

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE-I : Les sols compactés : un cas particulier des sols non saturés	
1.1. Introduction.....	3
1.2. Etat des connaissances sur les sols non saturés.....	3
1.2.1. Interactions air-eau-solide : capillarité.....	4
1.2.2. Succion dans le sol.....	5
1.2.2.1. Définition.....	5
1.2.2.2. Composantes de la succion.....	6
1.2.2.3 Effets de la succion sur les particules solides.....	8
1.2.2.4. Rôle des différentes composantes de la succion dans le comportement des sols non saturés.....	9
1.3. Propriétés du Comportement des sols non saturés.....	10
1.3.1. Comportement volumique.....	10
1.3.2. Comportement déviatorique.....	11
1.4. Notion de contrainte effective pour les sols non saturés.....	13
1.5. Les Sols Compactés.....	16
1.5.1. Introduction.....	16
1.5.2. Définition.....	16
1.5.3. Microstructure des sols fins compactés.....	17
1.5.4. Essai de compactage.....	18
1.5.5. Energie de compactage.....	18
1.5.6. Essai Proctor.....	19
1.5.7. L'indice portant immédiat IPI.....	21

1.6. Propriétés des sols compactés proche de la saturation.....	21
1.6.1. Succion initiale des sols compactés.....	21
1.6.2. Perméabilité du sol compacté.....	22
1.6.3. Comportement sur chemins triaxiaux non saturés.....	23
1.7. Problème liés au compactage.....	24
1.8. Perméabilité.....	24
1.9. Résistance au cisaillement.....	26
1.9.1. Critère de rupture.....	26
1.10. Conclusion.....	27

CHAPITRE-II : Méthodologie d'étude

2.1. Introduction.....	28
2.2. Techniques expérimentales.....	28
2.2.1. Mesure de la succion par le papier filtre.....	28
2.2.2. Mesure du module par ultrasons.....	30
2.2.3. Mesure de la perméabilité a l'eau.....	32
2.2.3.1. Cas des sols non saturés.....	32
2.2.3.2. Dispositif expérimental.....	32
2.3. Protocol expérimental.....	34
2.3.1. Préparation du matériau.....	34
2.3.2. Caractéristiques physiques des argiles.....	35
2.3.2.1. Structure.....	35
2.3.2.2. L'argilosité.....	35
2.3.2.3. La granulométrie.....	36
2.3.2.4 La minéralogie.....	36
2.3.3. Caractérisation géotechnique.....	37

2.3.3.1 Essais d'identification.....	37
2.4. Compactage.....	52
2.4.1. Contexte.....	52
2.4.2. Méthodologie.....	52
2.5. Essais de cisaillement direct à la boîte.....	57
2.5.1. Appareillage.....	57
2.5.2. Mode opératoire.....	58
2.5.3. Déroulement de l'essai.....	59
2.6. Conclusion.....	59

CHAPITRE-III : Application a l'argile de Bouhenak

3.1. Introduction.....	60
3.2. Choix du matériau.....	60
3.3. Identification du sol étudié.....	60
3.3.1. Situation.....	60
3.3.2. Description géologique.....	61
3.3.3. Résultats et discussions.....	64
3.3.4. Résultats de mesure et interprétations.....	65
3.3.4.1. L'essai de compactage Proctor, résultats et présentation.....	65
3.3.4.2. Mesure de l'Indice portant immédiat.....	68
3.3.4.3 Résultats de mesure de la succion.....	71
3.4 Essais de cisaillement direct à la boîte (à teneur en eau constante).....	72
3.4.1. Présentation des résultats.....	72
3.4.1.1. Courbes contraintes - Déformations : $\tau = f(\Delta L)$	73
3.4.2. Droites intrinsèques : $\tau = f(\sigma)$	77

3.4.3. Expression des résultats.....	78
3.4.4. Evolution de la cohésion (C) et de l'angle de frottement interne (φ) en fonction de la teneur en eau et de l'énergie de compactage.....	79
3.4.5. Evolution de la cohésion (C) en fonction de la porosité (n) et l'indice des vides à différentes énergies de compactage.....	80
3.5. Détermination du module d'élasticité « E ».....	82
3.5.1. Mesure du module par ultrasons.....	82
3.5.1.1. Description du matériel utilisé.....	82
3.5.1.2. Expression des résultats.....	83
3.6. Essais de perméabilité non saturée (essai pulse).....	84
3.7. Conclusion.....	87
CONCLUSION GENERALE.....	88
ANNEXE.....	89
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1: Unités de mesure de la succion dans le sol (Delage et Cui, 2000).....	6
Tableau 2.1: Classement des matériaux suivant leur diamètre (Source : LNTPB).....	39
Tableau 2.2: <i>Classification proposée par Dakshanamurthy et Raman (1973)</i> (Cité par AZZOUZ F-Z., 2006).....	42
Tableau 2.3: Ordres de grandeur (Principaux seuils indicatifs)(Léreau.J.,2005 : INSA de Toulouse).....	43
Tableau 2.4: Activité de différents minéraux (Skempton et al., 1953; Mitchell ,1976).....	45
Tableau 2.5: Relation entre potentiel de gonflement et limite de retrait (Altemeyer, 1955) (cité par AZZOUZ F-Z., 2006).....	46
Tableau 2.6: Relation entre potentiel de gonflement et indice de retrait (Ranganatham et Satyanarayana, 1965) (cité par AZZOUZ F-Z., 2006).....	46
Tableau 2.7: Surfaces spécifiques totales (Ss) de quelques argiles (Lautrin, 1987) (Cité par GUEDDOUDA M-K., 2011).....	50
Tableau 2.8: <i>Type de sol en fonction du % en MO</i> (D'après MEFTAH. K., 2008-cours et exercices de mécanique des sols).....	51
Tableau 2.9 : <i>Type de sol en fonction du % en CaCo₃</i>	52
Tableau 3.1: Les six sols a analysé prélevés de différente site de la région de Tlemcen et le Paramètre physique de choix de matériau est la limite de liquidité W_L	60
Tableau 3.2: Identification physique et chimique et mécanique de du matériau d'étude.....	63
Tableau 3.3: Indices des vides obtenus après le compactage.....	67
Tableau 3.4: Les valeurs de la densité sèche correspondant à 95% et 98% de la densité sèche maximum Proctor normal à différentes énergies de compactage.....	67
Tableau 3.5: Récapitulatif (Essai Proctor Normal, caractérisation pour trois éprouvettes destinées aux essai de cisaillement direct).....	68
Tableau 3.6: récapitulatif des essais IPI selon l'énergie du compactage et la teneur en eau.....	69
Tableau 3.7: Résultats expérimentaux de mesure de la succion avec le papier filtre pour notre échantillon Bouhenak.....	71
Tableau 3.8: tableau récapitulatif des essais de cisaillement direct à la boîte.....	76
Tableau 3.9: Détermination des contraintes de cisaillement des éprouvettes compactées à teneurs en eau variables.....	78
Tableau 3.10: indice des vides et porosité (éprouvettes destinées pour essais de cisaillement).....	80
Tableau 3.11 : Résultats expérimentaux de mesure du module par ultrasons.....	83
Tableau 3.12: récapitulatif des essais perméabilité a l'eau.....	87

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1: Sol humide et non saturé (M. Callaud 2004).....	3
Figure 1.2: Les trois états des sols non saturés (Worth & Houlsby, 1985).....	3
Figure 1.3: Modèle physique du phénomène d'effet capillaire.....	4
Figure 1.4: Phénomène d'ascension capillaire.....	7
Figure 1.5: Effets de la succion sur les grains du sol.....	8
Figure 1.6: Variation des succions totale, matricielle et osmotique en fonction de la teneur en eau pour une argile compactée, (Krahn et Fredlund, 1972).....	9
Figure 1.7: Effets de la succion sur la compressibilité d'un limon de Jossigny compacté, (CUI et al, 1996).....	10
Figure 1.8: Essais oedométriques à succion contrôlée réalisés sur des agrégats d'argile de Boom, résultats UPC, (VOLCKAERT et al, 1996).....	11
Figure 1.9: Gonflement irréversible, (CHU et MOU ,1973).....	11
Figure 1.10: Essai sur un limon compacté, (CUI ,1993).....	12
Figure 1.11: Module de cisaillement maximal de deux sols faiblement argileux en petites déformations en fonction de la pression capillaire, (BRULL ,1980).....	12
Figure 1.12: Variations des modules de Young (a) et de cisaillement (b), (CUI ,1993).....	13
Figure 1.13: Essais triaxiaux à différents niveaux de succion, (CUI ,1993).....	13
Figure 1.14: Principe de contrainte effective saturé, DELAGE et al. [2001b] en sol.....	14
Figure 1.15: Surface d'état pour un sol non saturé, (MATYAS et al., 1968).....	15
Figure 1.16: Effet du compactage sur la structure d'un sol, (Lambe, 1958).....	18
Figure 1.17: Courbes Proctor fonction de l'énergie de compactage.....	19
Figure 1.18: Courbes Proctor normal et modifié.....	20
Figure 1.19: Courbe de compactage Proctor Modifiée d'un matériau argileux.....	20
Figure 1.20: Variation de la teneur en eau optimale et de la densité sèche maximale à l'Optimum Proctor Normal ou Modifié en fonction de la limite de liquidité du sol (Fleureau et al. 2002).....	21
Figure 1.21: Variation de la pression capillaire d'un sol argileux compacté à l'OPN ou à l'OPM avec sa limite de liquidité (Fleureau et al, 2002).....	22
Figure 1.22: Relation Conductivité hydraulique-teneur en eau/ densité sèche.....	23
Figure 1.23: Variation de (a) la contrainte déviatorique maximale et (b) le module sécant d'une craie avec la teneur en eau (Taïbi et al, 2009b).....	24

Figure 1.24: perméabilités relatives d'un sable non saturé (Vachaud et Al 1974).....	25
Figure 2.1: Méthode du papier-filtre (DELAGE et al., 2000).....	28
Figure 2.2: Courbe d'étalonnage du papier filtre Whatman N° 42 sec et humide, (DELAGE et al., 2001a).....	29
Figure 2. 3: La courbe d'étalonnage du papier filtre, (ASTM D 5298- 94).....	29
Figure 2.4: Schéma de principe du montage expérimental.....	34
Figure 2.5: les différents états du sol.....	35
Figure 2.6: États d'un sol en fonction de sa teneur en eau.....	36
Figure 2.7.a) : tétraèdre de silice (d'après Grim ,1959).....	37
Figure 2.8.b) : vue isométrique d'un feuillet de silice en tétraèdre.....	37
Figure 2.9: Appareil de Casagrande.....	41
Figure 2.10: Opération réalisé successivement pour la détermination de la limite de liquidité (Test a la coupelle de casagrande).....	41
Figure 2.11: La procédure pour la détermination de la limite de plasticité.....	43
Figure 2.12: Classification des sols fins Diagramme de plasticité.....	44
Figure 2.13: Aperçu schématique de l'essai de détermination de la valeur de bleu de méthylène.....	48
Figure 2.14: Etape de confection des éprouvettes de sol.....	57
Figure 2.15: Schéma de principe de cisaillement rectiligne a la boite.....	58
Figure 3.1: Extrait de la zone de prélèvement à partir de Google Earth.....	61
Figure 3.2: Carte géotechnique du groupement Tlemcen-Mansourah Chetouane d'après BEKKOUCHE et al. (1997).....	61
Figure 3.3: Localisation des sols gonflants au niveau du groupement.....	62
Figure 3.4 : Extrait de la carte géotechnique de la ville de Tlemcen d'après (Bekkouche et al.,2002)	62
Figure 3.5: <i>La courbe granulométrique de notre sol.....</i>	64
Figure 3.6: <i>Courbes de compactage pour l'argile de bouhenak pour différentes énergies de compactage.....</i>	66
Figure 3.7: Essai Proctor normal pour l'argile de bouhenak a différentes énergies de compactage...66	66
Figure 3.8: Variation de l'indice Portant Immédiat (IPI) pour différentes teneurs en eau à différentes énergies de compactage.....	69
Figure 3.9: Les Valeurs de l'essai Indice Portant Immédiat (IPI) mesurées présentées suivant les courbes de l'essai de compactage Proctor.....	70
Figure 3.10: Variation de la succion en fonction de la teneur en eau du sol.....	71

Figure 3.11: Les suctions mesurées (en kPa) pour les trois énergies de compactages.....	72
Figure 3.12: Courbes contraintes – Déplacement et droites intrinsèques $\tau = f(\sigma)$ relatives à l'énergie de compactage E1 et teneurs en eau (19,8%) et sous les contraintes de compression 100, 200 et 300 KPa.....	73
Figure 3.13: Courbes contraintes – Déplacement et droites intrinsèques $\tau = f(\sigma)$ relatives à l'énergie de compactage E1 et teneurs en eau (26,4%) et sous les contraintes de compression 100, 200 et 300 KPa.....	73
Figure 3.14: Courbes contraintes – Déplacement et droites intrinsèques $\tau = f(\sigma)$ relatives à l'énergie de compactage E1 et teneurs en eau (31,6%) et sous les contraintes de compression 100, 200 et 300 KPa.....	74
Figure 3.15: Courbes contraintes – Déplacement et droites intrinsèques $\tau = f(\sigma)$ relatives à l'énergie de compactage E2 et teneurs en eau (19,7%) et sous les contraintes de compression 100, 200 et 300 KPa.....	74
Figure 3.16: Courbes contraintes – Déplacement et droites intrinsèques $\tau = f(\sigma)$ relatives à l'énergie de compactage E2 et teneurs en eau (26,5%) et sous les contraintes de compression 100, 200 et 300 KPa.....	74
Figure 3.17: Courbes contraintes – Déplacement et droites intrinsèques $\tau = f(\sigma)$ relatives à l'énergie de compactage E2 et teneurs en eau (30,9%) et sous les contraintes de compression 100, 200 et 300 KPa.....	75
Figure 3.18: Courbes contraintes – Déplacement et droites intrinsèques $\tau = f(\sigma)$ relatives à l'énergie de compactage E3 et teneurs en eau (19,5%) et sous les contraintes de compression 100, 200 et 300 KPa.....	75
Figure 3.19: Courbes contraintes – Déplacement et droites intrinsèques $\tau = f(\sigma)$ relatives à l'énergie de compactage E3 et teneurs en eau (26,4%) et sous les contraintes de compression 100, 200 et 300 KPa.....	75
Figure 3.20: Courbes contraintes – Déplacement et droites intrinsèques $\tau = f(\sigma)$ relatives à l'énergie de compactage E3 et teneurs en eau (30,4%) et sous les contraintes de compression 100, 200 et 300 KPa.....	76
Figure 3.21: Droites Intrinsèques des trois énergies de compactage à teneurs en eau variables.....	77
Figure 3.22: Evolution de la cohésion (C) en fonction de la teneur en eau et l'énergie de compactage	79
Figure 3.23: Evolution de l'angle de frottement interne en fonction de la teneur en eau et l'énergie de compactage	79
Figure 3.24: Evolution de la cohésion (C) en fonction de la porosité (n) et l'énergie de compactage..	80
Figure 3.25: Evolution de l'angle de frottement interne en fonction de la porosité (n) et l'énergie de compactage.....	81
Figure 3.26: Evolution de Module d'élasticité « E » en fonction de la teneur en eau et l'énergie de compactage.....	84
Figure 3.27 : Courbe de dissipation de la pression interstitielle en fonction de temps(Teneur en eau initiale W=17,7% ; Teneur en eau après essai W=24%).....	85

Figure 3.28: Courbe de dissipation de la pression interstitielle en fonction de temps(Teneur en eau initiale $W=24\%$; Teneur en eau après essai $W=25,6\%$).....86

Figure 3.29: Courbe de dissipation de la pression interstitielle en fonction de temps(Teneur en eau initiale $W=19,8\%$; Teneur en eau après essai $W=27,7\%$).....86

LISTES DES PHOTOS

Photo 2.1: Mesure de la succion matricielle par la méthode de papier filtre.....	30
Photo 2.2: Disposition de mesure pour pesée précise.....	30
Photo 2.3: Mesure du module d'élasticité E par la méthode d'auscultation dynamique ou ultrason	31
Photo 2.4: Procédure de mesure Ultrasonique « en appliquant le couplant sur les transducteurs et les deux extrémités de notre échantillon à tester ».....	31
Photo 2.5: Cellule triaxiale de Bishop-Wesley et son système de contrôleurs pression- volume GDS et d'acquisition HP Agilent 34970A.....	33
Photo 2.6: Prise d'échantillon à partir d'une éprouvette compactée.....	33
Photo 2.7: Lavage du sol analysé au tamis de 80µm.....	38
Photo 2.8: colonne de tamis.....	38
Photo 2.9: Appareillage pour essai analyse granulométrique par sédimentométrie.....	39
Photo 2.10: Préparation de l'échantillon du sol soumis à l'essai.....	40
Photo 2.11: Préparation de l'échantillon du sol soumis à l'essai de la limite de retrait voisine de la limite de liquidité (W_L).....	47
Photo 2.12: Moule pour essai limite de retrait.....	47
Photo 2.13: déroulement de l'essai de bleu de méthylène.....	49
Photo 2.14: Four de calcination pour détermination de la teneur en matière organique	51
Photo 2.15: calcimètre.....	52
Photo 2.16: Compactage dynamique.....	53
Photo 2.17: Argile Bouhenak compactée.....	53
Photo 2.18: Matériels d'essai de compactage et de poinçonnement.....	54
Photo 2.19: Tamisage de sol a 5 mm.....	54
Photo 2.20 : Ensemble de matériel pour essai de cisaillement.....	58
Photo 3.1: Dispositif Pundit Lab.....	82
Photo 3.2: Auscultation d'une éprouvette compactée.....	82

LISTE DES ABREVIATIONS

AFNOR : Association Française de Normalisation

ASTM : American Society For Testing and Materials

LCPC : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

GTR : Guide Technique pour la Réalisation des Remblais et des Couche de Forme

LNTPB : Laboratoire National des Travaux Publics et du Bâtiment

A_{OPN} : Teneur en air

C : Cohésion

C_u : coefficient d'uniformité

C_c: coefficient de courbure

CaCo₃:Teneur en carbonate

CEC : Capacité d'échange cationique

d₁₀ : Diamètre des grains correspondant à 10% de passant

d₃₀ : Diamètre des grains correspondant à 30% de passant

d₆₀ : Diamètre des grains correspondant à 60% de passant

e : Indice des vides

e₀: Indice des vides initial

E : Module d'élasticité

G_s : Densité des grains solides

g : accélération de la pesanteur

I_p : Indice de plasticité

I_s : Indice de retrait

I_c : Indice de consistance

IPI : indice portant Immédiat

K:Perméabilité à l'eau

MO: Teneur en matières organiques

n : Porosité calculée

OPN : Optimum Proctor Normal

S : succion

S_r: Degré de saturation

S_s : Surface spécifique totale

τ : Contrainte de cisaillement

U_a : Pression interstitielle de l'air

U_w : Pression interstitielle de l'eau

V_{BS} : valeur au bleu de méthylène

W : Teneur en eau

W_{OPN} : Teneur en eau optimale (OPN)

W_L : limite de liquidité

W_p : limite de plasticité

W_R : limite de retrait

γ_d : Poids volumique sec

γ_w : Poids volumique de l'eau

γ_h : Poids volumique humide

σ : Contrainte normale total

σ' : Contrainte normale effective

φ : Angle de frottement.

χ : paramètre de Bishop

INTRODUCTION GENERALE

Le sol compacté est largement utilisé dans la construction des ouvrages en terre. La réalisation de grands ouvrages, comme les remblais routiers, requiert des volumes importants de matériaux. De ce fait, il est souvent nécessaire, pour réaliser un ouvrage d'une certaine ampleur, d'utiliser des matériaux d'origines différentes, présentant des caractéristiques mécaniques et des comportements différents.

Les remblais en sols argileux ou marneux sont fréquemment exposés à des problèmes spécifiques liés au comportement particulier de ces matériaux. Ils sont souvent le siège de déformations irréversibles, ce qui présente un risque d'instabilité pour l'ouvrage (affaissements, fissures ou même rupture) et par conséquent pour l'utilisateur. Ces déformations sont liées essentiellement aux cycles d'humidification et de séchage suivant les changements climatiques : séchage pendant la saison sèche et humidification pendant la saison humide.

Le comportement des corps de remblai appartient à l'un des domaines les plus mal connus de l'ingénieur, dans le cadre global des sols non saturés. Par ailleurs, le dimensionnement de ce type d'ouvrages se fait le plus souvent par rapport à la rupture et rarement par rapport à l'évolution des déformations, alors que les problèmes posés par les corps de remblai sont essentiellement liés aux déformations. La compréhension du comportement des sols fins constituant les remblais sous l'effet du séchage – humidification et de l'influence des cycles sur les caractéristiques mécaniques des sols, constitue un élément majeur dans la conception et le dimensionnement des ouvrages en terre, notamment les remblais en sols compactés.

Le but essentiel de ce projet de fin d'études est d'apporter une modeste contribution dans l'élaboration d'une base de données expérimentale sur les sols compactés qui sont proches de la saturation. Cette base de données est destinée à approfondir la compréhension du comportement des sols compactés pour mieux cerner le comportement des ouvrages en remblais et solutionner les problèmes qu'ils posent à l'ingénieur.

Le présent travail est structuré en trois chapitres :

- Le premier chapitre relate les propriétés des sols compactés non saturés, nous abordons notamment l'effet du compactage sur sa structure et la notion de succion.
- Le deuxième chapitre expose la méthodologie adoptée pour mener plusieurs essais et mesures à savoir la succion, l'essai de cisaillement, module d'élasticité par ultrasons, la perméabilité à l'eau.

-Le dernier chapitre est consacré à la présentation et l'interprétation des différentes mesures réalisées.

Une conclusion générale est donnée à la fin du mémoire, elle rassemble les points importants issus de ce travail, et des perspectives qui peuvent être suivies.

CHAPITRE-I

**Les sols compactés : un cas particulier des
Sols non saturés**

1.1. Introduction

L'hypothèse qui consiste à considérer que le sol se trouve soit dans un état sec, soit dans un état saturé, néglige l'effet de la succion qui se développe au sein d'un sol non saturé et qui conditionne largement son comportement mécanique.

Le domaine des sols non saturés couvre:

- soit des ouvrages réalisés par compactage tels que les remblais, les digues, les barrages en terre et les barrières géologiques d'étanchéité de centre de stockage de déchets ;
- soit des sols naturels dans les régions arides à semi arides et même dans des régions tempérées où les couches de surface sont très souvent non saturées (figure1.1).

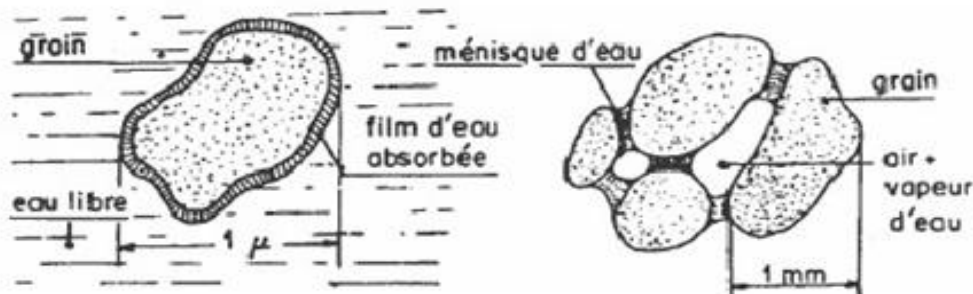


Figure 1.1 : Sol humide et non saturé (M. Callaud 2004)

Fredlund et Rahardjo (1993), proposent d'ajouter à ces trois phases, un autre système qui présente des propriétés physiques différentes des autres notamment par le pouvoir d'exercer une tension superficielle (Tensil pull). Il s'agit de l'interface eau – air (Contractil skin). Le comportement mécanique des sols non saturés est ainsi régi par l'interaction entre ces différentes phases. (Cité par CHIKHI K. ,2011)

1.2. Etat des connaissances sur les sols non saturés

Dans les sols non saturés coexistent trois phases et l'on observe en général que l'eau « mouille » la surface des particules, c'est à dire la recouvre tandis que l'air est plutôt situé au milieu des pores (figure 1.2). Suivant le degré de saturation du sol, nous distinguons trois modes d'interaction entre les phases (Worth & Houlsby, 1985):

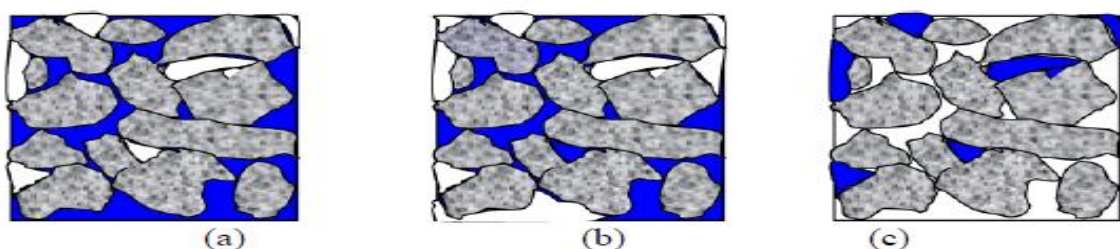


Figure 1.2 : Les trois états des sols non saturés (Worth & Houlsby, 1985)

- ❖ **Sol quasi saturé** : la phase liquide est continue et l'eau peut circuler sous l'influence de la pesanteur. La phase gazeuse est discontinue et ne se déplace pas de façon autonome. Les sols sont « quasi saturés » pour des degrés de saturation supérieurs à 85 % (Figure 1.2-a).
- ❖ **Sol à la saturation d'équilibre** : la phase liquide est encore continue mais l'eau ne peut plus se déplacer sous la seule influence de la pesanteur. La phase gazeuse est également continue, mais ne circule pas en général (Figure 1.2-b).
- ❖ **Sol faiblement saturé** : l'eau entoure les particules et occupe des volumes discontinus à leurs points de contact sous forme de ménisque. La phase liquide est toujours continue par l'intermédiaire des pellicules d'eau adsorbée mais ne se déplace que très lentement. La phase gazeuse est continue, mais généralement immobile. L'évaporation de l'eau à l'intérieur des pores du sol peut devenir un phénomène important (Figure 1.2-c). (cité par LACHGUER K. ,2007)

1.2.1. Interactions air-eau-solide : capillarité

Lorsque l'eau est mise en contact avec l'air et un solide, une tension superficielle σ_{aw} se produit le long de la ligne de contact au solide à cause de la différence entre les pressions de l'eau U_w et de l'air U_a agissant sur l'interface. Physiquement, cette tension superficielle se traduit par le phénomène de *capillarité* qu'illustre la figure 1.3 :

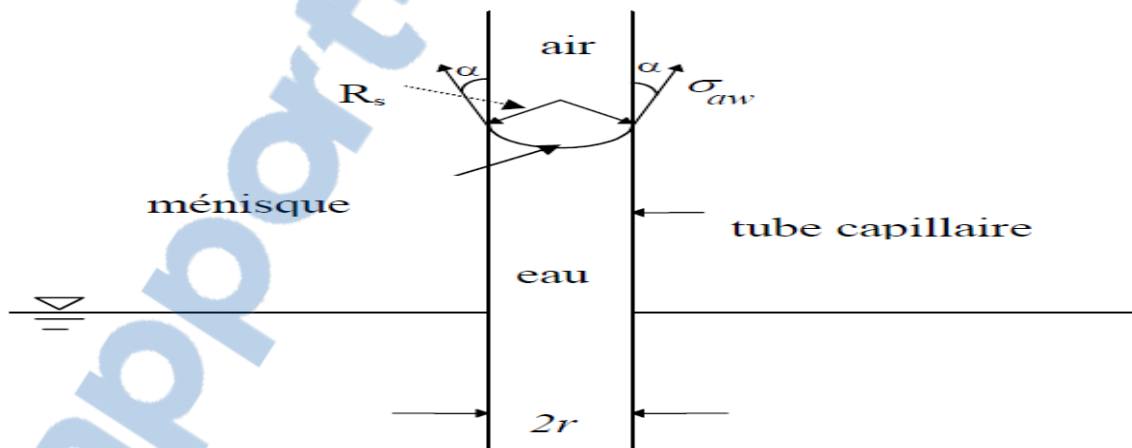


Figure 1.3 : Modèle physique du phénomène d'effet capillaire

Un tube de rayon r est plongé dans un bassin d'eau. Sous l'effet de la tension superficielle, l'eau monte dans le tube et a tendance à mouiller la paroi du tube. Ainsi, l'interface air - eau dans le tube prend une courbure et forme un *ménisque*. La différence entre la pression de l'air et celle de l'eau est généralement appelée *pression capillaire*. La relation entre la tension superficielle et la pression capillaire peut être décrite par la loi de Jurin (simplification de la loi de Laplace basée sur l'hypothèse que l'interface est de forme sphérique) (figure 1.3) :

$$U_a - U_w = \frac{2 \sigma_{AW}}{R_s} = \frac{2 \sigma_{aw} \cos \alpha}{r}$$

R_s Est le rayon de courbure du ménisque et α l'angle de raccordement (ou de contact) du ménisque avec la surface du solide. L'angle de contact α est égal à zéro lorsque l'eau est pure. Dans ce cas, le ménisque forme une demi sphère parfaite, le rayon de courbure du ménisque est égal à celui du tube r , on a alors:

$$U_a - U_w = \frac{2 \sigma_{aw}}{r}$$

De manière plus générale, *l'angle de contact* est l'angle de l'interface de contact des deux fluides non miscibles avec la surface du solide. Il dépend des caractéristiques physico-chimiques et de la composition chimique des fluides et du solide, de la mouillabilité, etc. Dès lors, dans un sol non saturé, la pression capillaire n'est pas seulement influencée par les fluides, mais aussi par les caractéristiques physico-chimiques du sol lui-même. (Cité par Xiang-Ling LI. ,1999)

1.2.2. Succion dans le sol

Les sols non saturés sont caractérisés par la présence d'une troisième phase gazeuse en plus des deux phases solide et liquide qui composent les sols saturés. La présence de cette phase gazeuse se traduit par une pression interstitielle négative si l'on considère la pression de l'air comme origine des pressions.

La pression interstitielle négative confère aux sols non saturés des caractéristiques physiques et mécaniques qui les distinguent des sols saturés, et rendent ainsi insuffisantes la théorie de la mécanique des sols classique qui avait comme hypothèse principale la saturation du milieu. (Cité par DERFOUF F- M. ,2014)

1.2.2.1. Définition

Le terme succion ou potentiel de l'eau, désigne l'état intégrant de tension qui tient en Compte tous les effets de surface capable de retenir l'eau à l'intérieur de la structure de sol.

Plusieurs définitions ont été données à la succion :

- Pour Bligh (1965), l'effet de la succion dans un sol non saturé est équivalent à une Pression extérieure appliquée.
 - O'Neill et Poormoayed (1980), ont défini la succion comme la tension exercée par le sol sur l'eau, laquelle est responsable de la rétention de l'eau dans le sol.
- Schreiner (1987), a défini la succion totale comme la pression négative exercée sur l'eau du sol de manière qu'un plan d'eau pure soit en équilibre avec l'eau du sol à travers une membrane semi perméable

- La succion d'un sol peut être décrite par l'affinité du sol pour l'eau. Plus le sol est sec, plus la succion est importante (Chen 1988).

La succion peut varier dans une gamme très large, entre 0 et plusieurs centaines de MPa. Il faut noter que, certains auteurs expriment le potentiel de succion en centimètres de colonne d'eau (le potentiel de succion varie alors entre 0 et 107 cm d'eau pour un sol sèche a l'étuve).

Pour éviter la manipulation de chiffres aussi importants, le pF, potentiel de l'énergie libre (*Potential of Free Energie*), a été introduit par Schofield (1935). Le pF correspond au logarithme décimal du potentiel de succion exprime en centimètres de colonne d'eau, cette unité est couramment utilisée chez les agronomes (Tableau 1.1).

Exemple : sachant que 100cm d'eau = 10 kPa, pF3 correspond à une succion S= 100 kPa, pF4 à une succion s =1000 kPa.

Tableau 1.1 : Unités de mesure de la succion dans le sol (Delage et Cui, 2000)

PF	Pression atmosphérique (cm)	Bar	KPa
1.0	10^1	$9.8 \cdot 10^{-3}$	$9.8 \cdot 10^{-1}$
2.0	10^2	$9.8 \cdot 10^{-2}$	9.8
3.0	10^3	$9.8 \cdot 10^{-1}$	$9.8 \cdot 10$
4.0	10^4	9.8	$9.8 \cdot 10^2$
5.0	10^5	$9.8 \cdot 10$	$9.8 \cdot 10^3$
6.0	10^6	$9.8 \cdot 10^2$	$9.8 \cdot 10^4$

De nombreuses techniques expérimentales de mesure de succion sont présentées dans Burland et al 1996 ainsi que le type de succion mesurable (totale, osmotique ou matricielle) et les gammes de mesure possibles. Au delà de ces techniques classiques, certains auteurs proposent des adaptations de dispositifs expérimentaux pour mesurer ou contrôler la succion au cours d'essais (Villar et al. 1995, Al Mukhtar et al. 1999, Blatz et al. 2000).

1.2.2.2. Composantes de la succion

La succion totale du sol peut être vue comme la somme de deux composantes principales : la succion matricielle et la succion osmotique (Aitchison, 1965 cité par Fredhund et Rahardjo, 1993). La succion matricielle exprime la capacité de rétention d'eau des composants du sol. Elle est la somme d'une composante capillaire et d'une composante osmotique du sol est liés aux sels présents dans le sol.

✓ Succion matricielle

La différence entre la pression de l'air et la pression de l'eau dans les pores est définie comme la succion matricielle. La valeur de la succion matricielle dépend de la

tension surfacique et du rayon de courbure des ménisques. Lorsque le degré de saturation diminue, les ménisques se retractent vers l'espace des petits pores et le rayon de courbure de ménisque se réduit, de telle manière, que la succion augmente. C'est pour cela, la succion matricielle qui se développe dans les sols argileux est plus importante que celle dans les sols granulaires. Cette succion matricielle est représentée par les forces capillaires (Chen, 1988).

En présence d'eau libre et des autres phases adsorbées, ces forces capillaires résultent sur des tensions interfaciales (tensions superficielles) entre deux phases. L'interface eau-air, entre les pores est semblable à l'interface eau-air dans un tube capillaire.

La succion matricielle est représentée par les forces dues à la différence des pressions entre l'air et l'eau (figure 1.3). Cette composante de la succion appelée «succion matricielle » (Chen, 1988), ou pression négative (inférieur à la pression atmosphérique), peut être exprimée dans le cas d'un tube capillaire cylindrique par la loi de Jurin :

$$\Psi = U_a - U_w = \frac{2 T_s \cos\theta}{r}$$

$$h_c \gamma_w = U_a - U_w = 2 \cdot T_s / R$$

T_s : Tension de surface (interfaciale eau-air, pour l'eau $T_s = 73 \cdot 10^{-3}$ N/m à 20 °C)

R : Rayon de l'interface

γ_w : Densité de l'eau

h_c : Hauteur d'ascension capillaire

U_a : Pression d'air dans les pores

U_w : Pression de l'eau dans les pores

θ : Angle de contact solide interface eau-air (pour l'eau $\cos \theta = 1$).

Selon cette expression la succion ($U_a - U_w$) est inversement proportionnelle au rayon de courbure R de l'interface. Cette relation est très liée à la structure du sol (distribution, taille et forme des pores).

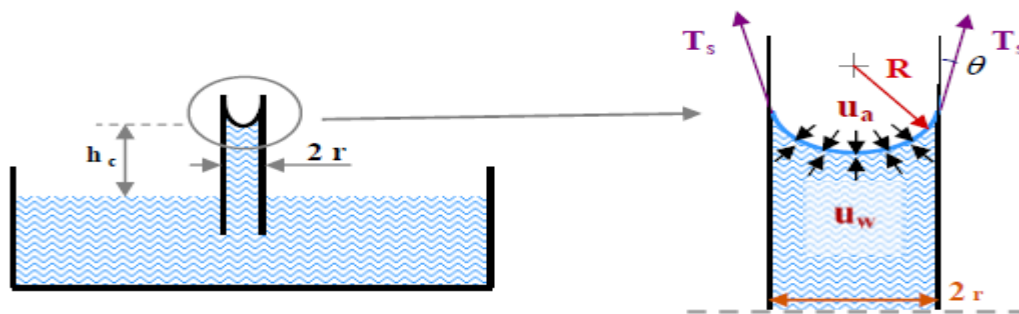


Figure 1.4 : Phénomène d'ascension capillaire

✓ **Succion osmotique**

Snethen (1980) et Chen (1988), attribuent la succion osmotique à la pression qui résulte des différences de concentrations en sels solubles dans l'eau du sol. Cette succion est fonction du type et de la concentration en sel, et elle peut en résulter des changements physiques très appréciables dans le sol. Dans le cas où la concentration en sels de la solution du sol est faible, elle peut être négligée. La succion osmotique dépend aussi de l'état de saturation du sol. Plus le degré de saturation augmente, plus la succion osmotique décroît (Edil & Motan, 1984; Chen, 1988 ; Houston et al, 1994).

✓ **Succion totale**

La succion totale est la somme de deux composantes principales : une composante matricielle Ψ_m et une autre osmotique Ψ_{os} (Fredlund & Rahardjo, 1993). Cependant, les changements de volume induits par la succion matricielle sont plus importants que ceux induits par la succion osmotique, en général, la succion osmotique est souvent négligée.

Pour des applications pratiques en géotechnique, Chen (1988) a noté que, comme les forces osmotiques sont relativement constantes, les changements dans la succion totale sont dus uniquement aux changements de la succion matricielle.

$$\Psi = \Psi_{os} + \Psi_m = \Psi_m$$

Ψ : Succion totale.

Ψ_m : Succion matricielle.

Ψ_{os} : Succion osmotique

(Cité par GUEDDOUDA M- K. ,2011)

1.2.2.3 Effets de la succion sur les particules solides

Dans un sol non saturé, on peut admettre que les pores jouent un rôle semblable aux tubes capillaires. Les tensions superficielles dues aux ménisques trouvent une réaction sur les particules solides (figure 1.5). Ces réactions engendrent certaines contraintes supplémentaires sur le squelette du sol. Elles modifient le champ de déformations et le comportement mécanique en général.

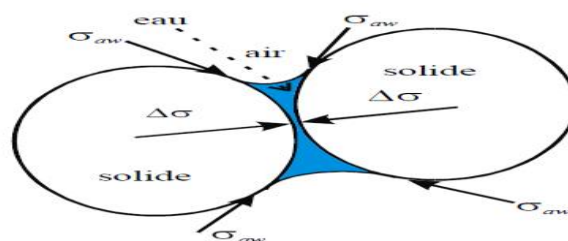


Figure 1.5 : Effets de la succion sur les grains du sol

1.2.2.4. Rôle des différentes composantes de la succion dans le comportement des sols non saturés

Il reste à se demander lesquelles de ces composantes de la succion ont un effet sur le comportement mécanique, en d'autres termes lesquelles de ces composantes faudra t'-il choisir comme variable indépendante.

Il n'y a aucune ambiguïté sur le rôle de la succion matricielle (capillaire+adsorption) sur le comportement mécanique tant au niveau des variations de volume que de la résistance au cisaillement, les avis restent contradictoires en ce qui concerne le rôle de la succion osmotique.

Concernant la résistance au cisaillement, (Alonso et al, 1987) rapporte un résultat de Blight, (1983) montrant que la succion osmotique n'a pas un effet significatif. Par ailleurs, on estime qu'une interprétation possible des résultats expérimentaux présentés par (Richard et al, 1984), est que la succion osmotique ne gouverne pas le comportement volumique. D'autres auteurs estiment que dans certains cas l'effet de la composante osmotique de la succion peut devenir significatif (Fredlund et Rahardjo, 1993), et doit être pris en compte dans la combinaison des variables de contrainte. (Sadhakar et Shivananda, 2005), ont constaté sur une argile gonflante que la valeur de la succion osmotique initiale influe sur le taux de gonflement observé. Des résultats plus clairs obtenus par (Krahn et Fredlund, 1972) montrent que les variations de teneur en eau provoquent des variations considérables de la succion matricielle, la composante osmotique n'étant pratiquement pas affectée. La figure 5.5 montre que les variations de la succion totale sont pratiquement équivalentes aux variations de la succion la matricielle. Des études expérimentales complémentaires sont nécessaires pour arriver à un éventuel accord sur le rôle de la succion osmotique sur le comportement mécanique des sols non saturés. (Cité par DERFOUF F- M. ,2014)

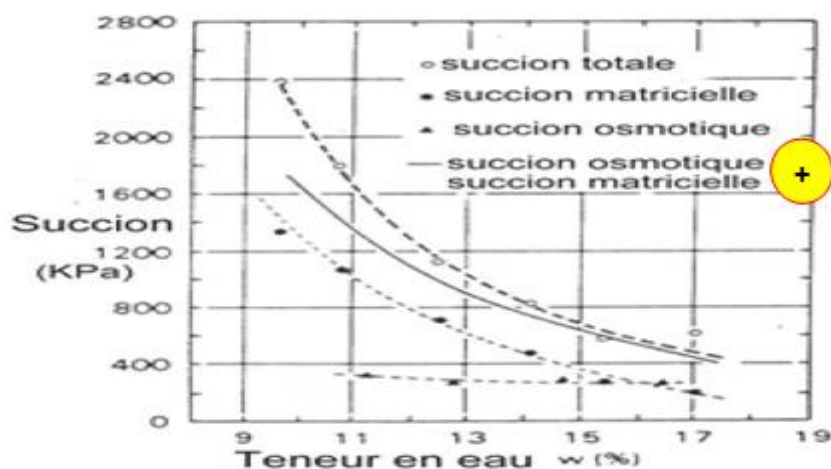


Figure 1.6 : Variation des succions totale, matricielle et osmotique en fonction de la teneur en eau pour une argile compactée, (Krahn et Fredlund, 1972).

