

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Aboubekr Belkaid Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire de Projet de Fin d'étude

Pour l'Obtention du Diplôme de
Master en Génie Civil
Option : Infrastructures de Base et Géotechnique

Thème :

EFFET DU MODE DE COMPACTAGE SUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE ET HYDRIQUE DES SOLS FINS

(Comparaison entre les procédés statique et dynamique)

Présenté en juin 2016 par :

M^r KAZI AOUAL Mohammed Rafik

M^r KENADIL Abderrahmen

Devant le jury composé de :

Mr. GHOMARI F.	Professeur	Univ. Tlemcen	Président
Mme. BENDI-OUIS A.	Maître de conférences A	Univ. Tlemcen	Examinatrice
Mme. ROUISSAT N.	Maître de conférences B	Univ. Tlemcen	Examinatrice
Mr. ABOU-BEKR N.	Professeur	Univ. Tlemcen	Encadreur
Mr. DERFOUF F-E.M.	Maître de conférences B	Univ. Saïda	Encadreur

Année universitaire : 2015/2016

REMERCIEMENTS

Remerciements

Nous adressons nos plus vifs remerciements à Mr N. Abou-Bekr Professeur au département de Génie Civil à l'Université de Tlemcen, pour ses encouragements et son aide pour l'aboutissement à ce travail. Qu'il trouve ici nos sincères remerciements.

Nous tenons à exprimer nos profonds respects et reconnaissances à Mr F.M Derfouf, Maître de conférences à l'université de Saida, qui a assisté et orienter ce travail. Ses conseils et ses encouragements nous ont été d'un soutien particulièrement précieux et indispensable pour mener à bien ce travail.

Nous voudrions remercier Mr F.Ghomari, Professeur au département de Génie Civil à l'université de Tlemcen, qui nous a fait l'honneur de présider le jury de ce mémoire.

Nous remercions également Mme A.Bendi-ouis Maitres de conférences au département de Génie civil à l'université de Tlemcen et Mme N.Rouissat Maitres de conférences au département de Génie civil à l'université de Tlemcen, pour avoir accepté d'être examinateurs de ce mémoire.

Nous voudrions aussi adresser nos sincères remerciements au personnel et aux techniciens du laboratoire de mécanique de sols, structure et matériaux de construction pour leur aide et patience.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents qui n'ont pas cessé de me soutenir et me donner le meilleur d'eux même tout au long de ma formation,

Mes frères et sœurs,

La famille KENADIL,

Mon copain Rafik qui a partagé avec moi les bons et les mauvais moments durant mes études,

Tous les étudiants de ma promotion et à tous les personnes que j'aime.

Abderrahmen

Je dédie ce mémoire à :

Mes très chers parents

Mes frères et ma sœur,

Toute ma famille,

Mes amis,

Mon copain Abderrahmen,

Tous les personnes que j'aime

Rafik

Résumé

Dans ce mémoire on présente les résultats expérimentaux réalisés sur une argile de la région de Boughrara ($w_L=43\%$ $IP=19\%$) afin de mettre en évidence les différences de comportement mécaniques et hydrauliques entre deux modes opératoire de reconstitution des éprouvettes au laboratoire , à savoir le compactage dynamique et le compactage statique. Cela a été fait à travers des essais mécaniques (œdomètre, essai de compression simple et essai triaxial UU) et des essais de perméabilité en régime transitoire. Les résultats obtenus ont mis en évidence des différences de comportement entre les deux modes considérés.

Mots clés : Compactage, statique, dynamique, déformabilité, résistance, perméabilité.

Abstract

This work presents the experimental results carried out on a clay of the Boughrara region ($w_L=43\%$ $IP=19\%$) to highlight the differences in mechanical and hydraulic behavior between two operating modes for the reconstitution of laboratory specimens namely dynamic and static compaction. The comparison was conducted through mechanical tests (oedometer, unconfined compression test, UU triaxial test) and permeability transient testing. The results obtained showed differences in behavior between the two modes considered.

Key words: Compaction, static, dynamic, stiffness, strength, permeability

ملخص

في هذه المذكرة نقوم بتقديم النتائج التجريبية التي أجريت على التربة الخاصة بمنطقة بوغرار (حد السيولة = 43 - مؤشر اللدونة = 19) وذلك لتسليط الضوء على الاختلافات في السلوك الميكانيكي والهيدروليكي من خلال طريقتين لإعادة تشكيل العينات : الرص الديناميكي والرص الثابت. وذلك من خلال التجارب الميكانيكية التالية: -ثلاثي المحاور- الضغط العادي -أودوميترية، والنفاذية. النتائج المتحصل عليها تبين اختلافات في السلوك المتعلق بطريقتي رص العينات.

الكلمات المفتاحية: رص، ديناميكي، ثابت، تشوه، مقاومة، نفاذية

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERAL	01
CHAPITRE 1 : NOTIONS FONDAMENTALES SUR LE COMPACTAGE	
1.1 Introduction	03
1.2 Définition du compactage.....	03
1.3 Objectif de compactage	03
1.3.1 Construction en terre.....	05
1.4 Facteur d'influence du compactage.....	06
1.4.1 L'influence de la teneur en eau.....	06
1.4.2 L'influence de l'énergie de compactage	09
1.4.3 l'influence de la nature du sol.....	12
1.5 Etats de saturation d'un sol compacté	13
1.6 Microstructure des sols fins compactés	15
1.6.1 Effet de la teneur en eau et de l'énergie de compactage sur la microstructure	16
1.7 Conclusion.....	18
CHAPITRE 2 : MODES DE COMPACTAGE (STATIQUE ET DYNAMIQUE)	
2.1 Introduction	19
2.2 Compactage dynamique	19
2.2.1 Essai Proctor	19
2.2.1.1 Appareillage spécifique.....	20
2.2.1.2 Appareillage d'usage courant.....	20
2.2.1.3 Procédure expérimentale	21
2.2.1.4 Expression des résultats	22
2.2.2 Quantité de matériaux-choix du type de moule.....	23
2.2.3 Normes de compactage	24
2.3 Compactage statique	28
2.3.1 Techniques de compactage statique	29
2.3.2 Compactage à force ou à déplacement imposé	30
2.4 Comparaison entre le compactage statique et dynamique	31
2.5 Calage de l'essai statique	32
2.6 l'influence du mode de compactage sur les caractéristiques mécaniques.....	33

TABLE DES MATIERES

2.7 Conclusion	38
CHAPITRE 3 : APPLICATION A L'ARGILE DE BOUGHRARA	
3.1 Introduction	39
3.2 Matériau étudié	39
3.3 Caractérisation géotechnique	40
3.3.1 Identification physico-chimique de l'argile de BOUGHRARA	40
3.4 Programme expérimental	45
3.5 Préparation des échantillons	46
3.6 Présentation des résultats	50
3.6.1 L'essai oedométrique sur une pâte saturée	50
3.6.2 L'essai oedométrique à teneur en eau	51
3.6.3 Compactage statique	52
3.6.3.1 Comparaison entre les énergies de compactage statique et dynamique	58
3.6.4 Les essais de compression simple	60
3.6.5 les essais de cisaillement triaxial non consolidé non drainé	63
3.6.6 Les essais de perméabilité en régime transitoire	68
3.7 Conclusion	72
CONCLUSION GENERALE	73
ANNEXEX	75
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	87

LISTE DES FIGURES

Figure. 1-1. allure d'une courbe de compactage	7
Figure. 1-2. Courbe de compactage γ_d en fonction de w les lignes d'iso-degré de saturation....	9
Figure 1-3. Influence e l'énergie de compactage. (LERAU.J,2006)	10
Figure.1-4. Influence de la nature du sol sur la courbe Proctor	12
Figure. 1-5 . Représentation schématique de l'état de saturation (Boutonnier, 2007)	14
Figure. 1-6. Limite des domaines D1, D2, D3 et D4 sur le diagramme de l'essai Proctor pour des sols fins, (Boutonnier, 2007).....	14
Figure. 1-7 . Effet du compactage sur la structure d'un sol, (Lambe, 1958).....	15
Figure. 1-8. Courbes porosimétriques du limon de Jossigny compacté à l'optimum Proctor, côté sec et humide de l'optimum, (Delage et al, 1996).....	17
Figure. 1-9 . Photographies au microscope électronique à balayage d'échantillons de limon de Jossigny compactés, (Delage et al, 1996).....	18
Figure. 2-1. Appareillage spécifique pour l'essai PROCTOR	20
Figure. 2-2. Position des coups dans le moule Proctor normal et modifié (norme NF P 94093).....	22
Figure. 2-3. Diagramme de choix du moule de compactage (norme NF P 94-093)	23
Figures. 2-4. Résultats des essais Proctor Normal. Influence des normes appliquées. Zadjaoui, 2007	27
Figures. 2-5. Résultats des essais Proctor modifié. Influence des normes appliquées Zadjaoui, 2007.....	27
Figure. 2-6. Dispositif de compactage statique à double piston. Dennis, 1994	28
Figure. 2-7. Efforts et déplacements du piston, enregistrés en haut et en bas de l'éprouvette pendant un essai de compactage statique. Denis, 1994.....	30
Figure. 2-8. Chemin de fabrication d'éprouvettes à partir de l'essai Proctor. Denis, 1994	31
Figure. 2-9. Les deux états de l'argile : floclé ou dispersé.....	32
Figure. 2-10. Courbe d'équivalence tracée par ILKER ,1969.....	33
Figure. 2-11. Influence du mode de compactage sur le déviateur de contraintes SEED et CHAN ,1959.....	35
Figure. 2-12. influence de la méthode de compactage sur le retrait axial du limon d'Orly Bouche ,1967.....	36

