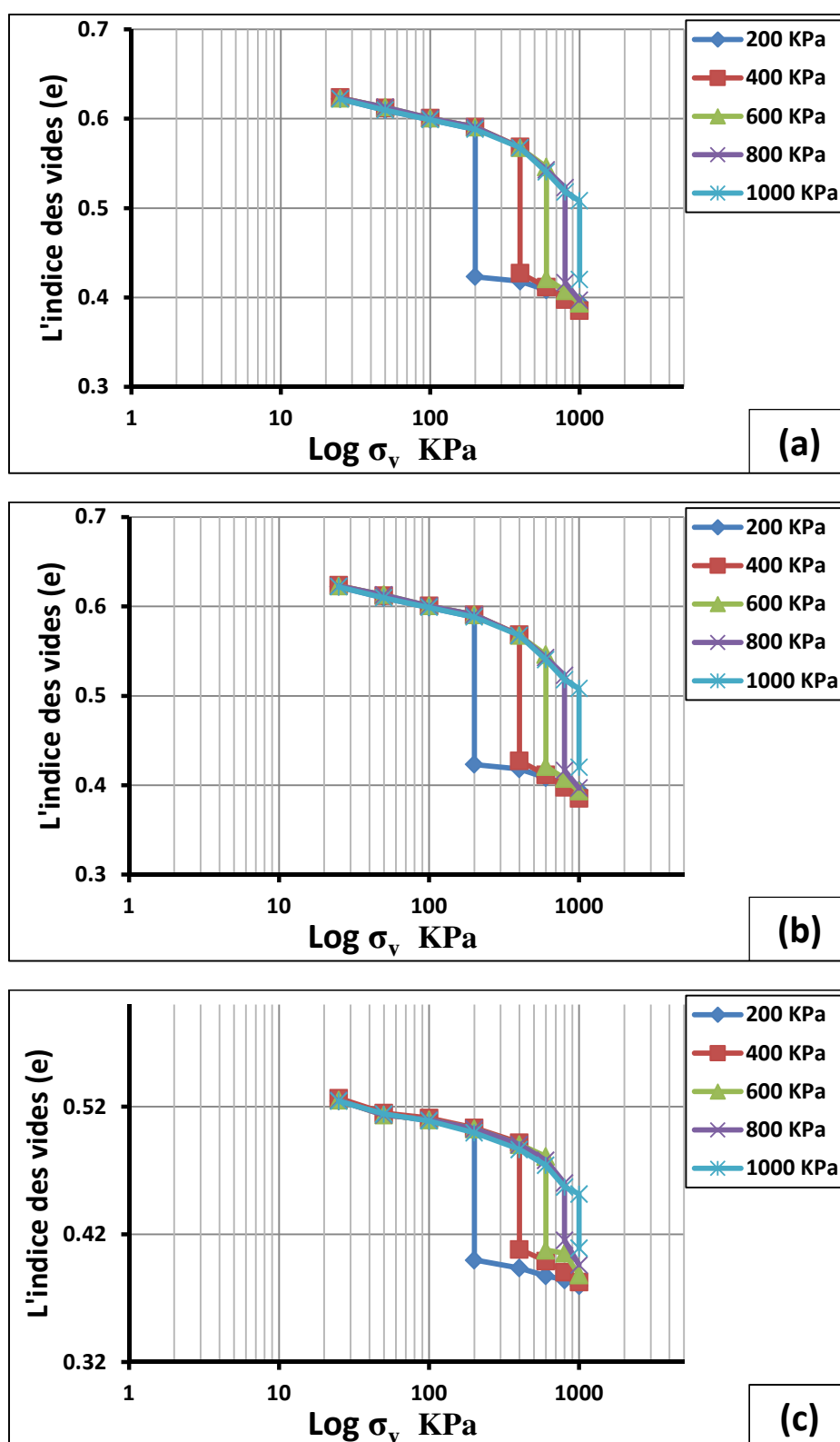


Figure.10. Les courbes obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S5 à teneur en eau initiale ($w=2\%$). (a) $E_C = 20$ coups ; (b) $E_C = 40$ coups ; (c) $E_C = 60$ coups.