1.3. Propriétés du Comportement des sols non saturés

La succion influence le comportement mécanique des sols et son influence fait l'objet de recherches en mécanique des sols. Beaucoup de travaux ont été réalisés ces dernières années en contrôlant ou en imposant la succion à des échantillons. (Cité par MASEKANYA J-P., 2007)

1.3.1. Comportement volumique

On peut dire que l'effet de l'augmentation de succion sur le comportement des sols non saturés se traduit par un renforcement de leurs propriétés de résistance. En termes de compression, ce renforcement correspond à une diminution de la pente plastique, qui rend le matériau plus rigide (figure 1.7). On observe également une augmentation de la contrainte à partir de laquelle le comportement du sol devient plastique ; cette contrainte peut être reliée à la pression de pré-consolidation des sols saturés. Cette contrainte marque la limite entre un comportement élastique (équivalent au comportement dans la zone surconsolidée des sols saturés) et un comportement plastique (normalement consolidé); quand on soumet le sol à une augmentation de succion, cette contrainte augmente.

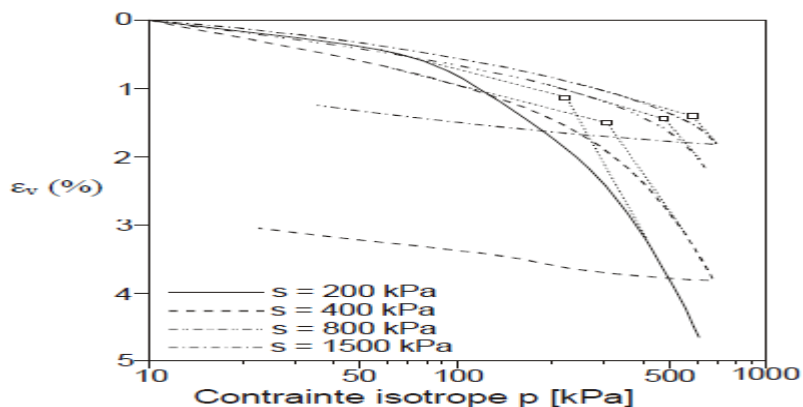


Figure 1.7 : Effets de la succion sur la compressibilité d'un limon de Jossigny compacté, (CUI et al, 1996)

Lorsqu'on remouille un sol sec (la succion diminue), on observe un phénomène de gonflement s'il est sous une faible contrainte, mais un phénomène d'effondrement s'il est soumis à une forte contrainte. La contrainte verticale influence l'amplitude des gonflements ou effondrements. Une fois le mouillage réalisé, le sol se comporte comme un sol saturé. La figure 1.8 illustre ces observations par des résultats d'essais œdométriques à succion contrôlée réalisés sur des agrégats d'argile de Boom. Lorsque les variations de volume sont empêchées lors des chemins de mouillage, des pressions de gonflement importantes peuvent apparaître. Ces pressions sont certes une donnée intéressante du matériau, mais elles dépendent fortement de l'état de contrainte et de succion initiale. Elles ne sont donc pas une donnée intrinsèque du matériau. (Cité par MASEKANYA J-P., 2007)

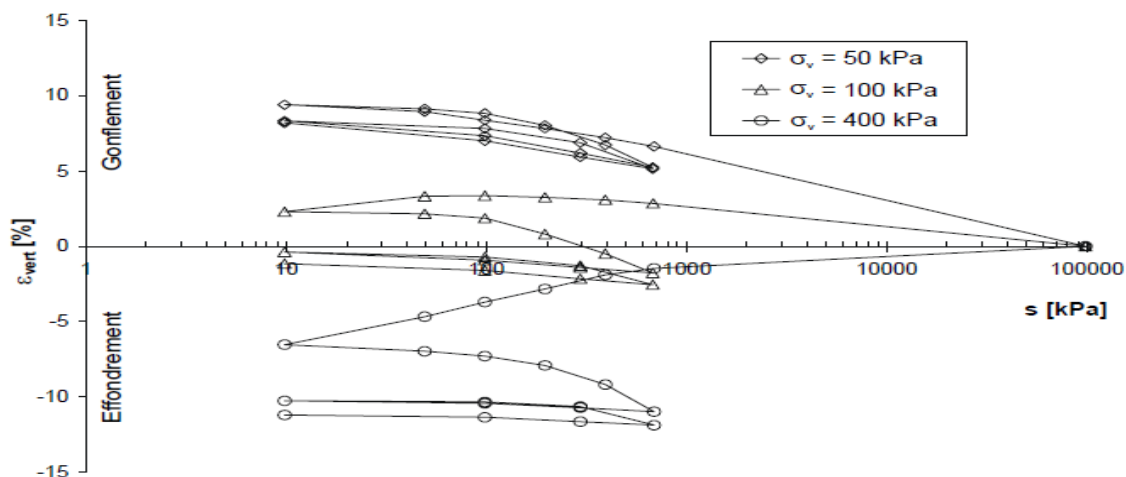


Figure 1.8 : Essais oedométriques à succion contrôlée réalisés sur des agrégats d'argile de Boom, résultats UPC, (VOLCKAERT et al, 1996)

Le gonflement observé lors du mouillage n'est pas toujours réversible; il dépend de la microstructure du sol et des contraintes mécaniques subies par le sol, (CHU et MOU ,1973), (cité par GENS ,1993) (figure 1.9).

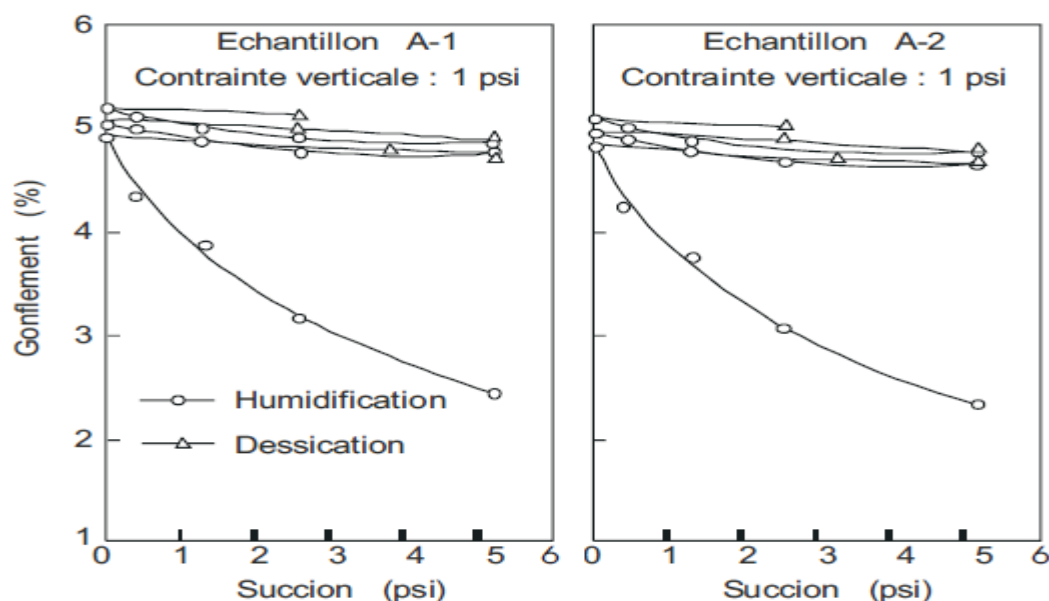


Figure 1.9 : Gonflement irréversible, (CHU et MOU ,1973)

1.3.2. Comportement déviatorique

Les résultats d'essais triaxiaux à succion contrôlée (CUI ,1993) montrent que la résistance au cisaillement augmente avec la succion (figure 1.10). On remarque que la cohésion c augmente linéairement avec la succion, ce qui correspond à d'autres résultats disponibles (FREDLUND et al,(1978), ESCARIO *et al*, (1986), DELAGE *et al*,(1987)). Quant à l'angle de frottement, il varie en fonction de la succion mais de manière peu claire, et en fonction du type de sol (figure 1.10).

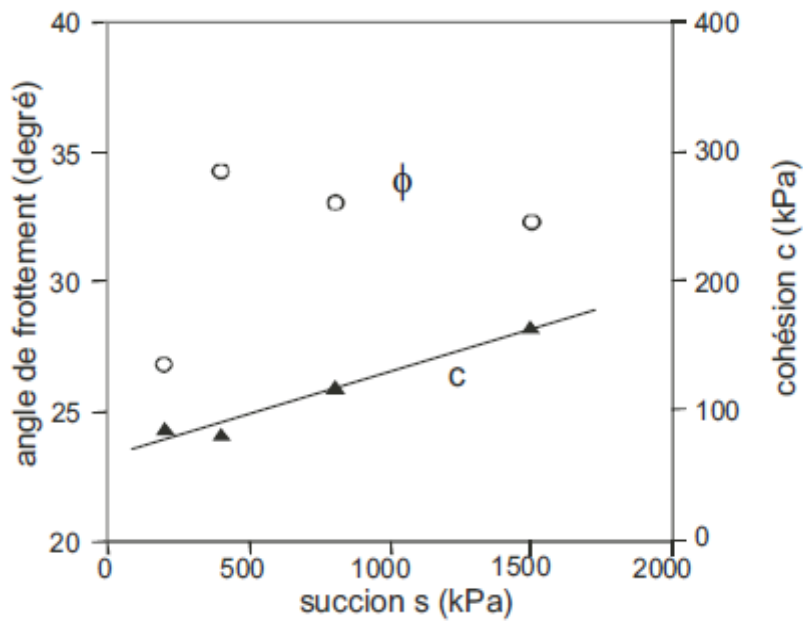


Figure 1.10 : Essai sur un limon compacté, (CUI ,1993)

Les modules de cisaillement et de Young varient en fonction de la succion. Les essais de (BRULL, 1980) montrent une augmentation sensiblement linéaire du module de cisaillement maximal avec la pression capillaire pour deux sols faiblement argileux compactés à deux densités différentes (figure 1.11). De même, (CUI ,1993) a fait une série d'essais sur un limon compacté et a montré que globalement les deux modules augmentent avec la succion et la contrainte de confinement (figure 1.12):

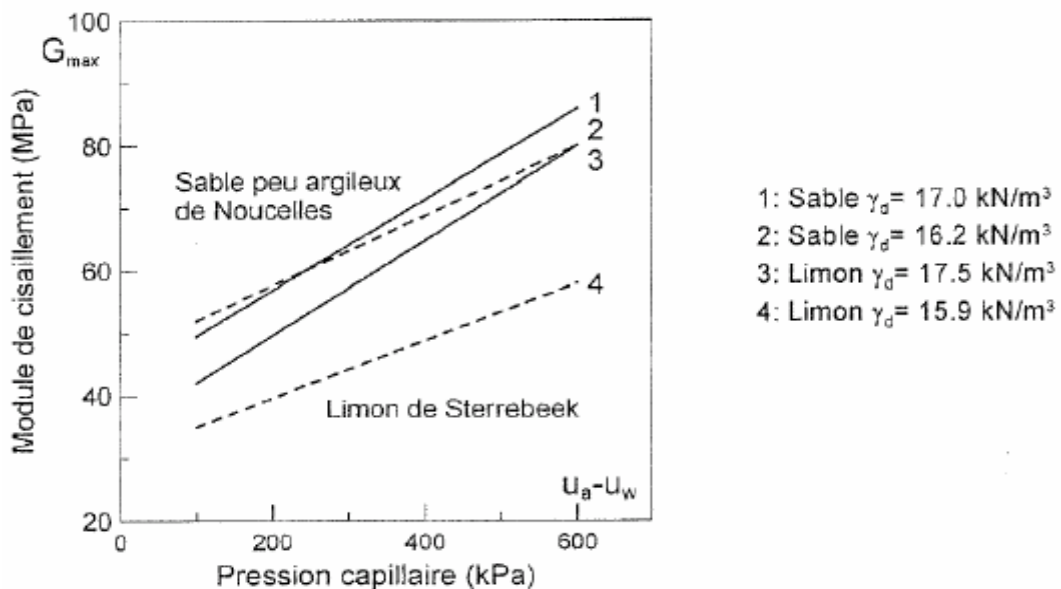


Figure 1.11 : Module de cisaillement maximal de deux sols faiblement argileux en petites déformations en fonction de la pression capillaire, (BRULL ,1980)

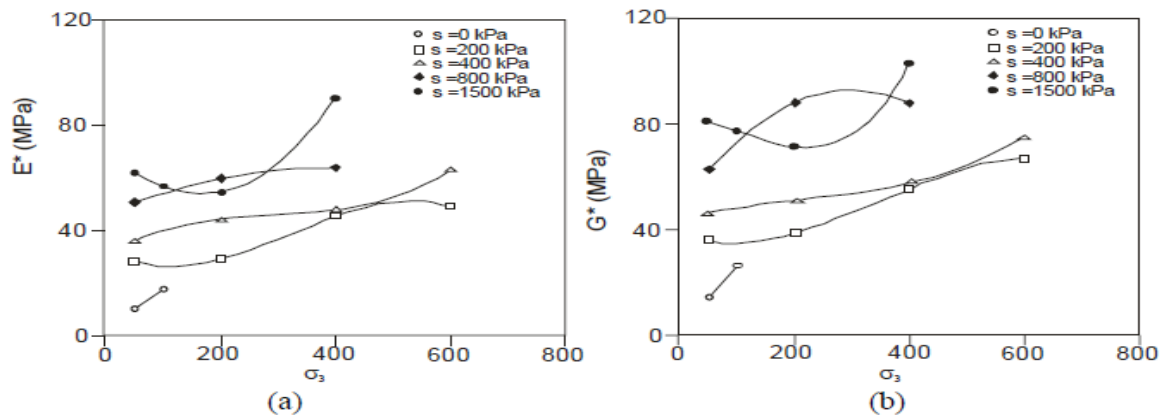


Figure 1.12: Variations des modules de Young (a) et de cisaillement (b), (CUI ,1993)

Pour une déformation donnée, la succion augmente le déviateur admissible q et donc la résistance maximale (figure 1.13), ce qui est en bon accord avec les résultats de (BISHOP *et al*, (1961), DELAGE *et al*, (1987), KARUBE (1983) et (1988), TOLL (1990), WHEELER (1992)). (Cité par MASEKANYA J-P., 2007)

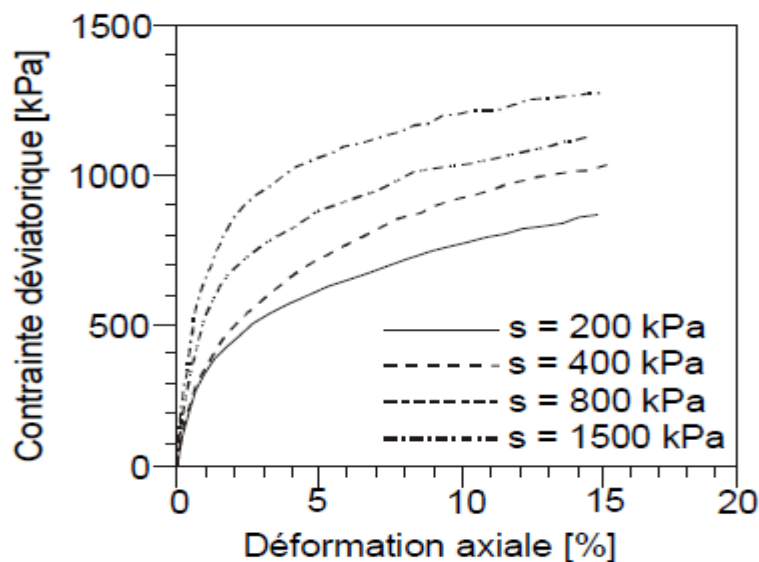


Figure 1.13 : Essais triaxiaux à différents niveaux de succion, (CUI ,1993)

1.4. Notion de contrainte effective pour les sols non saturés

Dans le cas des sols saturés, l'expression bien connue de la contrainte effective est interprétée classiquement par la figure 1.14, où l'on représente une facette du milieu biphasique caractéristique d'un sol granulaire.

Dans ce cas, la grandeur physique U est la contrainte neutre, qui agit dans l'eau et le solide avec la même intensité, dans toutes les directions. La figure 1.14 illustre l'additivité de la contrainte inter granulaire et de la pression interstitielle. On a:

$$\sigma' = F(\sigma, U) = \sigma - U$$

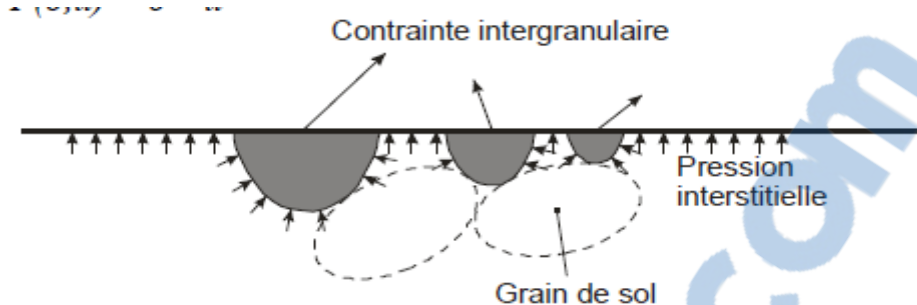


Figure1.14: Principe de contrainte effective saturé, DELAGE et al. [2001b] en sol

Cette relation est valable dans le cas des sols saturés où généralement u est positive ou nulle.

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.

Le phénomène d'effondrement (encore appelé affaissement) des sols non saturés lors d'un remouillage sous charge ne peut pas être décrit à l'aide d'une contrainte effective unique.

Diverses tentatives d'élargissement de la notion de contrainte effective aux sols non saturés ont été effectuées.

Une première expression proposée pour la contrainte effective dans le cas d'un sol dont les vides sont remplis d'eau et d'air (partiellement saturé) est celle de Bishop:

$$\sigma' = \sigma - U_a + \chi (U_a - U_w)$$

Où:

σ = contrainte normale totale,

σ' = contrainte normale effective,

U_a = pression interstitielle de l'air,

U_w = pression interstitielle de l'eau,

$(U_a - U_w)$ = succion matricielle,

χ = paramètre de Bishop (= 1 pour les sols saturés et = 0 pour les sols secs).

D'autres expressions de la contrainte effective ont été proposées pour décrire le comportement des sols non saturés, citons quelques exemples:

- expression de (JENNINGS, 1960 ; FREDLUND *et al.*, 1993) s'écrit:

$$\sigma' = \sigma + \eta p''$$

Où η est un paramètre équivalent à χ (devant être déterminé expérimentalement), p'' représente la pression négative de l'eau.

- expression de Richards:

$$\sigma' = \sigma - U_a + \chi_m (S + U_a) + \chi_s (\pi + U_a)$$

Où χ_m et χ_s sont des paramètres à déterminer expérimentalement. Rappelons que s est la succion matricielle et π est la succion osmotique.

- Expression de (KHALILI et al. ,1995):

$$\sigma' = \sigma - \alpha_1 U_w - \alpha_2 U_a$$

Où α_1 et α_2 sont des paramètres effectifs liés aux compressibilités du sol soumis respectivement à des chargements mécanique et de succion. L'avantage de cette expression est que les paramètres effectifs ont une signification physique claire. Leur détermination est relativement simple.

D'autres auteurs comme (MATYAS *et al.* ,1968), (FREN DLUND *et al.*, 1993), (DELAGE *et al.* ,1995) ont proposé une surface d'état qui représente l'ensemble des évolutions possibles des variables d'état pour tout chemin de sollicitation mécanique et hydrique. Cette surface d'état lie l'indice des vides e , la contrainte nette $(\sigma - U_a)$ et la pression capillaire $(U_a - U_w)$. La figure 1.15 représente la surface d'état:

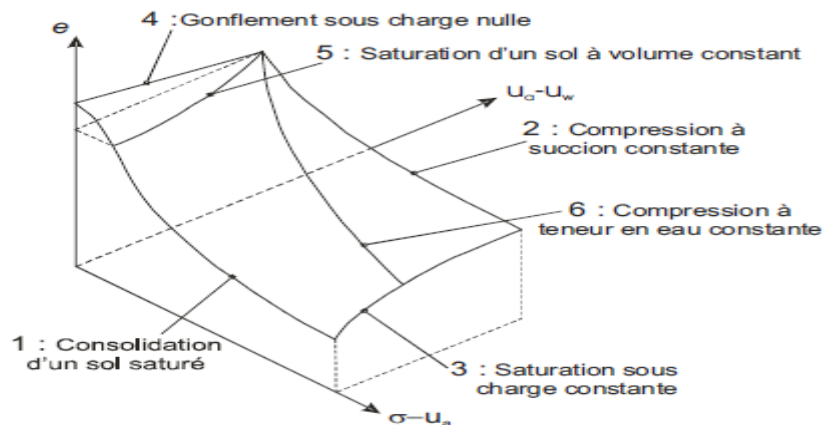


Figure 1.15: Surface d'état pour un sol non saturé, (MATYAS et al., 1968)

L'allure de cette surface montre, en comparant les différents chemins, de nombreux aspects intéressants du sol:

- ✓ La comparaison entre les chemins 1 et 2 montre clairement que la compressibilité du sol diminue quand la succion augmente: la pente de e / $d(\sigma - U_a)$ du chemin 2 (en état non saturé) est moins forte que celle de chemin 1 (en état saturé).
- ✓ La comparaison entre les chemins 3 et 4 montre les comportements gonflement - effondrement: le chemin 3 correspond à un chemin de mouillage sous une charge

- ✓ constante et importante, l'indice des vides diminue au cours du mouillage, c'est l'effondrement; par contre, le chemin 4 représente un gonflement lors d'un chemin de mouillage sous une charge nulle.
- ✓ Le chemin 5 représente, en fait, un chemin de mouillage à déformations volumiques empêchées. Il permet donc de déterminer la pression de gonflement du sol.

Partant de la notion de surface d'état et dans l'impossibilité de décrire complètement des sols non saturés à l'aide d'une contrainte effective unique, le passage aux variables indépendantes s'est faite assez naturellement par de nombreux chercheurs.

(COLEMAN ,1971) a suggéré le premier de considérer indépendamment les variables contrainte nette $(\sigma - U_a)$ et succion $(U_a - U_w)$ et d'observer expérimentalement, en variations de volume et en mesure de résistance au cisaillement, les effets de ces deux variables sur des grandeurs telles que l'indice des vides e ou le déviateur à la rupture.

(FREDLUND *et al.* ,1977) ont montré qu'il existe trois choix possibles pour des variables, correspondant aux trois combinaisons possibles entre σ , U_a et U_w

$(\sigma - U_a)$ et $(U_a - U_w)$, $(\sigma - U_a)$ et $(\sigma - U_w)$, $(\sigma - U_w)$ et $(U_a - U_w)$

Les deux variables les plus utilisées actuellement sont la contrainte nette et la pression capillaire, mais on peut utiliser en réalité n'importe quelle contrainte effective et la succion. (Cité par MASEKANYA J-P., 2007)

1.5. Les Sols Compactés

1.5.1. Introduction

Le comportement mécanique des matériaux est caractérisé par des paramètres qui permettent d'estimer les tassements. La compressibilité ou la consolidation et la résistance au cisaillement du sol. Ces paramètres sont obtenus à partir d'essais géotechniques en laboratoire et notamment: L'essai Proctor, l'indice portant immédiat, l'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande et à l'appareil triaxial et l'essai oedométrique.

1.5.2. Définition

Les sols sont des matériaux naturels provenant de la destruction mécanique et/ou physico-chimique des roches. Ils sont constitués de grains de dimensions très variables, de quelques micromètres à quelques décimètres, pouvant être séparés aisément par simple trituration ou éventuellement sous l'action d'un courant d'eau. Les sols sont de nature et d'origines géologiques très diverses : alluvions, matériaux meubles, sédimentaires, dépôts glaciaires, éboulis, pentes.



Le sol compacté constitue un milieu triphasique formé de grains solides, que l'on peut, le plus souvent, considérer comme élastiques, d'eau et de gaz. La répartition de ces différentes phases peut être décrite par des paramètres d'assemblage du squelette minéral (indice des vides, porosité) et des paramètres de remplissage des pores (degré de saturation, teneur en eau), ou encore par les masses volumiques humide, saturée ou sèche.

On entend par nature du sol les caractéristiques du sol qui ne varient pas ou très peu, lorsqu'on le manipule, que ce soit à l'extraction, au transport, à la mise en remblai ou au compactage. C'est le cas par exemple pour la granulométrie d'un grave et l'argilosité d'un sol fin. Par contre, les caractéristiques d'état d'un sol sont celles qui peuvent être modifiées par l'environnement dans lequel il se trouve. C'est le cas en particulier pour l'état hydrique (Alshihabi, 2002).

Dans la classification des sols utilisés pour les corps de remblais (GTR, 1992), les paramètres retenus pour caractériser la nature du sol sont la granulométrie (D_{max} , tamis à $80\mu\text{m}$, tamis à $2\mu\text{m}$), l'argilosité (indice de plasticité I_p , valeur de bleu de méthylène). Pour caractériser l'état hydrique du sol, trois paramètres sont retenus dans la classification des sols. Le rapport de la teneur en eau naturelle (w_n) à la teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal ou modifié (W_{OPN} et W_{OPM}), l'indice de consistance (I_c) et l'Indice Portant Immédiat (IPI).

Les études de laboratoire pratiquées pour la caractérisation des sols compactés utilisés en remblais comportent généralement :

- l'essai Proctor,
- l'essai d'indice portant immédiat.

(Cité par GOUAL I., 2012)

1.5.3. Microstructure des sols fins compactés

Depuis les travaux de Proctor en 1933, les travaux sur le compactage ont concerné le rôle de l'eau comme lubrifiant (Hogentofier, 1936, cité dans Cui, 1993) et la théorie de la double couche diffuse (Lambe, 1958). Selon cette dernière, avec la même énergie de compactage, mais à une teneur en eau plus élevée, l'orientation des particules s'accroît. Du côté sec de l'optimum, les sols sont toujours floculés, alors que du côté humide, les particules sont davantage orientées ou dispersées.

Sur la figure 1-16, par exemple, l'orientation des particules est plus marquée au point C qu'au point A. Si l'on augmente l'énergie de compactage, le sol a tendance à être plus orienté, même du côté sec de l'optimum : ainsi, un échantillon est plus orienté au point E qu'il ne l'est au point A. Du côté humide de l'optimum, l'échantillon sera plus orienté au point D qu'il ne le sera au point B, même si l'effet est moins important que du côté sec de l'optimum. Cette description fut parmi les premiers modèles structuraux proposés pour les sols compactés. (Cité par DERFOUF F- M., 2014)

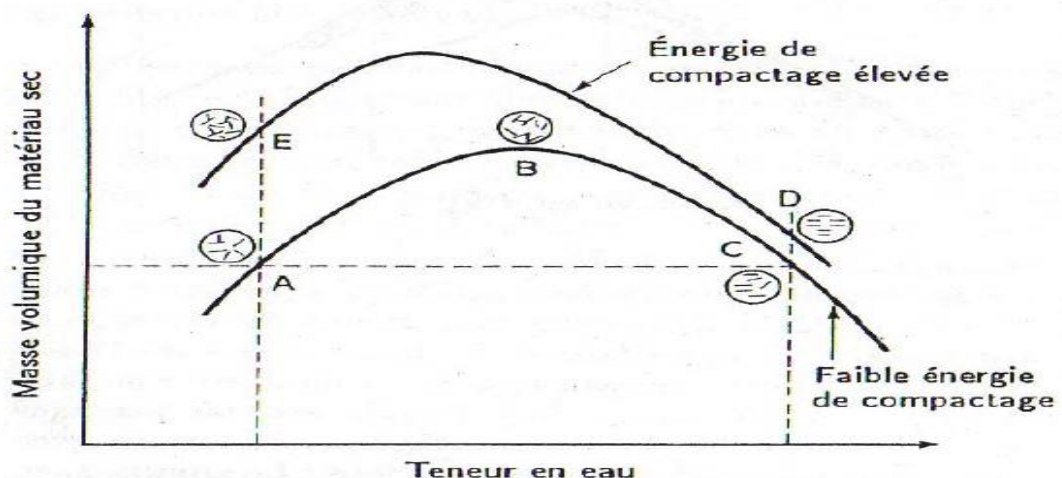


Figure 1.16 : Effet du compactage sur la structure d'un sol, (Lambe, 1958).

1.5.4. Essai de compactage

Le compactage consiste en une densification des sols par application d'énergie mécanique dans le but d'améliorer les propriétés géotechniques des sols. Les principes du compactage ont été exposés dans les années 1930 par Proctor. Celui-ci a mis au point un essai de compactage normalisé, l'essai Proctor, et a démontré que le compactage dépend de trois facteurs : la teneur en eau, l'énergie de compactage, et le type de sol à compacter.

L'essai Proctor, pour un sol donné, pour un mode de compactage et une énergie de compactage donnés, permet de déterminer l'évolution de la masse volumique finale du sol sec en fonction de la teneur en eau. (Cité par GOUAL I., 2012)

1.5.5. Energie de compactage

Un sol compacté est la conséquence de l'application d'une énergie de compactage sur un sol donné. Cette énergie est appliquée, au laboratoire, selon une norme bien définie impliquant un mouton cylindrique de masse et de diamètre normalisés que l'on fait chuter 25 fois d'une hauteur donnée sur le sol contenu dans un moule cylindrique. Le compactage se fait en trois couches pour l'essai Proctor normal et en cinq couches pour le Proctor modifié.

L'énergie de compactage est une mesure de l'énergie mécanique appliquée à une masse de sol. Elle est exprimée par (MN/m^3) et définie comme suit :

$$\text{Energie } E = \frac{N.H.m.g}{V}$$

N : Nombre total de coups.

H : Hauteur de chute de la dame.

m : Masse de la dame.

g : Accélération de la pesanteur.

V : Volume du matériau compacté dans le moule.

On appelle « Courbe Proctor » la courbe reliant la densité sèche d'un matériau à sa teneur en eau pour une énergie de compactage donnée. La courbe Proctor met en évidence l'existence d'une teneur en eau optimale W_{OPN} , pour laquelle la densité sèche est maximale, et qui sépare la plage des teneurs en eau en deux domaines : le côté sec des teneurs inférieures à l'optimum et le côté humide des teneurs en eau supérieures (Figure 1.17). (Cité par Bendi-Ouis ., 2014)

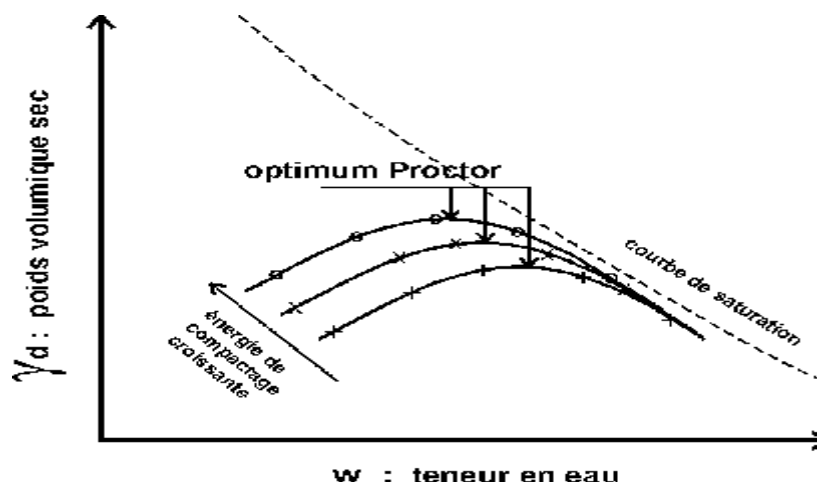


Figure 1.17: Courbes Proctor fonction de l'énergie de compactage

1.5.6. Essai Proctor

Permet de déterminer les caractéristiques de compactage d'un matériau, cet essai peut viser de:

- Diminuer la conductivité hydraulique en diminuant l'indice des vides du sol par compactage.
- Augmenter la résistance mécanique du sol.

Le principe de l'essai Proctor consiste à humidifier un sol à plusieurs teneurs en eau et à le compacter selon un procédé et une énergie de référence. Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérées, on détermine la masse volumique sèche du sol et on établit la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau. (Cité par BOUTARFA M., 2012)

On distingue deux courbes Proctor correspondant à deux énergies différentes comme l'illustre la figure 1.18:

- la courbe «Proctor Normal» correspondant à l'énergie de 5 N.cm/cm^3 qui

Constitue la courbe de référence pour représenter le comportement au compactage des matériaux de remblai ;

- la courbe «Proctor Modifié» correspondant à l'énergie de 25 N.cm/cm³ qui Constitue la référence pour évaluer le compactage des matériaux des chaussées (Cité par GOUAL I., 2012)

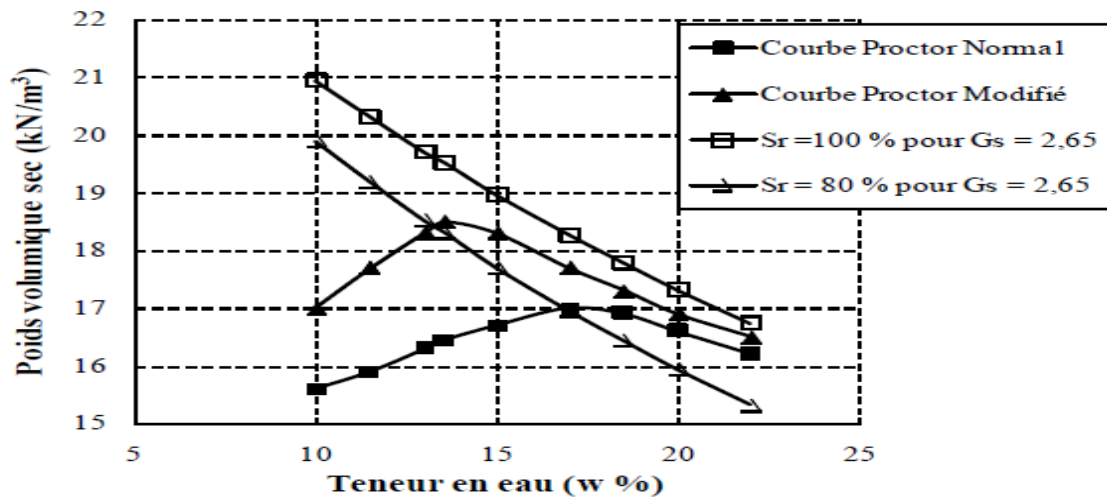


Figure 1.18 : Courbes Proctor normal et modifié

La figure 1.19 représente la courbe de compactage Proctor Modifié d'un échantillon de sol argileux en fonction de la teneur en eau et le degré de saturation.

A l'Optimum Proctor Normal ou Modifié, le degré de saturation est de l'ordre de 75 à 85%, ce qui se traduit, à l'échelle du milieu poreux, par la présence de bulles d'air discontinues au sein de la phase eau continue. La pression de l'air à l'intérieur des bulles contrôle le volume des bulles (loi de Mariotte) et leur dissolution (loi de Henry), mais pas le comportement mécanique du sol (à l'exception de sa compressibilité) dans la mesure où l'air, dans sa majeure partie, n'interagit pas avec le squelette solide

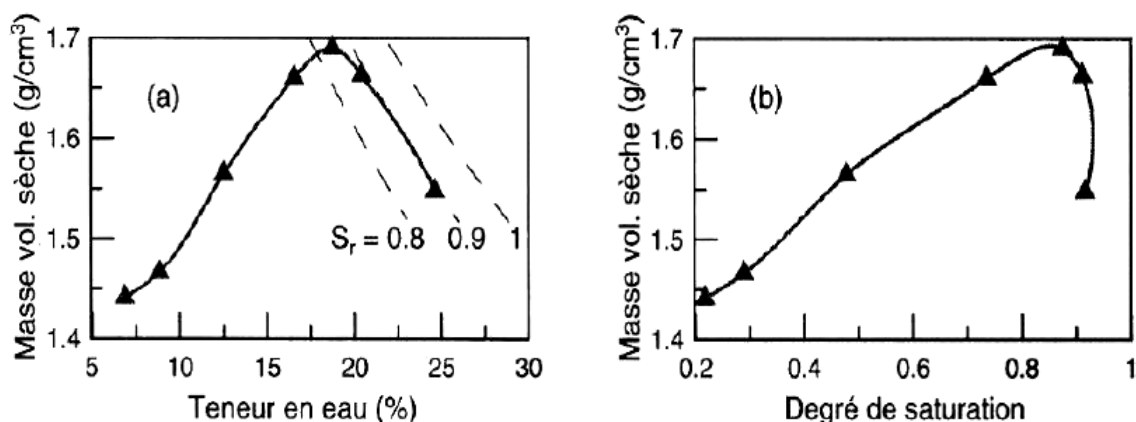


Figure 1.19 : Courbe de compactage Proctor Modifié d'un matériau argileux (wL =52%) en fonction (a) de la teneur en eau, (b) du degré de saturation (Kheirbek-Saoud, 1994).

La figure 1.20 montre que les caractéristiques à l'Optimum dépendent fortement de la nature du sol (et notamment de sa limite de liquidité) ainsi que de la contrainte exercée lors du compactage - équivalente à une contrainte verticale oedométrique de l'ordre de 1 à 1.5 MPa pour l'OPN et 5 MPa pour l'OPM.

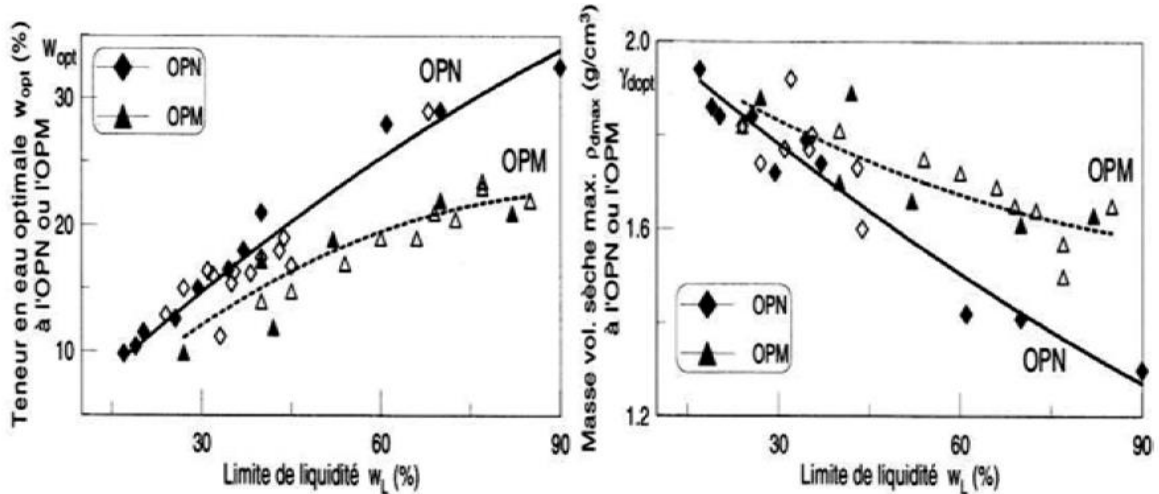


Figure 1.20 : Variation de la teneur en eau optimale et de la densité sèche maximale à l'Optimum Proctor Normal ou Modifié en fonction de la limite de liquidité du sol (Fleureau et al. 2002).

1.5.7. L'indice portant immédiat IPI

Le principe de l'essai servant à déterminer l'indice portant immédiat IPI. Consiste à mesurer les forces à appliquer sur un poinçon pour le faire pénétrer à une vitesse donnée dans une éprouvette de sol étudiée. Cet indice ne constitue pas une caractéristique intrinsèque d'un sol.