LISTE DES FIGURES

Figure. 2-13. Influence du mode de compactage d'une argile limoneuse sur la perméabilité Michel et Al. ,1965.....	37
Figure. 2-14. Influence de la méthode de compactage sur la résistance à la compression simple de la marne de Layrac.....	38
Figure. 2-15. Influence de la méthode de compactage sur la résistance relative de différents sols Seed et Chan ,1959.....	38
Figure.3-1. Zone de prélèvement à partir de Google Earth.....	40
Figure.3-2. Courbe granulométrique du sol étudié.....	41
Figure.3-3. Position du sol étudié sur le diagramme de Casagrande	42
Figure. 3-4 : Courbe de compactage dynamique du sol étudié.....	43
Figure 3-5. Essai oedométrique sur une pâte saturée	46
Figure 3-6. Mode opératoire du compactage statique	47
Figure 3-7. Mode opératoire du carottage des échantillons compactés dynamiquement.....	47
Figure 3-8. l'essai oedométrique à teneur en eau constante.....	48
Figure 3-9. Problème de guidage de piston de compactage	49
Figure 3-10. Courbe oedométrique de la pâte saturée.....	50
Figure 3-11. Comparaison entre les courbes oedométrique obtenue et le compactage statique	51
Figure 3-12. Dispositif du compactage statique	52
Figure.3-13 : Variation des contraintes de compactage statique en fonction du déplacement enregistré.....	54
Figure 3-14. Courbes de compactage statique à différentes vitesse de compactage pour une teneur en eau initiale de 10%	54
Figure 3-15. Courbes de compactage statique à différentes vitesse de compactage pour une teneur en eau initiale de 15%	55
Figure 3-16. Courbes de compactage statique à différentes vitesse de compactage pour une teneur en eau initiale de 19%	55
Figure 3-17. Courbes de compactage statique à différentes vitesse de compactage pour une teneur en eau initiale de 23%	56
Figure 3-18 : la variation de la contrainte de compactage en fonction de la teneur en eau initiale et des vitesses de compactage à l'OPN	57

LISTE DES FIGURES

Figure 3-19 : la variation de la contrainte de compactage en fonction de la teneur en eau initiale et des vitesses de compactage à l'OPM	57
Figure 3-20. Comparaison entre les énergies de compactage à une vitesse $v=1\text{mm/min}$	58
Figure 3-21. Comparaison entre les énergies de compactage à $v=2,5\text{mm/min}$	59
Figure 3-22. Comparaison entre les énergies de compactage à $v=5\text{mm/min}$	59
Figure 3-23. Le dispositif de l'essai de la compression simple	60
Figure 3-24. Essais de compression simple pour les échantillons compactés statiquement et dynamiquement	61
Figure 3-25. Mode rupture des échantillon compactés (a) statiquement, (b) Dynamiquement ..	62
Figure 3-26. Essais de cisaillement (UU) pour les échantillons compacté statiquement et dynamiquement pour $\sigma_3 = 200 \text{ kPa}$	63
Figure 3-27. Essais de cisaillement (UU) pour les échantillons compacté statiquement et dynamiquement pour $\sigma_3 = 400 \text{ kPa}$	64
Figure 3-28. Essais de cisaillement (UU) pour les échantillons compacté statiquement et dynamiquement pour $\sigma_3 = 600 \text{ kPa}$	64
Figure 3-29. États des échantillons compactés statiquement après cisaillement	66
Figure 3-30. États des échantillons compactés dynamiquement après cisaillement	66
Figure 3-31. Les enveloppes de rupture des échantillons compactés dynamiquement	67
Figure 3-32. Les enveloppes de rupture des échantillons compactés statiquement	67
Figure 3-33. la détermination du coefficient de compressibilité	69
Figure 3-34. Courbe de dissipation de la pression interstitielle en fonction de temps. $\sigma_3= 200 \text{ kPa}$ (éprouvette compacté statiquement)	69
Figure 3-35. Courbe de dissipation de la pression interstitielle en fonction de temps. $\sigma_3'= 200 \text{ kPa}$ (éprouvette compactée dynamiquement)	70

LISTE DES TABLEAUX

Tableau. 2.1. Caractéristiques de compactage pour l'énergie Proctor normal et modifié (norme NF P 94-093).....	24
Tableau.2-2. modalité d'exécution des essais Proctor normal et modifié norme (NF P 94-093)	25
Tableau. 2-3. Liste des normes de compactage appliquée dans certains pays. D'après Zadjouji, 2007	25
Tableau 3-1. Paramètres physiques de l'argile de Bouhrara	42
Tableau 3-2. Paramètres chimiques de l'argile de Bouhrara	42
Tableau 3-3. Paramètres de compactage à l'optimum de l'argile de Bouhrara	44
Tableau. 3-4. Paramètres de compressibilité des essais œdométriques	51
Tableau 3-5. Tableau récapitulatif des essais de compression simple	61
Tableau 3-6. conditions initiales et finales des essais UU.....	65
Tableau 3-7. Tableau récapitulatif des essais perméabilité a l'eau	70
Tableau 3-8. Les différents résultats obtenus	72

LISTE DES ABREVIATIONS

AFNOR : Association Française de Normalisation
ASTM : American Society For Testing and Materials
GTR : Guide Technique pour la Réalisation des Remblais et des Couche de Forme
C : Cohésion
Cu : coefficient d'uniformité
CC: coefficient de courbure
CaCo3:Teneur en carbonate
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
GS : Densité des grains solides
IP : Indice de plasticité
IS : Indice de retrait
IC : Indice de consistance
K:Perméabilité à l'eau
OPN : Optimum Proctor Normal
S : succion
S_r: Degré de saturation
Ss : Surface spécifique totale
τ: Contrainte de cisaillement
U_a: Pression interstitielle de l'air
U_w: Pression interstitielle de l'eau
VBS : valeur au bleu de méthylène
W: Teneur en eau
W_{OPN}: Teneur en eau optimale (OPN)
WL : limite de liquidité
WP : limite de plasticité
WR : 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
ρ: Angle de frottement.

INTRODUCTION GENERALE

Le compactage des sols est une technique utilisée en génie civil visant à améliorer les caractéristiques mécaniques et hydrauliques d'un sol en vue de la réalisation de différents ouvrages (chaussées ; remblais, digues de barrages, briques en terre...). Les techniques adoptées sont très variées et diffèrent selon le lieu d'utilisation (chantier ou laboratoire), le type de sol et le but recherché. Cependant l'ensemble de ces techniques font référence à des valeurs de teneur en eau et de densité sèche de compactage déterminées au laboratoire par un essai portant le nom de son développeur, à savoir : l'essai Proctor. Ces deux valeurs définissent l'optimum Proctor normal et modifié. Cet essai consiste à appliquer au sol une énergie constante de compactage au moyen d'une dame de masse « m », chutant d'une hauteur bien définie. Donc de par son principe, il est qualifié de mode de compactage dynamique. Au chantier, on a recours à des engins de compactage, permettant à un nombre de passages sur le sol compacté d'atteindre la densité sèche voulue. Au laboratoire, on a souvent besoin de reconstituer des éprouvettes aux conditions de l'optimum Proctor. Ceci peut-être réalisé soit par carottage au niveau de l'éprouvette compactée dans le moule Proctor, soit avec un procédé appelé : compactage statique. Ce dernier consiste à imposer au sol un poids volumique donné avec une presse à vitesse de déplacement ou de chargement constant.

Le présent travail s'inscrit dans le cadre d'un projet de recherche de l'équipe « Sols non saturés et couplages » du laboratoire EOLE et qui concerne la thématique des sols compactés.

Le comportement des sols compactés, connu pour sa complexité, a souvent été appréhendé par une approche empirique basée notamment sur des essais du type Proctor. Il s'agit, dans le cadre de ce projet, d'étudier le comportement des sols compactés dans le cadre d'une approche rhéologique en tenant compte de l'effet de la non saturation.

Les applications envisagées sont très diverses. On peut citer l'utilisation de matériaux non conventionnels pour les remblais routiers ou encore l'utilisation de matériaux premiers pour la construction de bâtiment.

Il s'agit d'un sujet qui reste d'une grande actualité à l'échelle internationale. Deux projets en cours de l'agence nationale de recherche (ANR, France) portent sur cette thématique (*Projet Terre durable et projet Primaterre*).

Ce projet de fin d'études constitue une étude préliminaire qui permettra de sélectionner un matériau et de mener une étude sur l'effet du mode de compactage (statique ou dynamique) sur les caractéristiques hydriques et mécaniques d'un matériau de la région de Boughrara (Tlemcen).

Ainsi ce mémoire sera organisé en deux parties. Une partie bibliographique en deux chapitres, et une partie expérimentale rédigée en un seul chapitre.

Dans la partie bibliographique, et après une introduction générale, les différentes notions sur le compactage et les sols compactés seront traitées dans le chapitre 1. Dans le chapitre 2, une comparaison entre le mode de compactage dynamique et statique du point de vue de la mise en œuvre ainsi que de certains aspects mécaniques et hydrauliques. Dans le dernier chapitre une étude expérimentale sur une argile de la région de Boughrara met l'accent sur la différence et les correspondances entre le compactage statique et dynamique à travers différents essais. Il s'agit de l'essai oedométrique, l'essai de compression simple, l'essai de cisaillement non consolidé non drainé ainsi qu'un essai de perméabilité pulse test en régime transitoire.

Enfin, une conclusion générale sur les principaux résultats obtenus sera donnée.

1.1. INTRODUCTION

Le géotechnicien s'intéresse aux sols dans la mesure où ceux-ci constituent l'élément principal du contexte dans lequel la stabilité d'un ouvrage sera conçue. On a donc rapidement envisagé d'améliorer les caractéristiques mécaniques des sols d'assise pour augmenter leur capacité portante (ou *portance*). Un grand nombre de procédés existent; d'une part, les adjonctions de liants (bitume, ciment, chaux, laitier), relativement chers, et d'autre part, les procédés de compactage mécaniques. C'est ce dernier groupe de procédés, principalement mis en œuvre sur les chantiers routiers, que ce chapitre va exposer.

1.2. DEFINITION DU COMPACTAGE

Compacter un sol consiste à faire diminuer son volume par l'application d'un procédé mécanique (force, vibration, combinaison des deux, chocs,...). Cette diminution de volume ne se produit que par l'élimination des vides remplis d'air qui existent dans le sol à son état initial. La teneur en eau (w) du sol n'est donc pas modifiée. Le poids volumique du sol, γ_h , par contre, sera augmenté, et avec lui, le poids volumique sec γ_d puisque :

$$\gamma_d = \frac{\gamma_h}{1+w} \quad (1-1)$$

Le poids volumique sec γ_d sera le paramètre dont on va étudier les variations dues au compactage. Cette grandeur garde sa signification même si le sol considéré n'est pas sec. Tout sol (humide ou non) est caractérisé par un poids volumique naturel γ_h et par une teneur en eau w , donc, par un poids volumique sec γ_d , calculé au moyen de la formule ci-dessus (équation 1-1). Il suffit de considérer qu'il s'agit du poids volumique qui caractériserait le sol s'il était sec.

1.3. OBJECTIFS DU COMPACTAGE

L'ingénieur routier est intéressé, à plus d'un titre, par les améliorations apportées par le compactage (CISSE. A 1982).

pour les chaussées :

Durant la réalisation des travaux pour assurer une bonne traficabilité des engins de transport et de mise en œuvre. La qualité recherchée réside alors essentiellement dans la résistance à l'orniérage pour chaque couche élémentaire et, à moindre titre, dans la recherche d'une faible déformabilité et d'une tenue satisfaisante des talus. Cet intérêt du compactage doit être connu et bien estimé. Il peut, en effet conduire à des économies substantielles.