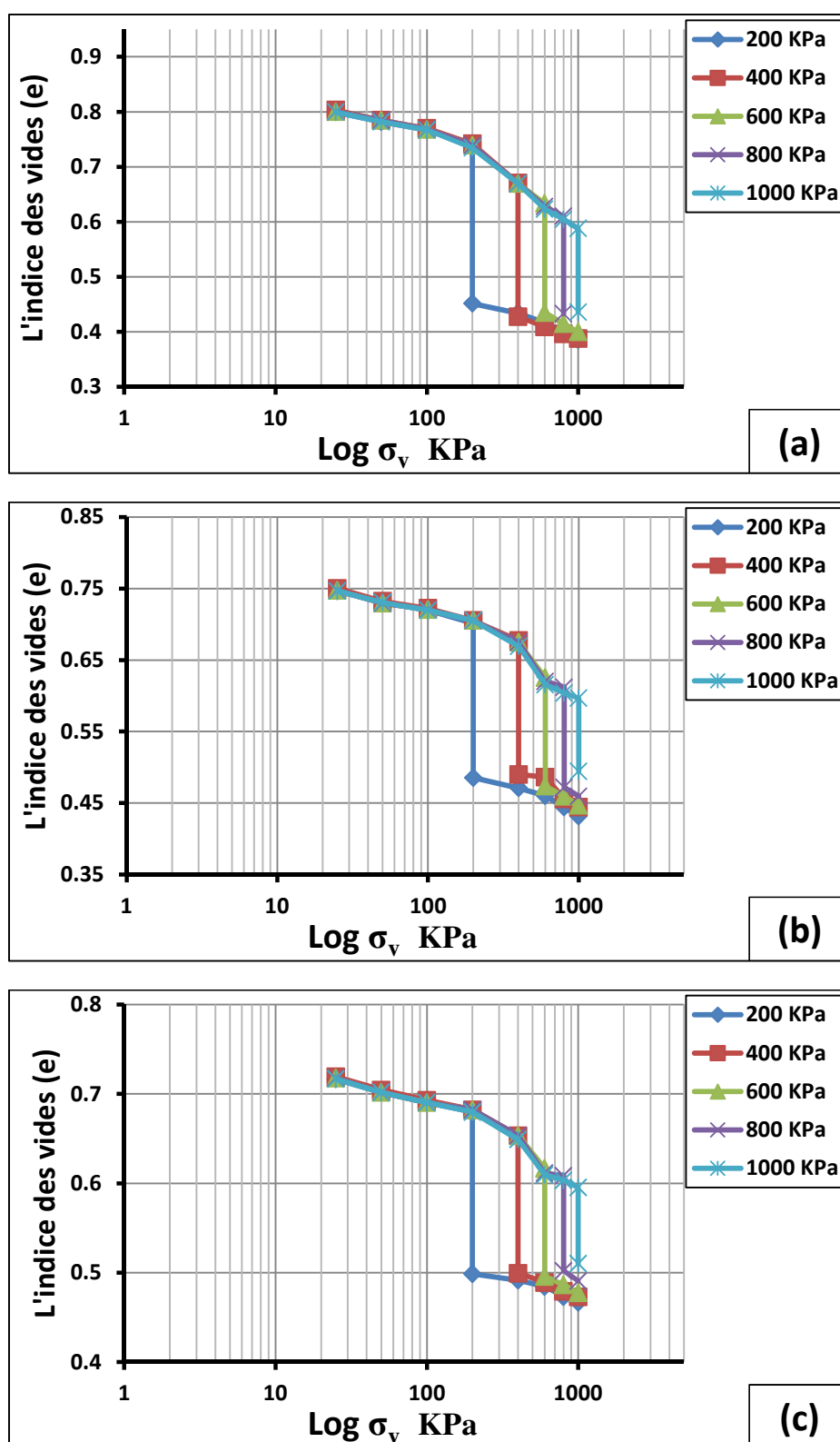


Figure.11. Les courbes obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S5 à teneur en eau initiale ($w=4\%$). (a) $E_C = 20$ coups ; (b) $E_C = 40$ coups ; (c) $E_C = 60$ coups.