En effet, si cette grandeur dépend en partie de la nature du sol. Elle dépend également dans une large mesure de sa teneur en eau, de sa masse volumique sèche, et de son degré de saturation, qui est des caractéristiques d'état fonction de ses caractéristiques de mise en oeuvre et d'environnement.

(Cité par BOUTARFA M., 2012)

1.6. Propriétés des sols compactés proche de la saturation

1.6.1. Succion initiale des sols compactés

(Fleureau et al, 2002) ont étudié la variation de la pression capillaire d'un sol argileux compacté à l'OPN ou à l'OPM avec sa limite de liquidité (Figure 1.21). Pour un même état de consistance (limite de liquidité) les échantillons compactés à l'OPM présentent des valeurs de pression capillaire supérieures que celles compactés à l'OPN.

Pour les sols argileux, la pression capillaire augmente avec la limite de liquidité tandis que, pour les mélanges, le paramètre essentiel est le pourcentage de fins (< 80µm). Dans les argiles, les pressions capillaires à l'OPN ou à l'OPM peuvent atteindre couramment plusieurs centaines de kPa. Dans les sols contenant de forts pourcentages de sable, des valeurs de 10 à 50 kPa sont fréquemment observées. Par convention, on considère qu'un séchage à l'étuve correspond à une pression capillaire de 106 kPa. (Cité par GOUAL I., 2012)

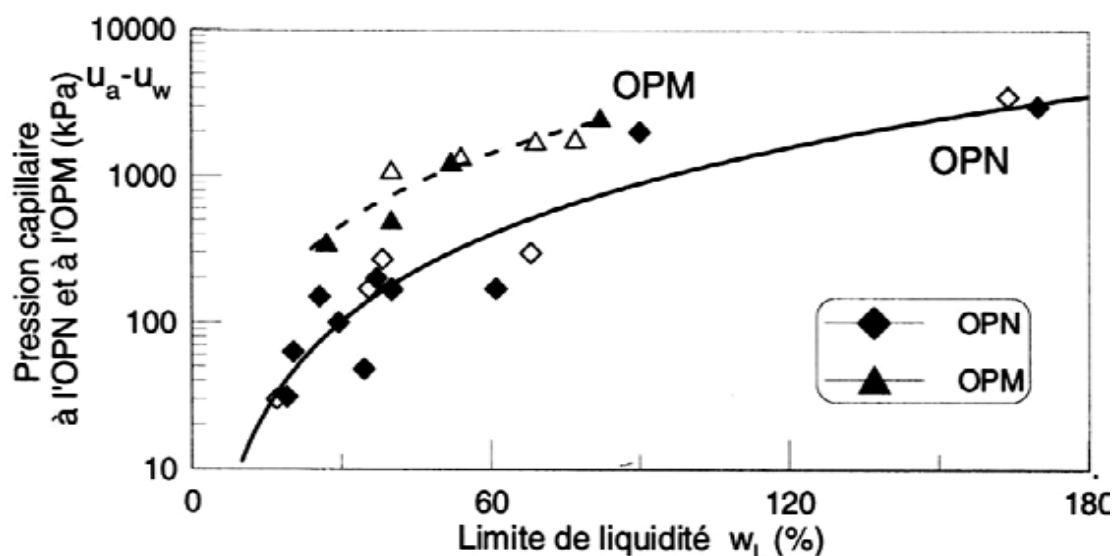


Figure 1.21 : Variation de la pression capillaire d'un sol argileux compacte a l'OPN ou a l'OPM avec sa limite de liquidité (Fleureau et al, 2002).

1.6.2. Perméabilité du sol compacté

Pour étudier les variations de perméabilité dans un sol fin compacté, il est souvent nécessaire de considérer le couple teneur en eau – compactage. En effet l'influence de la teneur en eau sur la conductivité est intimement dépendante du compactage (Mode, énergie) et il est très difficile de faire la part de l'influence de chacun de ces paramètres.

D'après (Boyton et al, 1985), La perméabilité est plus forte pour les échantillons compactés à des teneurs en eau plus faibles que l'optimum (figure 1.22). Typiquement, la perméabilité des échantillons compactés à des teneurs en eau plus faibles que l'optimum peut être 10 à 1000 fois plus forte que ceux compactés à des teneurs en eau plus fortes que l'optimum

L'ensemble des études effectuées au cours des dernières décades a révélé que la perméabilité des sols compactés du côté humide par rapport à la teneur en eau notée w_{opt} , correspondant à la densité sèche maximale, est beaucoup plus faible que celle des sols compactés du côté sec ($W < W_{OPN}$); ceci, contrairement à ce que certains auteurs pensaient apparemment auparavant (Caquot et Kérisel, 1966). (Cité par GUEDDOUDA M- K. ,2011)

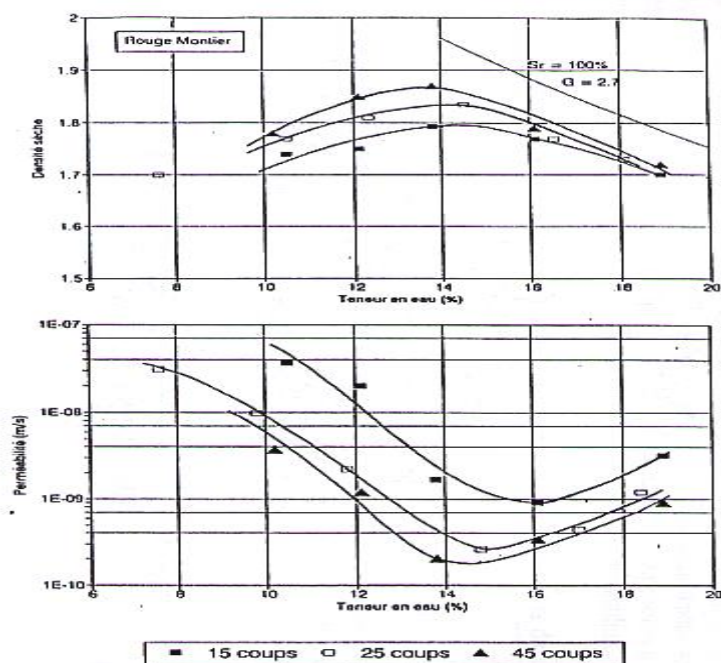


Figure 1.22 : Relation Conductivité hydraulique-teneur en eau/ densité sèche (Moussai, 1993)

1.6.3. Comportement sur chemins triaxiaux non saturés

Le compactage entraîne l'apparition d'une pression capillaire dans le sol, qui dépend de la teneur en eau et de la densité de compactage, ainsi que des contraintes auxquelles le matériau est soumis par la suite. Cette pression capillaire joue un rôle très important dans le comportement mécanique du sol (Wheeler et Sivakumar, 2000).

Motam (1981) ; Hernandez (1983) ; Gomes Correia (1985), signalent que l'influence de la succion sur les déformations permanentes est très importante dans une plage très proche de la saturation, alors qu'elle devient négligeable à de faibles degrés de saturation.

Taïbi et al. (2009b), ont réalisé des essais de compression simple sur deux craie (figure 21.21). Ils ont observés que la résistance maximale présente une décroissance hyperbolique en fonction de la teneur en eau. Tandis que, le module sécant E_{50} décroît quant la teneur en eau croît. Les éprouvettes ont présentés une rupture fragile pour des teneurs en eau plus faibles correspond à des succions de 100 MPa. (Cité par GOUAL I., 2012)

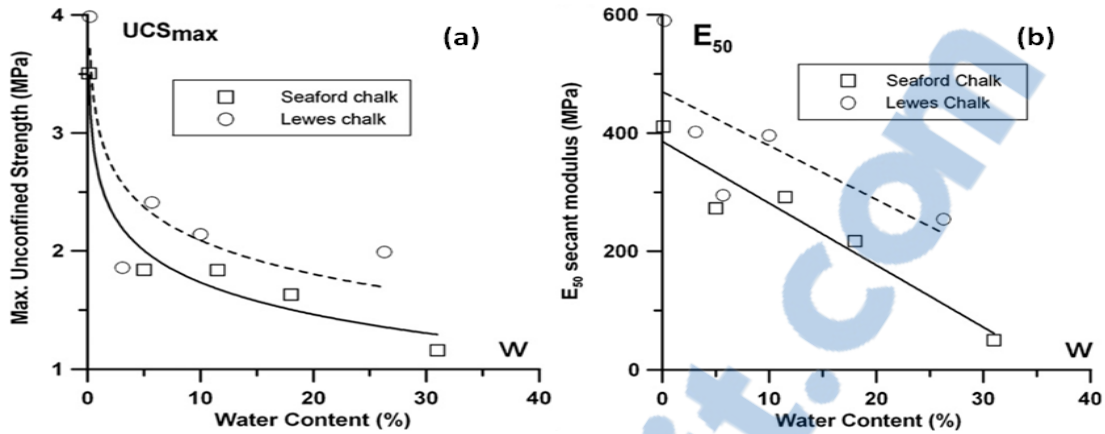


Figure 1.23 : Variation de (a) la contrainte déviatorique maximale et (b) le module sécant d'une craie avec la teneur en eau (Taïbi et al, 2009b).

1.7. Problème liés au compactage

- Matelassage : Comportement d'un sol à l'état très humide lors du compactage, se traduit par la formation de bourrelets, par une certaine instabilité de l'engin et finalement une impossibilité de compactage.
- Feuilletage : Dégâts sous forme de clivage lamellaire qui peuvent conduire à une destruction de tesson qui se désagrège suivant une succession de plans parallèles.
- Orniérage : Déformation de la section transversale de la chaussée (forme de dalot) suivant les sentiers de roues. La présence d'orniérage est souvent caractéristique d'un problème de capacité structurelle.

1.8. Perméabilité

La description des transferts des fluides dans les milieux poreux non saturés ne peut être complète sans la prise en compte de la phase gazeuse. Celle-ci pose un problème dont l'importance est variable suivant le cas considéré, la continuité ou non de l'air.

Pour les problèmes où le sol est partiellement saturé, l'existence d'air occlus dans l'eau peut rendre celle-ci sensiblement compressible. Lorsque le sol est fortement non saturé, la perméabilité à l'air peut avoir une influence importante sur les transferts d'eau. L'air continu mais sous pression peut s'opposer au mouvement de l'eau. La figure 1.24 présente une comparaison des perméabilités à l'eau et à l'air pour le même sol (Vachaud et al, 1974).

La perméabilité à l'air a été étudiée par Matyas(1967), Langfelder et al (1968) et Blight (1971). L'expression la plus utilisée pour la perméabilité à l'air est celle de Yoshimi et Osterberg (1963):

$$K_a = C \frac{\gamma_a}{\mu_a} [e (1 - S_r)]^d$$

Où:

C, d: paramètres du sol;

γ_a : Poids volumique de l'air;

μ_a : viscosité de l'air.

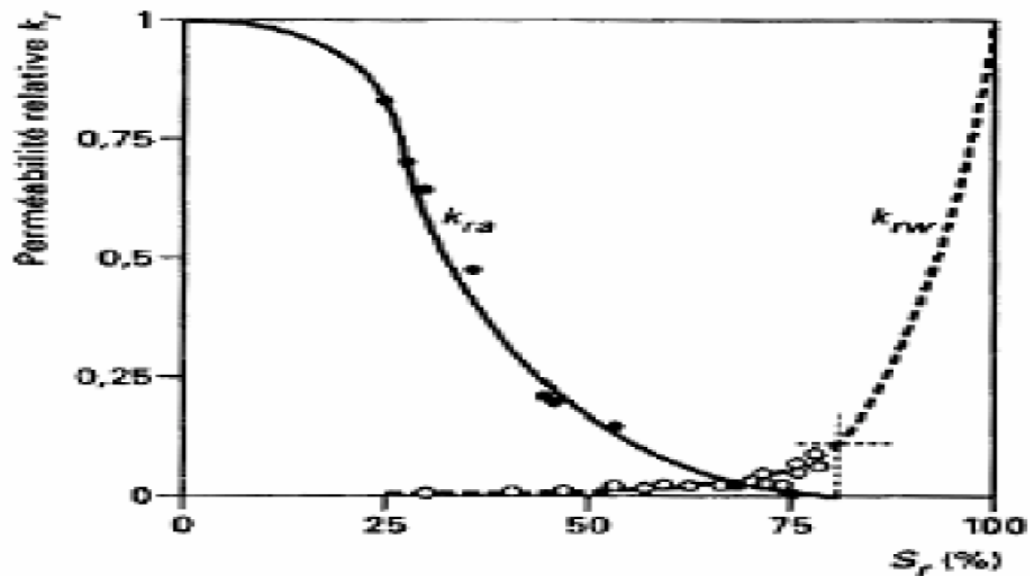


Figure 1.24 : perméabilités relatives d'un sable non saturé (Vachaud et Al 1974)

Les facteurs contrôlant la perméabilité à l'eau sont : le degré de saturation (ou la succion) et l'indice des vides.

$$K_w(Sr e) = f_1(S_r) f_2(e)$$

Cang et Duncan(1983) ont montré que l'équation qui relie le coefficient de perméabilité à l'eau à l'indice des vides et au degré de saturation est de la forme:

$$K_w = K_{ws} G_e H_s$$

Où:

K_{ws} : coefficient de perméabilité à l'état saturé;

G_e : fonction dépendant de l'indice des vides

$$G_e = \frac{e S_r}{W}$$

$$H_s = \left[\frac{S_r - S_{r_{res}}}{1 - S_{r_{res}}} \right]^m$$

H_s : Fonction dépendant du degré de saturation;

$S_{r_{res}}$: Degré de saturation résiduel;

m: paramètre caractéristique du sol.

$$m = 1 - \frac{1}{n}$$

n: liée à la distribution des tailles des pores.

(Cité par CHIKHI K., 2011)

1.9. Résistance au cisaillement

Le comportement mécanique d'un sol est en grande partie contrôlé par sa résistance au cisaillement (*Shear Strength*). L'étude du comportement mécanique d'un sol, ou encore son comportement en contrainte-déformation permet en autres, de déterminer sa charge portante sous des sollicitations induites par une structure ou un ouvrage. L'analyse de la résistance au cisaillement d'un sol est nécessaire pour calculer la stabilité externe des ouvrages.

La résistance d'un matériau est définie comme étant sa capacité de supporter des charges sans céder à la rupture (Gillot, 1987). Sous l'action des charges extérieures, le matériau développe une réaction interne, qui dépend de la nature de la charge appliquée.

Cependant pour le cas très particulier du sol, la résistance est généralement considérée en terme de résistance au cisaillement (Gillot, 1987), ceci parce que le phénomène de déformation et de rupture d'un sol dans le domaine plastique s'accompagne d'un réarrangement de sa texture (Vyalov, 1979). Les particules commencent à glisser les unes par rapport aux autres, en formant ainsi des défauts de texture, qu'on peut assimiler a des fissures, ce qui conduit enfin à une rupture totale du sol suivant un plan de cisaillement bien apparent.

(Cité par GUEDDOUDA M- K. ,2011)

1.9.1. Critère de rupture

Il existe plusieurs critères de rupture dont la plupart ne s'appliquent pas aux sols. Le critère de rupture le plus souvent appliqué aux sols s'appelle le critère de Mohr- Coulomb. Ce critère délimite deux domaines bien distincts, un domaine interne où le matériau reste stable et résistant, et un domaine externe où le matériau se met en rupture. Cette courbe est appelée « courbe intrinsèque ». L'expression de la courbe s'écrit habituellement :

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg}(\varphi)$$

Où, C représente un paramètre de résistance appelé Cohésion, φ est l'angle de frottement interne, σ est la contrainte normale appliquée au plan de rupture et τ est la résistance au cisaillement. Cette relation a été généralisée par Mohr, d'où l'appellation de la loi de Mohr –Coulomb. Les deux facteurs, C et φ sont définis comme étant les paramètres intrinsèques de la résistance au cisaillement des sols.

Ces deux paramètres dépendent de plusieurs facteurs et ont fait l'objet de nombreuses investigations qui ont permis d'apporter certaines modifications à l'équation de Mohr-Coulomb. Cependant la modification la plus importante résulte de l'introduction du concept de la contrainte effective de Terzaghi (1936) dans l'équation de la résistance de cisaillement :

$$\tau_f = C' + (\sigma - U_w)_f \operatorname{tg}(\varphi')$$

Dans laquelle, C' et φ' représentent respectivement la cohésion effective et l'angle de frottement effectif interne et U_w la pression interstitielle à la rupture.

On peut aussi définir la résistance au cisaillement, en termes de contrainte totale (C, φ) et en termes de contrainte effective (C', φ'). Ces deux formes de résistances représentent respectivement la résistance au cisaillement à court terme et la résistance au cisaillement à long terme :

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg}(\varphi)$$

$$\tau' = C' + \sigma' \operatorname{tg}(\varphi')$$

1.10. Conclusion

Dans la pratique, une meilleure connaissance du statut de l'eau dans les sols non saturés permet de mieux comprendre le comportement d'ouvrage bâtis en sol non saturé tels que les ouvrages compactés (remblais routiers, barrage en terre...).

De nombreuses études expérimentales du comportement des sols non saturés ont été réalisées, ce qui a permis la mise en évidence de leurs caractéristiques principales. Ainsi l'ensemble des études démontrent que la présence de la succion rigidifie le sol et augmente sa résistance.

Quant aux sols compactés, de nombreux travaux ont été consacrés à la description de son comportement. Les modifications de texture de sol compacté avec la teneur en eau et le compactage se traduisent par des variations de la perméabilité à saturation. La synthèse des essais de perméabilités effectués a révélé que la perméabilité des sols compactés est plus forte du côté sec de l'optimum.

CHAPITRE-II

Méthodologie d'étude

2.1. Introduction

Après avoir passé en revue des généralités sur les sols compactés et les sols non saturés dans le précédent chapitre, et afin de caractériser l'effet du compactage sur les caractéristiques mécaniques et hydriques du sol d'étude prélevé à Bouhenak, un programme expérimental a été établi. Il consiste d'abord à l'identification physico chimique du matériau puis à la confection d'éprouvettes compactées à différentes énergies correspondant à 36, 56 et 76 coups.

Nous présentons dans ce chapitre toutes les techniques expérimentales qui seront mises en œuvre pour réaliser notre programme expérimental.

2.2. Techniques expérimentales

2.2.1. Mesure de la succion par le papier filtre

La méthode du papier-filtre est une méthode, simple et pratique de mesure de succion, utilisable dans n'importe quel laboratoire disposant d'un système de pesée précis au $1/10\ 000^{\text{e}}$ de gramme (DELAGE et al., 2000). Son principe est représenté sur la figure 2.1 :

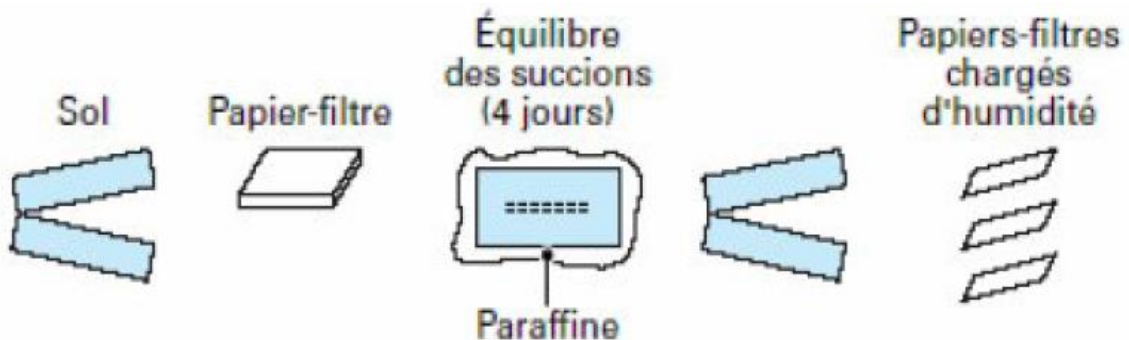


Figure 2.1 : Méthode du papier-filtre (DELAGE et al., 2000)

D'après Gardner cette méthode peut être utilisée pour mesurer des pressions interstitielles allant de 30kPa à 100000 kPa.

Elle consiste à insérer et à mettre en contact un papier filtre Whatman N°42 dans l'éprouvette dont on veut déterminer la succion et à attendre (au moins 24 h) l'équilibre des succions entre le sol et le papier-filtre. Il faut utiliser la courbe d'étalonnage appropriée pour chaque cas (Houston et al. 1994), en évitant toute évaporation : on peut paraffiner l'éprouvette ou l'envelopper soigneusement d'un sac plastique. On extrait ensuite les papiers-filtres de l'éprouvette et l'on détermine la teneur en eau de la feuille centrale, non polluée, par une pesée au $1/10\ 000^{\text{e}}$. La connaissance de la teneur en eau permet d'accéder à la succion du papier-filtre et donc du sol.

Cette Méthode permet de balayer une large gamme de succion allant de $pF = \log(s) = 1$ à $pF = 6$, avec la notion de pF défini comme le log décimal de la succion (Fredlund & Rahardjo 1993; Ed Diny 1993); suivant la norme ASTM D 5298-94.

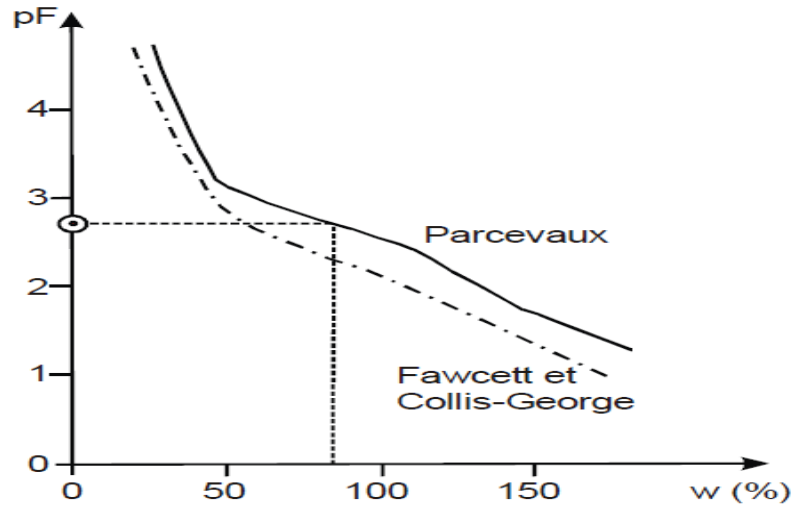


Figure 2.2 : Courbe d'étalonnage du papier filtre Whatman N° 42 sec et humide, (DELAGE et al., 2001a)

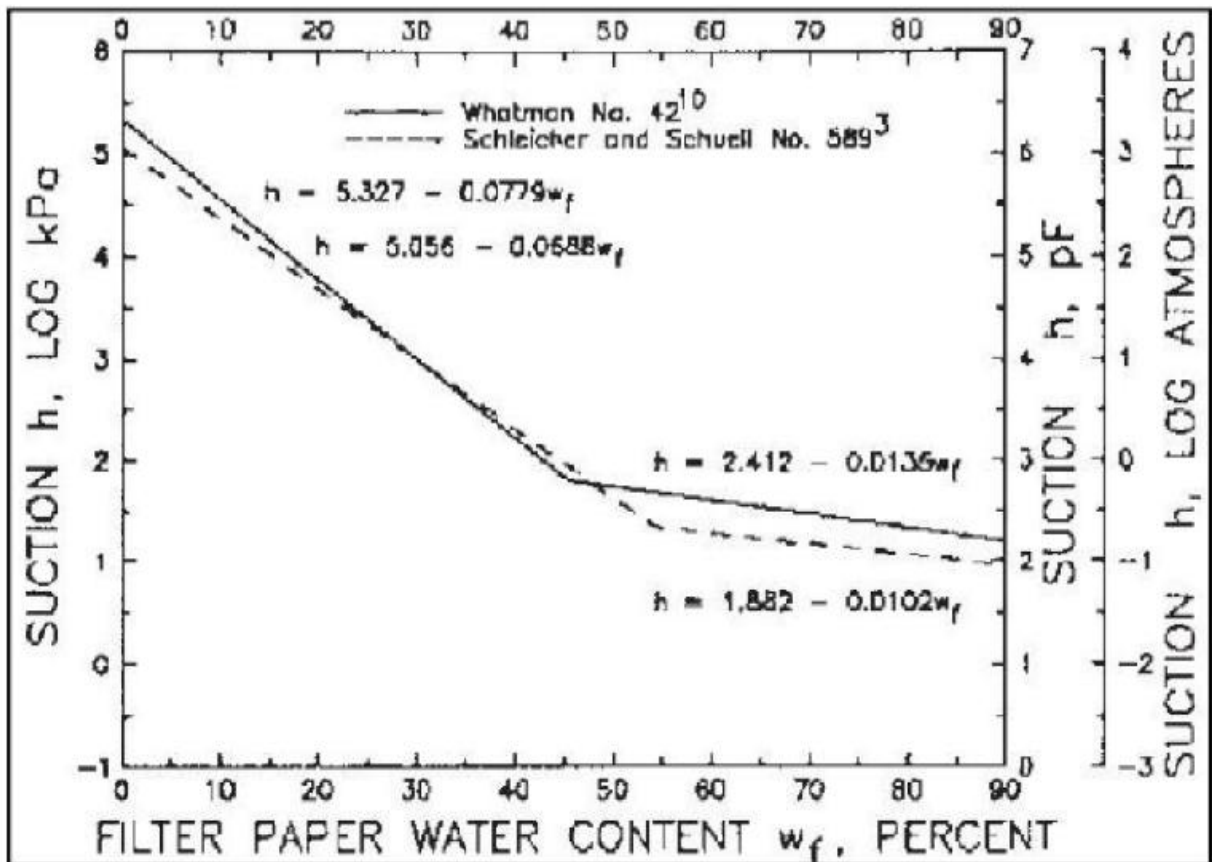


Figure 2.3 : La courbe d'étalonnage du papier filtre, (ASTM D 5298- 94)

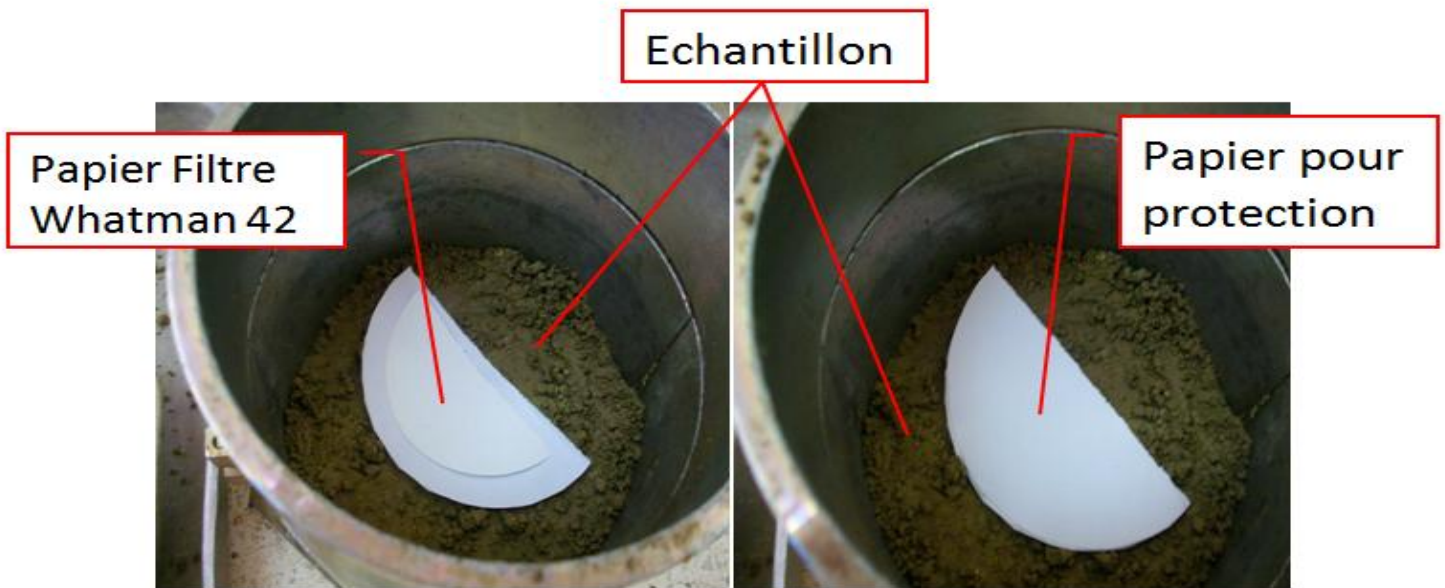


Photo 2.1 : Mesure de la succion matricielle par la méthode de papier filtre.

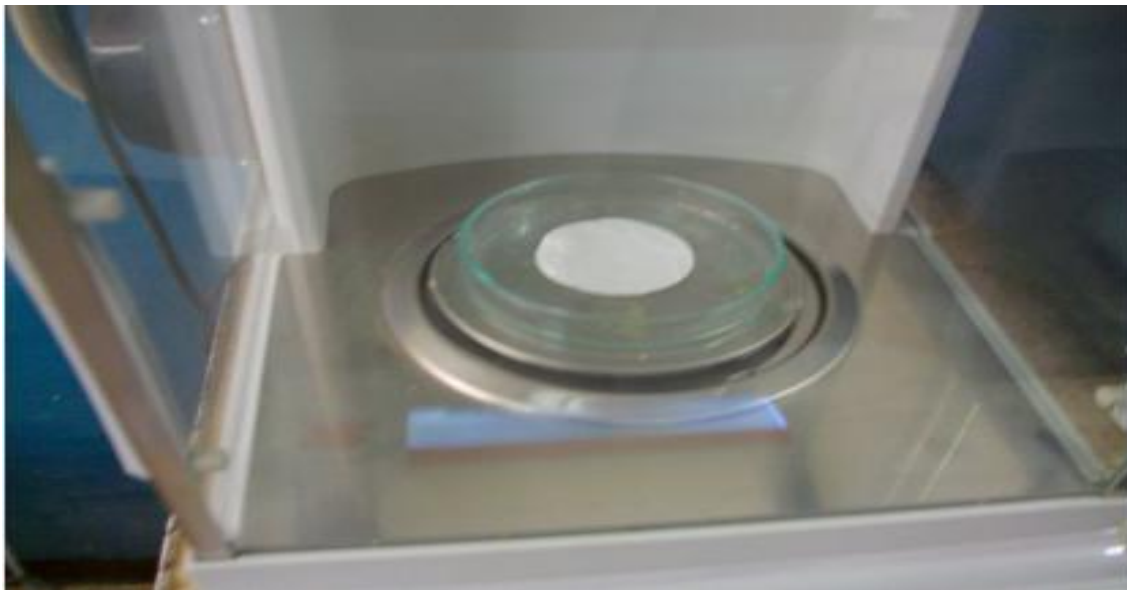


Photo 2.2 : Disposition de mesure pour pesée précise.

2.2.2. Mesure du module par ultrasons

La mesure de la vitesse du son dans un solide permet d'évaluer son module de déformation de manière non destructive.

Il est en effet reconnu et prouvé qu'il existe un rapport étroit entre la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques à l'intérieur de matériaux homogènes, et la qualité de ceux-ci.

Ce module d'élasticité est mesuré par la méthode d'auscultation dynamique ou ultrason (Photo 2.3) selon la norme française [NF P 18- 418].

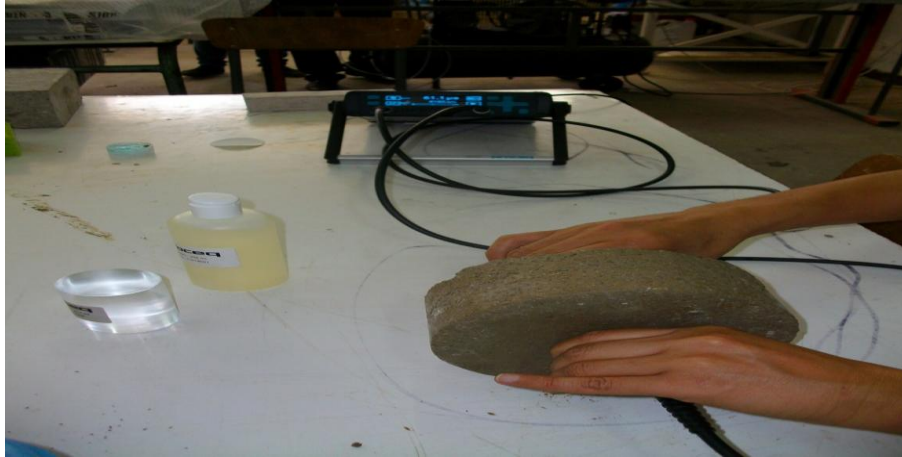


Photo 2.3 : Mesure du module d'élasticité E par la méthode d'auscultation dynamique ou ultrason.

Cette méthode consiste à appliquer un train d'impulsion de vibration au moyen d'un émetteur appliqué sur l'une des faces de l'élément à contrôler. Connaissant le temps de parcours de l'onde et la distance parcourue, on pourra déterminer la vitesse de propagation (V) de l'onde ultrasonique. Cette dernière permet le calcul du module d'élasticité E par l'équation suivante :

$$E = \frac{V^2 \rho (1+\nu)(1-2\nu)}{g (1-\nu)} \quad \text{Avec} \quad V = \frac{d}{t}$$

E = Module d'élasticité [MPa],

V = La vitesse de propagation [m/s],

ρ = La densité du solide [MN/m³],

g = Accélération de la pesanteur (9,81 m/s²),

ν = Coefficient de Poisson,

d = La distance séparant les transducteurs émetteur et récepteur [m],

t = Le temps de propagation de l'onde [s],



Photo 2.4 : Procédure de mesure Ultrasonique « en appliquant le couplant sur les transducteurs et les deux extrémités de notre échantillon à tester ».

2.2.3. Mesure de la perméabilité à l'eau

2.2.3.1. Cas des sols non saturés

Les mesures de la perméabilité des sols non saturés sont délicates et assez peu répandues actuellement. Plusieurs méthodes ont été développées pour la détermination de la perméabilité hydraulique des sols non saturés (Delage, 1993) en laboratoire ou sur le terrain.

Les méthodes de laboratoire permettent généralement de déterminer à la fois les propriétés de rétention et de conductivité hydraulique.

2.2.3.2. Dispositif expérimental

Le dispositif expérimental est composé d'une cellule triaxiale de révolution, pilotée à l'aide de contrôleurs pression- volume GDS et permettant de tester des échantillons de 35 ou 50 mm de diamètre et de hauteur H/D variable (Photo 2.5). Elle a été fabriquée en acier inoxydable pour une meilleure compatibilité avec d'éventuels liquides percolant autre que l'eau. La cellule triaxiale permet d'appliquer une contrainte de confinement isotrope ou déviatorique connue (jusqu'à 1,7MPa). L'écoulement se fait verticalement (du bas en haut dans notre cas). Le contrôle et /ou la mesure de pression et/ou du volume d'eau est assuré par deux contrôleurs :

- Contrôleur 1 : sert à appliquer une contrainte de confinement σ_3 .
- Contrôleur 2 : sert à appliquer une pression interstitielle U_e ou à injecter un volume d'eau connu à la base de l'échantillon.

Par ailleurs, un capteur de pression interstitielle est branché à la base de l'échantillon. L'acquisition des données est réalisée à une fréquence de 10 HZ à l'aide d'une centrale HP Agilent 34970A. Les contrôleurs pression- volume sont sensibles aux variations de la température. Comme notre essai a duré plusieurs semaines, nous avons isolé les réservoirs des contrôleurs avec des gaines de mousse de façon à minimiser cette perturbation. (Cité par SAYAD C., TAIBI S., FLEUREAU J-M., 2002 « Cours : Effet du gradient hydraulique et du confinement sur la perméabilité des géomatériaux peu perméable-Application aux formations profondes »)

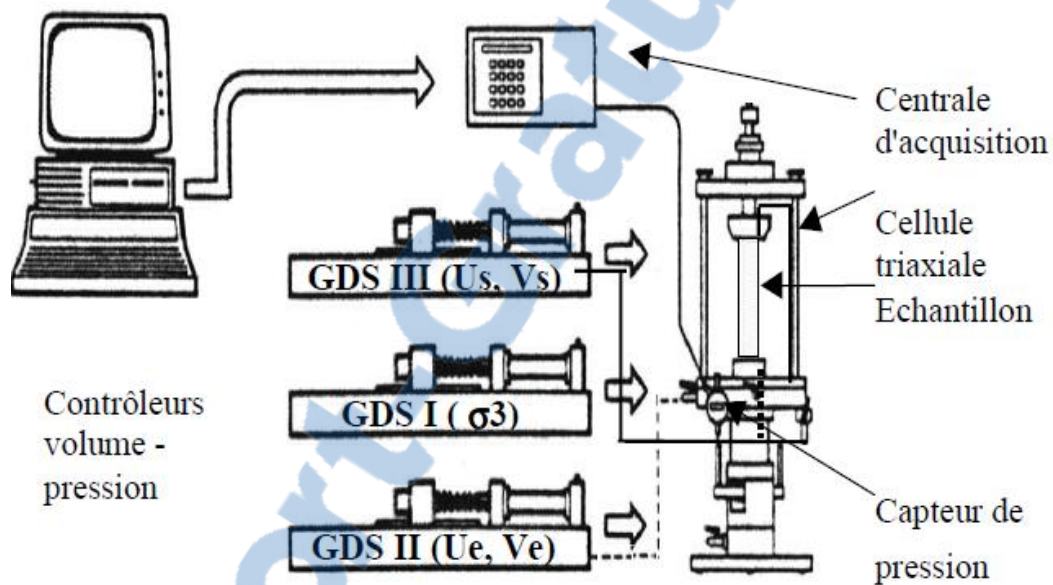
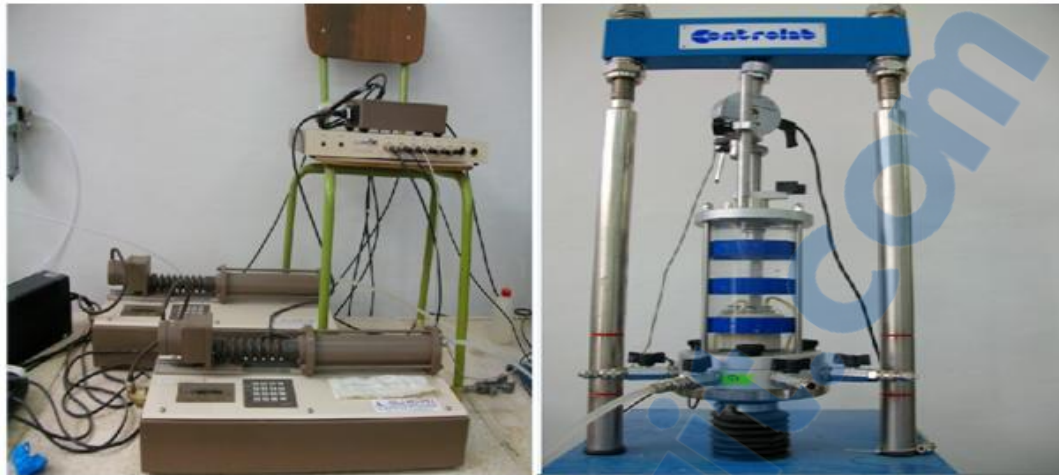


Photo 2.5 : Cellule triaxiale et son système de contrôleurs pression- volume GDS et d'acquisition HP Agilent 34970A.

a) Mise en place de l'échantillon

L'échantillon est placé à l'intérieur de la cellule triaxiale selon le schéma de principe ci-dessous (Figure 2.4). Une contrainte de confinement est appliquée afin de maintenir l'échantillon pendant l'essai et évacuer l'eau excédentaire.



Photo 2.6 : Prise d'échantillon à partir d'une éprouvette compactée.