Durant la phase d'exploitation de la route, afin d'assurer une qualité de service satisfaisante sans entretien prohibitif. Les qualités recherchées sont alors multiples et dépendent de la nature de l'ouvrage, des techniques utilisées (choix d'un engin de compactage et de son mode d'emploi de la face d'un sol à compacter) du trafic et des conditions météorologiques. Elles visent essentiellement à se prémunir contre les risques suivants :

Pour les remblais :

Le tassement doit rester faible dans son ensemble, et surtout ne pas se manifester de façon différentielle. Le compactage, au voisinage des ouvrages d'art devra donc être particulièrement soigné et devra être le plus homogène possible pour une couche de remblai donnée.

Les ouvrages se classent donc dans l'ordre des degrés de liberté décroissants, en matière d'emprunts, ce qui, rejaille sur les techniques de traitement.

Dans le cas de remblai de grande hauteur, la densité à recommander peut être modulée en fonction des sollicitations dues au poids propre. Dans les zones moins chargées (partie supérieure et talus), il peut être nécessaire de limiter l'énergie de compactage dans les cas de sols sensibles au gonflement. Dans les zones plus chargées, le tassement sera d'autant plus faible que le compactage sera plus poussé (Ialy et Terki Hessaine, 1990).

Ces considérations sur le tassement nous semblent essentielles pour les travaux à réaliser avec des matériaux à faible teneur en eau, mais sensibles à l'eau.

Une première conséquence qui est donc liée à la notion même de compacité, consiste à supprimer ou en tous cas à limiter les tassements différés soit sous l'effet du poids propre du matériau considéré (remblai), soit sous l'effet de charges roulantes répétées.

Cet objectif, qu'il soit spécialement recherché ou non, est toujours atteint au moins partiellement par le compactage.

D'autre part, on sait que la perméabilité varie avec la densité sèche et la teneur en eau, d'où une seconde conséquence du compactage qui consiste à diminuer la perméabilité de la couche traitée afin de s'opposer à l'intrusion d'eau de pluie dans les couches sous-jacentes. Par contre, s'il est certain que la pénétration d'eau par percolation diminue quand la compacité augmente, le problème n'est pas aussi simple quand on examine la progression de l'eau par capillarité dans les sols fins (Ialy et Terki Hessaine, 1990).

Une troisième conséquence possible du compactage réside dans l'amélioration des caractéristiques mécaniques qui en résultent généralement : portance et module de déformation, résistance à la compression et au poinçonnement etc. ...

Enfin, la traficabilité qui, dans le cas du compactage à sec peut s'avérer insuffisante par suite du manque de cohésion de la partie supérieure de la couche circulée.

Construction en terre

La terre est un des premiers matériaux utilisés par l'Homme dans le domaine de la construction. Il existe de nombreuses techniques d'utilisation de la terre pour la construction. On peut distinguer parmi ces techniques deux grandes familles en fonction de la consistance à la mise en œuvre (Velde, 2000) :

Terre moulée : mise en forme à l'état plastique puis séchage : adobe, bauge, mortier, enduit ;

Terre compactée : compaction statique ou dynamique d'une terre humide non saturée, contenant de l'air : pise, BTC.

La terre moulée gagne sa cohésion en séchant. Les particules se resserrent naturellement, sous l'effet de la succion résultant des forces capillaires.

Dans le cas de la terre compactée, la cohésion est obtenue en grande partie par compaction, avec un apport d'énergie pour resserrer les particules et densifier le matériau. Puis la phase de séchage apporte sa contribution à la cohésion du matériau. Les techniques de compaction engendrent peu de retrait puisque la quantité d'eau qui se retire pendant le séchage est plutôt faible.

Une autre technique existe et qui consiste à fabriquer des briques extrudées. Ce procédé est utilisé par les briquetiers, par le moyen des presses qui exercent une force de compactage statique pour atteindre une densité suffisante et adéquate, permettant d'avoir des performances mécaniques.

1.4. FACTEURS D'INFLUENCE DU COMPACTAGE

1.4.1 INFLUENCE DE LA TENEUR EN EAU

L'influence de la teneur en eau sur le résultat d'un compactage a été étudiée dès 1933 par l'ingénieur américain Proctor, qui a mis au point l'essai de compactage qui porte son nom. Si un sol est compacté par une série de chocs que lui impriment les chutes d'une masse, la déformation du sol, c'est-à-dire la diminution de son volume, absorbe une énergie égale à l'énergie potentielle de la masse (m) tombant d'une hauteur h multipliée par le nombre de coups donnés. Cette énergie s'appelle énergie de compactage. Ce compactage est qualifié de *dynamique* du fait qu'il est réalisé en subissant des chocs par une masse.

Si l'on porte en graphique les γ_d obtenus suite au compactage d'un échantillon de sol, en réalisant une série d'essais de compactage, chacun correspondant à une teneur en eau différente (maîtrisée par adjonction d'eau) mais toujours avec une énergie de compactage identique, on obtient une courbe comme celle-ci (figure .1-1).

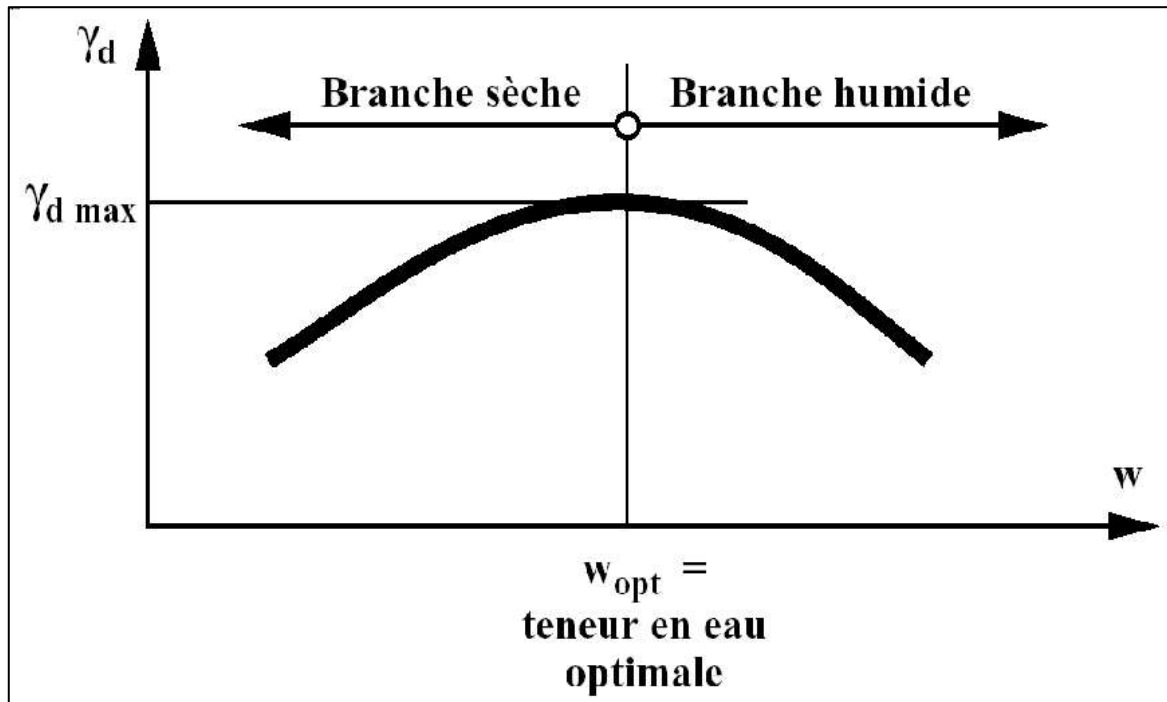


Figure. 1-1. allure d'une courbe de compactage.

La courbe a l'allure d'une cloche, elle passe par un γ_d maximum que l'on appelle *optimum proctor*. Cet optimum correspond à une teneur en eau optimale w_{opt} .

Dans la pratique courante, on parlera de côté « sec » pour les teneurs en eau inférieures à l'optimum et du côté « humide » pour celles qui sont supérieures à l'optimum.

L'explication et surtout la compréhension de la forme de cette courbe sont très importantes. D'une manière élémentaire, on peut considérer que dans le cas des sols fins et dans le domaine de teneur en eau considéré, ces sols se présentent en unités élémentaires (mottes) plutôt que sous la forme de grains minéraux indépendants. On parlera souvent de sols à double porosité : Macros pores (la porosité inter-mottes) et Micropores (la porosité intra-mottes).

Considérons que ces mottes sont soumises à une action mécanique (impact d'un dame, chargement statique ou quasi-statique). Pour des teneurs en eau relativement faibles (à gauche de l'optimum), ces mottes seront peu déformables et obtenir un « bon » arrangement sera difficile. Si l'on augmente la teneur en eau, la déformabilité augmentera et on comprend intuitivement que l'arrangement pourra s'améliorer.

CHAPITRE 1 : NOTIONS FONDAMENTALES SUR LE COMPACTAGE

Initialement et du fait du foisonnement antérieur, ces sols ne sont pas saturés, le gain de compacité se fait par déformations et réarrangement des mottes, et il se traduit par une diminution de la teneur en air (très compressible) qui peut être partiellement chassé : ceci entraîne une augmentation du degré de saturation global du sol.

La quantité de solides et d'eau présente dans un état donné du sol ne change pas en cours de compactage et, en considérant que ces éléments sont très peu déformables (en pratique incompressibles), leur volume est constant.

Le calcul montre que pour une teneur en eau donnée, le maximum de compacité, donc de γ_d correspond à un degré de saturation égal à 1, soit :

$$\gamma_d = \frac{Sr \cdot \gamma_s}{Sr + w \frac{\gamma_s}{\gamma_w}} \quad (1-2)$$

Avec Sr degré de saturation du sol

γ_s Poids volumique des grains solides

γ_w Poids volumique de l'eau

Avec G_s la densité des grains solides, et w_{sat} la teneur en eau de saturation

En pratique, on constate expérimentalement que le degré de saturation maximum obtenu par compactage ne dépasse pas 80 à 90% en moyenne pour les sols fins. Ce « blocage » correspond en fait à une variation très brutale de la perméabilité du sol vis-à-vis de l'air, en effet lorsque le pourcentage de vide d'air devient inférieur à 5 ou 10%, le sol devient pratiquement imperméable à l'air et l'air résiduel reste occlus dans les macrospores. A ce stade, le sol peut toujours se déformer, mais à volume constant (coefficient de Poisson égal à 0,5) dans la pratique, on parlera du phénomène de coussin de caoutchouc ou de surcompactage.