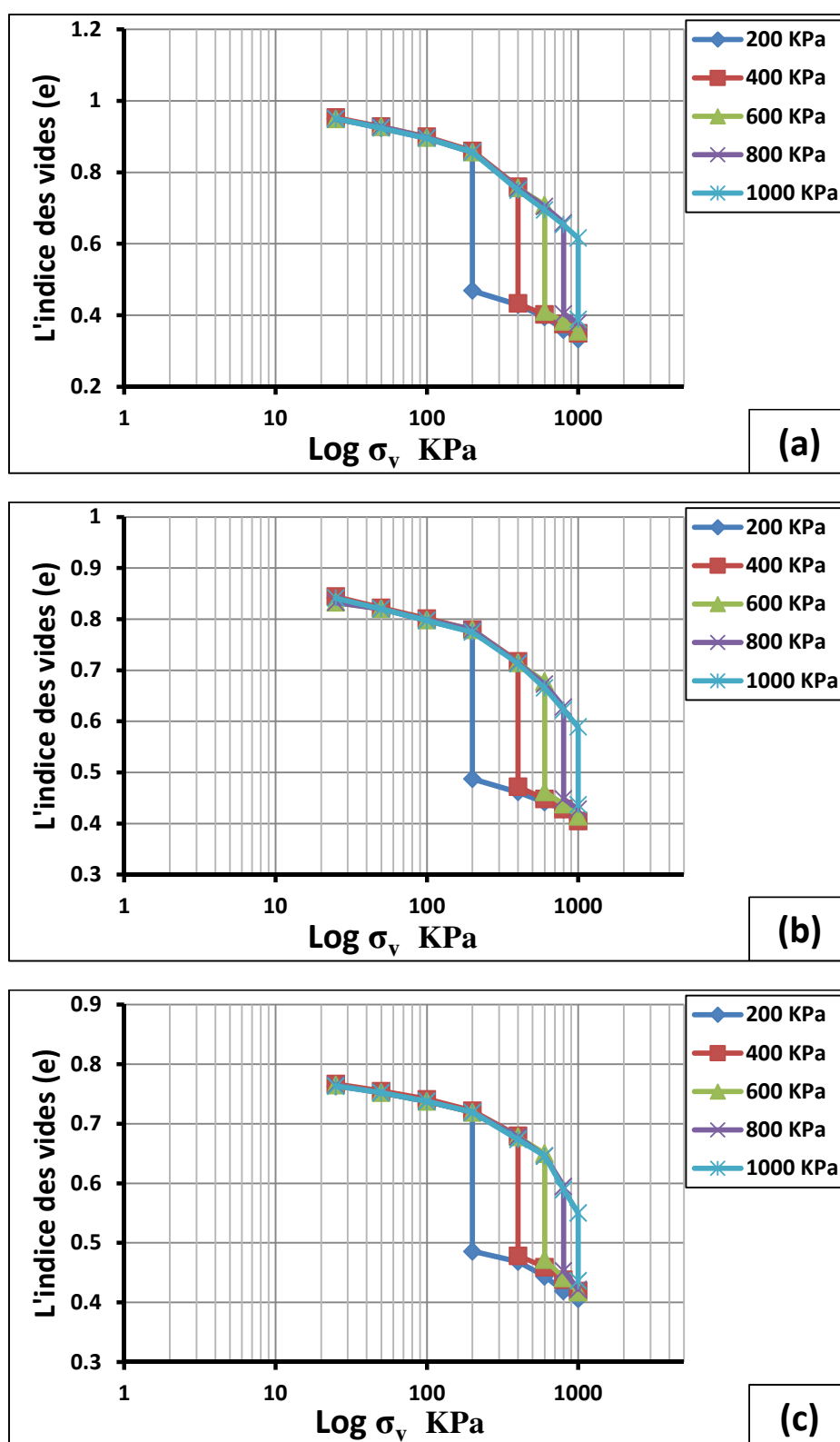


Figure.12. Les courbes obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S5 à teneur en eau initiale ($w=6\%$). (a) $E_C = 20$ coups ; (b) $E_C = 40$ coups ; (c) $E_C = 60$ coups.