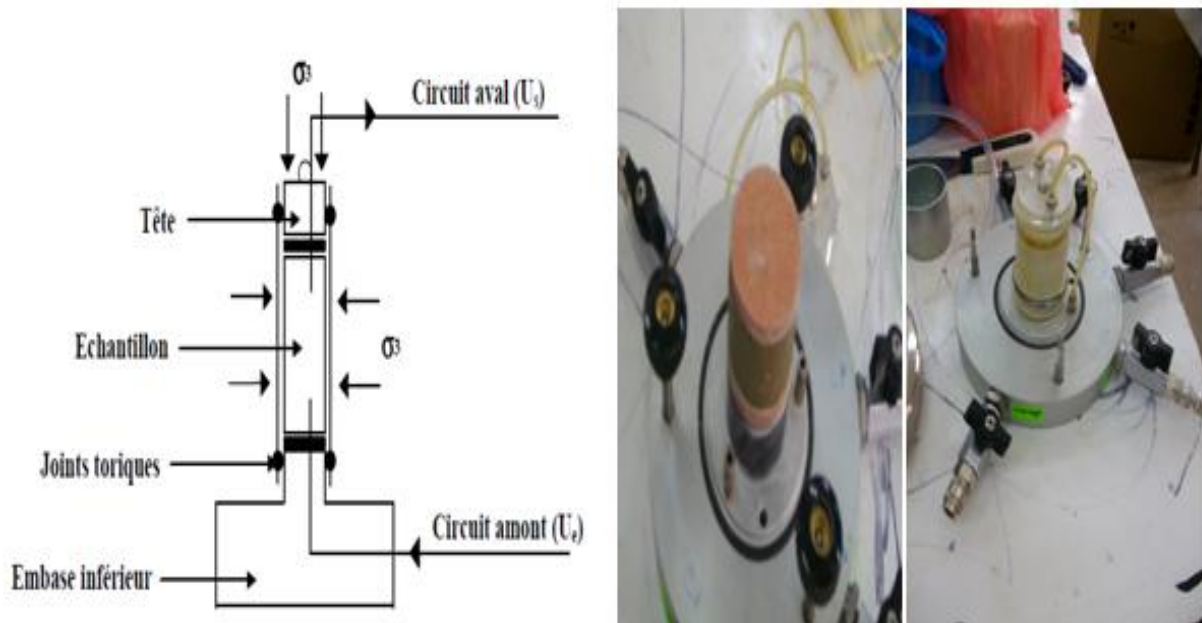


Figure 2.4 : Schéma de principe du montage expérimental

2.3. Protocol expérimental

2.3.1. Préparation du matériau

Le matériau intervenant dans cette étude est extrait de la région de Bouhenak à 80 mètres environ du siège annexe d'APC, le site du prélèvement est retenu pour la construction d'un établissement scolaire.

Le sol extrait, se présentant initialement sous forme de mottes solides de différentes tailles, a été fortement remanié pour assurer son homogénéité.

- **Séchage :**

Afin de faciliter le broyage des mottes du sol, le séchage préalable du matériau a été réalisé dans une étuve pendant au moins 24 heures à une température (105°) afin de ne pas altérer sa composition minéralogique.

- **Broyage :**

Une fois séché, le sol a été broyé dans un broyeur, son objectif est de pulvériser le sol en éléments fins et d'assurer son homogénéité.

- **Tamissage :**

Le sol broyé a été tamisé afin d'éliminer toutes les impuretés éventuelles qui restaient après séchage et broyage.

2.3.2. Caractéristiques physiques des argiles

2.3.2.1. Structure

Le mot argile peut désigner des minéraux spécifiques tels que la kaolinite ou l'illite, un sol argileux est un sol qui peut contenir certains minéraux argileux ou tout autre minéral, il est plastique et cohérent. Les sols fins en général et l'argile en particulier sont constitués d'un ensemble de particules minérales ayant une taille inférieure à 2 μm . (D'après LE Thi Ngoc Ha). Ce matériau a fait l'objet de nombreux travaux sur sa nature minéralogique (Kamel., 1981 ; Rico., 1984 ; Tardy et Touret., 1987 ; Touret., 1988) (D'après LE Thi Ngoc Ha).

2.3.2.2. L'argilosité

Le passage entre les différents états de sol (solide –liquide et plastique) s'effectue de façon progressive, sans frontière bien marquée. C'est le Suédois Atterberg qui au début du XX^{ème} siècle a défini des limites entre ces états, et Casagrande a repris plus tard ce concept et mis au point des essais normalisés permettant de déterminer les teneurs en eau pour lesquelles la transition s'effectue, comme le montre la figure 2.5.

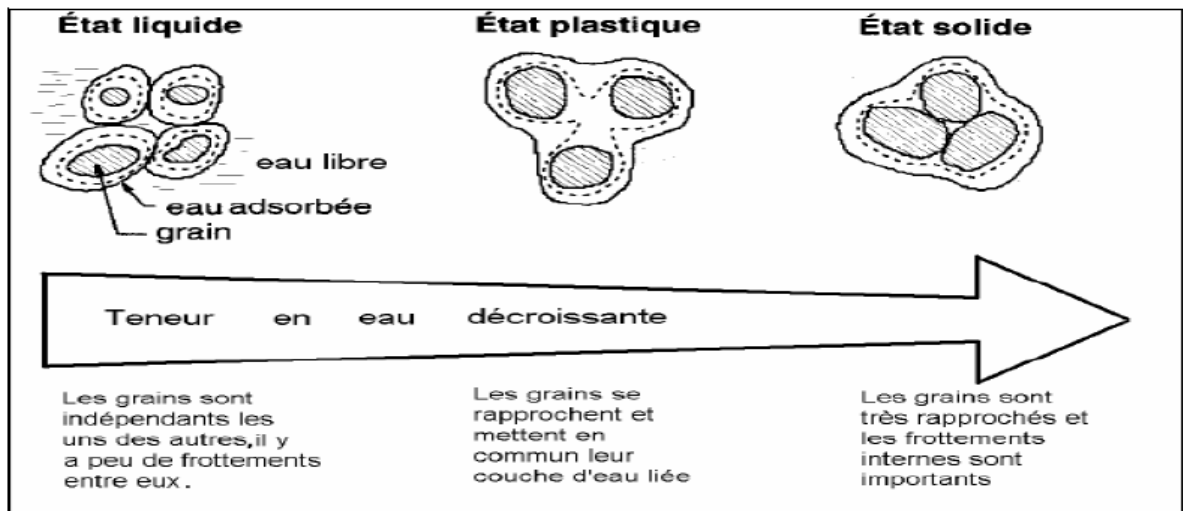


Figure 2.5 : les différents états du sol

La connaissance des limites d'Atterberg permet (par corrélations) de présumer le comportement d'un sol donné (en fonction de la nature et de la quantité d'argiles qu'il contient) lorsqu'il est soumis à différentes sollicitations.

❖ Limite d'Atterberg

Les teneurs en eau séparant les divers états de consistance du sol dépendent de la nature du sol. On les appelle (figure 2.6) :

- limite de liquidité W_L (limite entre l'état liquide et l'état plastique) ;
- limite de plasticité W_p (limite entre l'état liquide et l'état solide) ;

- limite de retrait W_R

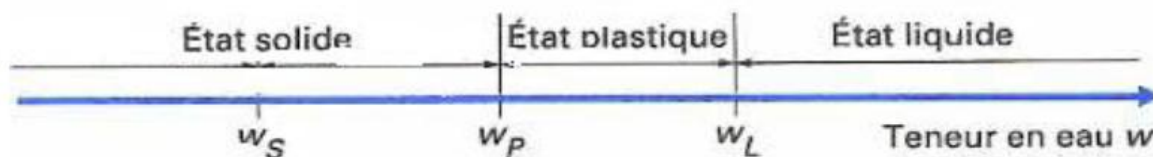


Figure 2.6 : États d'un sol en fonction de sa teneur en eau

❖ Indice de plasticité

L'indice de plasticité est la différence entre les limites de liquidité et de plasticité du sol. Il mesure l'étendue de la plage de teneur en eau dans laquelle le sol se trouve à l'état plastique.

Suivant la valeur de leur indice de plasticité, les sols peuvent se classer.

2.3.2.3. La granulométrie

Une des premières étapes de la caractérisation d'un sol consiste à évaluer sa composition à partir de sa courbe granulométrique, il s'agit d'un graphique qui indique, pour une dimension donnée « d » d'un grain, le pourcentage en poids des grains de dimension inférieure (passant) ou supérieure (refus) à d .

La courbe est tracée en coordonnées semi-logarithmiques, de façon à donner une représentation plus précise des particules.

- pour la fraction de sol dont les dimensions des grains sont $> 80 \mu\text{m}$ on utilise l'essai tamisage sur une série de tamis de maille décroissante.
- pour la fraction de sol dont les dimensions des grains sont $< 80 \mu\text{m}$ on utilise l'essai sédimentométrie (méthode basée sur le temps de sédimentation des particules solides en suspension dans un fluide).

2.3.2.4 La minéralogie.

Les minéraux argileux sont des substances cristallines qui tirent essentiellement leur origine de l'altération chimique de certains minéraux composant la roche. Ce sont des aluminosilicates hydriques ajoutés à d'autres ions métalliques. Les cristaux ressemblent à de minces plaques ou plaquettes, des études par diffraction de rayons x ont permis aux chercheurs d'établir que ces plaquettes sont un empilement de feuillets, il existe deux types de feuillets, les feuillets en tétraèdre ou de silice et les feuillets en octaèdre ou d'alumine.

Le feuillet en tétraèdre est une combinaison d'unités tétraédrique de silice composée de quatre atomes d'oxygène aux sommets entourant un atome unique de silicium, (la figure 2.7.a) montre un tétraèdre de silice, (la figure 2.8.b) montre la disposition des atomes d'oxygène à la base de chaque tétraèdre formant la structure en feuillets.

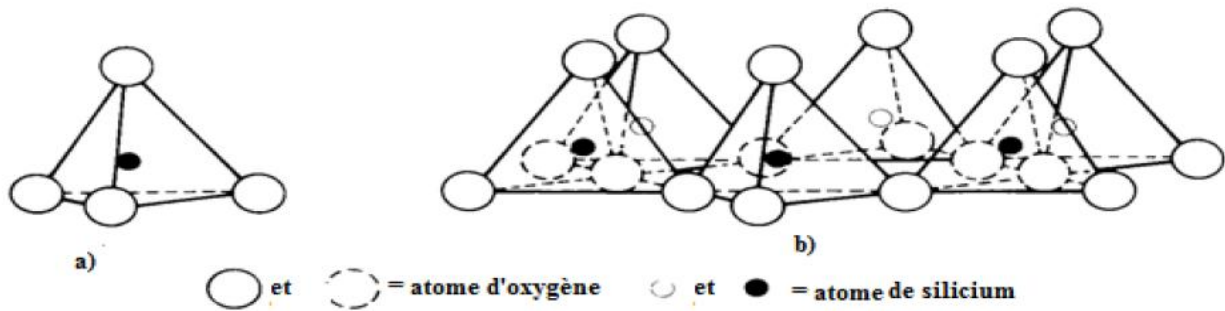


Figure 2.7.a) : tétraèdre de silice (d'après Grim ,1959),
Figure 2.8.b) : vue isométrique d'un feuillet de silice en tétraèdre (D'après Grim ,1959)

2.3.3. Caractérisation géotechnique

2.3.3.1 Essais d'identification

Des essais de caractérisation géotechnique ont été effectués suivant les normes AFNOR sur notre échantillon prélevé (argile bouhenak)

Des paramètres géotechniques simples sont déduits des valeurs de ces essais :

- Indices géotechniques :
 - ✓ Indice de plasticité ($I_p = W_L - W_p$)
 - ✓ Indice de retrait ($I_R = W_L - W_R$)
 - ✓ Indice de consistance ($I_c = (W_L - W) / I_p$)
- Indice de Skempton ou activité de Skempton ($A_c = I_p / < 2\mu\text{m}$)
- Coefficient d'argilosité (Magnan et Youssefian, 1989) ($A = V_B / < 2\mu\text{m}$)
- Indice des vides
- Porosité (n)
- Capacité d'échange cationique (CEC)
- Surface spécifique totale

a. L'analyse granulométrique

L'essai a pour but de déterminer en poids, la distribution des particules des sols suivant leurs dimensions.

L'analyse granulométrique du matériau étudié (argile de Bouhenak) est effectuée par Le tamisage sous l'eau (voie humide), selon la norme AFNOR (XP P 94-041). Le principe de cette méthode est de séparer par lavage les grains agglomérés d'un échantillon de masse connue du matériau, puis les fractionner, au moyen d'une série de tamis ; et enfin peser successivement après séchage la quantité du matériau retenue sur chaque tamis (refus sur un tamis). Le lavage du matériau a été réalisé manuellement (Photo 2.7).

Les tailles des mailles des tamis utilisés sont les suivantes : 1mm ; 0.63mm ; 0.2mm ; 0.125mm ; 0.08mm. Les refus ont été séchés à l'étuve à une température de 105°C pendant 24 heures. La masse initiale exacte utilisée est de 500g.



Photo 2.7 : Lavage du sol analysé au tamis de 80µm

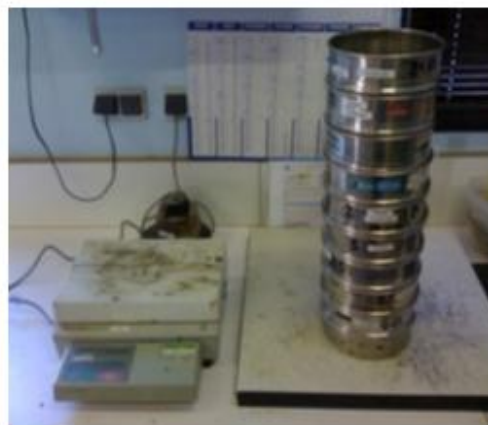


Photo 2.8 : colonne de tamis

Afin de connaître l'étalement granulométrique de la fraction étudiée et pouvoir la classer (tableau 2.1), deux paramètres sont utilisés (R.D Holtz et W.D Kovacs, 1991; F.Schlosser, 1997):

Le paramètre de forme de la courbe, appelé coefficient d'uniformité (Cu), dit coefficient de Hazen, donné par la relation:

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad [1]$$

Le paramètre de courbure, appelé coefficient de courbure (Cc), donné par la relation:

$$Cc = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60}) \quad [2]$$

D10, D30 et D60 représentent les diamètres correspondant respectivement à 10, 30 et 60% du tamisât cumulé.

Par définition, un sol est dit à granulométrie étalée, lorsque celui-ci est constitué de particules dont les diamètres forment une gamme étendue et présente une courbe régulière et légèrement concave vers le haut. Contrairement, un sol peu étalé est celui qui affiche un excès ou un déficit de particules d'un diamètre donné (R.D Holtz et W.D Kovacs, 1991). Les coefficients Cu et Cc ont été évalués par application des relations [1] et [2].

Tableau 2.1 : Classement des matériaux suivant leur diamètre (Source : LNTPB)

(Cité par RANDRIANANDRASANA A-P., 2005)

Matériau	Bloc rocheux	Cailloux	Graviers	Sables	Limons	Argiles
Diamètre	>200mm	20 mm à 200mm	2 mm à 20 mm	0.02 mm à 2 mm	2 μ à 0.02mm	< 2 μ

b. La technique de la sédimentométrie

L'analyse granulométrique par sédimentation a été réalisée pour déterminer la distribution pondérale de la taille des particules fines d'un sol ($\varnothing < 80 \mu\text{m}$). Elle est effectuée selon la norme AFNOR (NF P94-057).

Les particules inférieures à $80 \mu\text{m}$ séparées du reste du sol par tamisage sont mises en suspension dans l'eau additionnée d'un défloculant. La vitesse de sédimentation des particules est fonction de leur taille. Un densimètre permet alors de mesurer l'évolution dans le temps de la masse volumique de la solution et la profondeur d'immersion de l'appareil.



Eprouvette



Agitateur mécanique

Photo 2.9 : Appareillage pour essai analyse granulométrique par sédimentométrie

c. limites d'Atterberg

C'est l'un des essais d'identification les plus importants.

Les limites d'Atterberg sont réalisées selon les recommandations de la norme AFNOR (NF P 94-051).

L'essai s'effectue en deux phases :

I. La limite de liquidité W_L

✓ **Préparation de la pâte**

Après échantillonnage, une masse (m) de sol est mise à imbiber dans un récipient d'eau à la température ambiante, pendant au moins 24 h.

Une fois imbibé, le matériau est tamisé par voie humide au tamis de $400\mu m$. L'eau de lavage et le tamisât sont recueillis dans un bac. Après une durée de décantation d'au moins 12 h, l'eau claire du bac est siphonnée sans entraîner de particules solides. L'eau excédentaire est évaporée à une température ne dépassant pas $50^\circ C$.

Une quantité de 70g de tamisât a été malaxée afin d'obtenir une pâte presque liquide. Avec une spatule, on met la pâte dans une coupelle propre et sèche, cette pâte est étalée en plusieurs couches afin d'éviter d'emprisonner des bulles d'air.



Photo 2.10 : Préparation de l'échantillon du sol soumis à l'essai

✓ **Réalisation de l'essai**

On place une pâte de sol (une épaisseur de 15 à 20 mm) dans la coupelle de l'appareil de Casagrande.

La pâte de sol est séparée en deux par une rainure axiale au moyen d'un outil spécial et on applique à la coupelle une série de coups jusqu'à ce que les lèvres de la rainure se rejoignent sur à peu près 1 cm. On note le nombre de chocs nécessaires et on détermine la teneur en eau à l'étuve du sol. Les essais sont effectués avec des teneurs en eau croissantes ou décroissantes.

La limite de liquidité est la teneur en eau pour laquelle on observe une fermeture des lèvres de la rainure après 25 chocs. Elle peut se déterminer graphiquement grâce à 3 ou 4 essais successifs ou, si le nombre de coups est compris entre 15 et 35, à partir d'un seul essai au moyen de la formule:

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

Avec :

W_L = teneur en eau correspondant à la limite de liquidité;

W = teneur en eau de la pâte de sol;

N = nombre de chocs correspondants à w .



Figure 2.9: Appareil de Casagrande



(1)

(2)

(3)

(4)

- (1) : Réglage de la coupelle ;
(2) : Réalisation de la rainure dans la pâte de sol au moyen d'un outil spécial ;
(3) : Fermeture des lèvres sur ± 1 cm après application de chocs à la coupelle ;
(4) : Prélèvement ;

Figure 2.10 : Opération réalisée successivement pour la détermination de la limite de liquidité (Test à la coupelle de Casagrande).

Tableau 2.2 : Classification proposée par Dakshanamurthy et Raman (1973) (Cité par AZZOUZ F-Z., 2006)

Limite de liquidité W_L	Classification
0-20	Non gonflant
20-35	Gonflement faible
35-50	Gonflement moyen
50-70	Gonflement élevé
70-90	Gonflement très élevé
>90	Gonflement critique

II. Détermination de limite de plasticité

Cette limite a une importance fondamentale en géotechnique car elle indique la sensibilité d'un sol aux modifications de sa teneur en eau.

✓ Réalisation de l'essai

L'essai est effectué conformément aux recommandations de la norme AFNOR (NF P 94-051).

On forme une boulette à partir de la pâte préparée, on roule la boulette sur une plaque lisse à la main de façon à obtenir un rouleau de 3mm de diamètre et 10 à 15 cm de long La limite de plasticité est la teneur en eau pour laquelle le rouleau se brise lorsqu'on atteint le diamètre de $3 \pm 0,5$ mm.

A partir de ces limites, et par définition, on peut déterminer l'indice de plasticité noté I_p .

L'indice de plasticité est couramment utilisé pour mesurer l'argilosité. Il représente la plage de teneurs en eau d'un sol donné correspondant à un comportement plastique de ce sol. Ainsi, si l'indice de plasticité du sol est élevé, le sol est dit argileux et ses variations de volume peuvent être importantes en fonction de la modification de la teneur en eau du sol. La relation entre la teneur en eau à l'état naturel et les limites de liquidité et de plasticité traduit le comportement d'un sol

L'indice de plasticité a une grande importance dans tous les problèmes de géotechnique



(5)

(6)

(7)

(5) : La boulle ;

(6) : Confection du bâtonnet ;

(7) : Bâtonnet à la limite de plasticité ;

Figure 2.11 : La procédure pour la détermination de la limite de plasticité

Le GTR9 2 (Guide Technique pour la Réalisation des remblais et des couches de forme septembre 1992) retient pour I_p les seuils d'argilosité suivant :



Tableau 2.3 : Ordres de grandeur (Principaux seuils indicatifs) (Léreau. J., 2005 : INSA de Toulouse)

Nature	W_L (%)	W_p (%)	I_p (%)
Limon	24	17	7
Argile limoneuse peu plastique	40	24	16
Argile plastique	114	29	85
Argile de Mexico	500	125	375
Bentonite	710	54	656

Vijayvergiya et Ghazzaly (1973), tout comme Komornik et David (1969), ont constaté que, la ligne "A", définie par Casagrande (1948) dans le diagramme de plasticité et d'équation suivante :

$$I_p = 0.73 (W_L - 20)$$

L'indice de plasticité sépare les sols gonflants (au-dessus) des sols non gonflants (en dessous de la ligne A) comme indiqué sur la figure 2.12. (Cité par AZZOUZ F-Z., 2006)

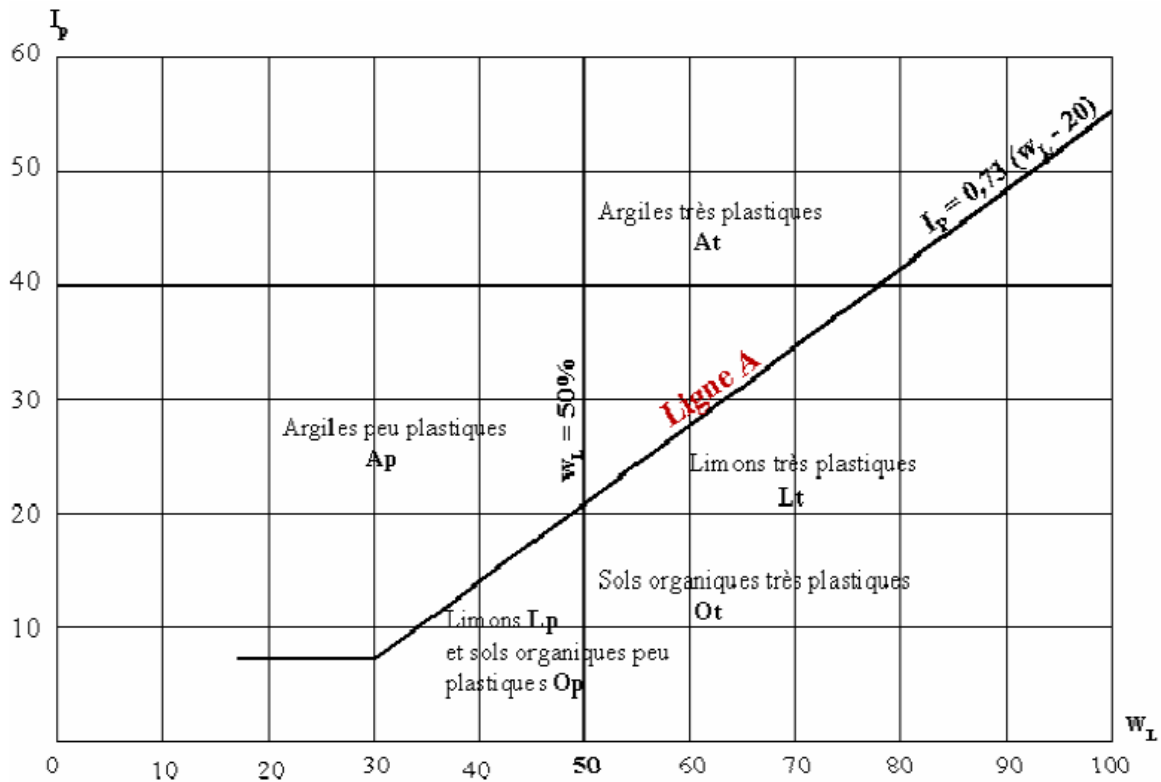


Figure 2.12 : Classification des sols fins Diagramme de plasticité
(D'après MEFTAH. K., 2008-cours et exercices de mécanique des sols)

La connaissance de W_L et I_p permet de situer les sols dans le diagramme de plasticité de Casagrande.

Skempton (1953), a considéré que les valeurs des limites d'Atterberg sont liées à la quantité d'eau retenue à la surface des particules et donc à la quantité d'argile présente dans le sol. Cet auteur a défini l'activité d'une argile par le rapport de l'indice de plasticité (I_p) et du pourcentage des éléments inférieurs à deux microns ($C_2 < 2 \mu m$).

$$A_1 = \frac{I_p}{C_2}$$

- Skempton a proposé la nomenclature suivante (Techniques de l'ingénieur, C.208) :
- Argiles inertes : les argiles qui ont une activité inférieure à 0,75. Ces argiles sont à base de Kaolinite, ou des argiles contenant peu de minéraux argileux.
 - Argiles normales : qui ont une activité comprise entre 0,75 et 1,25.
 - Argiles actives : qui ont une activité comprise entre 1,25 et 2.
 - Argiles très actives : qui ont une activité supérieure à 2.

Le tableau 2.4 présente le minéral prédominant dans la matrice argileuse en se basant sur l'activité, proposée par Skempton et al., (1953).

- En ce qui concerne les argiles compactées, Seed et al., (1962) ont introduit une modification à la définition de Skempton sous la forme suivante :

$$A_2 = \frac{I_p}{C_2 - n}$$

n = 5 cas des sols naturels ; n = 10 cas des sols reconstitués.

Tableau 2.4 : Activité de différents minéraux (Skempton et al., 1953; Mitchell, 1976)

Minéral	Activité
Montmorillonite Na+	4-7
Montmorillonite Ca+	1.5
Illite	0.5-1.3
Kaolinite	0.3-0.5
Calcite	0.2
Quartz	0

L'activité d'un sol dépend essentiellement de sa composition minéralogique : le type et la quantité du minéral argileux, de la teneur en argile et des ions échangeables (El Sohby et al., 1986). Les deux définitions citées ci-dessus indiquent que l'activité est proportionnelle à l'indice de plasticité et inversement proportionnelle à la teneur en éléments inférieurs à deux microns. (Cité par GUEDDOUDA M-K., 2011).

III. la limite de retrait

Les sols argileux présentent un retrait volumique lors de l'évaporation de l'eau interstitielle. Le retrait volumique évolue de manière linéaire en fonction de la teneur en eau w jusqu'à une teneur en eau w_s définie comme la limite de retrait. A partir de cette limite w_s , le sol perd de l'eau sans grande variation de volume, il se dénature.

La limite de retrait et l'indice de retrait, apparaissent aussi comme des éléments fondamentaux pour l'étude des variations de volume des sols. Ce dernier s'écrit par l'équation suivante :

$$I_s = W_L - W_s$$

Altemeyer (1955), (cité par AZZOUZ F-Z., 2006), a proposé une classification des sols en fonction de la limite de retrait (tableau 2.5).

Tableau 2.5 : Relation entre potentiel de gonflement et limite de retrait (Altemeyer, 1955) (cité par AZZOUZ F-Z., 2006),

W_R	Potentiel de gonflement
<10	Fort
10-12	Critique
>12	Faible

Ranganatham et Satyanarayana (1965) ont déterminé une relation entre l'indice de retrait I_s et le gonflement libre ε_g pour des sols naturels compactés à l'optimum Proctor et sous une surcharge de 7 kPa en s'inspirant des travaux réalisés par Seed et al. (1962):

$$\varepsilon_g = 41.1 \cdot 10^{-5} (I_s)^{2.67}$$

Cette relation leur a permis de classer le potentiel de gonflement d'un sol en fonction de son indice de retrait (tableau 2.6).

Tableau 2.6 : Relation entre potentiel de gonflement et indice de retrait (Ranganatham et Satyanarayana, 1965) (cité par AZZOUZ F-Z., 2006),

I_s	Potentiel de gonflement
0-20	Faible
20-30	Moyen
30-60	Fort
>60	Très fort

✓ Détermination de la limite de retrait

La limite de retrait conventionnelle a été déterminée selon la norme AFNOR (XP P 94-060-1) à partir d'une pâte constituée des éléments passant au tamis de 400 μ m et séchée à l'air libre.

Le principe de détermination est comme ci après :

A partir de passant au tamis de 400 μ m d'un matériau, est constituée une pate homogène à une teneur en eau voisine de sa limite de liquidité W_L .



Photo 2.11 : Préparation de l'échantillon du sol soumis à l'essai de la limite de retrait voisine de la limite de liquidité W_L .

L'essai consiste à déterminer sur une prise d'essai de volume connu (V_h) :

- sa masse initiale (m_h) ;
- sa masse (m_d) et son volume (V_d) après dessiccation complète par étuvage.

La perte de volume de la prise d'essai entre son état saturé et son état sec est par convention égale au volume d'eau de masse volumique ρ_w perdue jusqu'à la limite de retrait.

La teneur en eau correspondant à la limite de retrait est :

$$W_R = \frac{m_h - \rho_w (V_h - V_d)}{m_d} - 1$$

Le volume V_d de la prise d'essai à l'état sec est déterminé par immersion dans un bac contenant du mercure de masse volumique connue.



Photo 2.12 : Moule pour essai limite de retrait

b. Essai au bleu de méthylène

Il s'agit aussi d'un paramètre permettant de caractériser l'argilosité d'un sol. L'essai est effectué selon la norme AFNOR (NF P 94-068). Son application est récente.

Ce paramètre noté V_{BS} (valeur de bleu du sol), représente la quantité de bleu de méthylène pouvant s'adsorber sur les surfaces externes et internes des particules Argileuses contenues dans la fraction du sol considéré c'est donc une grandeur directement liée à la surface Spécifique du sol.

La valeur du bleu $V_{BS} = \frac{\text{Quantité du bleu absorbé cm}^3}{\text{Poids sec de la prise}}$

L'essai consiste à introduire progressivement de bleu de méthylène dans une suspension de sol maintenue en agitation on prélève périodiquement une goutte de la suspension que l'on dépose sur un papier chromatographique (papier filtre normalisé), dès qu'une auréole bleutée se développe autour de la tache ainsi formée On peut considérer que l'adsorption du bleu de méthylène sur les particules d'argile est terminée. En effet, c'est l'excès de bleu de méthylène qui apparaît dans l'auréole.

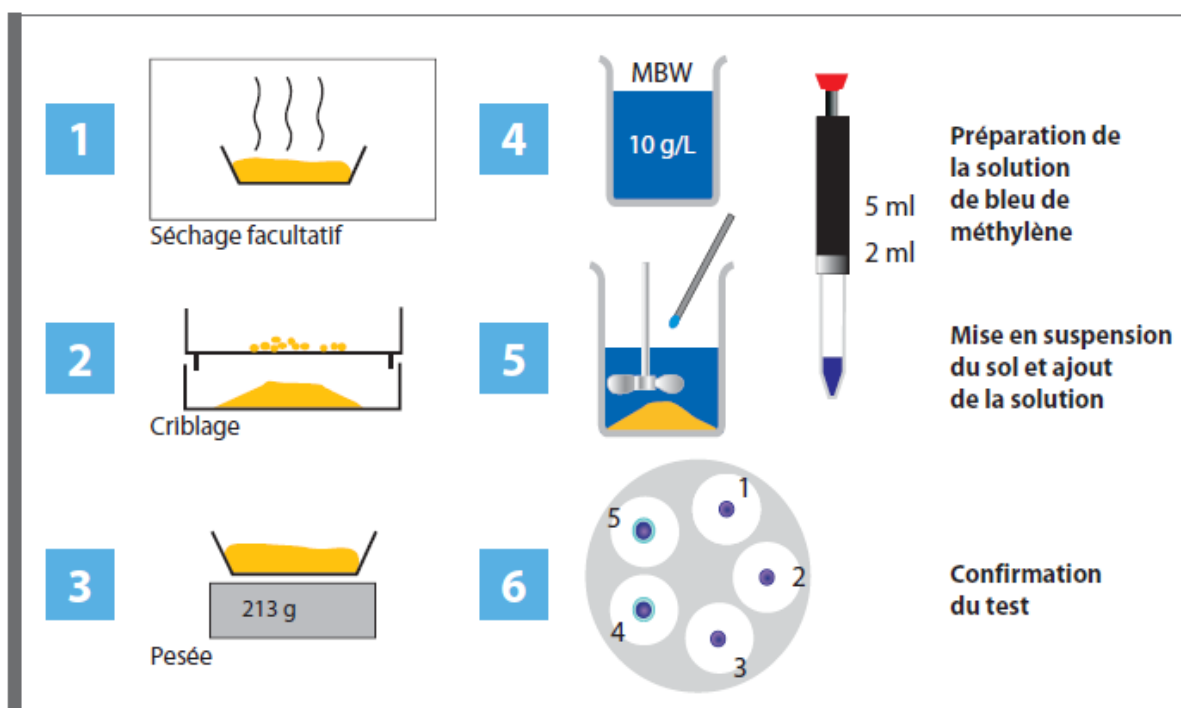
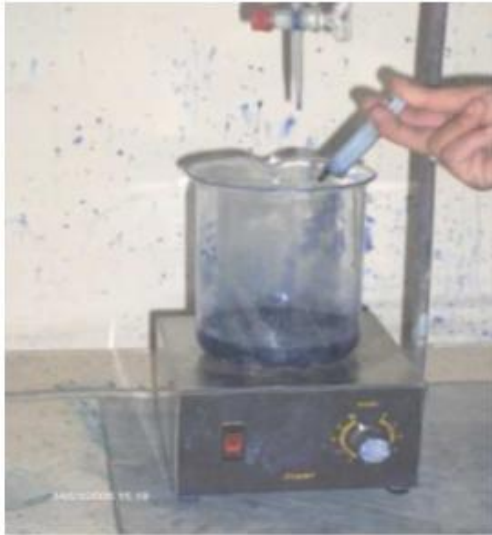
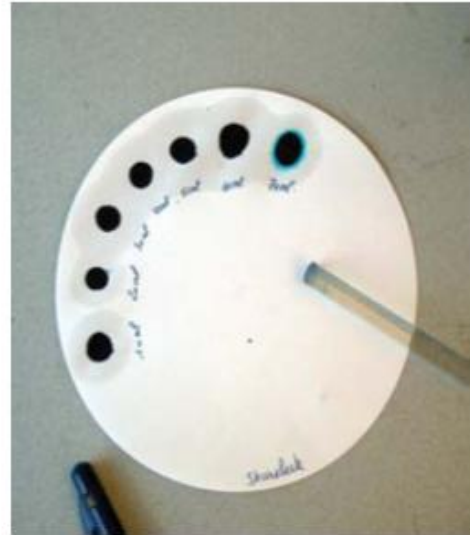


Figure 2.13 : Aperçu schématique de l'essai de détermination de la valeur de bleu de méthylène



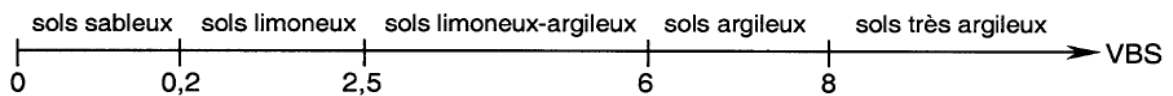
Dosage de la suspension



Test de la tache

Photo 2.13 : déroulement de l'essai de bleu de méthylène

La VBS traduit globalement la quantité et la qualité (activité) de la fraction argileuse du sol. Elle s'exprime en grammes de bleu pour 100g du sol.



Ordres de grandeur (Type de sol en fonction de la valeur «VBS ») (Léreau. J., 2005 : INSA-Institut National Des Sciences Appliqués De Toulouse)

C'est un essai simple et rapide qui permet d'évaluer indirectement la capacité d'échange cationique et la surface spécifique développée par les minéraux argileux (S_s).

Connaissant la masse molaire du bleu de méthylène, et en admettant que le bleu est entièrement adsorbé sous forme monovalente (Clément, 1988), la capacité d'échange cationique de l'argile est déterminée par la relation suivante :

$$CEC \text{ (meq / 100g)} = \frac{V_{BS} \text{ (g / 100g)}}{374} \times 1000$$

Pour déterminer la surface spécifique totale, on considère que les molécules de bleu sont disposées d'une façon telle que la surface couverte est de 130 \AA^2 par molécule (les molécules de bleu de méthylène sont disposées parallèlement aux couches d'argile et forment une couche monomoléculaire). La surface spécifique totale est donnée par la relation suivante :

$$S_s \text{ (m}^2\text{/g)} = V_{BS} \times \frac{6.023 \cdot 10^{23} \times 130 \cdot 10^{-20}}{374 \times 100} = 20.93 \times V_{BS} \text{ (g/100g)}$$

Tableau 2.7 : Surfaces spécifiques totales (S_s) de quelques argiles (Lautrin, 1987)
(Cité par GUEDDOUDA M-K., 2011).

Argiles	S _s (m ² /g)
Montmorillonite Na ⁺	800
Montmorillonite Ca ⁺⁺	300
Illite	40-60
Kaolinite	5-20
Élément non argileux	1-3

c. La teneur en matières organiques : « MO »

C'est le quotient de la masse de matières organiques contenues dans un échantillon de sol par la masse totale des particules solides minérales et organiques.

La teneur en matières organiques est déterminée selon la norme AFNOR (NF P 94-055).

Le mode opératoire suivi pour la détermination de la teneur en matière organique est représenté comme suit :

- Sécher la prise d'essai du matériau à l'étuve à une température de 50°C à 105°C
- Tamiser l'échantillon au tamis 2 mm
- Broyer le passant à 2mm
- Peser deux creusets vides soit M₀
- Prélever deux prises d'essai environ 50 g chacune et les déposer dans des creusets en porcelaine
- Peser le creuset avec le contenu d'échantillon, soit M₁
- .Placer les creusets avec le contenu dans le four de calcination et faire progresser la température.
- Chaque prise d'essai est maintenue dans le four au moins 3 heures à une température comprise entre 450°C et 500°C
- Chaque creuset avec son contenu est placé dans dessiccateur pour refroidissement
- Peser le creuset, soit M₂

La teneur pondérale en matière organique est déterminée comme ci après :

$$MO (\%) = \frac{(M_1 - M_2)}{(M_1 - M_0)} * 100$$

Tableau 2.8 : Type de sol en fonction du % en MO (D'après MEFTAH. K., 2008-cours et exercices de mécanique des sols)

Teneur en matières organiques (MO%)	Type de sol
MO < 3	Non organique
3 < MO < 10	Faiblement organique
10 < MO < 30	Moyennement organique
MO > 30	Très organique

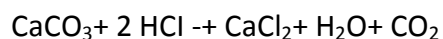


Photo 2.14: Four de calcination pour détermination de la teneur en matière organique

d. Teneur en carbonate : % de CaCO₃

La détermination de la teneur en CaCO₃ s'effectue au calcimètre Dietrich-Fruhling, Selon la norme AFNOR (NF P 94-048).

L'essai consiste à mesurer à l'aide d'une burette à gaz le volume de CO₂ Dégagé par la réaction du HCl sur le carbonate de calcium contenu dans l'échantillon. L'acide chlorhydrique dilué décompose le carbonate de calcium selon la réaction :



La teneur en CaCO₃ d'un sol fin est un bon indice de sa résistance mécanique et de sa sensibilité à l'eau. Suivant la valeur de cette teneur le comportement du sol évolue depuis celui d'une argile jusqu'à celui d'une roche la valeur de transition étant aux alentours de 60 – 70%.

Tableau 2.9 : Type de sol en fonction du % en $CaCO_3$

Teneur en Carbonate en %	Classification	Exemple
<10	Non calcaire	Argile, sable siliceux...
10 à 29	Peu calcaire	Marne
30 à 69	Moyennement calcaire	Marne...
70 à 89	Fortement calcaire	Calcaire marneux...
>90	Calcaire	Calcaire



Photo 2.15 : calcimètre

2.4. Compactage

2.4.1. Contexte

La Caractérisation des conditions optimales à mettre en œuvre pour réaliser un bon compactage ,et en particulier la définition de la teneur en eau correspondante nécessite une simulation de laboratoire qui permette de définir les conditions opératoires du compactage en place. Simultanément, l'étude portera sur la portance du matériau après compactage.

2.4.2. Méthodologie

❖ Essai Proctor

L'essai Proctor est un essai de compactage exécuté en laboratoire qui a pour but de déterminer l'influence de la teneur en eau (W , exprimée en %) d'un matériau sur sa compactibilité (exprimée par la masse volumique sèche γ_d en g/cm^3 ou en kg/m^3) l'essai est effectuée selon la norme AFNOR (NF P 94-093).

Concernant notre travail, Le compactage de l'échantillon de sol (Argile bouhenak) est réalisé dans un moule normalisé, avec une dame normalisée aussi, et selon la norme (NF P 94-093). La teneur en eau et le poids spécifique sec après compactage du sol sont mesurés. L'essai est répété plusieurs fois sur des échantillons portés à différentes teneurs en eau (20%, 23%, 26%, 29%, 32%). Les points obtenus de cette manière forment une courbe dans l'espace (γ_d ; W) et le point dont l'ordonnée est la densité sèche maximale et l'abscisse est la teneur en eau correspondante représente l'Optimum Proctor. Dans cette étude, 15 essais Proctor Normal ont été réalisés.