Il est commode de tracer les courbes de compactage dans le plan (w, γ_d) en dessinant de plus les courbes d'iso-degré de saturation (S_r) (Figure .1-2), ces courbes ont pour équation :

$$S_r = \frac{w \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} \quad (1-3)$$

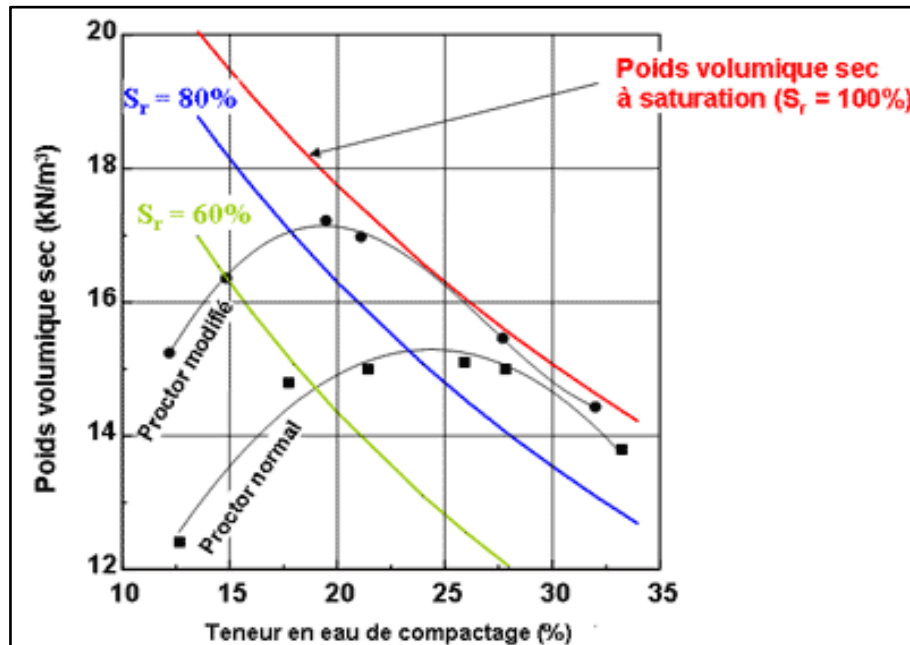


Figure. 1-2. Courbe de compactage γ_d en fonction de w les lignes d'iso-degré de saturation.

On peut suivre dans ce diagramme l'augmentation progressive du degré de saturation du sol du côté sec (branche gauche de la courbe) et on constate lorsque l'optimum est dépassé que la courbe de compactage est à peu près une courbe d'iso-degré de saturation (ou de teneur en air constante).

1.4.2. INFLUENCE DE L'ÉNERGIE DE COMPACTAGE

Le graphe ci-dessous montre l'influence de l'énergie de compactage sur les courbes Proctor. Pour un sol donné, la densité sèche optimum croît avec l'énergie de

compactage, tandis que la teneur en eau à l'optimum diminue. La ligne rejoignant les optimums s'appelle **la ligne de optimum**.

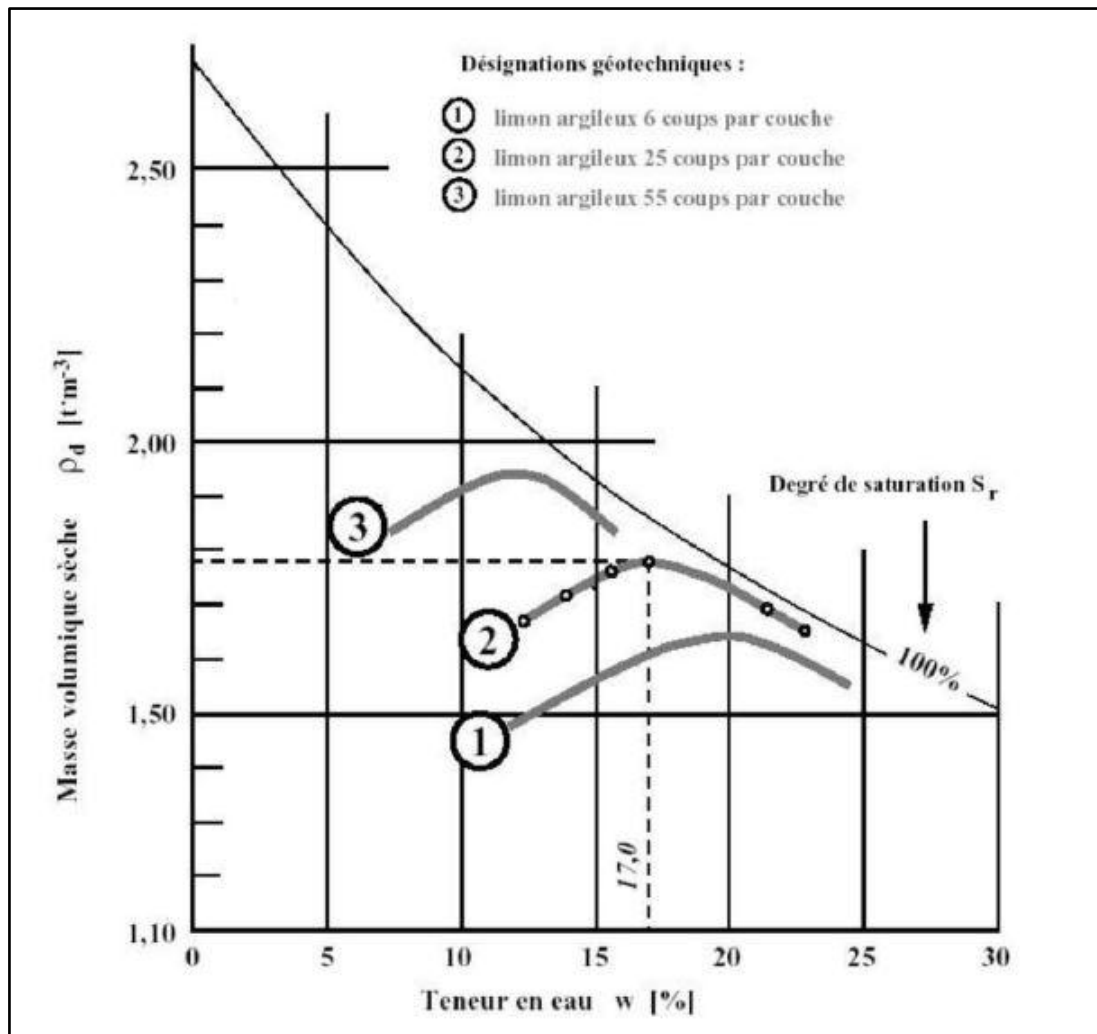


Figure 1-3. Influence e l'énergie de compactage. (LERAU.J,2006)

Les courbes de compactage sont limitées à leur extrémité droite par la valeur de l'abscisse $\omega = \omega_{sat}$,

Elles sont donc asymptotiquement tangentes à une courbe-enveloppe qui représente la relation entre ω_{sat} et γ_d pour le sol considéré. L'expression $\omega_{sat} = f(\gamma_d)$: se détermine comme suit:

Définition de la teneur en eau :

$$\omega = \frac{w_w}{w_s} \quad (1-4)$$

$$\omega_{sat} = \frac{v_v \cdot \gamma_d}{w_s} = \frac{v - v_s}{v \cdot \gamma_d} \cdot \gamma_w \rightarrow \frac{\gamma_s/v}{\gamma_s/v}$$

$$\omega_{sat} = \frac{\gamma_s - \gamma_s \cdot \frac{v_s}{v}}{\gamma_s} \cdot \frac{1}{\gamma_d} \cdot \gamma_w \quad (1-5)$$

Comme $\gamma_s \cdot \frac{v_s}{v} = \frac{w_s}{v} = \gamma_d$,

$$\omega_{sat} = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_s} \cdot \frac{1}{\gamma_d} \cdot \gamma_w = \left(\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right) \cdot \gamma_w \quad (1-6)$$

γ_s et γ_w sont des contraintes, ω_{sat} est donc proportionnelle à $\frac{1}{\gamma_d}$, la courbe –enveloppe est donc une hyperbole. Son ordonnée à l'origine vaut évidemment γ_s , puisque ; pour $\omega_{sat}=0$, on a :

$$\frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} = 0, \text{ donc } \gamma_d = \gamma_s$$

γ_d : Poids volumique sec

γ_s : Poids volumique des grains solides

γ_w : : Poids volumique de l'eau

ω_{sat} : la teneur en eau de saturation

v_v : Volume des vides entre les grains

v_s : Volume des grains solides

v : Volume total

ω : Teneur en eau

W_w : Poids de l'eau

W_s : Poids des grains solides.

1.4.3. INFLUENCE DE LA NATURE DU SOL

Un sol dont le compactage sera fortement influencé par la teneur en eau présentera une courbe de compactage avec un maximum très marqué. A l'inverse, un sol dont la teneur en eau influence peu le compactage sera caractérisé par une courbe de compactage très plate. Les sols de ce type font généralement les meilleurs remblais. La figure suivante donne quelques exemples des allures que peuvent présenter les courbes de compactage des sols courants.

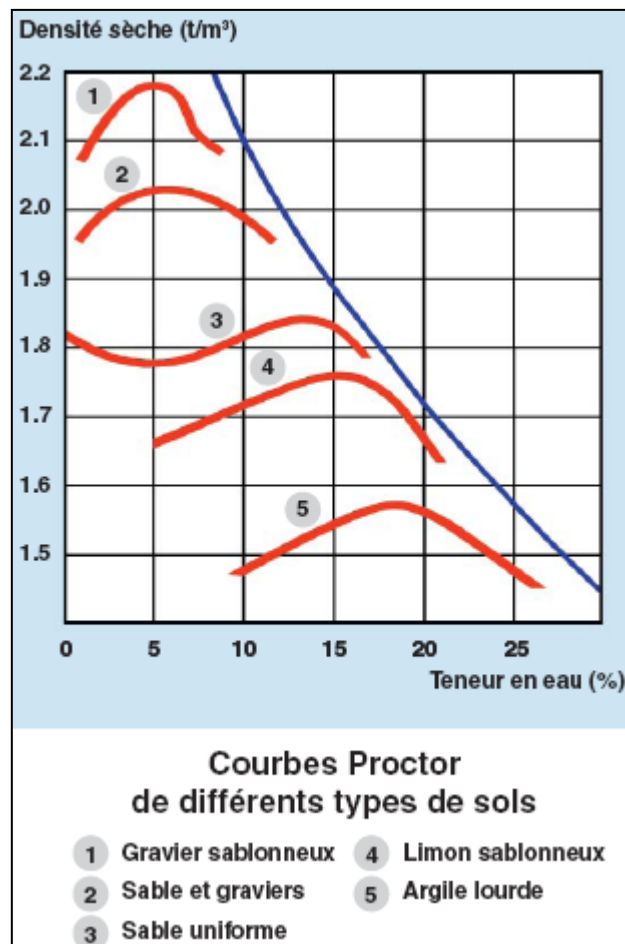


Figure.1-4. Influence de la nature du sol sur la courbe Proctor.