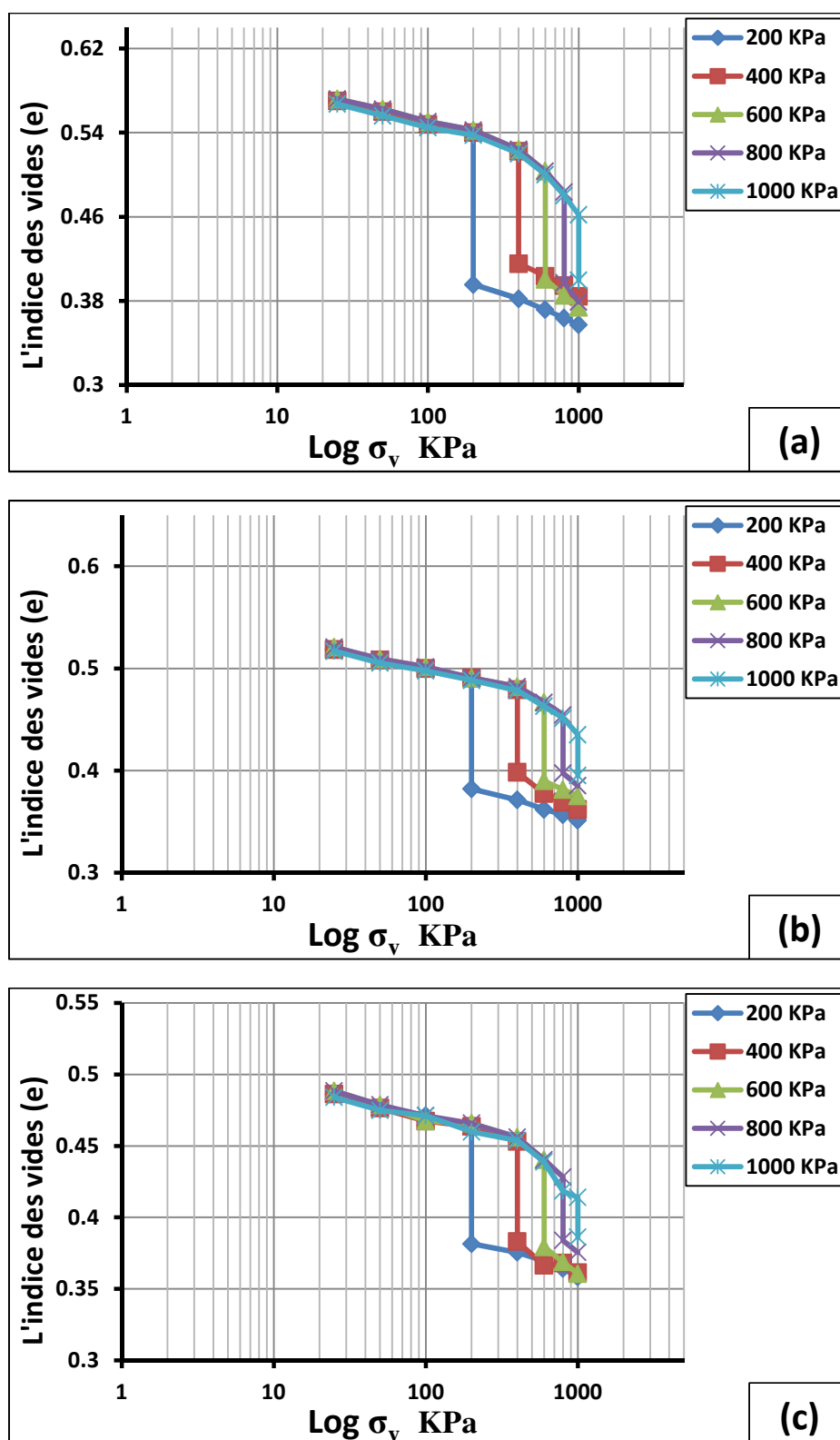


Figure.13. Les courbes obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S6 à teneur en eau initiale ($w=2\%$). (a) $E_C = 20$ coups ; (b) $E_C = 40$ coups ; (c) $E_C = 60$ coups.