L'essai Proctor Normal est réalisé en trois couches dans un appareil de compactage automatique. Les valeurs fixées pour ce type d'essai sont les suivantes :

- Masse de la dame : 2490g
- Hauteur de chute : 305 mm
- Masse par couche : 1700g
- Diamètre de la dame : 51 mm



Photo 2.16 : Compactage dynamique de type Proctor



Photo 2.17 : Argile Bouhenak compactée

Afin d'étudier l'effet de compactage sur les caractéristiques de résistance et de perméabilité, on fait varier l'énergie de compactage : 36, 56, 76 coups par couche.

Le moule choisi pour l'opération de compactage est de type CBR, caractérisé par :

- ϕ moule : 152 mm
- H: 152 mm sans rehausse
- H disque d'espacement : 35 mm
- H utile : 116 mm
- Vmoule CBR : 2 122 cm³



Presses CBR



Moule CBR (Démoulage de l'échantillon)

Photo 2.18 : Matériels d'essai de compactage et de poinçonnement

❖ **préparation des éprouvettes**

-Une quantité importante de l'ordre de 120 Kg de matériau a été mise à l'étuve à une température normalisée de 105° pendant 24h suivant la norme

(NF P 94 – 061 – 2) Cette condition de température et de temps de séchage a pour objectif de faire sortir et d'évacuer la phase liquide de l'argile, Après séchage, le matériau est tamisé à 5 mm de diamètre dans le but d'avoir un mélange homogène et d'éviter la formation des grumeaux, ensuite il est homogénéisé et divisé à trois parts ;



Photo 2.19 : Tamisage de sol a 5 mm

-Ces parts sont humidifiées à des teneurs en eau différents (20%,23%,26%,29%,32%), chaque part est conservée dans un sac étanche dans une salle hermétique pendant 24 heures, dans le but d'homogénéiser la teneur en eau du mélange ;

❖ **Mode opératoire :**

Avant introduction du matériau dans le moule il ya lieu de :

- Solidarisé : moule, embase et rehausse ;
- Lubrifier les parois du moule ;
- Placer le disque d'espacement au fond moule CBR lorsqu'il est utilisé ;
- Placer éventuellement un papier filtre ou un film plastique sur le disque d'espacement du moule CBR pour facilité le démoulage ;
- Introduire alors la quantité de matériau pour que la hauteur de la première couche après compactage soit légèrement supérieure au tiers de la hauteur de moule (5 Kg par Proctor) ;
- Compacté cette couche avec la dame correspondante en appliquant respectivement 3 énergies de compactage (36, 56,76) coups par couche, et répéter l'opération autant de fois (3 couches par Proctor) ;
- Entre deux couches successives, on pose un papier filtre de type wathmane N°42 dans le but de mesuré la succion matricielle,
- Après compactage de la dernière couche, retirer la rehausse, le matériau doit alors dépasser du moule d'une hauteur d'un centimètre au maximum. Cet excédent est arasé soigneusement au niveau du moule en opérant radialement du centre vers le périphérique du moule.
- peser l'ensemble du moule avec le matériau,

Pour chaque éprouvette compactée, on a calculé :

- la teneur en eau
- la densité sèche de matériau

- l'essai IPI (Indice Portant Immédiat) :

L'essai permet de mesurer la portance d'un matériau compacté. Il consiste à comparer la résistance au poinçonnement d'un matériau à tester à celle d'un matériau de référence californien (grave naturelle).

Ce matériau est tel que l'on observe:

- un enfoncement de 2,5 mm pour une force de 13,2 kN;
- un enfoncement de 5 mm pour une force de 20 kN.

L'essai est réalisé en enfonçant à vitesse constante un poinçon cylindrique dans l'axe de l'éprouvette à la cadence normalisée de 1,27 mm/min sur des éprouvettes de sol compactées à l'énergie Proctor (normal) dans des moules CBR.

On mesure en continu la force appliquée en fonction de l'enfoncement du poinçon (généralement jusqu'à 10 mm). Après l'essai, on détermine l'effort de pénétration à appliquer au sol pour observer des enfoncements de 2,5 et 5 mm (respectivement P2, 5 et P5).

L'indice IPI (exprimé en %) est défini comme étant la plus grande des deux valeurs suivantes:

$$IPI_{25} = \frac{100 \times F_{25}}{13.35}$$

$$IPI_{50} = \frac{100 \times F_{50}}{19.93}$$

$$IPI = \max (IPI_{25} ; IPI_{50})$$

Où:

F_{25} : Force [kN] à 2,5 mm d'enfoncement

F_{50} : Force [kN] à 5 mm d'enfoncement

13,35 : Force [kN] à 2,5 mm d'enfoncement pour le matériau type

19,93 : Force [kN] à 5 mm d'enfoncement pour le matériau type

Le poinçonnement est réalisé sur toutes les éprouvettes de l'essai Proctor, on peut ainsi établir un graphique CBR/teneur en eau au compactage

- Après compactage dynamique et démoulage, l'échantillon étant enveloppé par du papier aluminium puis on le paraffine est mis dans un sac étanche dans une salle hermétique pour éviter toute évaporation;

-Une fois l'équilibre atteint (environ 48 heures), l'échantillon est déballé et la teneur en eau du papier-filtre central « propre » (propre car il n'est pas au contact avec le sol), est déterminée par séchage dans une étuve à 105°C jusqu'à poids constant. La succion matricielle correspondant à cette teneur en eau, évaluée en utilisant la courbe d'étalonnage ASTM ;



- (1) : Compactage du sol dans le moule ;
- (2) : Démontage de l'éprouvette ;
- (3) : Détermination de poids humide + moule ;
- (4) : l'essai IPI ;
- (5) , (6) : Mise du papier aluminium ;,
- (7),(8) : Paraffinage des échantillons ;

Figure 2.14 : Etape de confection des éprouvettes de sol

2.5. Essais de cisaillement direct à la boîte

L'essai a pour objectif de déterminer l'évolution des caractéristiques mécaniques (C et φ) en fonction de la teneur en eau et de la variation du pourcentage (argile).

2.5.1. Appareillage

L'appareil spécifique à l'essai comprend (voir figure 2.15):

- La boîte de cisaillement (de section intérieure circulaire égale à 28.30 cm^2 composée de deux demi-boîtes. La partie supérieure est immobile et la partie inférieure est mobile et contiennent des plaques drainantes.
- Le dispositif de l'application de l'effort normal désiré,
- Le dispositif produisant le déplacement relatif horizontal entre les deux demi-boîtes,
- Un anneau dynamométrique indiquant les efforts de cisaillements,
- Un comparateur au 1/1000 de millimètres indiquant les déplacements horizontaux,

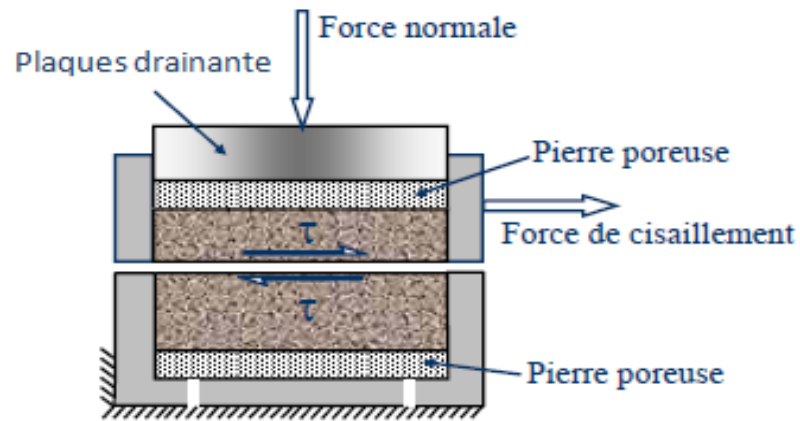


Figure 2.15 : Schéma de principe de cisaillement rectiligne à la boîte



Photo 2.20 : Ensemble de matériel pour essai de cisaillement

2.5.2. Mode opératoire

Les essais de cisaillement sont réalisés selon la norme française (NF P94-071-1) Concernant notre matériau d'étude, l'essai est réalisé sur échantillon extrait soigneusement des éprouvettes compactées, et sans saturation.

2.5.3. Déroulement de l'essai

Après avoir préparé l'échantillon et mis dans la boîte de cisaillement;

-Appliquer sur la face supérieure de l'échantillon un effort vertical (N), résultant des poids placés sur le plateau, engendrant ainsi une contrainte normale $\sigma = 100, 200, 300$ kPa, maintenue constante toute le long de l'essai;

-Régler la vitesse de la machine, de façon à imposer un déplacement horizontal relatif constant entre les deux demi-boîtes, (1,5 mm/mn) dans notre cas;

-Mettre tous les comparateurs (déplacement horizontal, et force) à zéro;

-Actionner la machine et prendre des lectures sur les deux comparateurs simultanément, à des intervalles de temps réguliers (toutes les 15secondes);

-La rupture est caractérisée par l'apparition du pic ou par l'existence d'un palier, ce qui permet d'arrêter l'essai après 4 à 5 lectures décroissantes ou stabilisées, si non, on arrête à la déformation horizontale maximale, correspondant à (1,4cm) de déplacement ;

-Après avoir terminé l'essai, on convertit toutes les lectures obtenues sur les différents comparateurs en unités de calcul ;

2.6. Conclusion

Ce chapitre a été consacré à la présentation des techniques expérimentales qui seront mises en œuvre pour réaliser notre programme expérimental.

Certaines techniques sont courantes comme toutes celles utilisées pour l'identification physico chimique du matériau. D'autres sont plus spécifiques comme la technique de mesure de la succion voire parfois délicates comme la mesure de la perméabilité non saturée.

La mise en œuvre de ces techniques nous permettra de cerner les difficultés, les avantages et les inconvénients des différentes techniques utilisées.

CHAPITRE-III

Application a l'argile de Bouhenak

3.1. Introduction

La recherche d'un matériau pour cette étude a conduit au choix de l'argile de Bouhenak, après avoir analysé plusieurs matériaux provenant de Mansourah, Bâb el Assaa et la bentonite de Maghnia.

Nous avons pris comme critère de choix du matériau la limite de liquidité qui devrait être au voisinage de 80%.

Dans ce chapitre, on présente les résultats des essais d'indentification de cette argile, ainsi que les essais de caractérisation mécanique et hydrique pour différentes teneurs en eau et différentes énergies de compactage.

3.2. Choix du matériau

Afin de sélectionner un matériau pour notre projet de fin d'études, plusieurs échantillons ont été prélevés de sites différents, et les essais des limites de liquidité ont donné les valeurs suivantes (Tableau 3.1).

Tableau 3.1 : Les six sols a analysé prélevés de différente site de la région de Tlemcen et le Paramètre physique de choix de matériau est la limite de liquidité W_L

Lieu du prélèvement	Limite de liquidité W_L (%)
Projet RN7A Bâb El Assaa	120
Bentonite –Maghnia	130
Cité 17 octobre -Bouhenak	34
Cité les 120 logts -Bouhenak	43
Mansourah	38
Cité les 500 logts –vers cité Universitaire 900 lits Bouhenak	78

Le matériau retenu pour notre étude est celui qui présente une limite de liquidité de 78%.

3.3. Identification du sol étudié

3.3.1. Situation

Notre étude a été effectuée sur une argile naturelle intacte extraite du site de la Cité des 500 logements Bouhenak destiné à la réalisation d'un groupe scolaire, limité au Nord par une école primaire et une voie menant à la cité universitaire les 900 lits, au Sud par des constructions individuelles, à l'Est par un lycée et par des constructions à l'Ouest. La figure 3.1 indique la localisation du site de prélèvement.



Figure 3.1 : Extrait de la zone de prélèvement à partir de Google Earth

3.3.2. Description géologique

Sur le plan topographique, l'assiette objet du site de prélèvement se trouve sur un terrain légèrement en pente de direction Est-ouest, limitrophe d'un oued dans la partie Ouest.

D'après la carte géologique de Tlemcen à l'échelle 1/50.000, notre site de prélèvement, appartient à la période géologique du Miocène de l'ère Cénozoïque, caractérisée par des marnes.

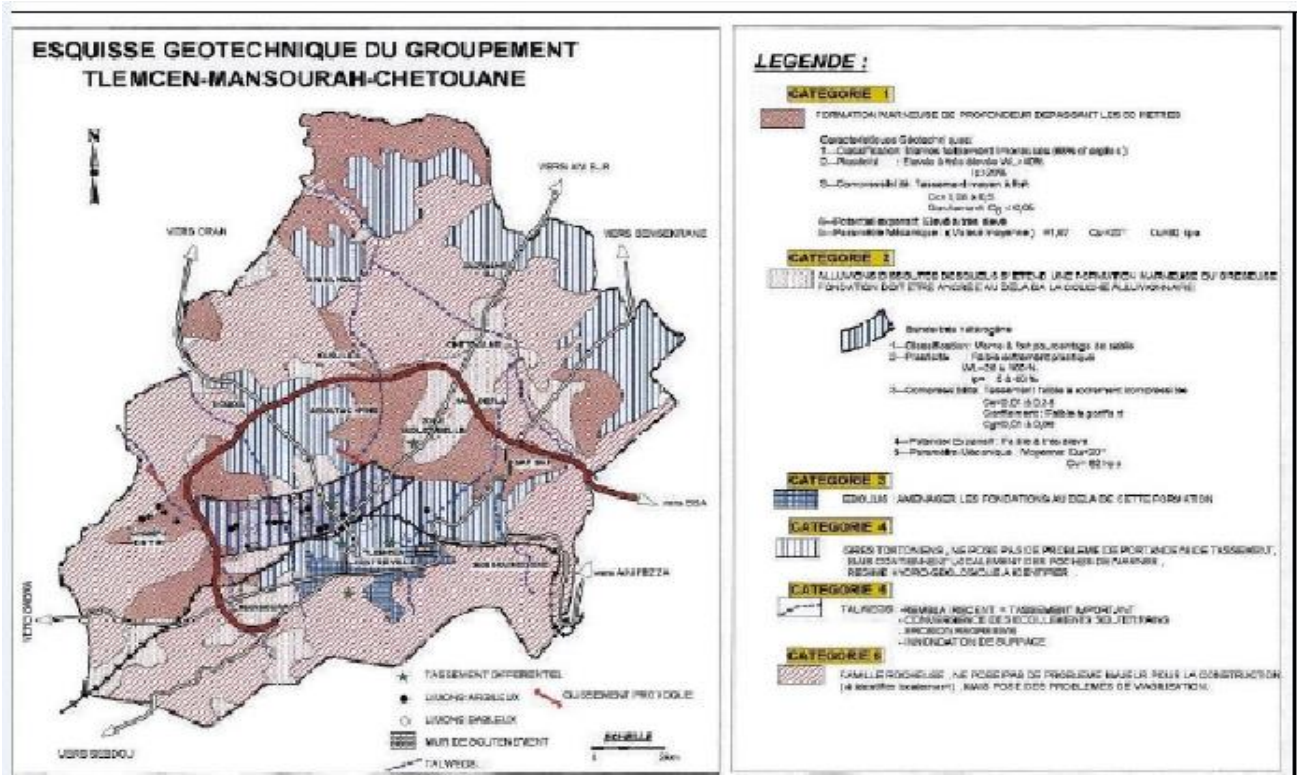


Figure 3.2 : Carte géotechnique du groupement Tlemcen-Mansourah Chetouane d'après (BEKKOUCHE et al., 1997)

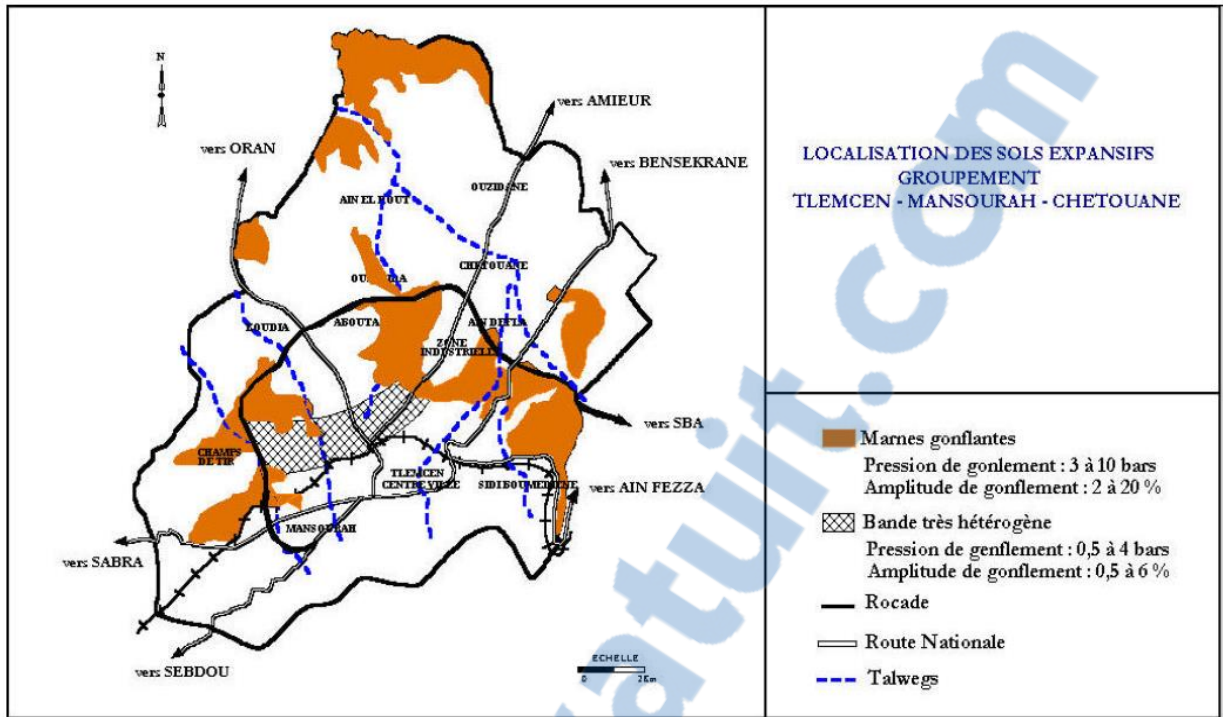


Figure 3.3 : Localisation des sols gonflants au niveau du groupement d'après (Djedid et al., 2001)

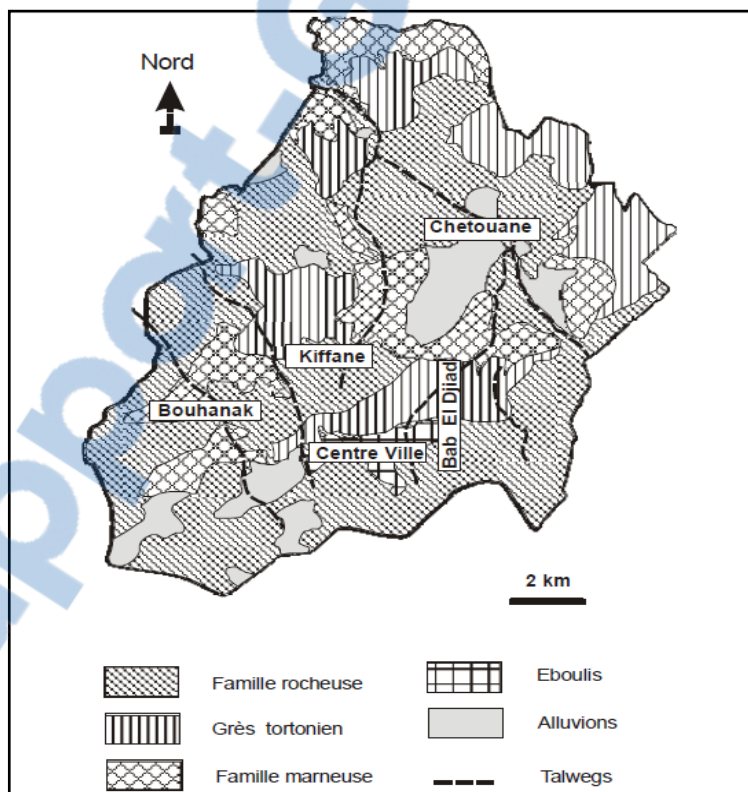


Figure 3.4 : Extrait de la carte géotechnique de la ville de Tlemcen d'après (Bekkouche et al., 2002).

Cette argile a fait l'objet d'une analyse et identification au laboratoire de mécanique des sols de l'Université Aboubakr Belkaid – Tlemcen et le LTPO Tlemcen. Leurs caractéristiques d'identification physico-chimiques sont consignées dans le tableau 3.2 :

Tableau 3.2 : Identification physique et chimique et mécanique du matériau d'étude

Identification physique	Argile de bouhenak	Norme utilisée
Granulométrie :		XP P 94-041
Gravier (%)	0	
Sable (%)	25	
Limon (%)	31	
Argile (% < 2)	45	NF P 94-057
Tamisât à 80 microns	92	
Tamisât à 2 mm	100	
d ₁₀ (μm)	92,61	
d ₆₀ (μm)	97,6	
d ₃₀	95,75	
Cu = d ₆₀ / d ₁₀	1,05	
Cc = d ₃₀ ² / d ₁₀ *d ₆₀	10	
Limites d'atterberg :		NF P 94-051
Liquidité W _L (%)	78	
Plasticité W _p (%)	29	
Indice de plasticité (%)	49	
Limite de retrait W _R (%)	15	XP P 94-060-1
Indice de retrait (%)	63	
Densité des grains solides (γ _s /γ _w)	2.7	NF P 94-054
Identification chimique		
Valeur de Bleu V _B	5.5	NF P 94-068
Surface spécifique totale (m ² /g)	115,115	
Teneur en CaCO ₃	18,69 %	NF P 94-048
Teneur en matière organique	0,322 %	NF P 94-055
Capacité d'échange cationique CEC	14,71	NF X 31-130
Identification mécanique		
Proctor normal		
γ _{dmax} /γ _w	1,619	NF P 94-093
W _{OPN} (%)	19,84	

Le tableau 3.2 récapitule les essais d'identification réalisés sur le matériaux de bouhenak, effectués au laboratoire Aboubakr Belkaid et LTPO Tlemcen.

3.3.3. Résultats et discussions

En analysant les résultats en termes de granulométrie, limite de liquidité, valeur de Bleu, % CaCO₃ et matières organiques, les résultats sont présentés par des courbes appelées courbes granulométriques figure (3.5), pour l'identification exacte du matériau, et pour permettre d'en prévoir certaines propriétés.

Pour notre argile de Bouhenak La texture est celle d'un sol argilo limoneux, partiellement sableux.

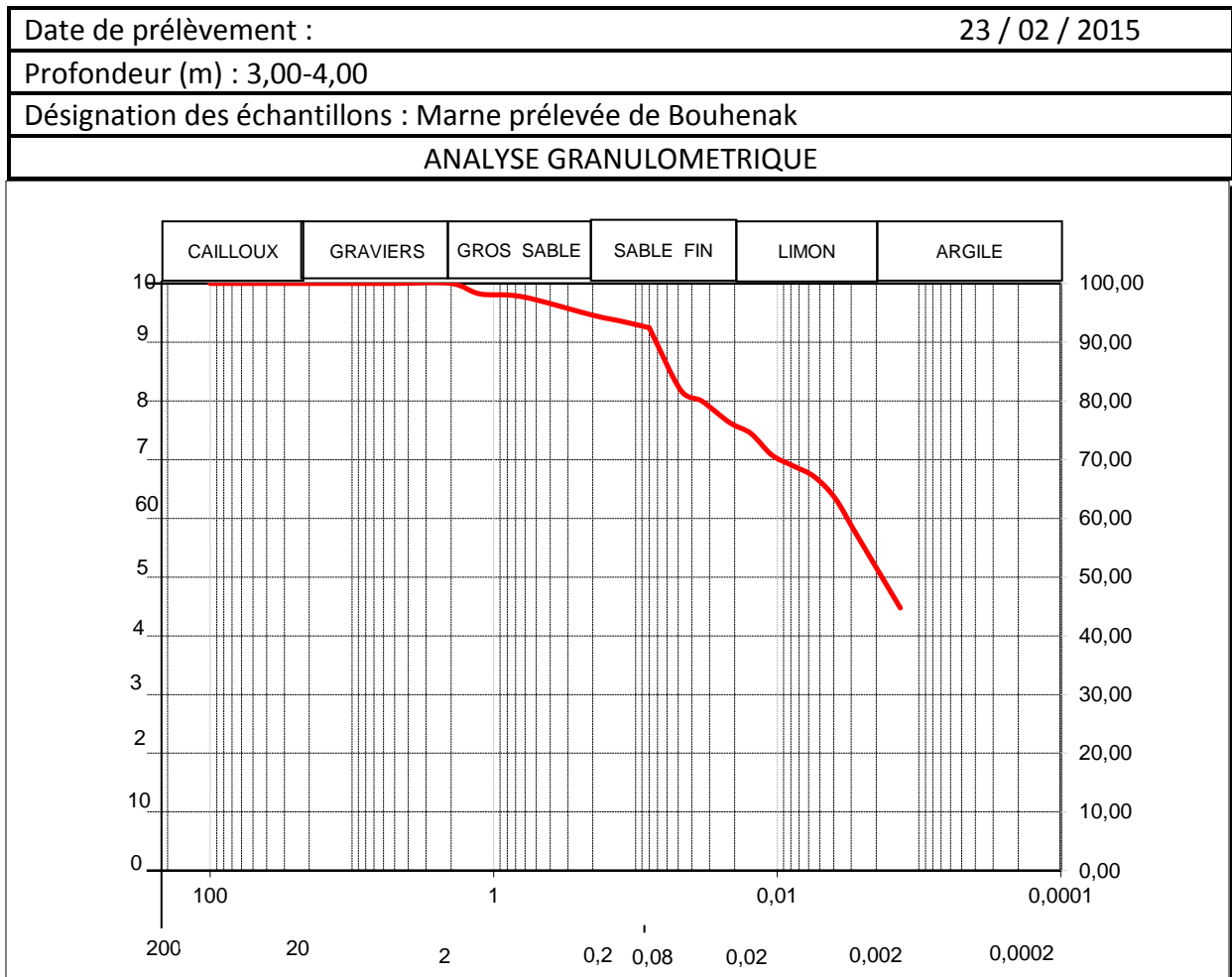


Figure 3.5 : La courbe granulométrique de notre sol.

Selon la classification USCS/LCPC, nous avons classé notre sol comme une argile inorganique à plasticité très élevée (A_t). Il est remarquable aussi que l'argile intacte de bouhenak est une argile moyennement active (A=1,08), qu'elle a un potentiel de gonflement faible à moyen (critique) et qu'elle serait de la famille des Illites qui présente des propriétés colloïdales accusées, pouvant absorber l'eau dans des proportions considérables.

En utilisant l'abaque de plasticité de CASAGRANDE nous avons remarqué que l'argile de bouhenak se classe parmi les argiles fortement plastique [CH= argile inorganique à haute compressibilité à argile grasse].

Les valeurs mesurées dans nos essais sont :

- VBS varie entre (4,56 – 6,8 cm³) → argile limoneuse.
- l'argile de bouhenak S.S.T ⇒115 m²/g→ ILLITE.
- % CaCO₃ varie entre (16,87%- 19,49%) → marne peu calcaire.

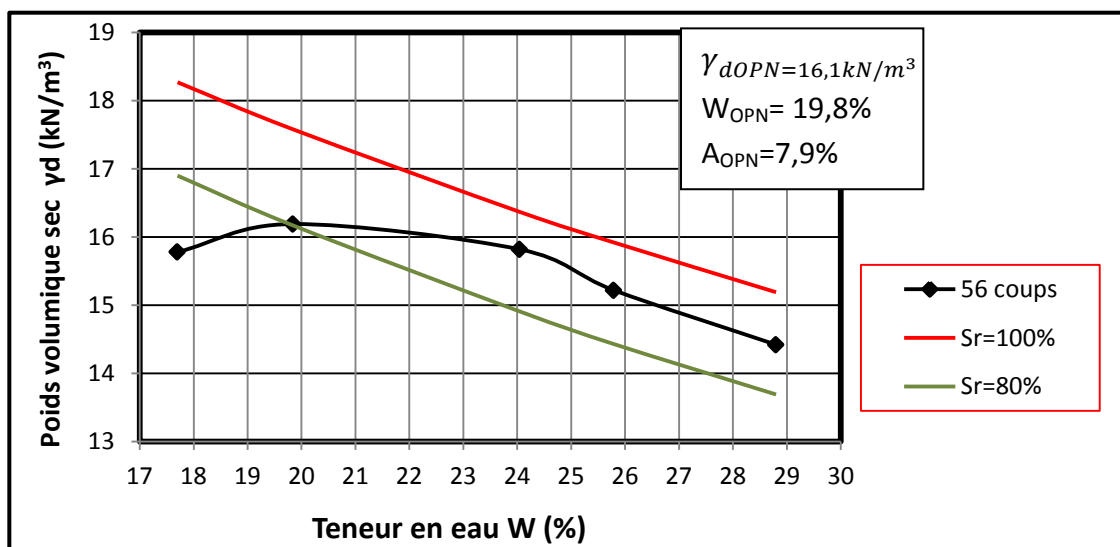
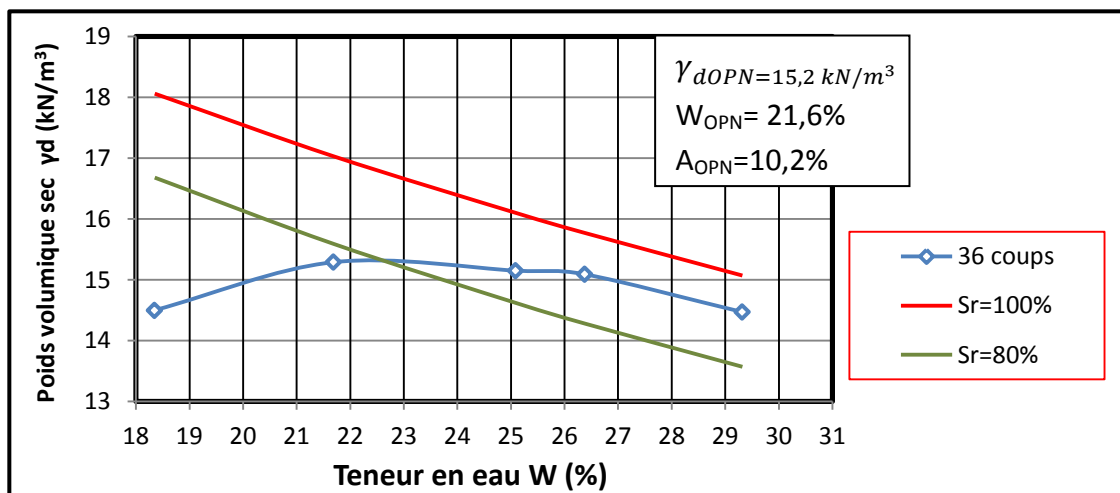
3.3.4. Résultats de mesure et interprétations

3.3.4.1. L'essai de compactage Proctor, résultats et présentation

Les résultats des essais sont portés sur un diagramme donnant le poids volumique sec en fonction de la teneur en eau (figure 3.7).

La courbe obtenue présente, en général un maximum de densité correspondant à une teneur en eau optimale. Ces valeurs sont celles de l'optimum Proctor. De part et d'autre de l'optimum Proctor, les poids volumiques sont plus petits.

Les valeurs de l'essai de Proctor normale mesurées seront présentées suivant des courbes appelées courbes compactages, (figure 3.6)



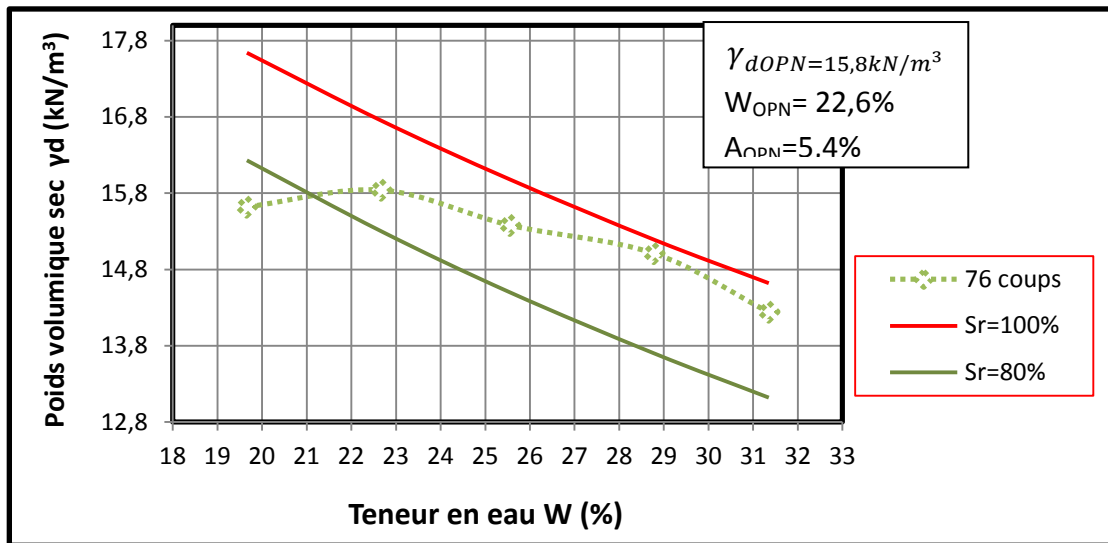


Figure 3.6 : Courbes de compactage pour l'argile de bouhenak pour différentes énergies de compactage

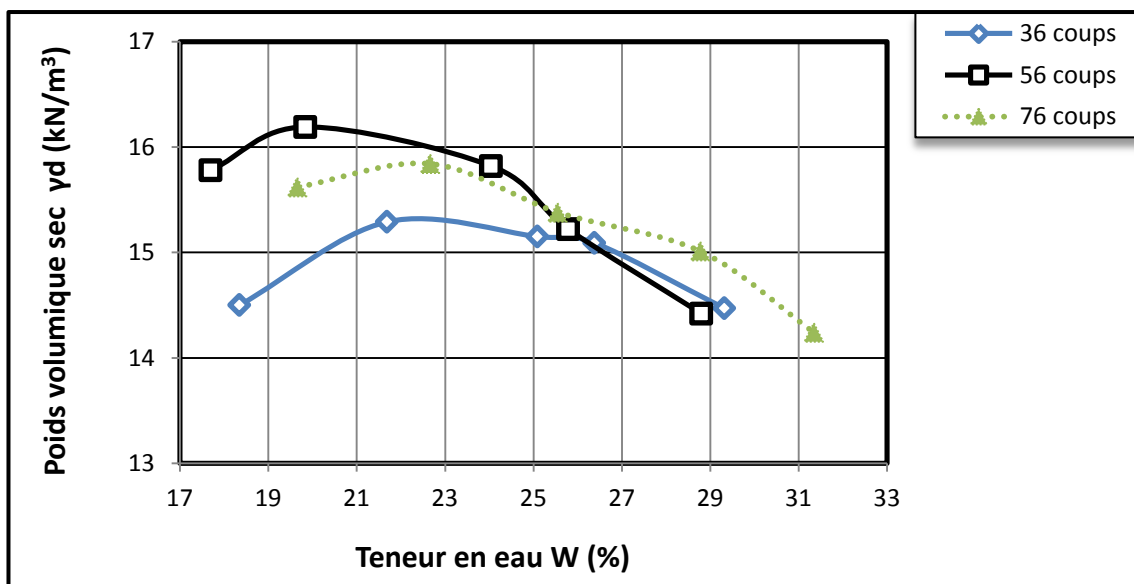


Figure 3.7 : Essai Proctor normal pour l'argile de bouhenak a différentes énergies de compactage

L'examen des résultats obtenus nous a permis de conclure que :

- Passant de l'énergie de compactage (E1 = 36 coups), à l'énergie E2 (56 coups), les densités ont augmenté et les teneurs en eau ont diminué. L'optimum est passé de : ($\gamma_d= 15,2 \text{ KN/m}^3$; $W= 21,6\%$) à ($\gamma_d= 16,1 \text{ KN/m}^3$; $W= 19,8 \%$).
- Tandis que le compactage des éprouvettes à l'énergie E3 (76 coups) a donné des densités légèrement faibles par rapport à l'énergie E2. Pour pouvoir donner une explication à ce constat, nous recommandons d'augmenter l'énergie de compactage au delà de 76 coups, et voir l'effet de cette dernière sur la courbe de compactage. Cet essai n'a pas été réalisé et l'essai E3 n'a pas été refait en raison de la durée limitée de ce projet.

Il est facilement remarqué que notre sol présente une forte sensibilité à l'eau autour de l'optimum Proctor. C'est une caractéristique des sols argileux.

Les teneurs en eau et les densités obtenues après le compactage ont permis de calculer l'indice de vides.

$$e = \frac{G_s \times \gamma_w}{\gamma_d} - 1$$

La valeur qui a été prise en compte pour le coefficient G_s est celle connue pour notre matériau argileux, c'est-à-dire $G_s=2,7$. Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 3.3 : Indices des vides obtenus après le compactage

Nr d'essai	E1 (36 coups)			E2 (56 coups)			E3 (76 coups)		
	W (%)	γ_d [kN/m ³]	e	W (%)	γ_d [kN/m ³]	e	W (%)	γ_d [kN/m ³]	e
1	18,3	14,5	0,86	17,7	15,7	0,71	19,6	15,6	0,73
2	21,6	15,2	0,76	19,8	16,1	0,66	22,6	15,8	0,70
3	25,1	15,1	0,78	24	15,8	0,70	25,5	15,3	0,75
4	26,3	15,1	0,79	25,7	15,2	0,77	28,7	15	0,80
5	29,3	14,4	0,87	28,8	14,4	0,87	31,3	14,2	0,90

A partir des « courbes Proctor » à différentes énergies de compactage, les valeurs de la densité sèche correspondant à 95% et 98% de la densité sèche maximum Proctor normal sont regroupées dans le tableau 3.4 :

Tableau 3.4 : Les valeurs de la densité sèche correspondant à 95% et 98% de la densité sèche maximum Proctor normal à différentes énergies de compactage.

			95% γ_{dOPN}		98% γ_{dOPN}		
			Coté sec	humide	Coté sec	humide	
E1 (36 coups)	γ_{dOPN} (KN/m ³)	15,2	95% γ_{dOPN} 14,5		98% γ_{dOPN} 14,9		
	W_{OPN} (%)	21,6	W (%)	18,4	29,1	W (%)	20,2
E2 (56 coups)	γ_{dOPN} (KN/m ³)	16,1	95% γ_{dOPN} 15,3		98% γ_{dOPN} 15,8		
	W_{OPN} (%)	19,8	W (%)	17	25,4	W (%)	17,4
E3 (56 coups)	γ_{dOPN} (KN/m ³)	15,8	95% γ_{dOPN} 15		98% γ_{dOPN} 15,5		
	W_{OPN} (%)	22,6	W (%)	18,4	28,2	W (%)	19,3

En particulier, on constate que si on compacte le sol à l'énergie Proctor Normal, la valeur de la densité sèche correspondant à 95% de la densité sèche maximum (qui est une valeur minimale acceptée pour un matériau de remblai) peut être atteinte ou dépassée pour toute teneur en eau située entre deux valeurs : l'une du côté sec et l'autre du côté humide. Si la teneur en eau du matériau est située à l'extérieur de cette plage, il peut être possible

d'atteindre cette densité de 95% de la densité sèche maximum Proctor Normal à condition d'augmenter l'énergie de compactage. On constate cependant que, si l'on peut effectivement compenser largement un manque d'eau par un surcompactage, en revanche un excès d'humidité ne peut plus être traité par cette technique dès que la teneur en eau atteint la teneur en eau de saturation correspondant à la densité sèche de 95% de la densité sèche maximale du Proctor Normal.

A partir des «courbes Proctor» à différentes énergies de compactage, il est possible de dire si la teneur en eau naturelle d'un sol permettra de le compacter pour atteindre les 95% de la densité maximum Proctor recherchés, mais elles ne suffisent pas pour affirmer que la résistance au cisaillement acquise immédiatement après la mise en œuvre du matériau ne risque pas de diminuer si le sol vient à se retrouver saturé (cas d'une inondation en pied de remblai, par exemple).(Cité par ALSHIHABI O., 2002).

a) Essai Proctor Normal (Caractérisation pour trois éprouvettes destinées aux essai de cisaillement direct)

Les valeurs sont regroupées dans le tableau ci-dessous (**Tableau 3.5**) :

Tableau 3.5 : Récapitulatif (Essai Proctor Normal, caractérisation pour trois éprouvettes destinées aux essai de cisaillement direct)

Energie de compactage	Nr d'essai	% d'eau a ajouté	$W_{moyennes}(\%)$	$\gamma_d[kN/m^3]$	Courbe de saturation $S_r = 100\%$ ($\gamma_d[kN/m^3]$)	Courbe de saturation $S_r = 80\%$ ($\gamma_d[kN/m^3]$)
E1 (36 coups)	1	20	19,8	14,1	17,5	16,1
	2	27	26,4	15,1	15,7	14,2
	3	32	31,6	14,1	14,5	13,1
E2 (56 coups)	1	20	19,7	15,1	17,6	16,2
	2	27	26,5	15,1	15,7	14,2
	3	32	30,9	14,3	14,7	13,2
E3 (76 coups)	1	20	19,5	15,4	17,6	16,2
	2	27	26,4	15,5	15,7	14,2
	3	32	30,4	14,3	14,8	13,3

3.3.4.2. Mesure de l'Indice portant immédiat

a) discussions

Les mesures faites en cours d'essai sont reportées sur des graphes représentant, en échelles arithmétiques, la variation de l'enfoncement du mandrin en fonction de la force appliquée à la base du mandrin sur l'échantillon (les figures sont représentées en annexes).