On voit que les sables sont très peu sensibles à l'eau en ce qui concerne le compactage, tandis que s'ils contiennent une fraction argileuse, leur courbe s'infléchit de manière importante. On voit en effet, la courbe du compactage se déplacer vers le haut et la gauche du diagramme à mesure que le nombre de coups augmente.

1.5. ÉTATS DE SATURATION D'UN SOL COMPACTE

Pour les sols compactés, Boutonnier, 2007 considère quatre domaines de saturation notés de 1 à 4. C'est quatre domaines sont schématisés dans la *figure 1-4*, et ils sont définis comme suite :

1. Le domaine D1 : le sol est non saturé. Dans ce domaine la phase d'air est continue.
2. Le domaine D2 : le sol est non saturé avec une phase d'air occlus et en contact avec le squelette solide.
3. Le domaine D3 : le sol est partiellement saturé. Ce domaine diffère du domaine D2 par le fait que l'air occlus n'est pas en contact avec le squelette solide.
4. Le domaine D4 : le sol est saturé par le fluide interstitiel.

L'auteur considère que la limite entre le domaine D2 et D3 correspond à une succion égale à zéro, et que le domaine D1 et D2 correspond au domaine à pression interstitielle négative.

En se basant sur quelques résultats de la littérature, Boutonnier, 2007 considère que le domaine D2 couvre l'optimum Proctor et une partie du côté humide de l'OPN, et peut être généralisé sur la ligne optimale de compactage comme illustré dans la figure 1-5.

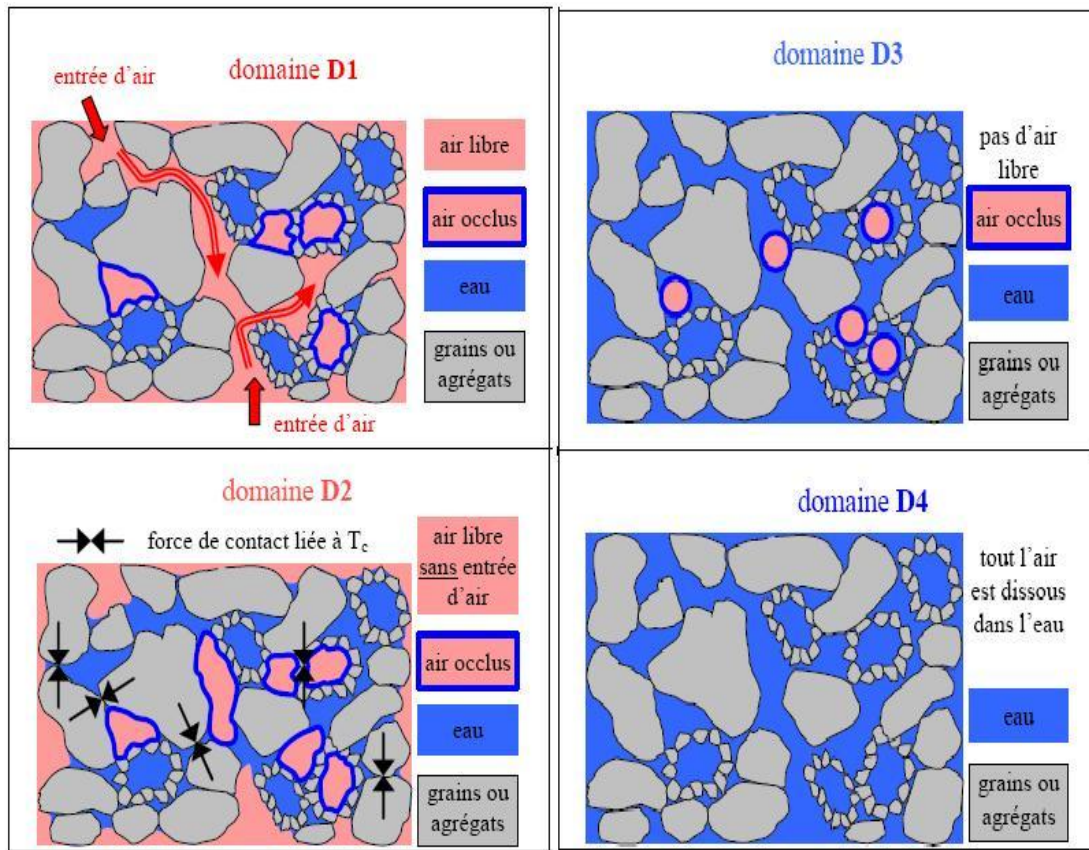


Figure. 1-5 . Représentation schématique de l'état de saturation (Boutonnier, 2007).

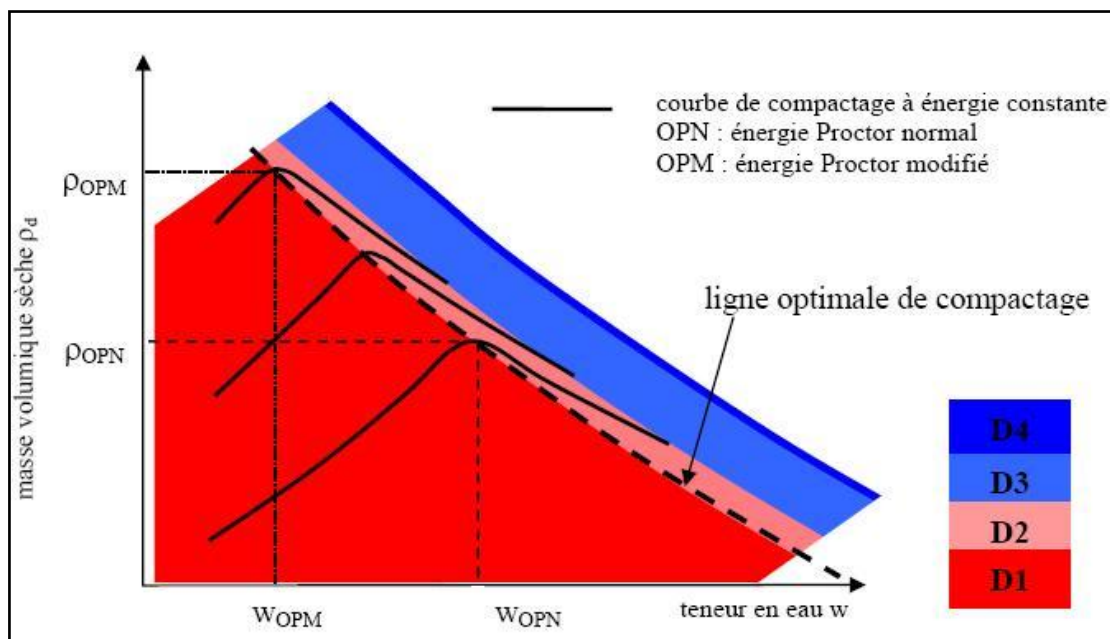


Figure. 1-6. Limite des domaines D1, D2, D3 et D4 sur le diagramme de l'essai Proctor pour des sols fins, (Boutonnier, 2007).

1.6.MICROSTRUCTURE DES SOLS FINS COMPACTES

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 flocculés, alors que du côté humide, les particules sont davantage orientées ou dispersées. Sur la figure 1-7, 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.

Suite au modèle microstructural de Lambe, 1958, pour les sols compactés, beaucoup de chercheurs ont étudié l'évolution de l'orientation des particules suivant la courbe Proctor (Bouche, 1967). Depuis lors, la théorie de la double couche diffuse est devenue la plus utilisée (Seed et Chan, 1959, Bouche, 1967, Camapum de Carvalho, 1987, etc.).

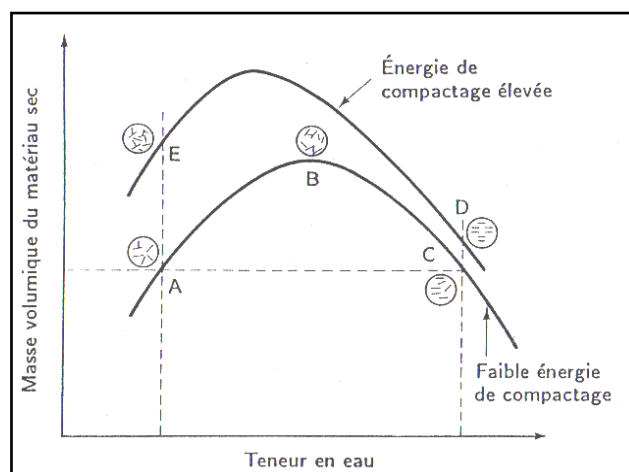


Figure. 1-7 . Effet du compactage sur la structure d'un sol, (Lambe, 1958).

L'étude de l'influence de la structure (floculé ou dispersée) sur le comportement mécanique était en général faite sur des échantillons compactés et préalablement saturés. À partir de l'amélioration de la préparation des échantillons pour des essais porosimétriques et MEB, caractérisée par le passage de la déshydratation par mise à l'étuve à l'utilisation de la lyophilisation, et par le développement de méthodes d'imposition de succion, a permis d'avoir une idée plus précise sur l'influence de différents paramètres, intrinsèques (composition minéralogique, par exemple) *ou d'état* (teneur en eau, densité sèche, succion..), sur la microstructure des sols compactés.

1.6.1.EFFET DE LA TENEUR EN EAU ET DE L'ENERGIE DE COMPACTAGE SUR LA MICROSTRUCTURE

Les études de microstructure par porosimétrie au mercure sur des échantillons compactés a différentes teneurs en eau sont confrontées à la difficulté d'obtenir des échantillons ayant la même densité sèche L'étude de l'influence de la teneur en eau est donc souvent perturbée par une influence conjuguée de la masse volumique, et les auteurs eux-mêmes restent prudents quant à l'interprétation qui peut en être faite (Delage et al, 1996).

Ces derniers ont pu contourner cette difficulté, en étudiant le limon de Jossigny compacté ($w_L=37\%$, $I_p=18\%$, $\gamma_{dmax}=16.7\%$, $w_{opt}=18\%$). Ce limon est essentiellement constitué d'Illite, de Kaolinite et d'interstratifié Illite-Smectite en quantité non négligeable. Trois points de la courbe Proctor ont été considérés : l'optimum, un échantillon du côté sec ($\gamma_d=16\text{ kN/m}^3$, $w=14,9\%$), et un échantillon du côté humide de même densité que le précédent ($\gamma_d=16\text{ kN/m}^3$, $w=21,5\%$).