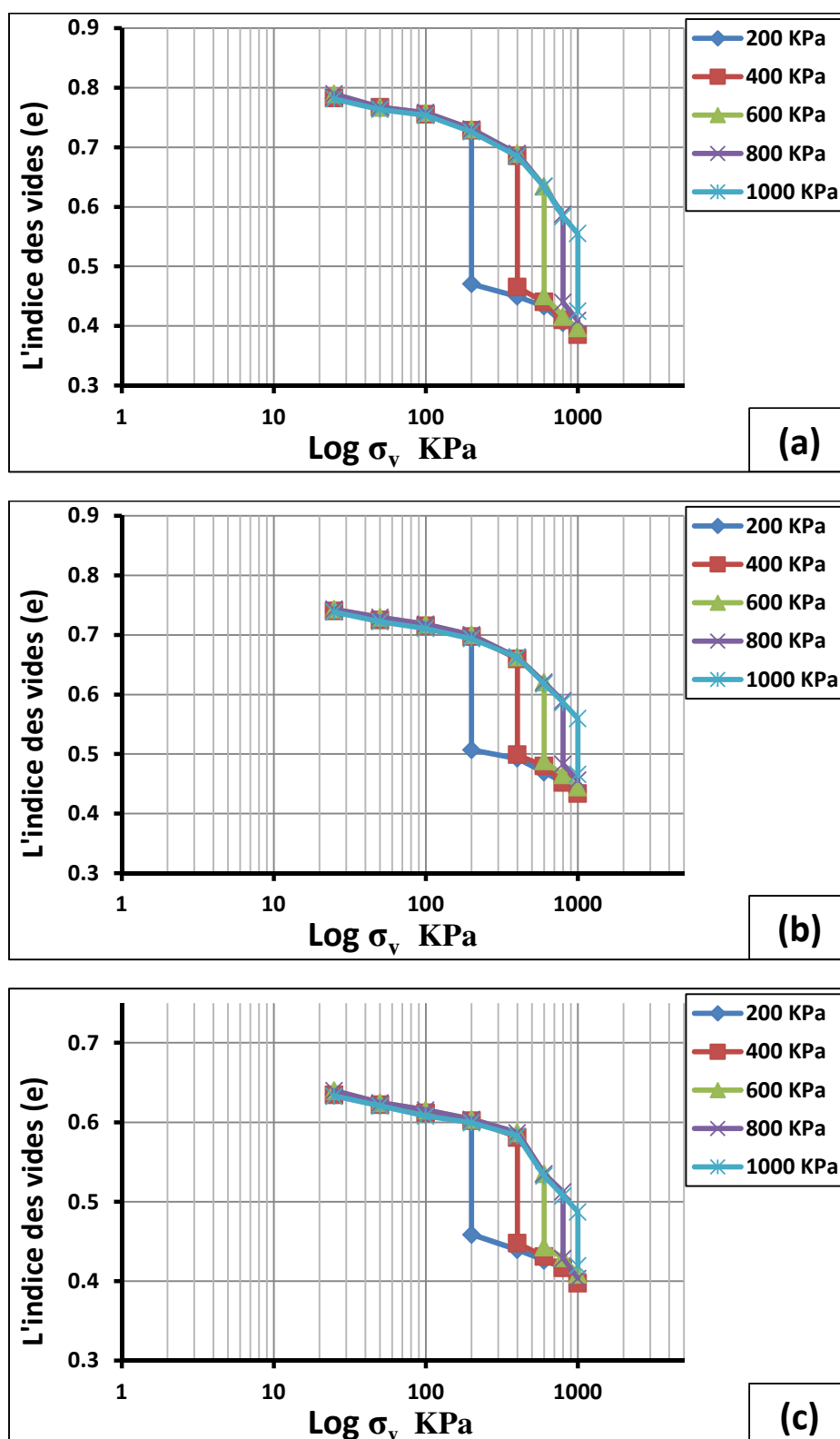


Figure.14. Les courbes obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S6 à teneur en eau initiale ($w=4\%$). (a) $E_C = 20$ coups ; (b) $E_C = 40$ coups ; (c) $E_C = 60$ coups.