Ces courbes présentes une concavité régulière dirigée vers l'axe des enfoncements. D'après les résultats obtenus, si la force de pression exercée par la presse mécanique augment l'enfoncement augmente d'une manière croissante, ce qui était prévisible.

b) Représentation des résultats obtenus

Sur les courbes représentatives en annexes (l'enfoncement en fonction de la force), on lit la force F_{25} correspond à un enfoncement de 2,5 mm et celle correspondant à un enfoncement de 5mm (F_{50}).

Les résultats obtenus de l'indice portant immédiat pour les différentes teneurs en eau à différentes énergies de compactage (tableau 3.6) sont exprimés sous forme de graphique dans la figure 3.8.

Tableau 3.6 : récapitulatif des essais IPI selon l'énergie du compactage et la teneur en eau.

Energie de compactage E	Nr d'essai	W (%)	IPI= max (IPI ₂₅ ; IPI ₅₀)
36 coups	1	18,3	11,06
	2	21,6	9,85
	3	25,1	8,30
	4	26,3	4,98
	5	29,3	2,90
56 coups	1	17,7	13,50
	2	19,8	13
	3	24	9,20
	4	25,7	3,67
	5	28,8	2,10
76 coups	1	19,6	15,17
	2	22,6	12,33
	3	25,5	5,95
	4	28,7	4,01
	5	31,3	2,20

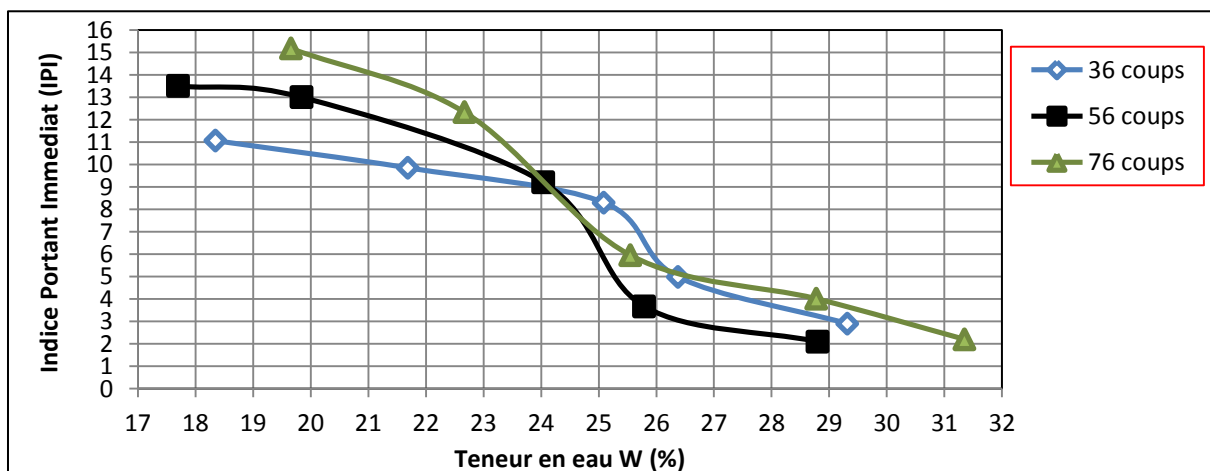


Figure 3.8 : Variation de l'indice Portant Immédiat (IPI) pour différentes teneurs en eau à différentes énergies de compactage

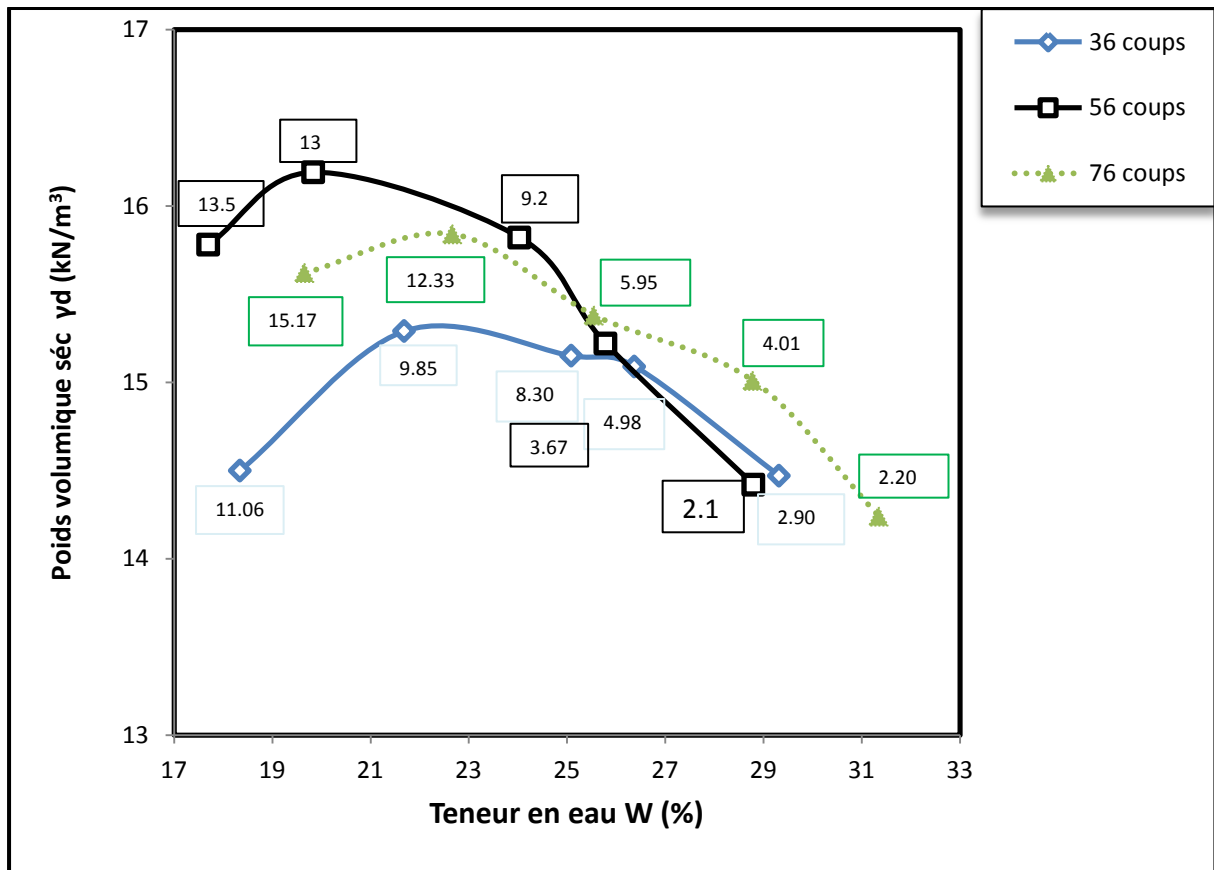


Figure 3.9 : Les Valeurs de l'essai Indice Portant Immédiat (IPI) mesurées présentées suivant les courbes de l'essai de compactage Proctor.

Sur la figure 3.8, Les courbes obtenues des essais de poinçonnement réalisés sur l'ensemble des éprouvettes confectionnées, montrent que l'indice IPI augmente du côté sec de l'optimum, et cela pour les trois énergies de compactage.

L'établissement de ces courbes variations de l'Indice Portant Immédiat (IPI) en fonction de la teneur en eau traduit l'évolution de la résistance au poinçonnement du sol pour les différents teneurs en eau considérées pour établir la «courbe Proctor » à l'énergie Proctor Normal.

3.3.4.3 Résultats de mesure de la succion

Les valeurs de succion matricielle obtenues avec la méthode du papier filtre selon ASTM D 5298-94 sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 3.7 : Résultats expérimentaux de mesure de la succion avec le papier filtre pour notre échantillon Bouhenak

Energie de compactage E	Nr mesure	Teneur en eau initial (%)	Teneur en eau de papier Filtre (%)	Succion matricielle (KPa)
36 coups	1	18,3	26,84	1757
	2	21,6	28,49	1288
	3	25,1	34,06	472
	4	26,3	47,65	58
	5	29,3	59,47	40
56 coups	1	17,7	29,59	1262
	2	19,8	35,30	952
	3	24	31,92	769
	4	25,7	47,49	59
	5	28,8	44,12	77
76 coups	1	19,6	29,62	1049
	2	22,6	33,83	523
	3	25,5	37,38	273
	4	28,7	43,61	85
	5	31,3	51,78	51

Le graphe ci-dessous présente la variation de la succion avec la teneur en eau du sol. La courbe de variation de la succion matricielle avec la teneur en eau est dénommée courbe de rétention du sol.

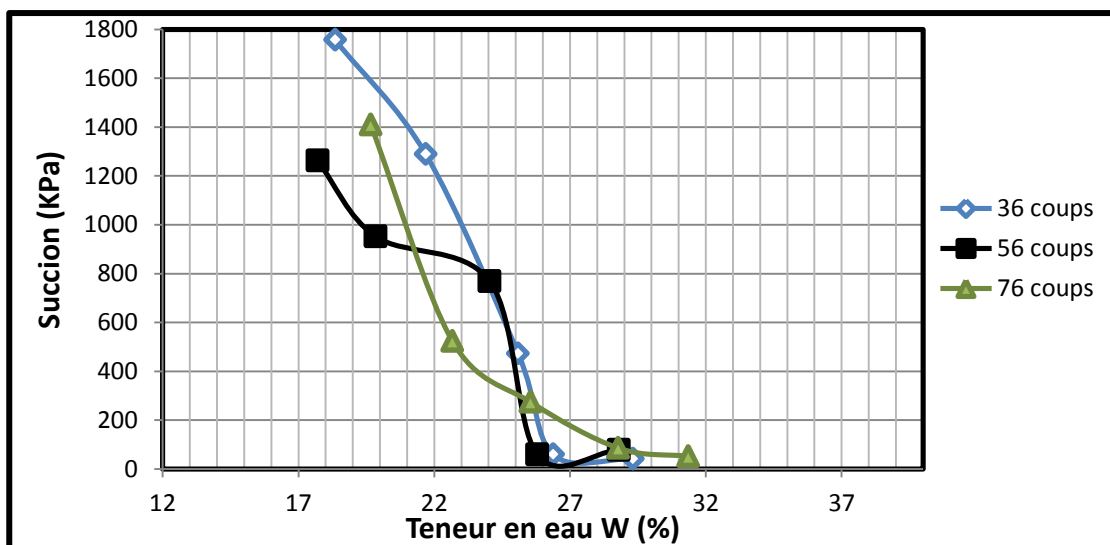


Figure 3.10 : Variation de la succion en fonction de la teneur en eau du sol

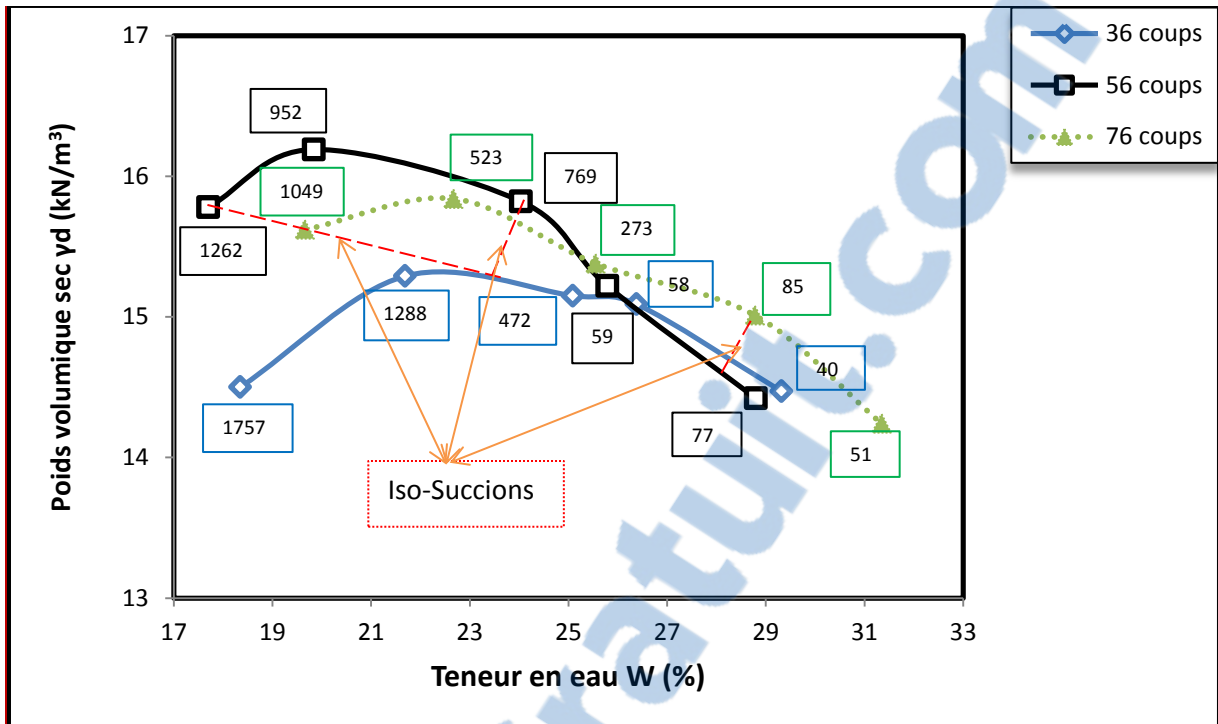


Figure 3.11 : Les succions mesurées (en kPa) pour les trois énergies de compactages

✓ **Expression des résultats :**

Le tableau 3.7 récapitulatif des résultats de mesure de succions moyennes effectuées sur l'ensemble des éprouvettes, indique que plus la teneur en eau diminue plus la succion augmente, sauf la mesure du papier à l'énergie E2, teneur en eau 28.8% où une seule mesure était prise (papier n°1 endommagé). Cette mesure présente une légère augmentation de la succion.

Nous remarquons que l'énergie de compactage n'a pas d'influence sur la variation de la succion. De même, l'emplacement du papier filtre Whatman (tiers supérieur ou inférieur) n'a pas d'importance sur la tendance des mesures.

On peut tirer des résultats obtenus que le pourcentage de variation en entre deux mesures du même échantillon oscille entre 4 et 95%.

3.4 Essais de cisaillement direct à la boite (à teneur en eau constante)

3.4.1. Présentation des résultats

Les essais de cisaillement direct à la boite sont représentés sous forme de courbes :

-Contrainte-déplacement : $\tau = f(\Delta L)$;

-Droites intrinsèques : $\tau = f(\sigma)$;

La contrainte normale appliquée est respectivement de 100, 200 et 300 kPa.

3.4.1.1. Courbes contraintes - Déformations : $\tau = f(\Delta L)$

En faisant varier la contrainte normale de compression de 100 kPa à 300 kPa sur les 09 échantillons à teneurs en eau de variables, nous obtenons les courbes contraintes – Déplacements représentées sur les figures ci-dessous :

a) Energie de compactage E1 (36 coups)

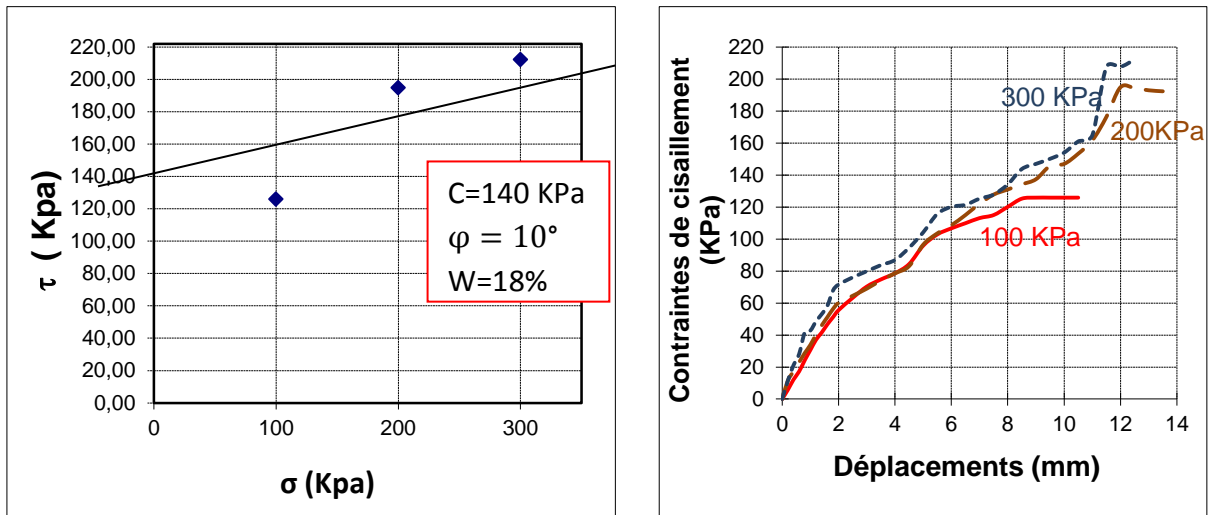


Figure 3.12: Courbes contraintes – Déplacements et droites intrinsèques $\tau = f(\sigma)$ relatives à l'énergie de compactage E1 et teneurs en eau (19,8%) et sous les contrainte de compression 100, 200 et 300 KPa

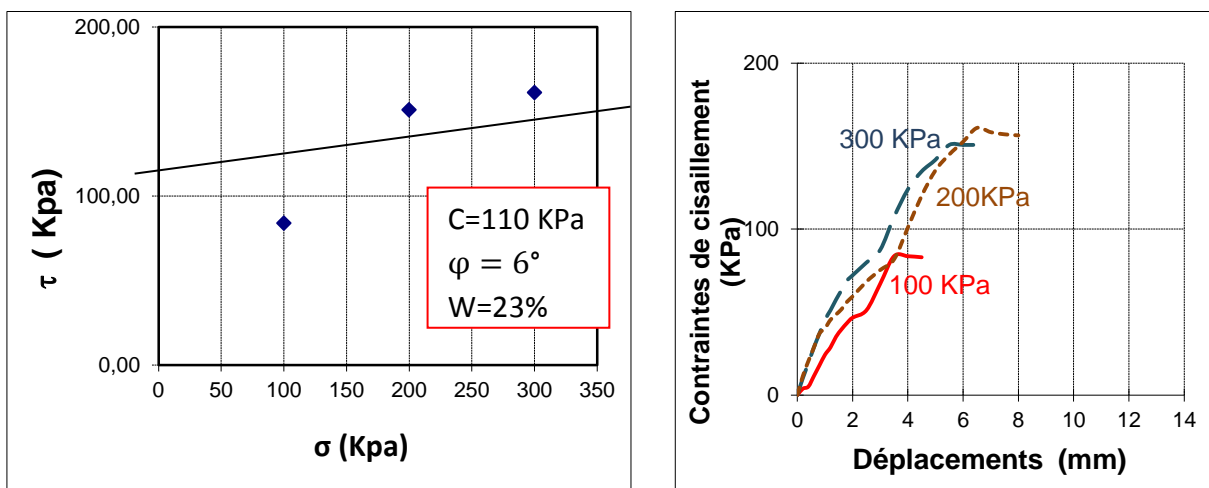


Figure 3.13: Courbes contraintes – Déplacements et droites intrinsèques $\tau = f(\sigma)$ relatives à l'énergie de compactage E1 et teneurs en eau (26,4%) et sous les contrainte de compression 100, 200 et 300 KPa

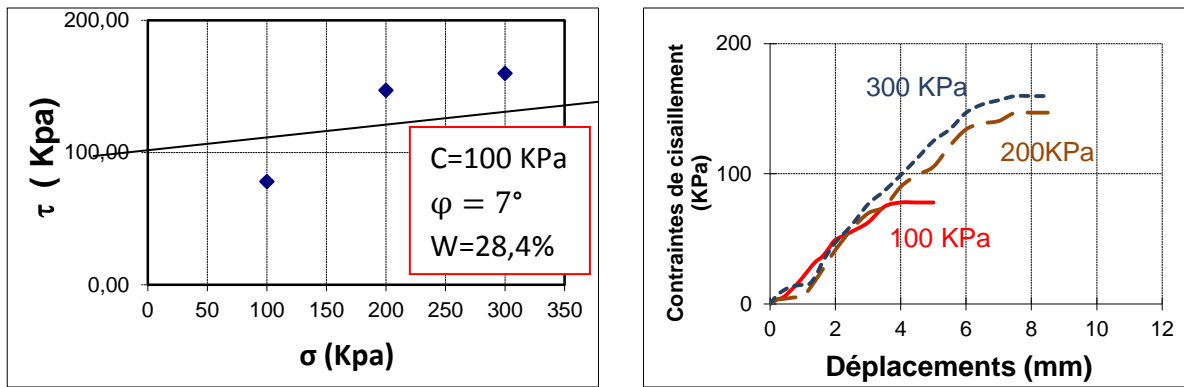


Figure 3.14: Courbes contraintes – Déplacements et droites intrinsèques $\tau = f(\sigma)$ relatives à l'énergie de compactage E1 et teneurs en eau (31.6%) et sous les contraintes de compression 100, 200 et 300 KPa

b) Energie de compactage E2 (56 coups)

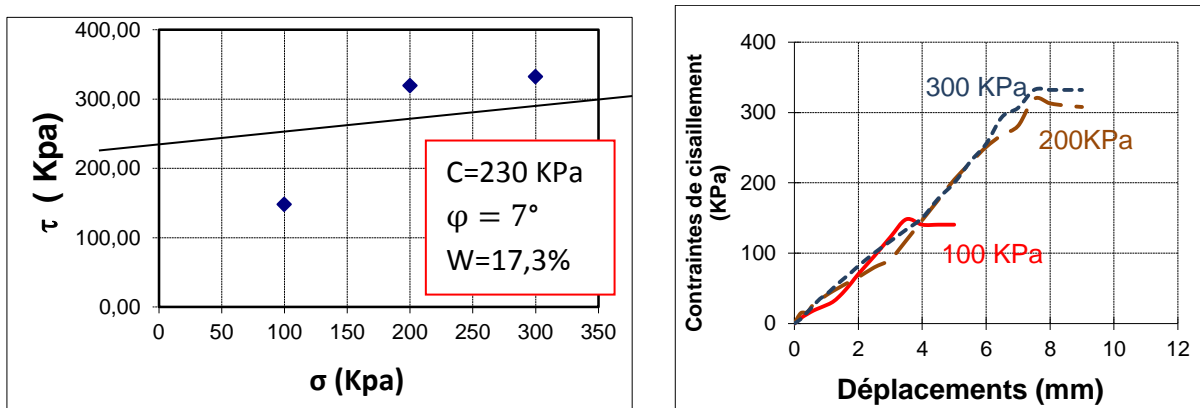


Figure 3.15 : Courbes contraintes – Déplacements et droites intrinsèques $\tau = f(\sigma)$ relatives à l'énergie de compactage E2 et teneurs en eau (19,7%) et sous les contraintes de compression 100, 200 et 300 KPa

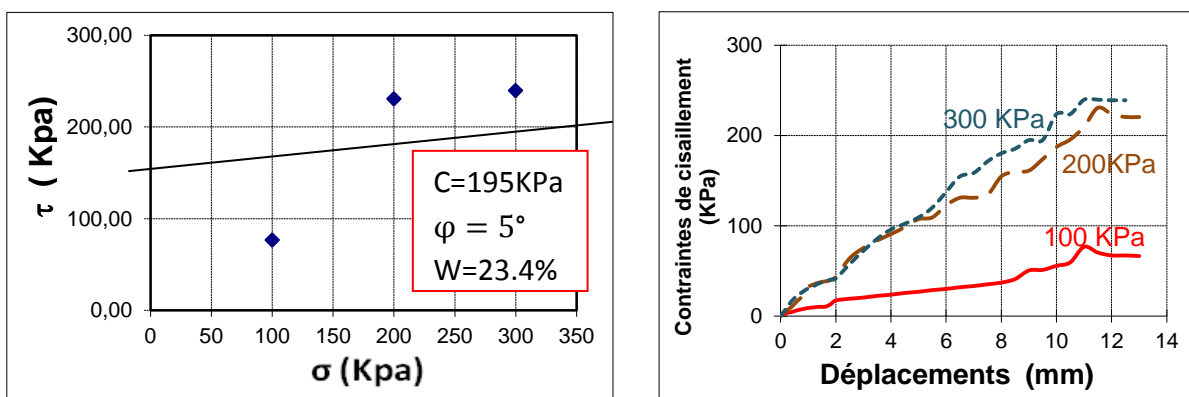


Figure 3.16: Courbes contraintes – Déplacements et droites intrinsèques $\tau = f(\sigma)$ relatives à l'énergie de compactage E3 et teneurs en eau (26,5%) et sous les contraintes de compression 100, 200 et 300 KPa

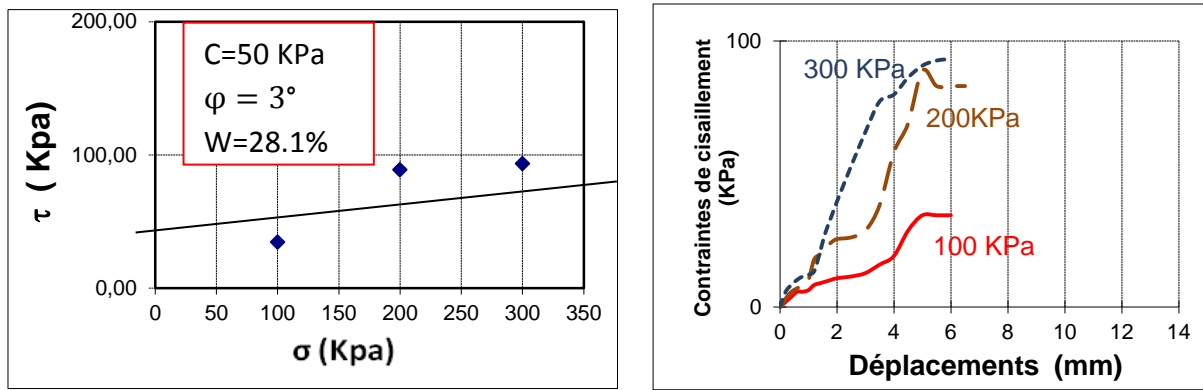


Figure 3.17: Courbes contraintes – Déplacements et droites intrinsèques $\tau = f(\sigma)$ relatives à l'énergie de compactage E2 et teneurs en eau (30,9%) et sous les contraintes de compression 100, 200 et 300 KPa

c) **Energie de compactage E3 (76 coups)**

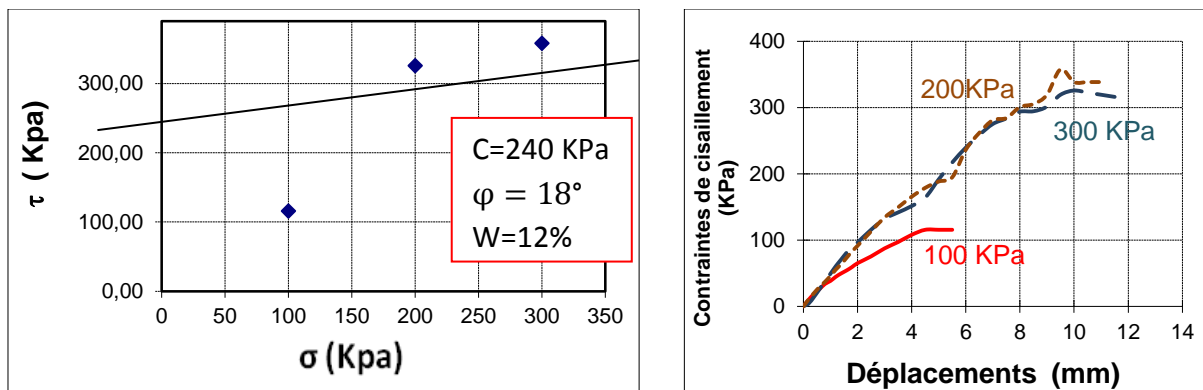


Figure 3.18: Courbes contraintes – Déplacements et droites intrinsèques $\tau = f(\sigma)$ relatives à l'énergie de compactage E3 et teneurs en eau (19,5%) et sous les contraintes de compression 100, 200 et 300 KPa

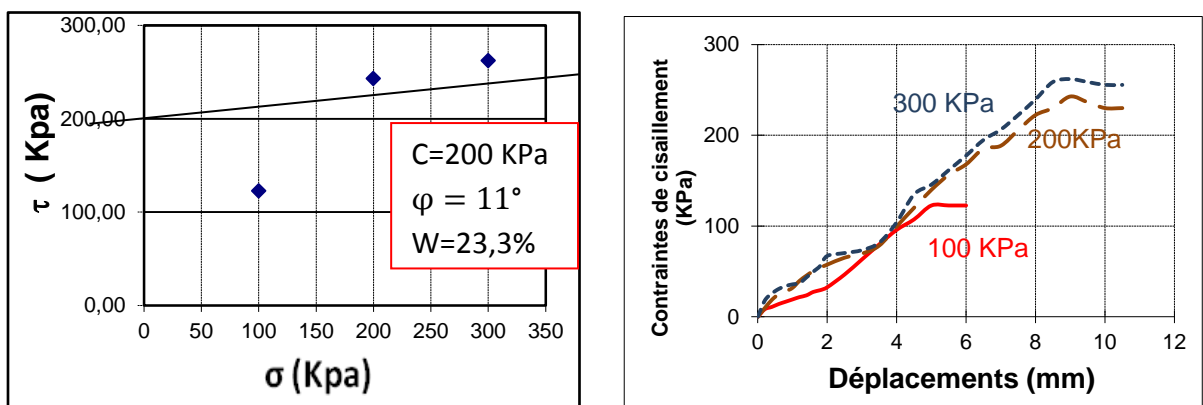


Figure 3.19: Courbes contraintes – Déplacements et droites intrinsèques $\tau = f(\sigma)$ relatives à l'énergie de compactage E3 et teneurs en eau (26,4%) et sous les contraintes de compression 100, 200 et 300 KPa

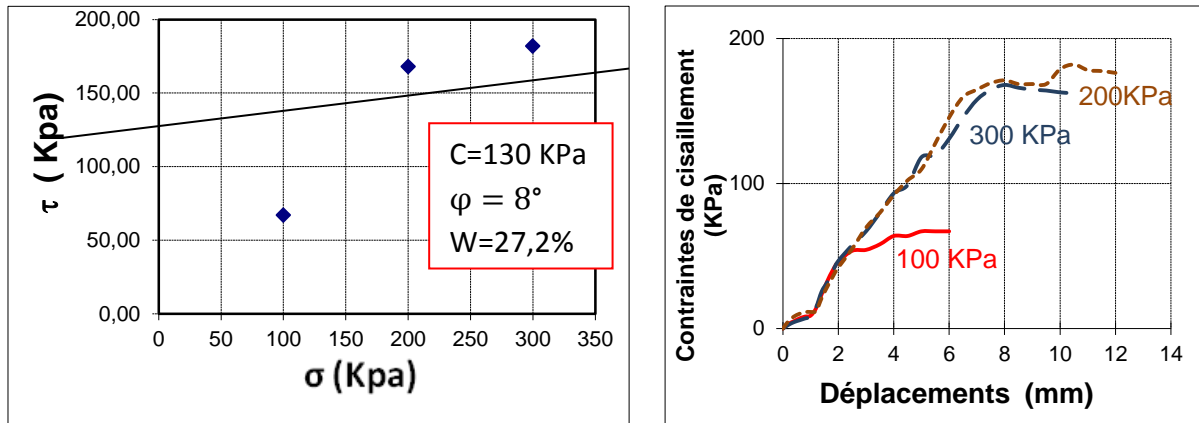


Figure 3.20: Courbes contraintes – Déplacements et droites intrinsèques $\tau = f(\sigma)$ relatives à l'énergie de compactage E3 et teneurs en eau (30,4%) et sous les contraintes de compression 100, 200 et 300 KPa

Tableau 3.8 : tableau récapitulatif des essais de cisaillement direct à la boîte

Type d'Essai : U-U						
Energie de compactage E	N° Echantillon	Teneur en eau initiale (%)	Teneur en eau après Cisaillement (%)	Courbe de saturation $S_r = 100\%$ ($\gamma_d [kN/m^3]$)	Cohésion C [kPa]	Angle de frottement interne φ°
36 coups	1	19,8	18	17,5	140	10
	2	26,4	23	15,7	110	6
	3	31,6	28,4	14,5	100	7
56 coups	1	19,7	17,3	17,6	230	7
	2	26,5	23,4	15,7	195	5
	3	30,9	28,1	14,7	50	3
76 coups	1	19,5	12	17,6	240	18
	2	26,4	23,3	15,7	200	11
	3	30,4	27,2	14,8	130	8

✓ **Interprétation des résultats**

Les courbes Contraintes – Déplacements représentées sur les figures (3.12 jusqu'à 3.20), montrent que la contrainte de cisaillement augmente en fonction de la contrainte normale appliquée pour les trois énergies de compactage et teneurs en eau.

L'application d'une contrainte normale de plus en plus importante engendre un enchevêtrement et un frottement de plus en plus important entre les grains, ce qui empêche le déplacement horizontal des grains les uns par rapport aux autres et seront ainsi, plus susceptibles à se casser qu'à se déplacer.

On constate aussi que les contraintes au cisaillement obtenues diminuent lorsqu'on augmente la teneur en eau sauf à l'énergie E3, où une légère augmentation est enregistrée.

Cette diminution est due au fait que la présence d'eau favorise le glissement des grains. Des résultats concordants ont été trouvés par Boussaid (2005) cité par (CHIKHI K., 2011).

3.4.2. Droites intrinsèques : $\tau = f(\sigma)$

Les résultats obtenus aux différents essais de cisaillement sont représentés sous forme de droites présentant les allures suivantes :

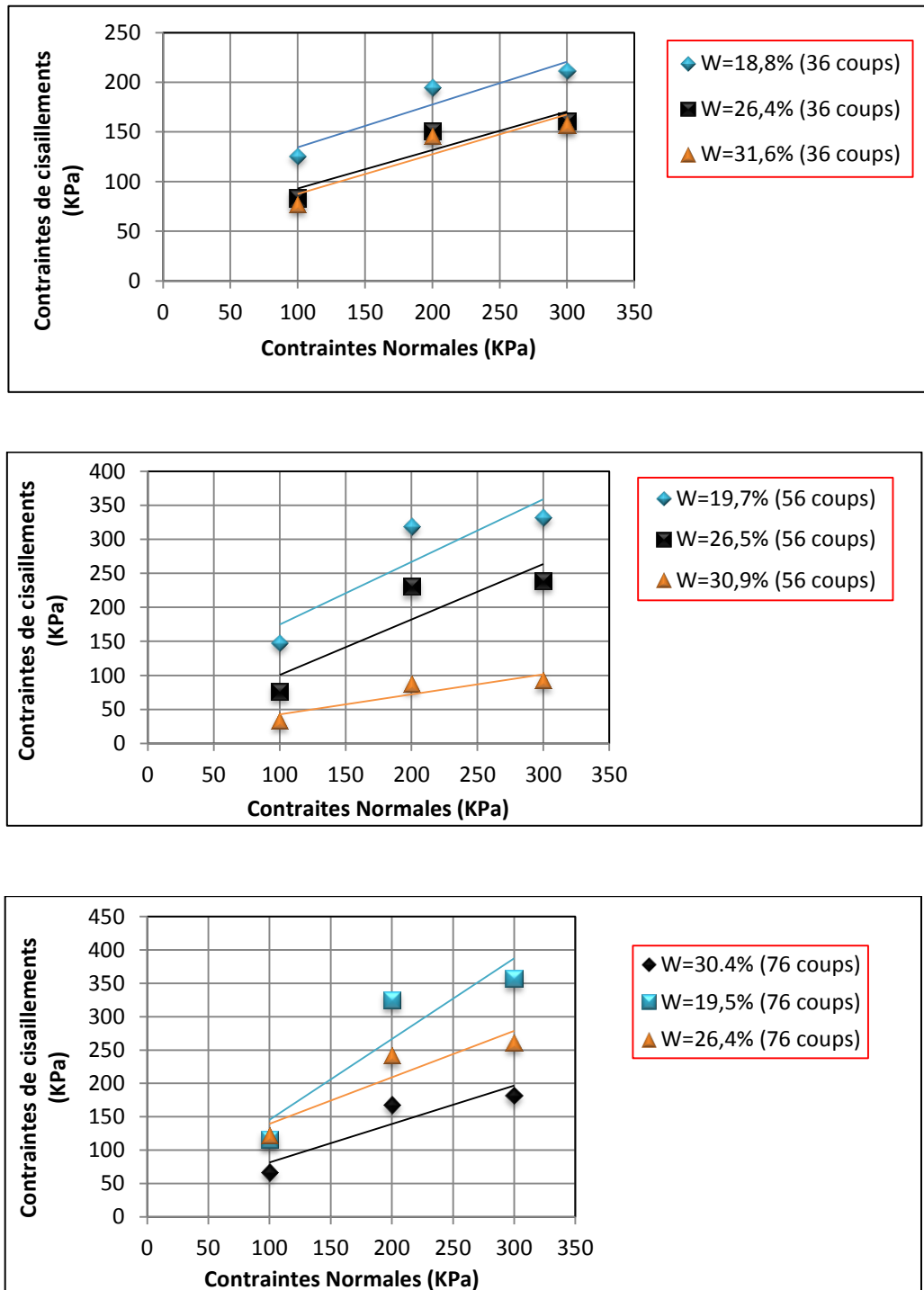


Figure 3.21 : Droites Intrinsèques des trois énergies de compactage à teneurs en eau variables.

3.4.3. Expression des résultats

Les lectures obtenues sur les différents comparateurs, sont converties en unités de calcul comme suit:

La contrainte tangentielle $\tau = \frac{T}{S_c}$ [kPa]

Avec :

T: force de cisaillement [daN]

S_c: La section corrigée

Les valeurs des contraintes Normales et les contraintes tangentielles sont présentées dans le tableau suivant.

Tableau 3.9 : Détermination des contraintes de cisaillement des éprouvettes compactées à teneurs en eau variables.

Energie de compactage	Echantillon n°	Teneur en eau initiale (%)	Contrainte Normale (kPa)	Section corrigée S _c (cm ²)	τ (kPa)
36 coups	1	19,8	100	28,3	125,8
	2		200		194,8
	3		300		212
	1	26,4	100		83,6
	2		200		150,7
	3		300		161
	1	31,7	100		77,9
	2		200		146,9
	3		300		159,7
56 coups	1	19,7	100	28,3	148,2
	2		200		319,4
	3		300		332,2
	1	26,5	100		76,6
	2		200		230,6
	3		300		239,5
	1	31	100		34,5
	2		200		88,8
	3		300		93,2
76 coups	1	19,5	100	28,3	115,6
	2		200		325,8
	3		300		357,7
	1	26,4	100		122,6
	2		200		242,7
	3		300		261,9
	1	30,4	100		67
	2		200		168
	3		300		182

3.4.4. Evolution de la cohésion (C) et de l'angle de frottement interne (φ) en fonction de la teneur en eau et de l'énergie de compactage.

La détermination des paramètres mécaniques des échantillons testés s'obtient en traçant les droites de Coulomb (courbes intrinsèques) dans un repère qui présente, en abscisses les contraintes verticales (σ) et en ordonnées les contraintes de cisaillement (τ_{max}), Figure 3.21.

Les pentes de ces droites représentent les tangentes des angles de frottements internes des échantillons, d'une part, d'autre part, les cohésions C s'obtiennent par l'intersection de ces droites avec l'axe des ordonnées.