C'est auteur ont constaté que du côté sec, l'échantillon se distingue nettement des deux autres par sa grande famille de macroporosité de rayons d'accès de pore compris entre 1,8 et 6 μm . L'allure des courbes porosimétrique (Figure. 1-8) montre que du côté sec la courbe est bimodale et les deux points d'inflexion sont situés à un diamètre d'accès de 0,26 et 4 μm . A l'optimum, un point d'inflexion est apparent à 0,28 μm , et une famille mal classée de rayons d'accès supérieurs à 1 μm est observée. Du côté humide, une seule famille se situant aux alentours de 0,44 μm est observée. La courbe est unimodale. La comparaison du volume poreux de chaque type de porosité a montré que la

macroporosité de l'échantillon sec nettement supérieure à celle du côté humide et à l'optimum; ce qui montre que la réduction de certaines classes de macroporosité peut se produire soit par l'énergie mécanique, soit par une augmentation de teneur en eau. Cette réduction se traduit par une augmentation d'autre classe de diamètre d'accès plus petit. Quant aux familles des pores inférieures à $0.03 \mu\text{m}$, il semble qu'elle soit la même pour les trois échantillons.

Ces résultats ont été renforcés par des observations réalisées avec le MEB, montrant que la microstructure du côté sec est formée d'agrégats de diamètre d'environ $70 \mu\text{m}$, constitué de grains de limon de diamètre voisin de $20 \mu\text{m}$, (Figure 1-9a). Ces agrégats ont un diamètre maximal d'environ $140 \mu\text{m}$. Des gros pores qui semblent avoir au maximum $4 \mu\text{m}$ de rayon sont compris entre ces grains. La phase argileuse ($34 \% < 2 \mu\text{m}$) est peu apparente, et semble être tapissée sur les grains de silt, qui sont en contact les uns avec les autres avec des liens argileux. Par rapport à la photographie précédente, on observe que l'hydratation permise par une teneur en eau plus forte engendre une augmentation considérable du volume de la phase argileuse, résultant ainsi à une microstructure plus homogène, dans laquelle les gros pores observés du côté sec, ne sont plus présents (Figure. 1-9b). A l'**optimum Proctor**, la structure du limon de Jossigny est plutôt de type granulaire (Figure. 1-9c), sans présence apparente d'agrégats.

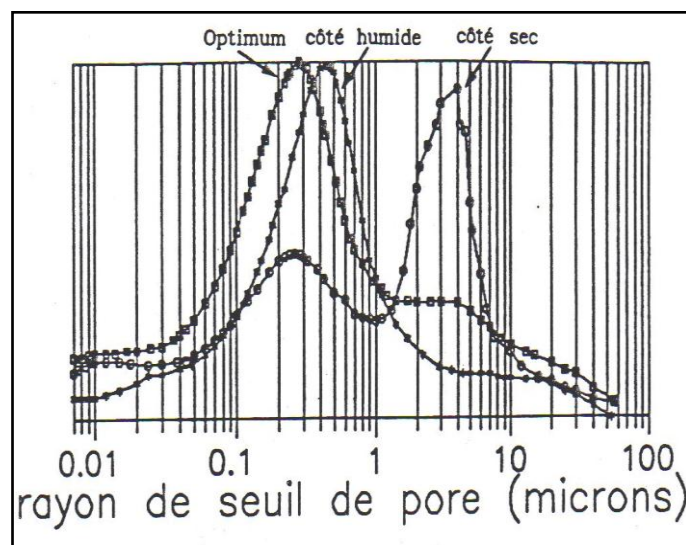


Figure. 1-8. Courbes porosimétriques du limon de Jossigny compacté à l'optimum Proctor, côté sec et humide de l'optimum, (Delage et al, 1996).

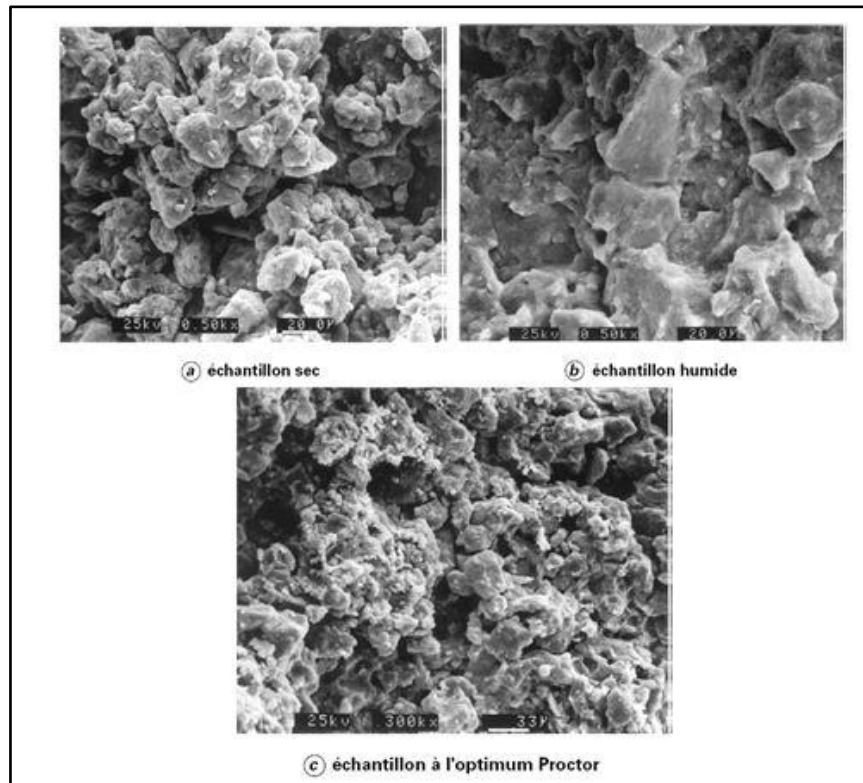


Figure. 1-9 . Photographies au microscope électronique à balayage d'échantillons de limon de Jossigny compactés, (Delage et al, 1996).

Des résultats proches ont été obtenus par Diamond, 1970 d'après Cui, 1993, sur une kaolinite et une illite compactées. Du côté sec de l'optimum, une structure en agrégats de dimensions de l'ordre de 5 μm , séparés l'un des autres par des pores interagrégats de diamètre au alentour de 0.5 μm . A l'optimum et du côté humide, la structure est plutôt massive sans gros pores. Dans les agrégats, une légère orientation a été observée, mais l'ensemble de la structure ne présente pas une orientation marquée dans tous les cas.

1.7.CONCLUSION

Cette contribution bibliographique a mis en évidence l'ensemble des aspects liés au compactage des sols, l'influence des différents paramètres sur les conséquences du compactage ainsi que la réponse de chaque type de sol vis-à-vis des éléments liés à l'application au sol d'une énergie de compactage.

2.1 INTRODUCTION

L'étude de l'influence des différentes méthodes de compactage sur la structure microscopique et le comportement mécanique et hydraulique des échantillons reconstitués en laboratoire sont souvent abordés dans la littérature (Lambe, 1958; Seed et Chan, 1959). Les méthodes habituelles de reconstitution d'échantillons de sol consistent généralement, soit à prélever des éprouvettes dans un moule Proctor, soit à les compacter statiquement (avec une presse) à un état de compacité et de teneur en eau donné. L'objectif de ce chapitre est de présenter l'essai de compactage dynamique et statique utilisée pour la constitution des éprouvettes au laboratoire.

2.2 COMPACTAGE DYNAMIQUE

Lors de la construction de routes ou de voies de chemin de fer, de terrassements de sols, assises de chaussées, remblais et barrages, il est important d'assurer un bon compactage mécanique pour la stabilité de l'ouvrage. Pour simuler la procédure de compactage à adopter pour obtenir un certain niveau de compacité sur site, des essais de laboratoire ont été développés depuis de nombreuses années ; ils diffèrent seulement par le niveau d'énergie appliqué à l'échantillon de sol.

Le principe de base consiste à transmettre des chocs de forte énergie à la surface d'un sol initialement compressible et de faible portance afin d'en améliorer les caractéristiques mécaniques. 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.

2.2.1. ESSAI PROCTOR

Le principe de l'essai Proctor consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter avec une énergie définie. Pour chaque valeur de teneur en eau

CHAPITRE 2 : MODES DE COMPACTAGE (STATIQUE ET DYNAMIQUE)

considérée, on détermine la densité sèche du matériau, et on trace la courbe de la densité sèche en fonction de la teneur en eau (courbe Proctor).

2.2.1.1. APPAREILLAGE SPECIFIQUE

L'appareillage spécifique comporte :

Socle de compactage : Il est constitué d'un bloc de plastique présentant une surface plane horizontale de 40 cm × 60 cm et une épaisseur de 2 cm ;

Moule PROCTOR : Le moule est constitué d'un corps, d'une embase et d'une rehausse. Le corps du moule a 102 mm de diamètre et 116 mm de hauteur.

Dame PROCTOR normal : La dame PROCTOR normal est constituée d'un mouton cylindrique de 51 mm de diamètre, dont la masse est 2490 g ; le mouton coulisse dans un fourreau qui lui autorise une hauteur de chute de 305 mm.

Règle à araser : elle est constituée par une lame acier dont les formes et les dimensions doivent être conformes aux indications portées sur la Figure. 2-1.

2.2.1.2. APPAREILLAGE D'USAGE COURANT : pour l'appareillage courant, un tamis à mailles carrées de dimension nominale 2 mm, une balance dont la portée maximale est 10 kg et la précision est 1 gramme, des récipients hermétiques, etc., sont préparés.

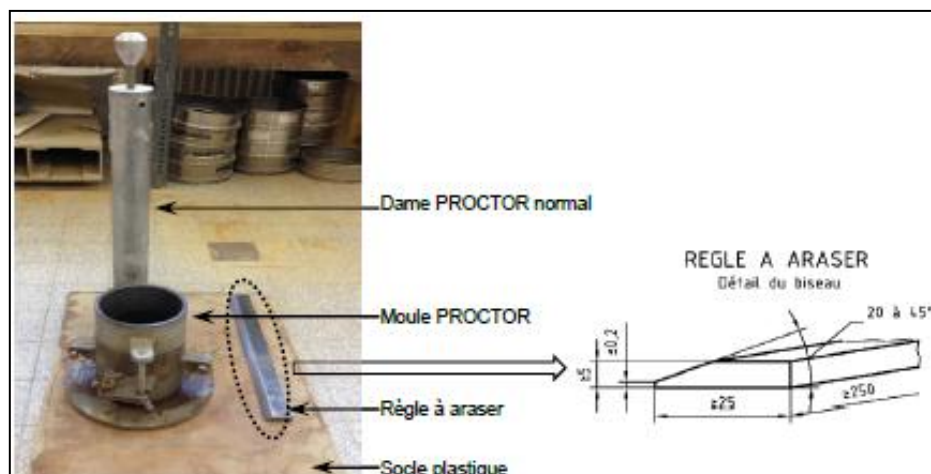


Figure. 2-1. Appareillage spécifique pour l'essai PROCTOR.