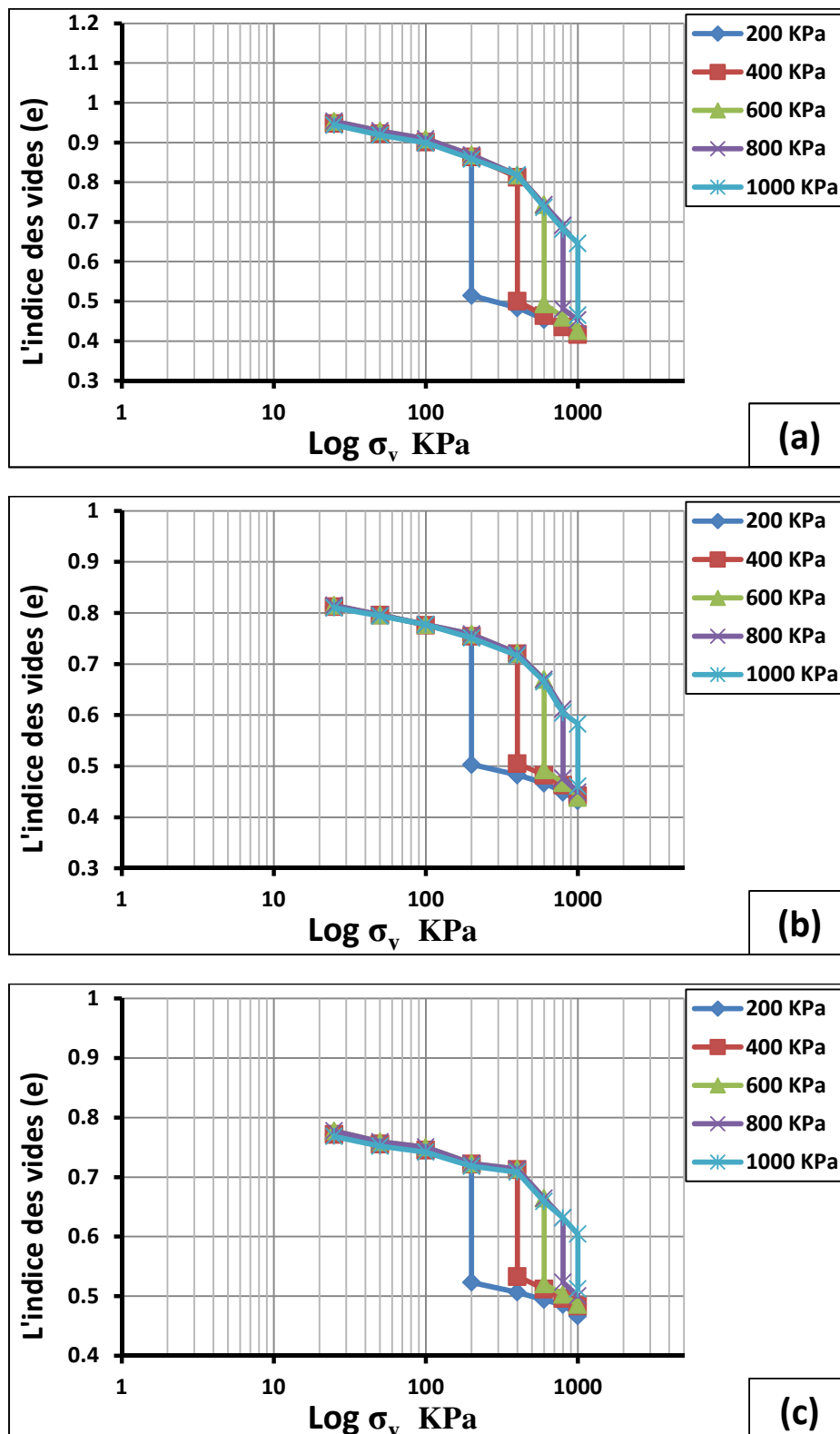


Figure.15. Les courbes obtenus à partir les essais œdométriques simples effectués sur le sol S6 à teneur en eau initiale ($w=6\%$). (a) $E_C = 20$ coups ; (b) $E_C = 40$ coups ; (c) $E_C = 60$ coups.