L'évolution de ces deux caractéristiques (C, φ) est représentée sur les figures 3.22 et 3.23

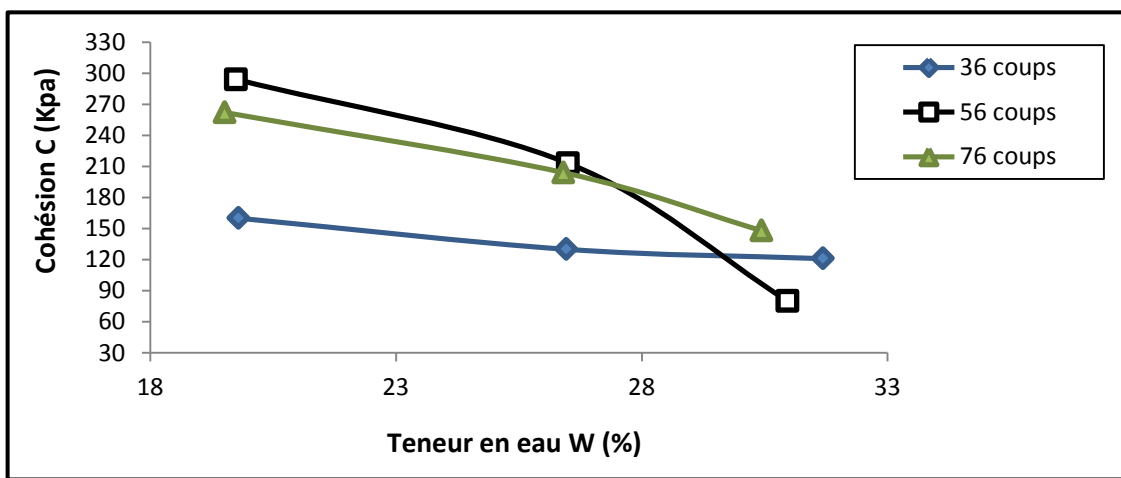


Figure 3.22 : Evolution de la cohésion (C) en fonction de la teneur en eau et l'énergie de compactage

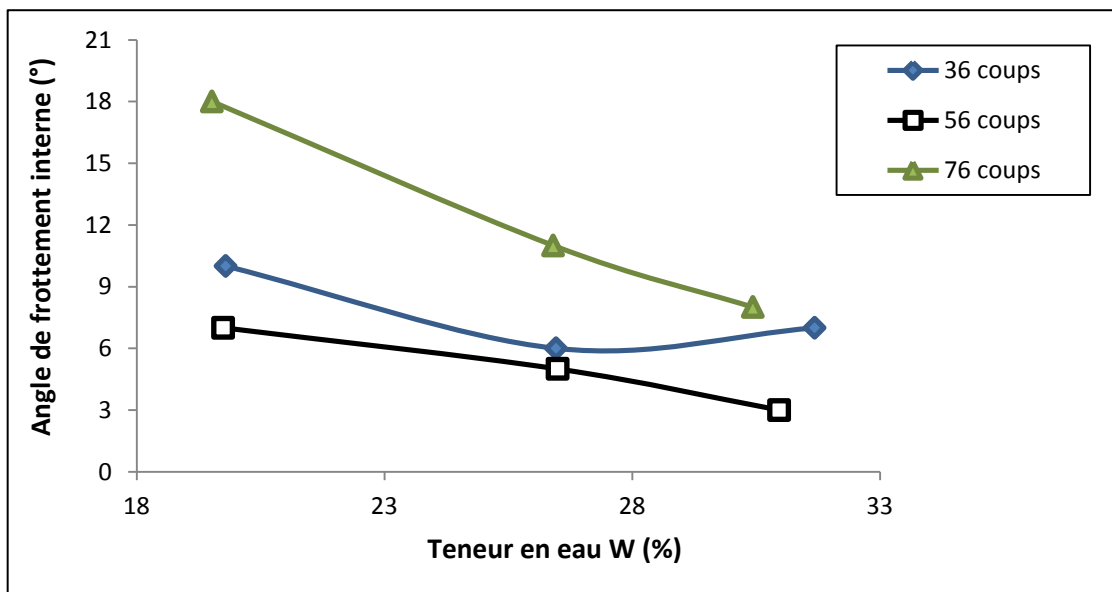


Figure 3.23 : Evolution de l'angle de frottement interne (φ) en fonction de la teneur en eau et l'énergie de compactage

Sur la figure 3.22 on constate d'une part, l'augmentation de la cohésion en fonction de l'énergie de compactage excepté pour l'énergie de compactage E3 qui présente une légère diminution par rapport à celle de l'énergie E2. D'autre part, on enregistre la diminution de la cohésion suite à l'accroissement de la teneur en eau des échantillons, qui peut être expliquée par une diminution de la succion. Des résultats concordants trouvés par Boussaid (2005) cité par (CHIKHI K., 2011).

Sur la figure 3.23, on remarque que plus on augmente l'énergie de compactage plus l'angle de frottement augmente. Par contre l'accroissement de la teneur en eau réduit légèrement l'angle de frottement. Il n'y a pas d'accord sur ce point dans la littérature.

3.4.5. Evolution de la cohésion (C) en fonction de la porosité (n) et l'indice des vides à différentes énergies de compactage

Tableau 3.10 : indice des vides et porosité (éprouvettes destinées pour essais de cisaillement)

N° d'essai	E1 (36 coups)				E2 (56 coups)				E3 (76 coups)			
	W (%)	γ_d [kN/m ³]	e	n	W (%)	γ_d [kN/m ³]	e	n	W (%)	γ_d [kN/m ³]	e	n
1	19,8	14,1	0,91	0,47	19,7	15,1	0,77	0,43	19,5	15,4	0,75	0,42
2	26,4	15	0,79	0,44	26,5	15,1	0,77	0,44	26,4	15,5	0,74	0,42
3	31,6	14	0,92	0,48	30,9	14,3	0,88	0,46	30,4	14,3	0,88	0,46

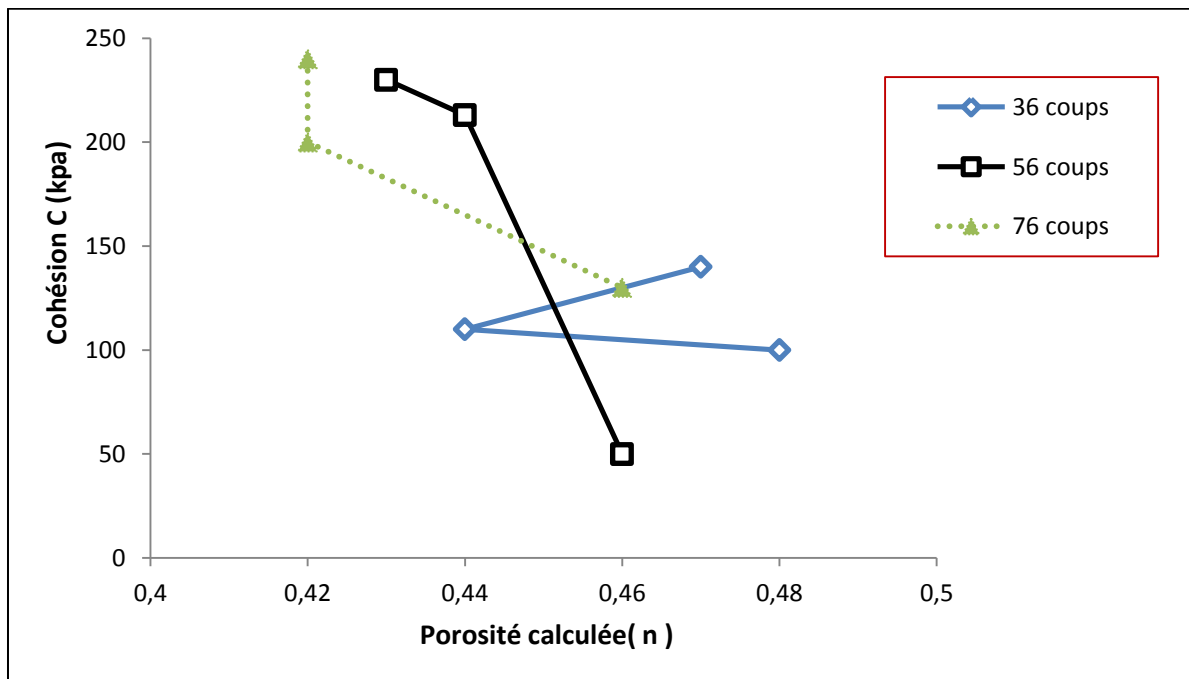


Figure 3.24 : Evolution de la cohésion (C) en fonction de la porosité (n) et l'énergie de compactage

✓ **Interprétation**

-La figure 3.24, les courbes obtenues des deux énergies de compactage (E2 et E3) indiquent que la cohésion augmente avec la diminution de la porosité, par contre la courbe à énergie (E1) révèle que la cohésion augmente avec augmentation de la porosité, comme elle peut diminuer avec sa diminution.

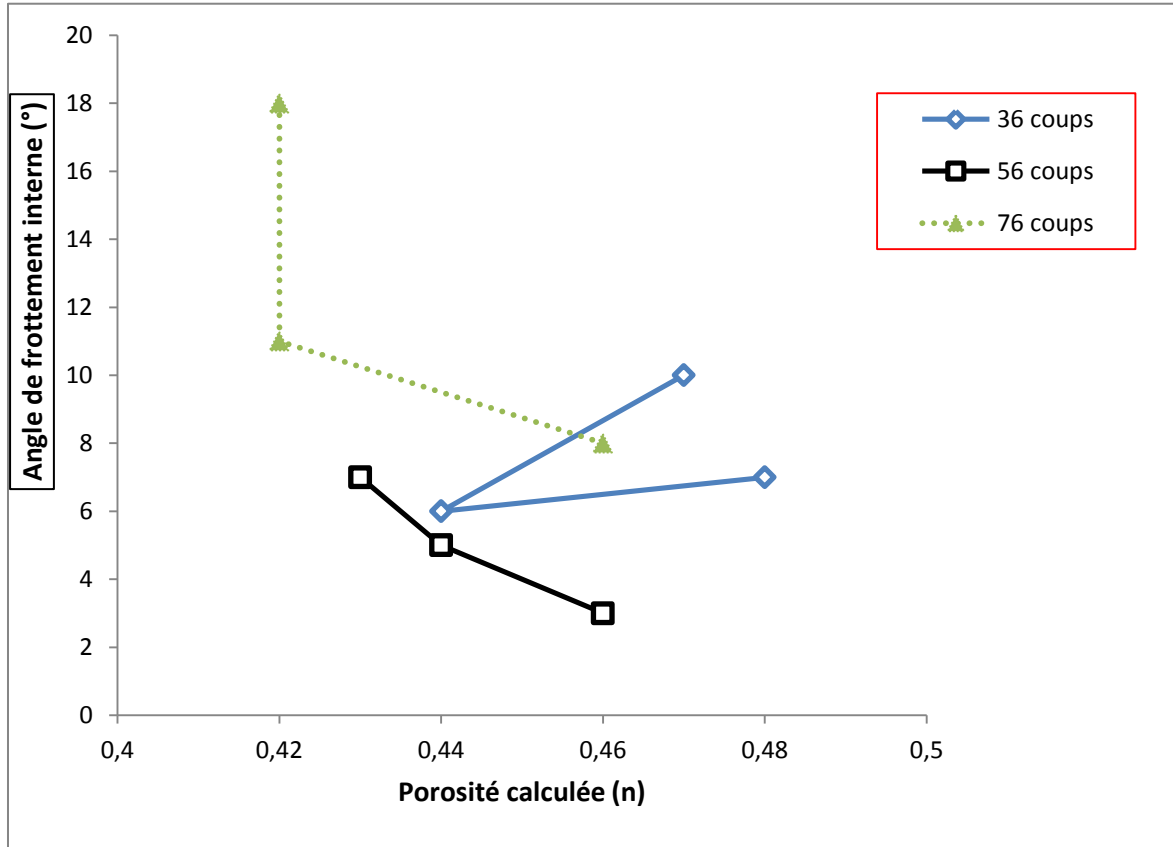


Figure 3.25: Evolution de l'angle de frottement interne en fonction de la porosité (n) et l'énergie de compactage

-Sur la figure 3.25, les courbes à énergie (E2 et E3), illustrent que l'accroissement de la porosité engendre la diminution de l'angle de frottement, excepté de la courbe à énergie E1, où la porosité engendre la diminution ainsi que l'augmentation de l'angle de frottement.

-En général, on peut constater que la tendance de la variation des deux paramètres (C , φ) est la même sur les courbes à énergies E2 et E3. Il serait souhaitable d'entamer d'autres essais à l'énergie de compactage E1 pour permettre d'en tirer des informations complémentaires.

3.5. Détermination du module d'élasticité « E »

3.5.1. Mesure du module par ultrasons

3.5.1.1. Description du matériel utilisé

L'appareil utilisé pour les mesures de module ultrason est de type Pundit Lab., il est composé de :

Un écran, 2 transducteurs (54 kHz), 2 câbles BNC 1,5 m, du couplant, une barre de calibration, un chargeur de batterie avec câble USB, des batteries 4x AA (LR6), un support de données avec logiciel, et une mallette de transport. (Photo 3.1).



Photo 3.1 : Dispositif Pundit Lab



Photo 3.2 : Auscultation d'une éprouvette compactée

3.5.1.2. Expression des résultats

Sur un total de 15 éprouvettes compactées à énergies et teneurs en eau variables, le dispositif Pundit lab ne nous a permis de tester que 06 éprouvettes (une du côté sec et celle de l'optimum). Nous avons remarqué que plus la teneur en eau est élevée plus la mesure par ultrasons devient instable.

Les résultats de la campagne d'essais effectuée sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.11 : Résultats expérimentaux de mesure du module par ultrasons

Energie de compactage	Teneur en eau (%)	Densité (MN/m ³) *10 ⁻³	Temps mesuré (s)	Distance de mesure (émetteur récepteur) (m)	Module d'élasticité E (MPa)
E1 (36 coups)	18,3	17,2	131.10 ⁻⁶	0.111	934,8
	21,6	18,6	109,2. 10 ⁻⁶	0.112	1481,1
	25	19	Non mesurable	0.111	Non mesurable
	26,3	19,1	Non mesurable	0.112	Non mesurable
	29,3	18,7	Non mesurable	0.111	Non mesurable
E2 (56 coups)	17,2	18,6	64,6.10 ⁻⁶	0.066	1469,7
	19,8	19,4	61,5. 10 ⁻⁶	0.068	1795,4
	24	19,6	Non mesurable	0.11	Non mesurable
	25,7	19,1	Non mesurable	0.111	Non mesurable
	28,8	18,6	Non mesurable	0.111	Non mesurable
E3 (76 coups)	19,6	18,7	90. 10 ⁻⁶	0.112	2192,2
	22,6	19,4	536. 10 ⁻⁶	0.111	62,9
	25,5	19,3	Non mesurable	0.111	Non mesurable
	28,7	19,3	Non mesurable	0.112	Non mesurable
	31,3	18,7	Non mesurable	0.11	Non mesurable

$$E = \frac{V^2 \rho (1+v)(1-2v)}{g(1-v)} \quad \text{Avec} \quad V = d/t$$

ρ = Poids volumique humide en [MN/m³]

$g = 9,81 \text{ m/s}^2$

$v = 0.30$: coefficient de poisson

✓ **Interprétation des résultats**

Les résultats des essais d'auscultation des éprouvettes compactées à teneurs en eau (côté sec et de l'optimum) montrent que le module d'élasticité E augmente avec l'accroissement de la teneur en eau et cela pour les deux énergies E1 et E2. Quant à l'énergie E3, une diminution du module est enregistrée quand la teneur en eau a augmenté (figure 3.26).

Ce constat attire l'attention sur la nécessité de multiplier le nombre d'essais avec la variation de l'énergie de compactage (au-delà de 76 coups)

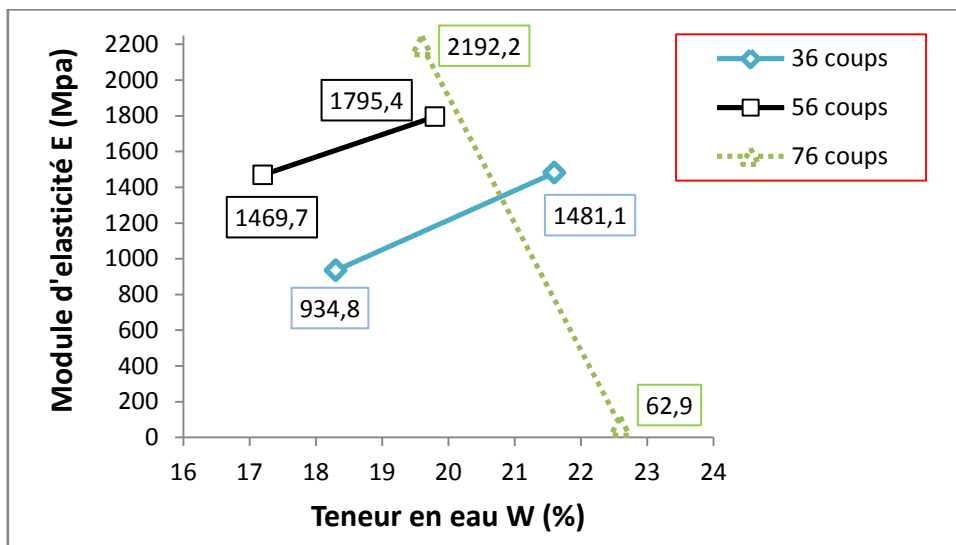


Figure 3.26: Evolution de Module d'élasticité « E » en fonction de la teneur en eau et l'énergie de compactage

3.6. Essais de perméabilité non saturée (essai pulse)

L'essai de perméabilité est effectué sur échantillon extrait des éprouvettes compactées.

Le dispositif expérimental est composé d'une cellule triaxiale équipé de deux contrôleurs de pression volume et de capteur de pression, de précision $\pm 1\text{KPa}$ et $\pm 1\text{ mm}^3$. L'ensemble est piloté par un ordinateur via une centrale d'acquisition. Une fois que l'échantillon est installé dans la cellule triaxiale, on applique une contrainte de confinement, une pression à la base de l'échantillon et une pression à la tête de l'échantillon

L'interprétation de l'essai pulse est basée sur l'analyse de l'évolution de la vitesse d'infiltration déduite de la dissipation de la pression en fonction du temps.

Pour déduire le coefficient de perméabilité, la méthode consiste, à partir de la courbe de dissipation de la pression en fonction du temps, à appliquer la loi de Darcy sur un incrément de temps petit, et à en déduire un coefficient de perméabilité quasi instantané.

$$k = \frac{V}{i} = \frac{Q}{i \times S}$$

Avec :

V : vitesse d'infiltration [m/s]

Q : débit d'infiltration [m³/s]

S : section de l'échantillon [m²]

i : gradient hydraulique

Trois essais de perméabilité ont été effectués sur échantillons compactés à l'énergie E2 (56 coups), et les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

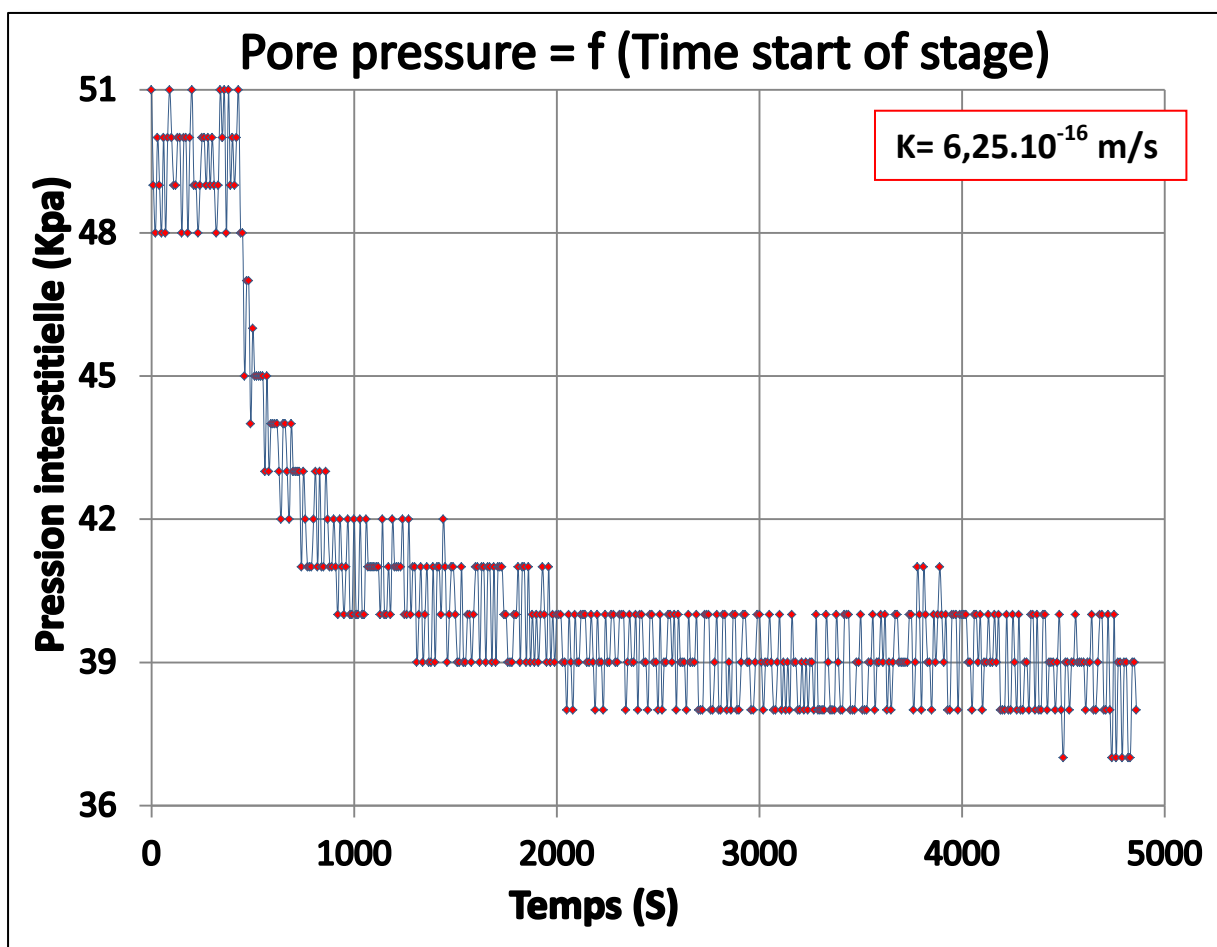


Figure3.27 : Courbe de dissipation de la pression interstitielle en fonction de temps
(Teneur en eau initiale W=17,7% ; Teneur en eau après essai W=24%)

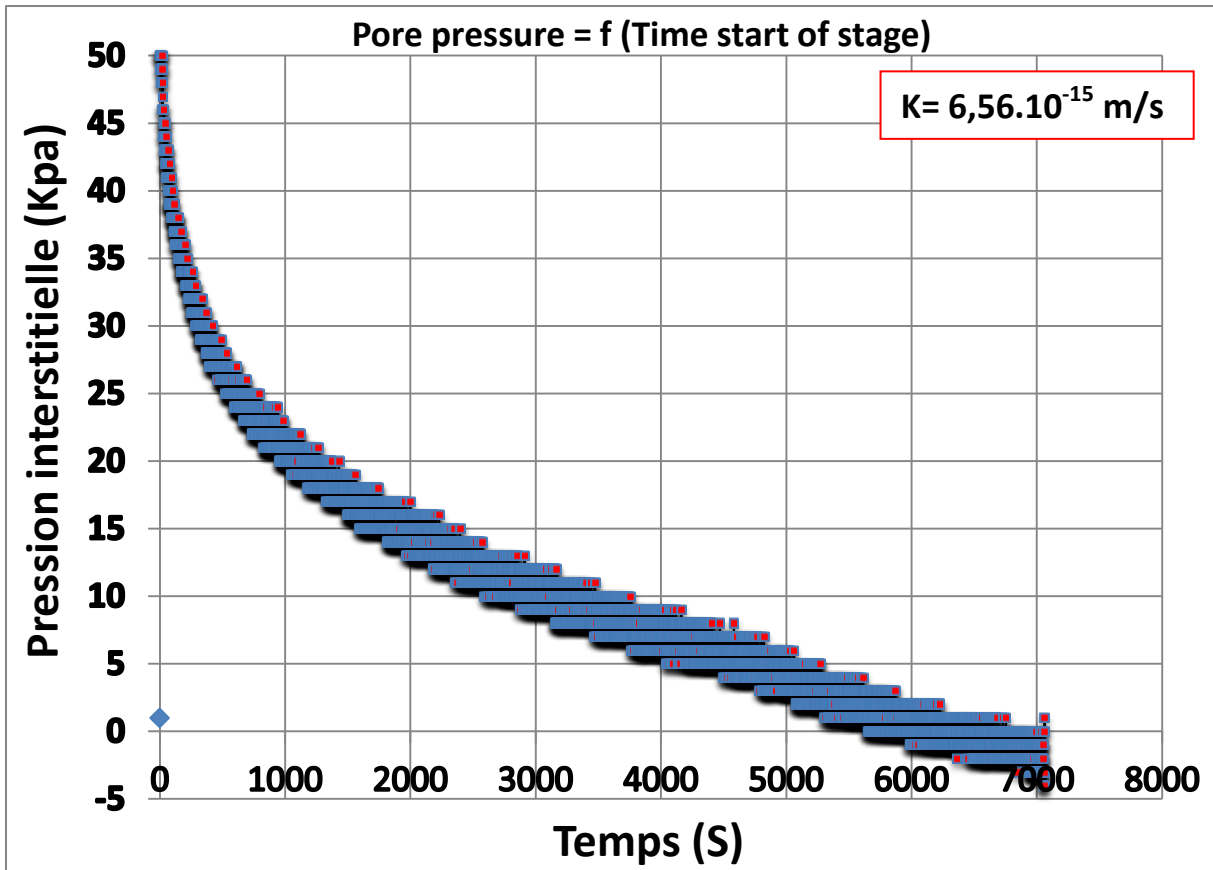


Figure 3.28 : Courbe de dissipation de la pression interstitielle en fonction de temps
(Teneur en eau initiale $W=24\%$; Teneur en eau après essai $W=25,6\%$)

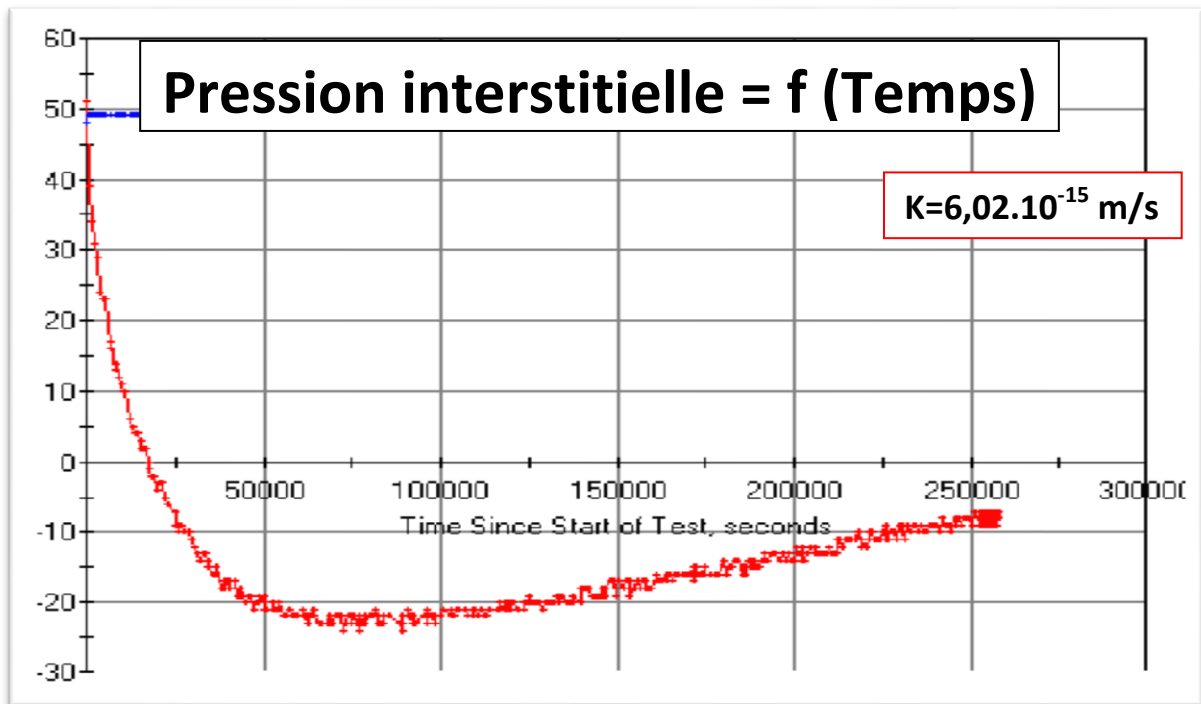


Figure 3.29 : Courbe de dissipation de la pression interstitielle en fonction de temps
(Teneur en eau initiale $W=19,8\%$; Teneur en eau après essai $W=27,7\%$)

Tableau 3.12 : récapitulatif des essais perméabilité a l'eau

Echantillon N°	Teneur en eau initiale (W%)	Hauteur moyenne (mm)	Diamètre moyen (mm)	Teneur en eau après essai (W%)	Perméabilité K (m/s)
1	17,7	25,5	47,5	24	$6,25.10^{-16}$
2	19,8	27	48	27,7	$6,02.10^{-15}$
3	24	27,5	47	25,6	$6,56.10^{-15}$

Les valeurs de perméabilités calculées à partir des incréments de temps indiquent qu'au niveau de la teneur en eau côté sec, le sol présente une perméabilité plus faible.

3.7. Conclusion

Plusieurs conclusions peuvent être tirées de ce chapitre :

- La synthèse des essais de cisaillement direct (UU) réalisés à teneurs en eau constante de compactage ont montré que l'angle de frottement augmente quand l'énergie de compactage augmente à la même teneur en eau.

- Les mesures de la succion effectuées révèlent que plus l'échantillon est sec plus la succion est importante. Une petite variation de teneur en eau engendre une grande variation de succion.

- Les courbes obtenues à partir des essais IPI, indiquent que le matériau présente une résistance meilleure quand la teneur en eau diminue. L'augmentation de l'énergie de compactage engendre une augmentation de l'indice IPI.

- Les mesures du coefficient de perméabilité non saturée ont pu mettre en évidence que l'accroissement de la teneur en eau dans l'échantillon provoque la diminution de la perméabilité.

- Finalement, on peut retenir que le matériau compacté côté sec de l'optimum présent des caractéristiques mécaniques meilleures et que la succion est le paramètre pertinent pour décrire l'évolution de ces caractéristiques.

CONCLUSION GENERALE

Le travail présenté dans ce mémoire s'inscrit dans la thématique de recherche portant sur l'étude du comportement des sols non saturés compactés utilisés dans les ouvrages en terre tels que les remblais et les noyaux de barrages.

L'accent a été mis sur, l'influence de la teneur en eau de compactage sur les caractéristiques du matériau, pour différentes énergies de compactage.

On aborde l'étude du comportement des matériaux compactés non seulement avec une approche empirique basée sur des paramètres tels que la densité et l'IPI, mais avec une approche rhéologique intégrant la contrainte, la succion et la déformation.

A cet effet, une campagne d'essai de compactage a été réalisée sur plusieurs éprouvettes compactées à différentes teneurs en eau et différentes énergies de compactage.

Les résultats d'essais de portance IPI réalisés sur l'ensemble des éprouvettes compactées, ont permis d'illustrer que leur résistance augmente avec le décroissement de la teneur en eau.

Les essais de cisaillements (UU) réalisés à teneur en eau de compactage, ont montré que la cohésion augmente avec la diminution de sa teneur en eau.

Les résultats de mesures réalisées au papier filtre, indiquent que la succion augmente quand la teneur en eau diminue.

Quant au module d'élasticité mesuré par Ultrasons, il devient non mesurable quand l'échantillon testé présente une teneur en eau élevée (dans notre cas au-delà de 22.6%).

On note aussi parmi les résultats obtenus quelques uns qui ne sont pas conformes aux tendances relevées dans la littérature (comme exemple, la densité sèche a légèrement diminué quand l'énergie de compactage a augmenté).

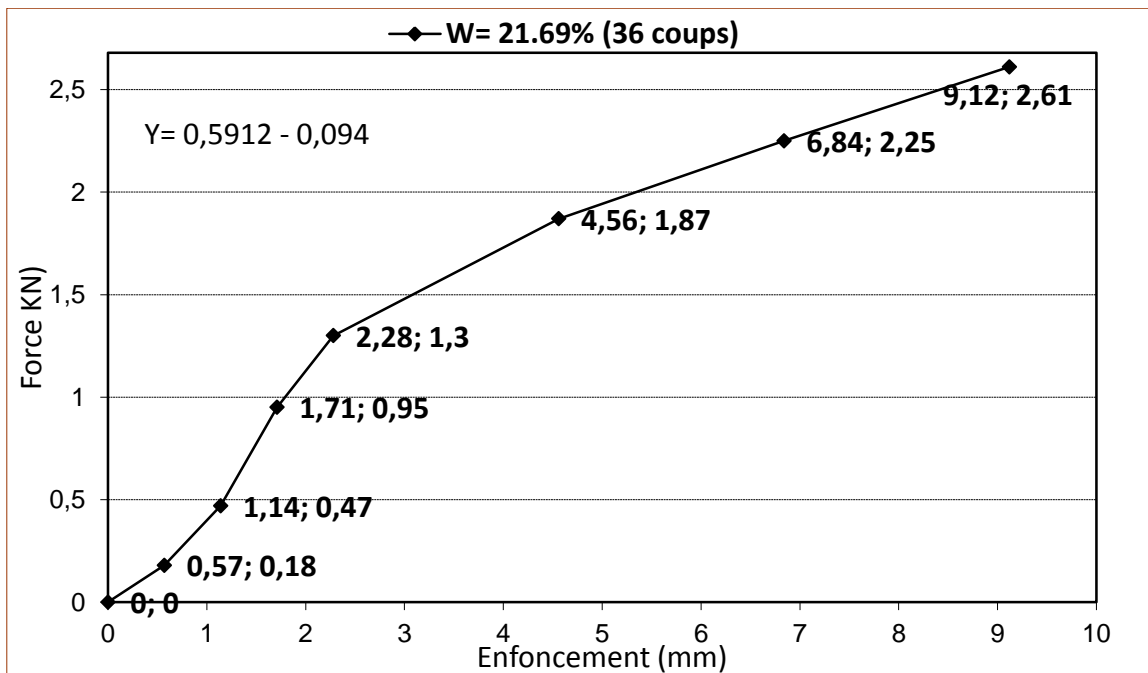
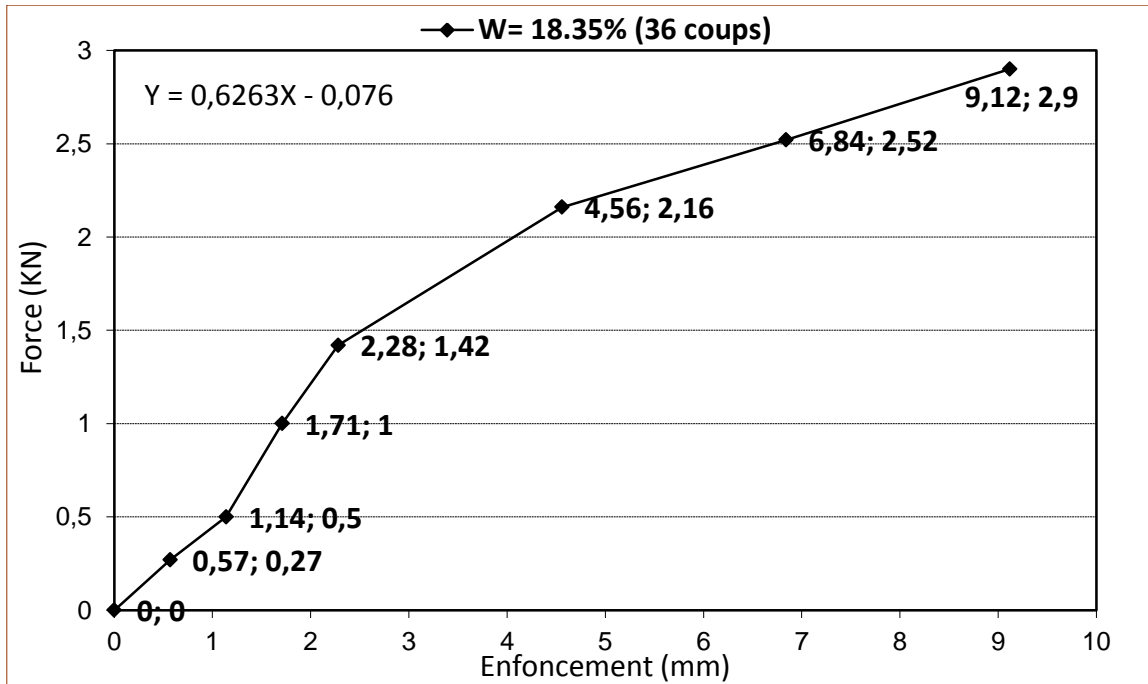
Finalement, le présent travail a apporté beaucoup d'informations sur le comportement des sols compactés. Faute de temps, les essais ont été réalisés sur un seul matériau.

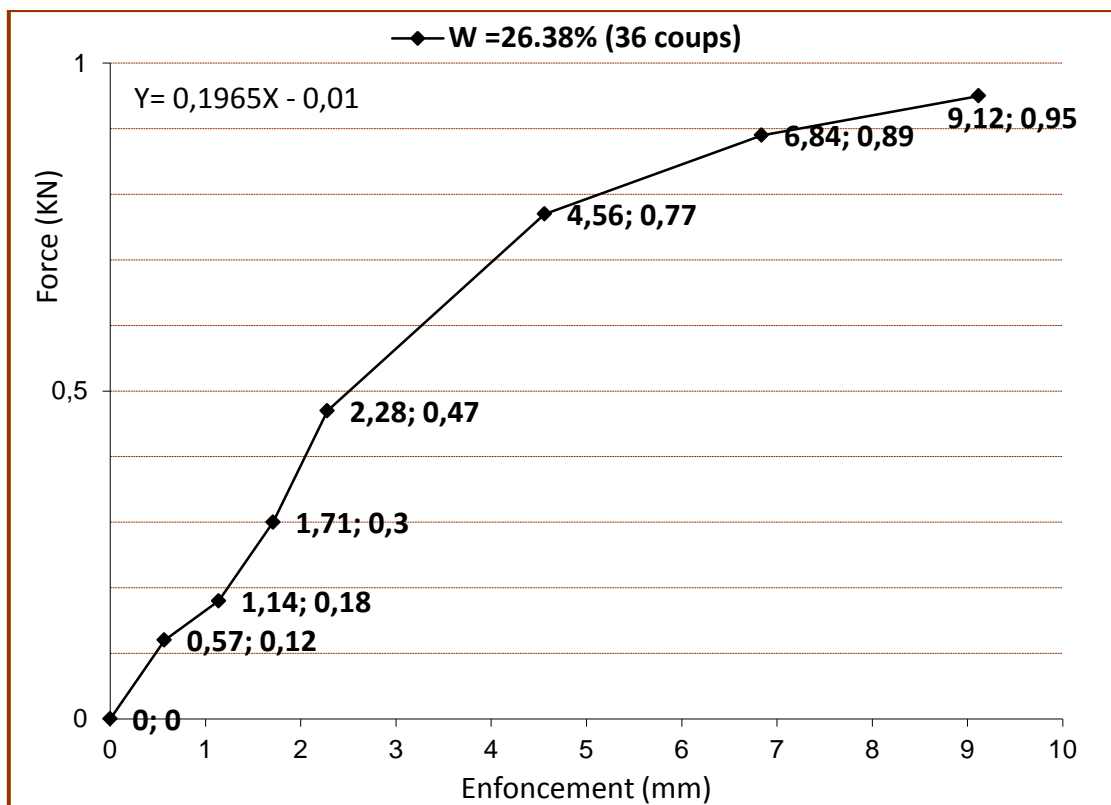
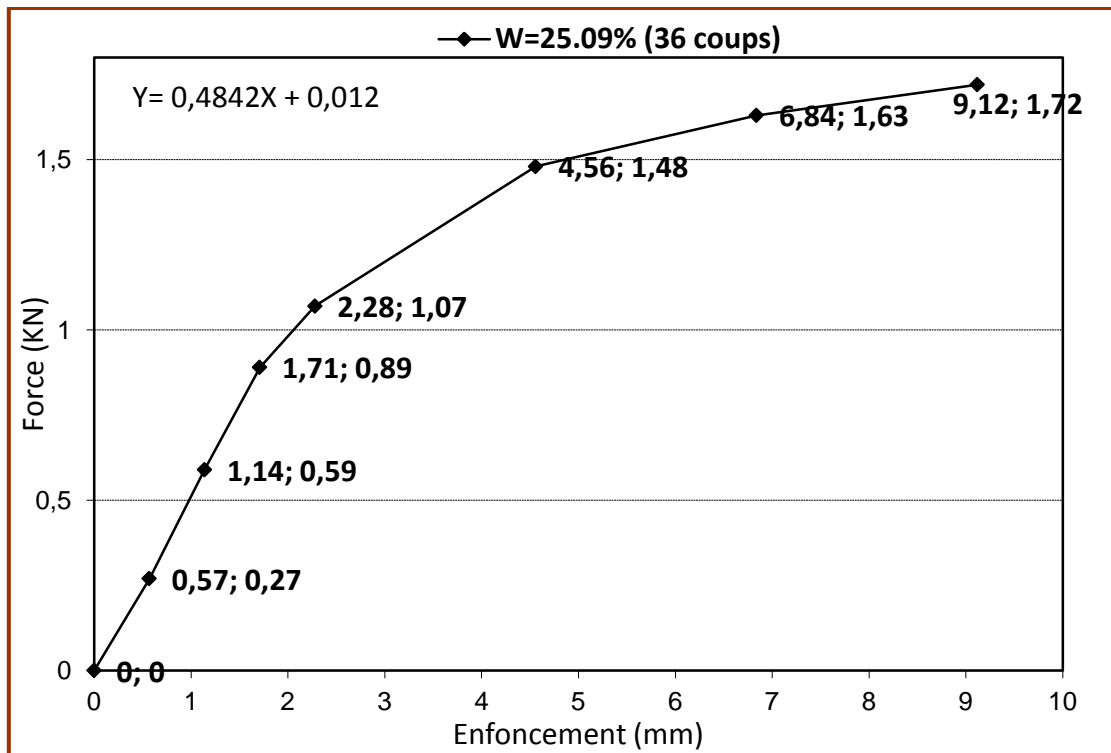
Comme perspectives, on pourrait envisager des études et des comparaisons entre plusieurs types de matériaux afin de pouvoir donner des explications ou des hypothèses sur les résultats qui sont jugés singuliers, et aussi d'enrichir un peu plus les bases de données expérimentales sur le sujet.