2.2.1.3. PROCEDURE EXPERIMENTALE

Préparation: avant le compactage du sol, il faut d'abord :

- 1) préparer le mélange du sol ;
- 2) solidariser le moule, l'embase et la rehausse ;
- 3) lubrifier les parois du moule avec de la graisse ; selon les étapes suivantes :

préparer le mélange du sol : le matériau doit être mis dans l'étuve jusqu'à un état hydrique jugé suffisamment sec pour commencer l'essai. une certaine quantité d'eau est malaxé avec le matériau; on mélange doucement avec une pelle ; après le mélange, le matériau est conservé dans une boîte ou un sac hermétique au moins de 24 heures pour être homogénéifié ; le mélange du matériau constitue la phase la plus délicate de cet essai.

solidariser le moule, l'embase et la rehausse : cette étape est principalement pour protéger qu'il n'y a pas de décalage entre le corps, l'embase et la rehausse du moule pendant le compactage.

lubrifier la paroi du moule : la paroi du moule doit être lubrifié par de la graisse pour que l'on puisse retirer l'échantillon compacté plus facilement.

Compactage : Introduire alors la quantité de matériau pour que la première couche après compactage soit légèrement plus haute que le tiers de la hauteur du moule ; compacter cette couche avec la dame PROCTOR normal en appliquant respectivement 25 coups ou 55 coups par couche suivant le schéma représenté sur la figure.2-2. Répéter l'opération autant de fois pour la deuxième et la troisième couche.

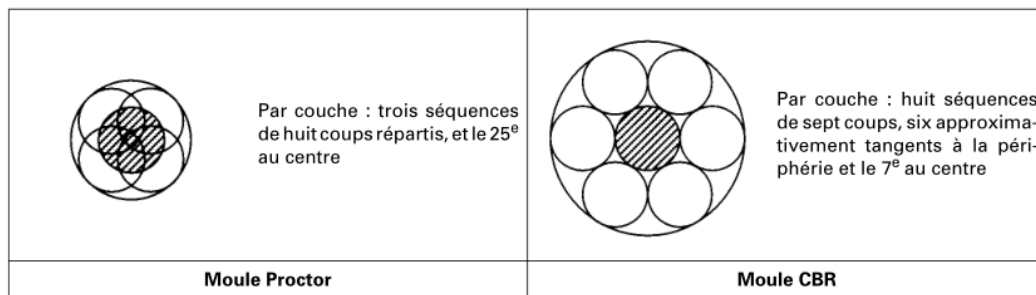


Figure. 2-2. Position des coups dans le moule Proctor normal et modifié (norme NF P 94-093)

- Araser et retirer l'échantillon : Après compactage de la dernière couche, retirer la rehausse, le matériau doit alors dépasser du moule d'une hauteur de 1 ou 2 centimètres en pratique ; cet excédent est arasé soigneusement au niveau du moule en opérant radicalement du centre vers la périphérie du moule ; ensuite, on retire l'échantillon.
- Peser : on pèse immédiatement la masse de l'échantillon compacté ; et on prend une quantité de l'échantillon qui a été arasée pour déterminer la teneur en eau de l'échantillon.

2.2.1.4. EXPRESSION DES RESULTATS :

La densité sèche est obtenue par la formule :

$$\gamma_d = \frac{m_s}{V} = \frac{m}{(1+w).V} \quad (2-1)$$

Avec γ_d densité sèche de l'échantillon

M_s masse des grains solides

V volume de moule PROCTOR

W teneur en eau de l'échantillon compacté

CHAPITRE 2 : MODES DE COMPACTAGE (STATIQUE ET DYNAMIQUE)

De plus, il convient de faire figurer également sur la courbe PROCTOR les courbes d'équation :

$$\gamma_d = \frac{Sr \cdot \gamma_s}{Sr + w \frac{\gamma_s}{\gamma_w}} \quad (2-2)$$

Avec Sr degré de saturation du sol

γ_s densité des grains solides

γ_w densité de l'eau

2.2.2. QUANTITE DE MATERIAUX - CHOIX DU TYPE DE MOULE

La masse de prélèvement varie entre 15 kg et 100 kg suivant la granularité du matériau et suivant que l'on cherche une détermination concomitante de ses caractéristiques de compactage, de son Indice CBR après immersion et/ou de son Indice Portant Immédiat.

Le choix du moule est imposé par la granularité du matériau et l'utilisation envisagée des résultats de l'essai comme indiqué sur la Figure. 2-3

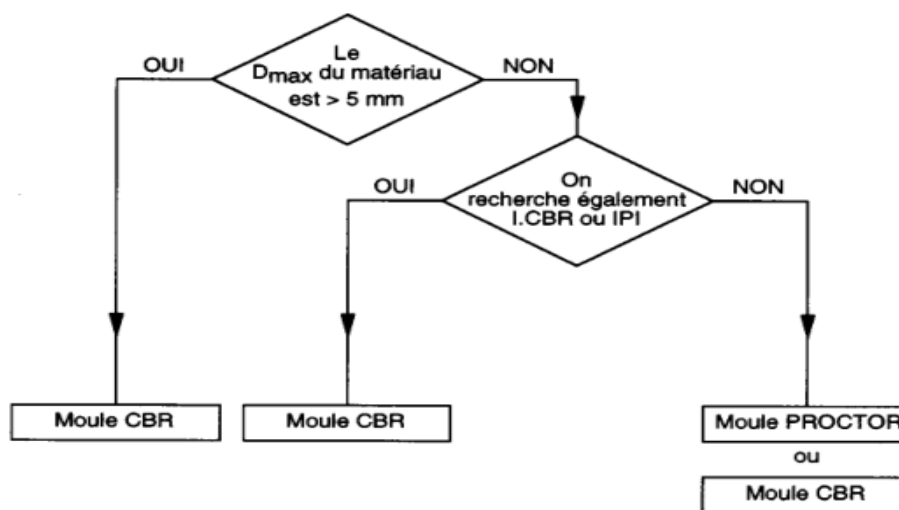


Figure. 2-3. Diagramme de choix du moule de compactage (norme NF P 94-093).

CHAPITRE 2 : MODES DE COMPACTAGE (STATIQUE ET DYNAMIQUE)

Les caractéristiques de compactage Proctor d'un matériau sont déterminées à partir d'essais dits : Essai *Proctor normal* ou Essai *Proctor modifié*. Les deux essais sont identiques dans leur principe, seules diffèrent les valeurs des paramètres qui définissent l'énergie de compactage appliquée (Tableau et figure)

Tableau. 2.1. Caractéristiques de compactage pour l'énergie Proctor normal et modifié (norme NF P 94-093).

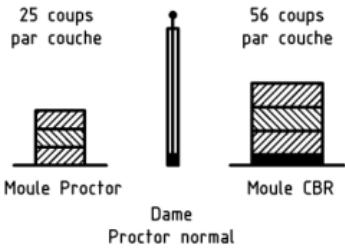
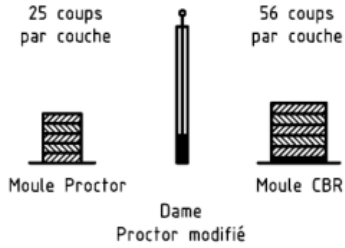
<i>Type</i>	<i>Nb total de coups</i>	<i>Hauteur de chute (cm)</i>	<i>Masse Dame (kg)</i>	<i>Diamètre du moule (cm)</i>	<i>Hauteur du moule (cm)</i>	<i>Energie kN.m/m³</i>
Normal	75	30,5	2,490	10,15	11,65	593
Modifié	280	45,7	4,535	15,20	11,60	2700

2.2.3. NORMES DE COMPACTAGE

Les modalités d'exécution de compactage à l'énergie Proctor normale ou modifié selon la norme française est donnée dans le tableau suivant.

CHAPITRE 2 : MODES DE COMPACTAGE (STATIQUE ET DYNAMIQUE)

Tableau.2-2. modalité d'exécution des essais Proctor normal et modifié norme (NF P 94-093)

Nature de l'essai	Caractéristiques de l'essai	Moule Proctor	Moule CBR	Schéma récapitulatif
Essai Proctor normal	Masse de la dame	2 490 g	2 490 g	<p>3 couches, à raison de :</p> <p>25 coups par couche 56 coups par couche</p>  <p>Moule Proctor Dame Proctor normal Moule CBR</p>
	Diamètre du mouton	51 mm	51 mm	
	Hauteur de chute	305 mm	305 mm	
	Nombre de couches	3	3	
	Nombre de coups par couche	25	56	
Essai Proctor modifié	Masse de la dame	4 535 g	4 535 g	<p>5 couches, à raison de :</p> <p>25 coups par couche 56 coups par couche</p>  <p>Moule Proctor Dame Proctor modifié Moule CBR</p>
	Diamètre du mouton	51 mm	51 mm	
	Hauteur de chute	457 mm	457 mm	
	Nombre de couches	5	5	
	Nombre de coups par couche	25	56	

dans la littérature plusieurs normes sont utilisées. un exemple de ces normes est donnée dans le tableau.2-3.

Tableau. 2-3. Liste des normes de compactage appliquée dans certains pays. D'après Zadjoui, 2007.