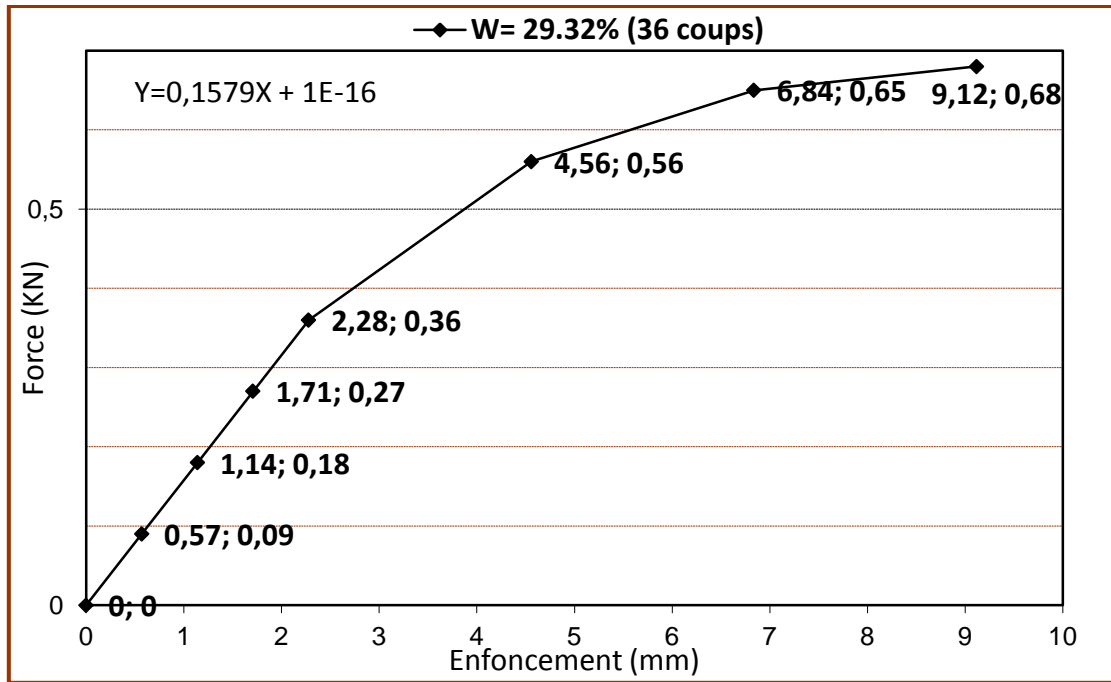
ANNEXE

Courbes des IPI avec correction

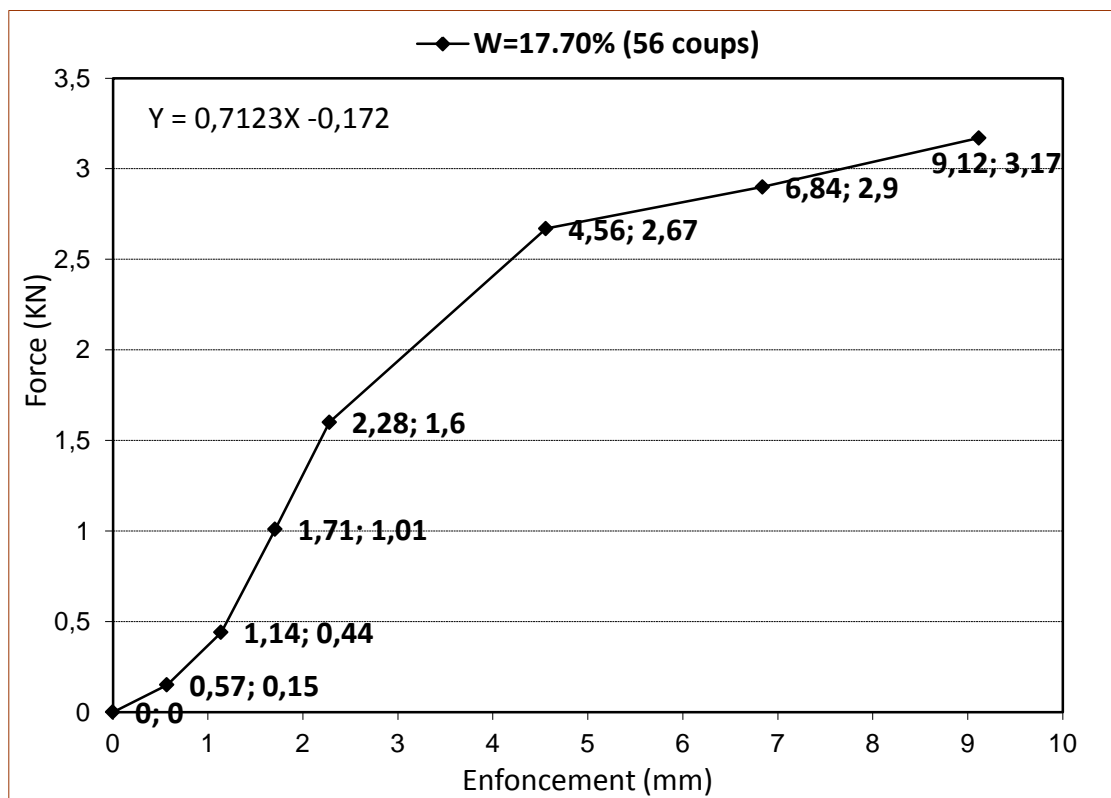
- ✓ Energie de compactage E1 (36 coups) :

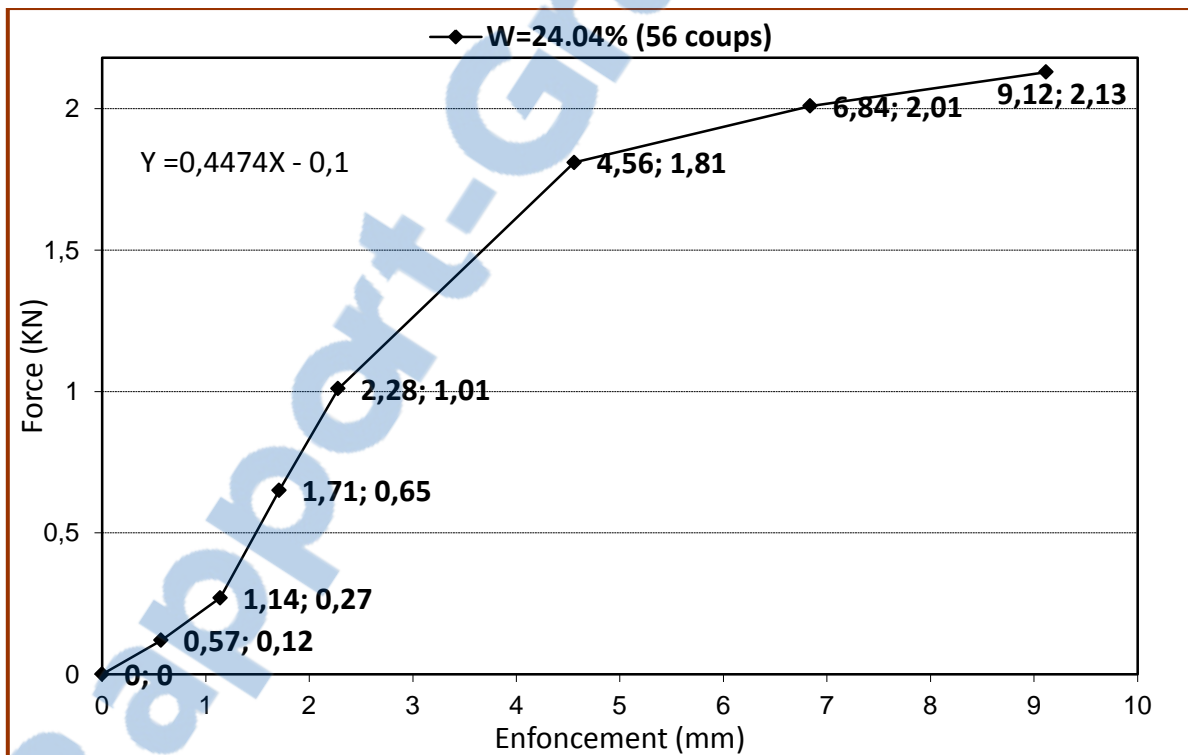
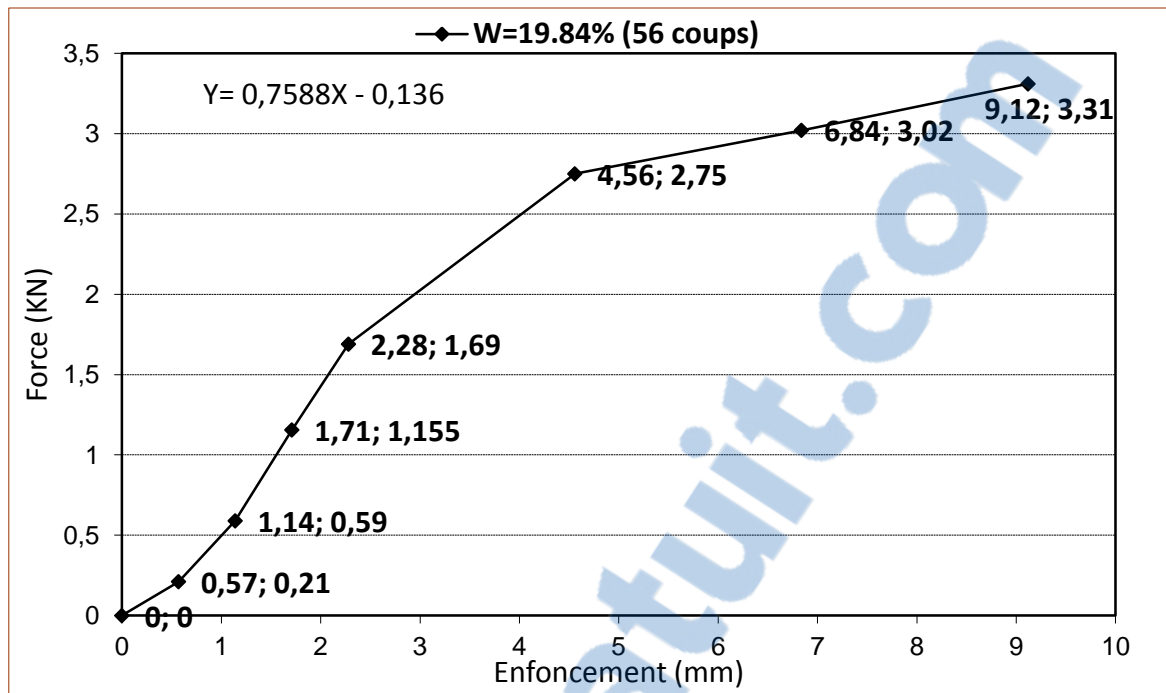


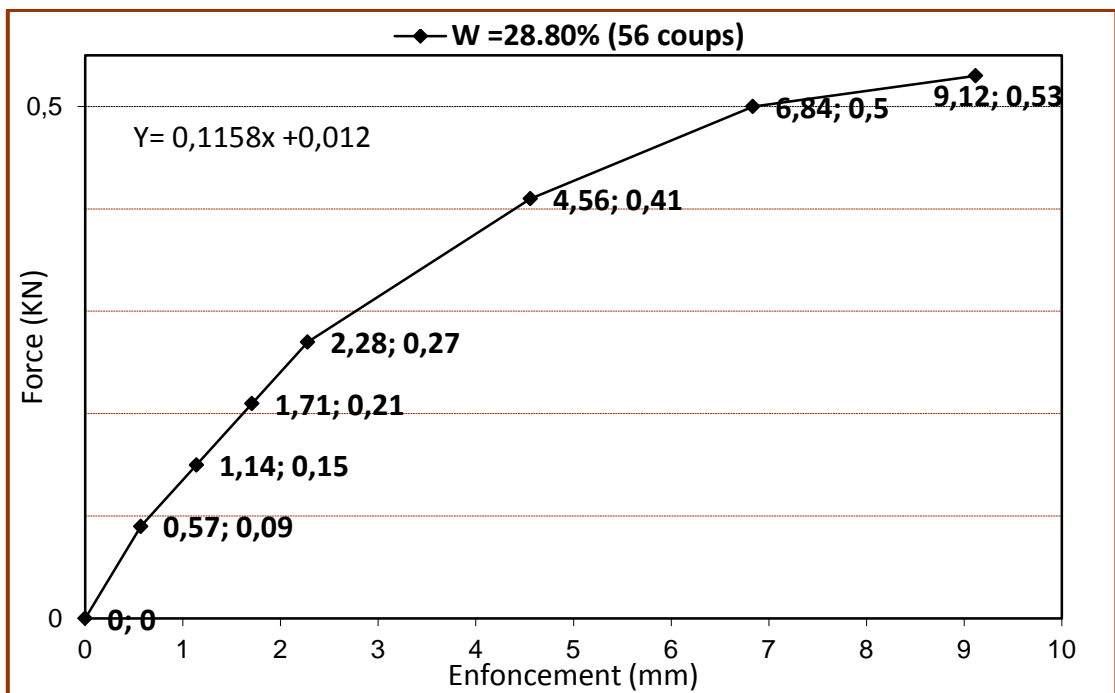
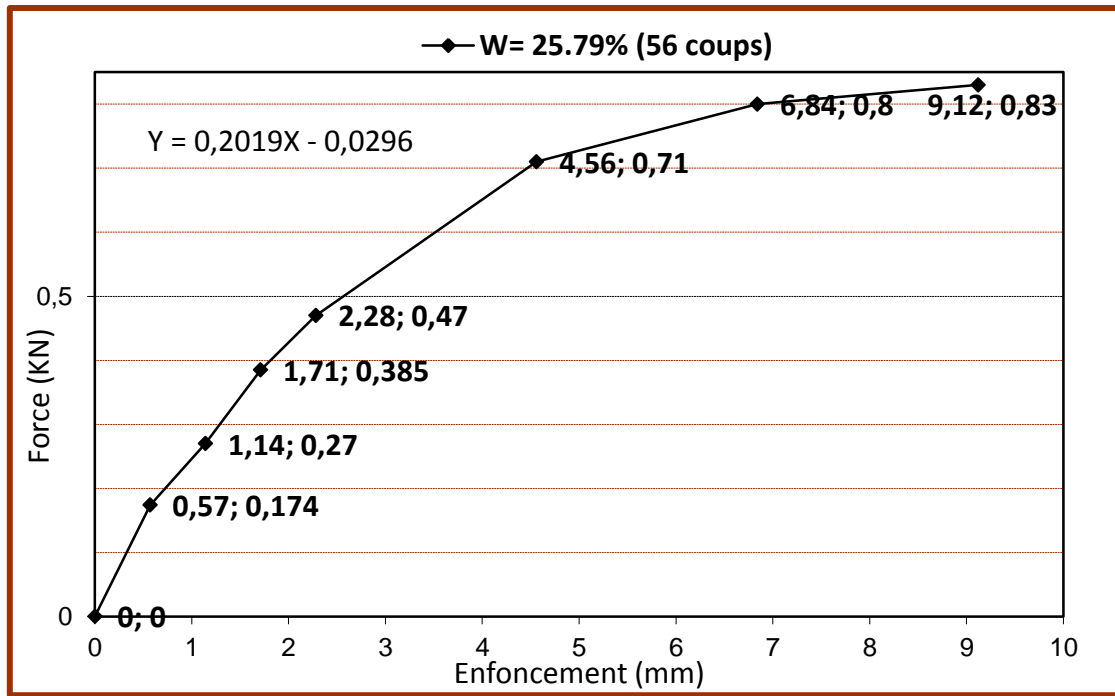




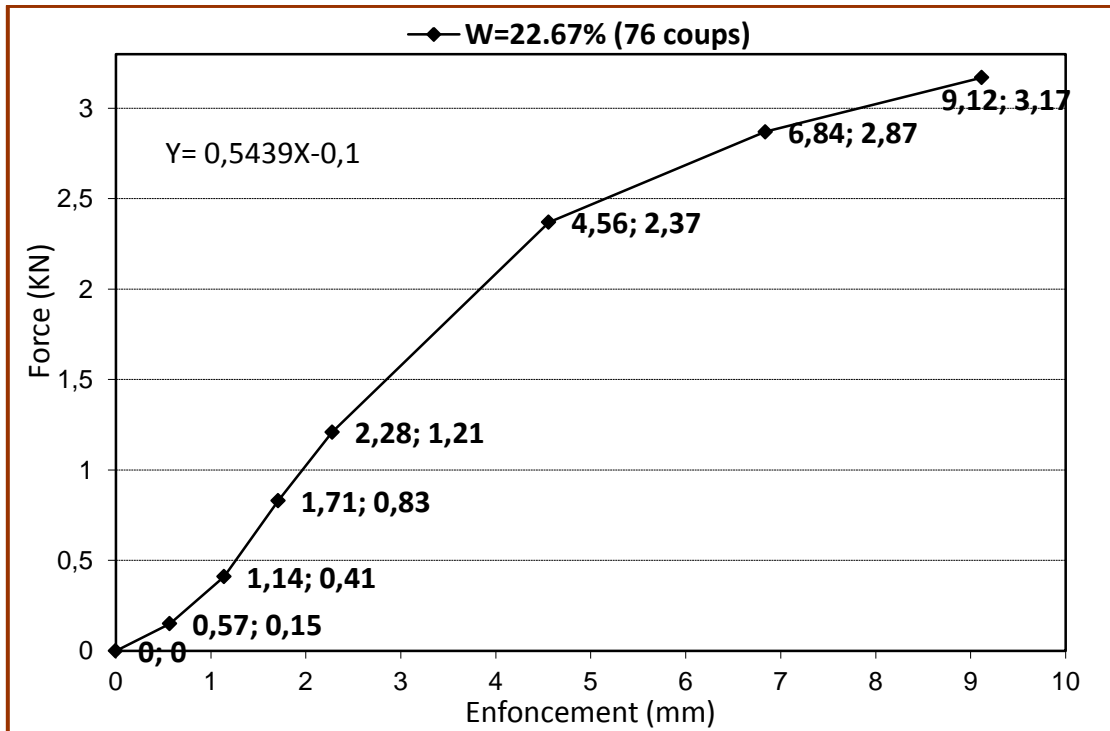
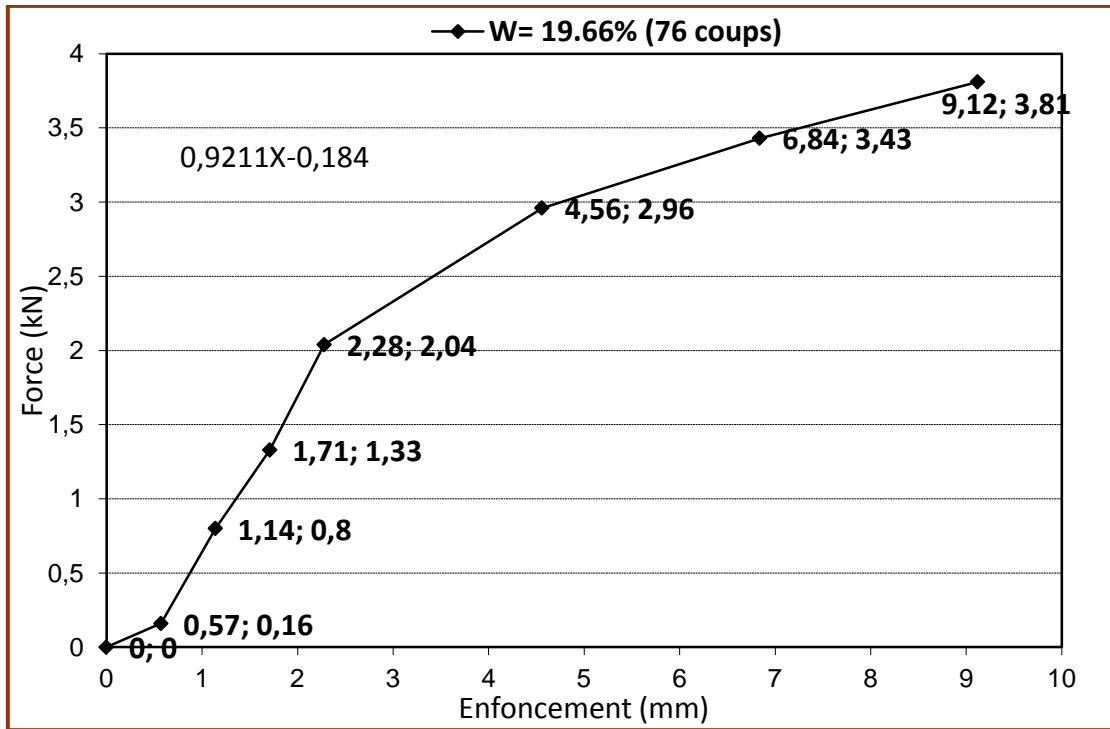
✓ Energie de compactage E2 (56 coups) :

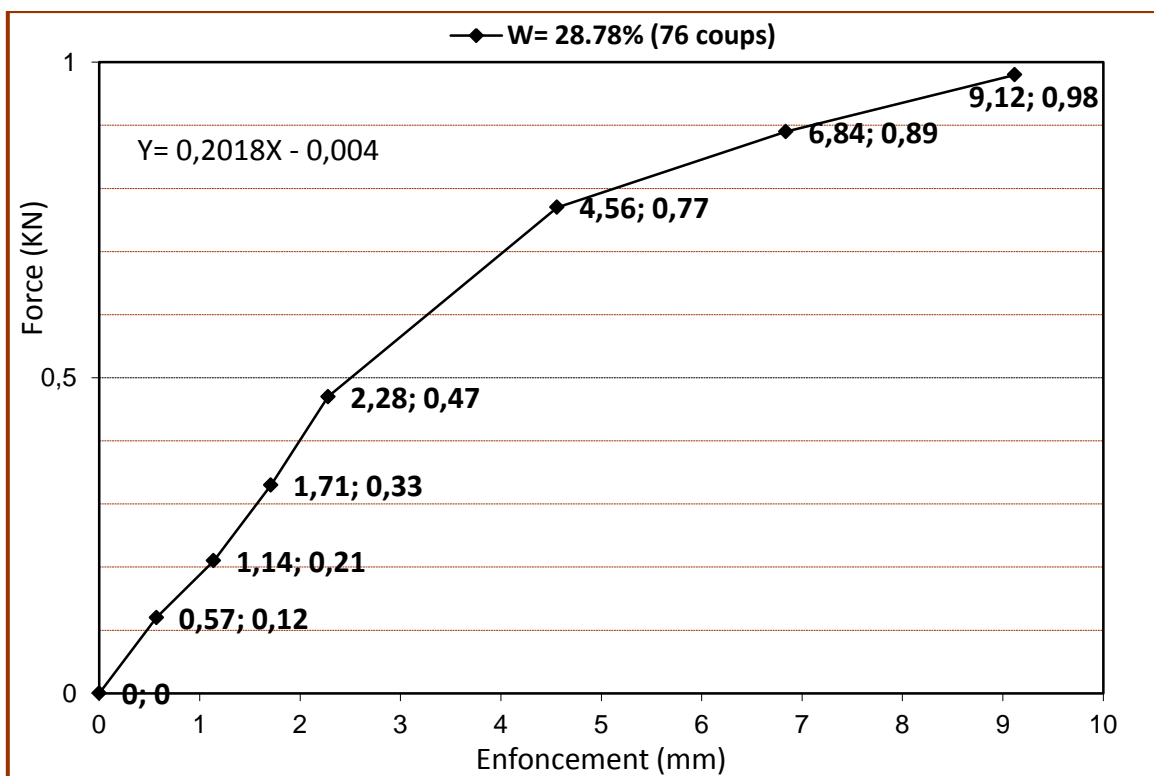
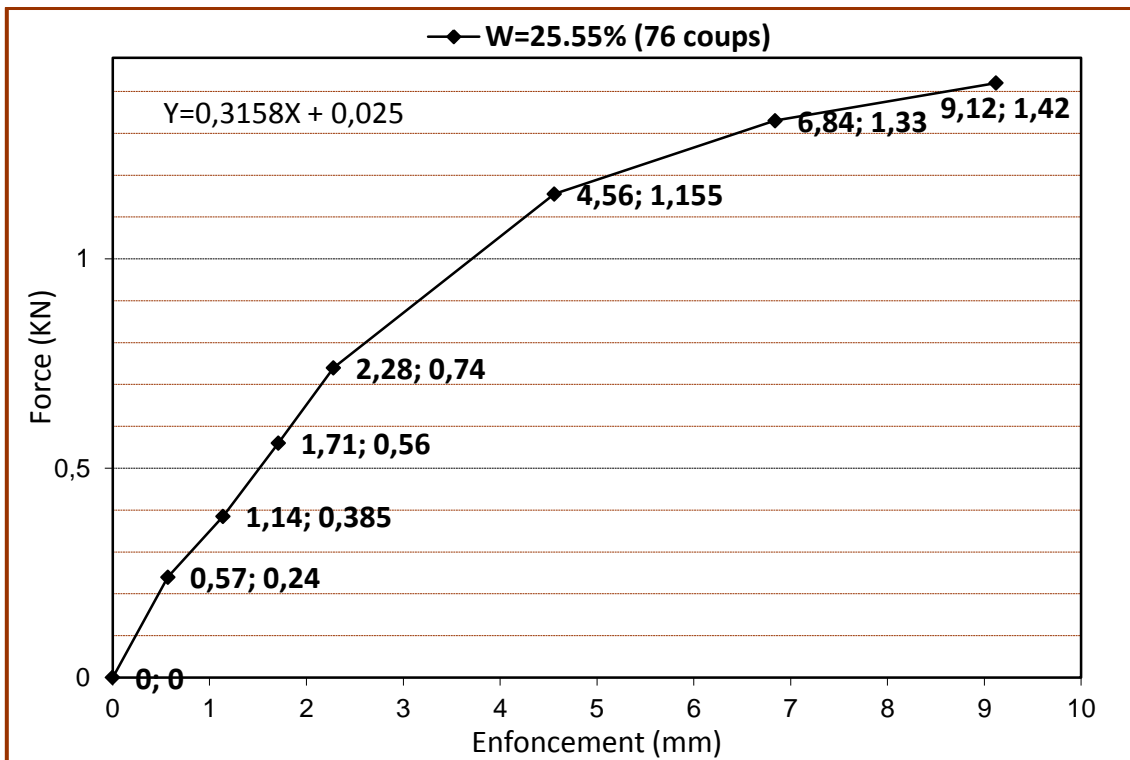


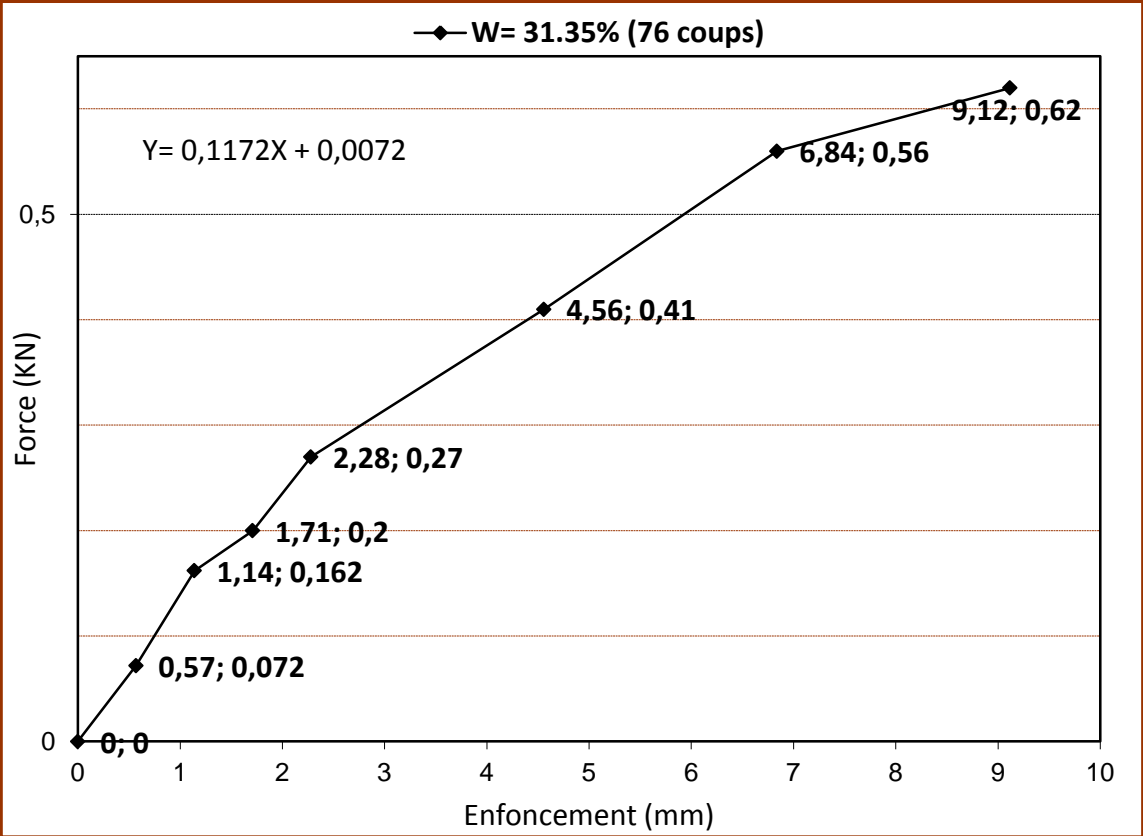




✓ Energie de compactage E3 (76 coups) :







Références Bibliographiques

ABOU-BEKR N., TAIBI S., LACHGUEUR K.,(2009), « Mesure de la conductivité hydraulique d'une argile non saturé de la région de Tlemcen », *Laboratoire Eau et Ouvrages dans Leur Environnement, Université A. Belkaid, Tlemcen (Algérie)-Laboratoire Ondes et Milieux Complexes, FRE CNRS 1302, Université du Havre (France)*.

ASTM D 5298- 94., (1994), « Standard test method for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using filter paper »- Annual book of ASTM Standards, Vol. 04.09, 154-159.

AZZOUZ F-Z., (2006), « Contribution a l'étude de la stabilisation chimique de quelques argiles gonflantes de la région de Tlemcen », Mémoire de magister, Université A. belkaid, Tlemcen (Algérie).

AIT AHMED F., (2011), « L'effet de compactage sur le comportement sismique des barrages en terre », Mémoire de magister, Université de Boumerdes (Algérie).

AFNOR, « Norme française sol: reconnaissance et essais»:

XP P 94- 041: Analyse granulométrique, méthode de tamisage par voie humide

NF P 94- 050: «Détermination de la teneur en l'eau pondérale des matériaux- Méthode par étuvage».

NF P 94- 051: Détermination des limites d'atterbeg la limite à la coupelle – limite de Plasticité au rouleau.

NF P 94- 057: «Analyse granulométrique des sols par sedimentométrie ».

XP P 94- 060-1: «Détermination conventionnelle de la limite retrait sur le passant à 400µm d'un matériau».

NF P 94- 068: «Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par l'essai à tache ».

NF P 94-048 : « Détermination de la teneur en carbonate : Méthode du calcimètre ».

NF P 94-055 : « Détermination de la teneur pondérale en matières organiques d'un sol : Méthode chimique ».

NF X 31-130 : « Détermination de la capacité d'échange cationique (CEC) et des cations extractibles : Méthodes chimiques »

NF P 94-093 : « Détermination des références de compactage d'un matériau : Essai Proctor Normale ».

ARSENIE IOANA M., (2009), « Interprétation en contraintes effectives du comportement réversible des matériaux granulaires compactés non saturés sous sollicitations triaxiales cycliques », Ecole Nationale Supérieur De Géologie INPL, INSA Strasbourg, Génie Civil.

ALSHIHABI O., (2002), « Etude en laboratoire du comportement d'un sol compacté non saturé : Influence des cycles de séchage-humidification », Thèse de doctorat, Université des sciences et technologie de Lille.

Aissa Mamoune S.M., (2002), « contribution a la mesure, prévision et modélisation du comportement des sols expansifs », Thèse magister, Université Abou bakr Belkaid (Tlemcen).

Abou-bekr N., Aissa Mamoune S.M, (2004); «*Stabilization of swelling soils using Salts*». Conférence Internationale de Géotechnique. (Beyrouth).

Amrani C., (2014), « Les corrélations en mécanique des sols : Application aux sols compactés », Mémoire de master, Université A. Belkaid, Tlemcen (Algérie).

BAKKARI A ., (2007), « Observation et modélisation d'ouvrages en terre soumis a des processus de séchage et d'humidification », Thèse de doctorat, L'école Nationale Des Ponts et Chaussées.

Bultel Frédéric., (2001), «*Prise en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnement des revêtements des tunnels*», Thèse doctorat, l'école nationale des ponts et chaussées.

Bekkouche A., Djedid A., Aissa Mamoune S.M, (2001); « Identification et prévision du gonflement de quelques sols de la région de Tlemcen (Algérie) » Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, pp 67-75.

BENDI-OUIS A., (2014), « Comportement hydromécanique des sols fins compactés au voisinage de la saturation », Thèse de doctorat, Université A. Belkaid, Tlemcen (Algérie).

BOUTARFA M., (2012), « Caractérisation physique et rhéologique de la bentonite de maghnia », Mémoire de magister, Université des sciences et de la technologie Mohamed Boudiaf (Oran).

BISHOP A.W., DONALD I.B., (1961), « The experimental study of partly saturated soils in the triaxial apparatus », International conférence on Soil Mechanics, Paris, 1, pp : 13-21.

Bourokba Mrabet S.A., Hachichi A., Taibi S., Fleureau J.M.,(2009), « Techniques de mesure de la conductivité hydraulique saturée et non saturée de l'argile de Mers El Kébir (Algérie) », *Université des Sciences et Technologie Mohamed Boudiaf ,Oran (Algérie)- Laboratoire Ondes et Milieux Complexes, FRE CNRS 1302, Université du Havre (France)- Laboratoire de Mécanique des sols, structures & matériaux, Ecole Centrale Paris & CNRS (France).*

CHIKHI K., (2011), « Etude expérimentale des matériaux non saturés au cisaillement et à l'oedomètre », Mémoire de magister, Université Mouloud Mammeri (Tizi-Ouzou).

Chen F. H., MA G. S, (1987), «*Swelling and shrinking behaviours of expansive clays*», International Conférence on expansive soils, New Delhi. pp: 127-129.

CHU T.Y., MOU C.H., (1973), « Volume change characteristics of expansive soils determined by controlled suction tests ». In: Proceeding of the 3rd International Conference on Expansive Soils, Haifa, Academic Press, Jerusalem, pp : 177–185.

COLEMAN J.D., (1962), « Stress strain relations for partly saturated soil. Correspondence, Géotechnique », pp : 348-350.

CUI Y.J., (1993), « Thèse de Doctorat, Etude du comportement d'un limon compacté non saturé et de sa modélisation dans un cadre élasto-plastique », Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

DERFOUF F.M., (2014), « Contribution a l'étude des sols fins non saturés : Aspects du comportement volumique », Thèse de doctorat, Université A. Belkaid, Tlemcen (Algérie).

DELAGE P., (1987), « Aspects du comportement des sols non saturés », Revue Française de Géotechnique, 40, pp : 33-43.

DJEDID A., (2002), « L'identification des sols gonflants : Pour une démarche Unifiée », Université Aboubekr Belkaid, Tlemcen (Algérie).

FREDLUND D.G., MORGENSTERN N.R., WIDGER A., (1978), « Shear strength of unsaturated soils », Canadian Geotechnical Journal 15(13), pp : 313-321.

GUEDDOUDA M.K., (2011), « Comportement hydromécanique des sols compactés : application a la conception d'une barrière ouvragée-sable de dune bentonite », Thèse de doctorat, Université A. Belkaid, Tlemcen (Algérie).

GOUAL I., (2012), « Comportement mécanique et hydrique d'un mélange de tuf et de sable calcaire de la région de Laghouat : Application en construction routière », Thèse de doctorat, Université A. Belkaid, Tlemcen (Algérie).

GHANEM F., (2011), « Corrélation entre la perméabilité et la succion », Mémoire de magister, Université Mouloud Mammeri (Tizi- Ouzou).

GENS A., (1993), « Constitutive modelling of expansive soils _Unsaturated soils : Recent développements and applications », civil Engineering Européen Courses, Programme of continuing éducation(Barcelona)

Holtz R. D et Covacs W.D., (1996), « *Introduction à la géotechnique* », Edition de l'école Polytechnique de Montréal.

HIBOUCHE, « Essais de perméabilité non saturé », Thèse de doctorat, Université A.Belkaid, Tlemcen (Algérie).

Jacques Lérau., (2005), « Cours-Géotechnique 1 », INSA-Institut National Des Science Appliquées De Toulouse.

LACHGUEUR K., (2007), « Mesure de la conductivité hydraulique dans les argiles non saturé –application au noyau du barrage boughrara », Mémoire de magister, Université A. belkaid, Tlemcen (Algérie).

LÊ Thị Ngọc Hà., (2009), « comportement des sols fins ».

LAMBE T.W., (1973), « Predictions in soils engineerings, Geotechnique ».

MEFTAH K., (2008), « Cours et exercices de mécanique des sols ».

MASEKANYA J-P., (2007), « Stabilité des pentes et saturation partielle : Etude expérimentale et modélisation numérique », Thèse de doctorat, Université de Liège, Paris (France).

MATYAS E.L., RADHAKRISHNA H.S., (1968), « Volume change characteristics of partially saturated soils », Géotechnique, 18(4), pp : 432-448.

Recommandation R 81/10., « Code de bonne pratique pour le traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques », Edité par le centre de recherche routière (Bruxelles).

RANDRIANANDRASANA A.P., (2005), «Apport de la géotechnique a l'étude des remblais routiers à vohipeno», MEMOIRE de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme de maîtrise des Sciences et Techniques en Géophysique Appliquée, UNIVERSITE D'ANTANANARIVO.

SAYAD C., TAÏBI S., FLEUREAU J. M., (2002), « EFFET DU GRADIENT HYDRAULIQUE ET DU CONFINEMENT SUR LA PERMEABILITE DES GEOMATERIAUX PEU PERMEABLES – APPLICATION AUX FORMATIONS PROFONDES », Laboratoire de Mécanique, Université du Havre (France)- Laboratoire MSS/MAT, CNRS UMR 8579, Ecole Centrale de Paris.

Xiang-Ling LI., (1999), « Comportement hydromécanique des sols fins : de l'état saturé a l'état non saturé », Thèse de doctorat, Université de Liège, Paris (France).

YIGZAW Z.G., (2009), « Analyse des processus de retrait-gonflement des sols argileux en réponse a des sollicitations hydrique cycliques : Rôle de la microstructure », Thèse de doctorat, L'école Nationale Supérieure Des Mines (Paris).