Référence	Source	Spécificité
NF P 94-093	AFNOR (France)	Moule Proctor (100 mm) 24 coups en 6 tours tangents au bord et 1 coup final au centre Moule CBR (150 mm) 7 séquences successives de 6 coups au bord et 1 coup au centre, puis un dernier tour de 6 coups au bord du moule.
DIN 18 127 50.25	DIN (Allemagne)	Moule Proctor (100 mm) 25 coups au bord du moule en 3 tours (dame de 50 mm)
DIN 18 127 75.22	DIN (Allemagne)	Moule CBR (150 mm) 22 coups au bord du moule en 3 tours (dame de 75 mm)
DIN 18 127 75.59	DIN (Allemagne)	Moule CBR (150 mm) 59 coups au bord du moule en 3 tours (dame de 75 mm)

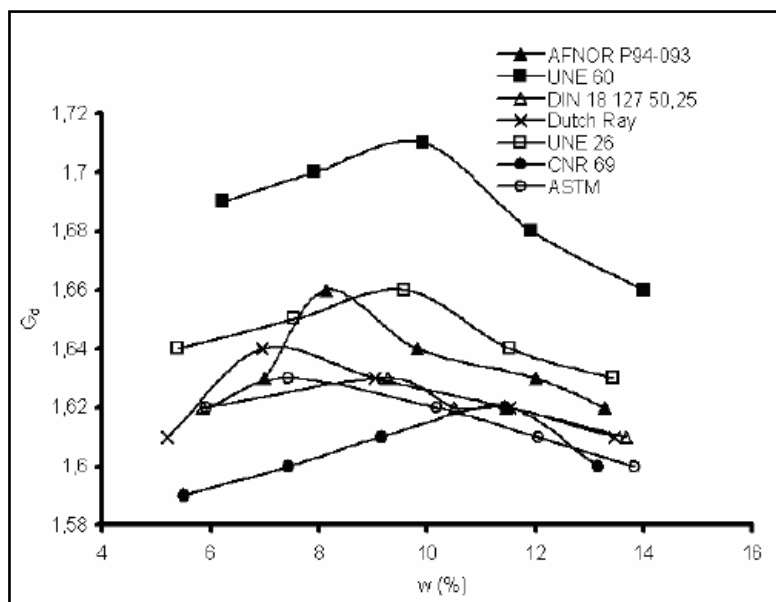
CHAPITRE 2 : MODES DE COMPACTAGE (STATIQUE ET DYNAMIQUE)

UNE 26	AENOR (Espagne)	Moule Proctor (100 mm) 26 coups en 6 tours en bord de moule en 3 tours Moule CBR (150 mm)
UNE 60	AENOR (Espagne)	Moule Proctor (100 mm) 60 coups en bord de moule en 8 tours Moule CBR (150 mm)
UNI 10009/56	UNI (Italie)	Moule CBR (150 mm) 2 séquences de 18 coups en bord et 9 coups tangents à un cercle de 100 mm de diamètre et 1 coup au centre
UNI 10009/26	UNI (Italie)	Moule CBR (150 mm)
UNI 10009/12	UNI (Italie)	Moule CBR (150 mm)
CNR 29	CNR (Italie)	Moule CBR (150 mm)
AASHTO T99 T180 25	(Etats Unis)	Moule CBR (150 mm)
UNE 103 501 94	AENOR (Espagne)	Moule CBR (150 mm)
BS 27 d105	BSI (Royaume Unie)	Moule Proctor (105 mm) 27 coups en bord de moule en 3 tours
BS 16 d152	BSI (Royaume Unie)	Moule CBR (152 mm) 2 séquences de 20 coups en bord de moule, 10 coups tangents à un cercle de 105 mm de diamètre et 1 coup au
BS 30 d152	BSI (Royaume Unie)	Moule CBR (152 mm) 20 coups en bord de moule et 10 coups tangents à un cercle de 105 mm de diamètre
NF P94-066	AFNOR (France)	Moule CBR (152 mm) 100 coups (dame 50 mm)
Dutch Raw	NEN (Pays Bas)	Moule Proctor (100 mm) 25 coups en bord de moule en 3 tours Moule CBR (150 mm)
Dutch EPP16/4	NEN (Pays Bas)	Moule CBR (150 mm)
Dutch EPP 20	NEN (Pays Bas)	Moule CBR (150 mm) 20 coups en bord de moule en 4 tours
CNR 69	CNR (Italie)	Moule Proctor (100 mm) 25 coups en bord de moule en 3 tours Moule CBR (150 mm)
ASTM D 698	ASTM (Etats Unis)	Moule Proctor (100 mm) 25 coups en bord de moule en 3 tours Moule CBR (150 mm)

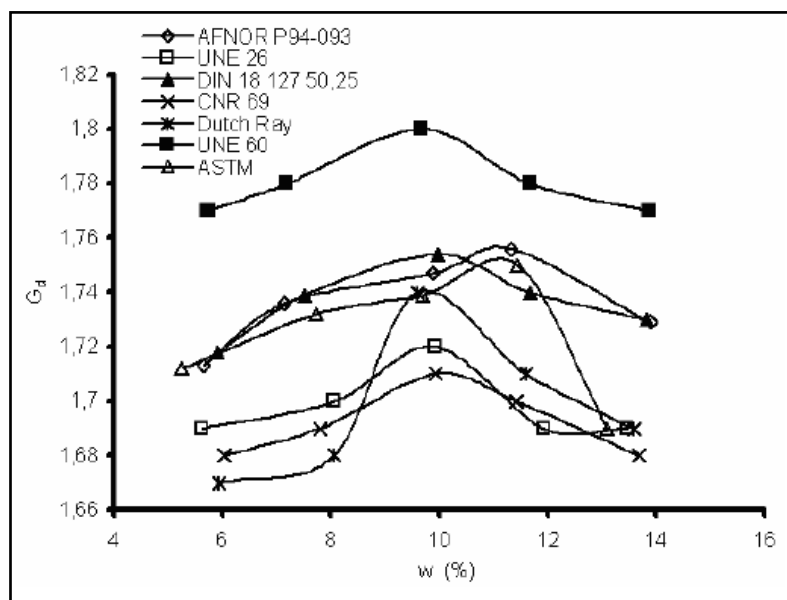
Zadjaoui, 2007 en étudiant un tuf calcaire de la région de Beni-Saf ($w_L=23\%$) à mis en évidence l'influence de la norme utilisée sur les valeurs à l'optimum (figures).

CHAPITRE 2 : MODES DE COMPACTAGE (STATIQUE ET DYNAMIQUE)

L'auteur à constater que le mode de compactage ainsi que la norme utilisée ont une influence directe sur la densité d'un sol étudié.



Figures. 2-4. Résultats des essais Proctor Normal. Influence des normes appliquées.
Zadjaoui, 2007.



Figures. 2-5. Résultats des essais Proctor modifié. Influence des normes appliquées.
Zadjaoui, 2007.

2.3. COMPACTAGE STATIQUE

Le compactage, (opération préalable à l'utilisation des sols argileux en géotechnique) a été étudiée depuis longtemps (cf. Proctor ,1933). Cependant, l'hétérogénéité de l'échantillon obtenu par cet essai ne permet pas de l'utiliser pour des études de laboratoire complètes D'autres essais ont donc été développés (Olivier, M. et Mesbah A., 1986 , Venkatarama Reddy, B. V. and Jagadish, K. S.), où le compactage est quasi-statique ou appelé aussi compactage statique avec contrainte de compression axiale ou vitesse de déplacement imposée, par opposition au compactage dynamique de l'essai Proctor.

Ce type du compactage présenté sur la figure. 2-6 , est effectué par introduire le matériau, préalablement mélangé avec une teneur en eau donnée, dans un moule oedométrique, puis placé dans entre deux pistons mobiles ou l'un fixe et l'autres mobile. A l'aide d'une contrainte appliquée, ou un déplacement imposée (compactage à vitesse constante), le compactage se fait en haut en bas pour avoir une meilleure compacité. L'intérêt majeur de ce procédé est d'obtenir des éprouvettes représentatives et homogènes.

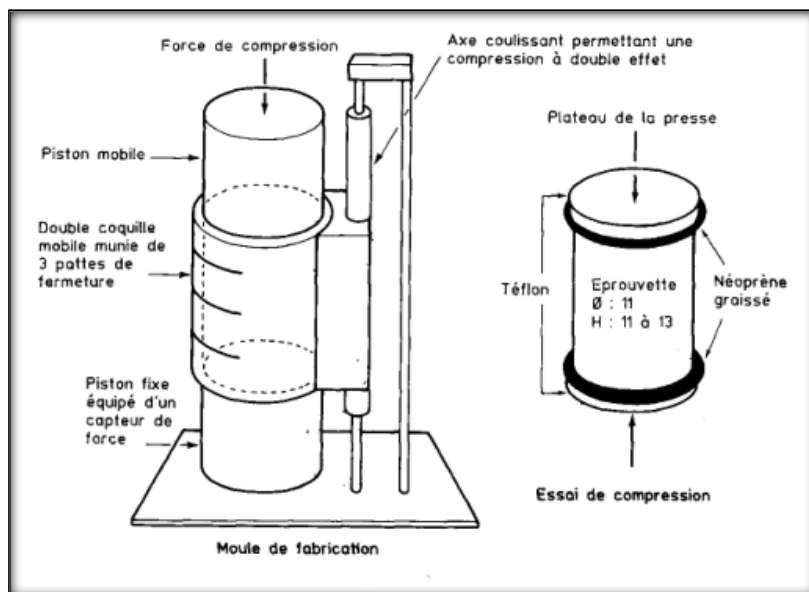


Figure. 2-6. Dispositif de compactage statique à double piston. Dennis, 1994

2.3.1. TECHNIQUES DE COMPACTAGE STATIQUES

Le problème de la reconstitution d'éprouvettes a souvent été soulevé dans la littérature en Génie Civil, surtout lorsque des essais spéciaux devaient être réalisés sur des sols compactes. Camapum de Carvalho et Mieussens 1985, et Camapum de Carvalho, 1985, ont proposé une méthode de compactage de sols un peu différente de celle présentée ci-dessus, dans le but essentiellement de diminuer les efforts de frottement entre le sol et le moule, et ainsi de minimiser le gradient de densité dans l'éprouvette. Le principe consiste à placer une membrane de néoprène à l'intérieur des parois du moule, et fixée à l'extérieur et aux extrémités des deux pistons. Cette membrane est tendue en début de compactage de façon à éviter la formation de plis dans l'éprouvette. Ce dispositif impose donc un jeu de l'épaisseur de la membrane, entre le piston et le moule. C'est pourquoi, s'il est parfaitement adapté aux sols fins (0/1 mm), il est plus difficile d'utilisation avec les sols grenus étudiés, dont les grains ont un diamètre compris entre 10 à 15mm, risquent de crever la membrane et surtout de s'insérer entre le moule et le piston, bloquant alors le compactage. Par ailleurs, ce système utilise également le principe du double compactage. Des mesures de frottement ont été réalisées sur le dispositif de Camapum de Carvalho et Mieussens 1985. Ils montrent qu'en l'absence de membrane, les frottements sont proportionnels à la contrainte de compactage et atteignent 25% de cette valeur. Avec différents types de membranes, ils ne représentent plus que 3 à 5% de cette contrainte.

Des mesures de frottements, similaires à celles réalisées par Camapum de Carvalho et Mieussens, 1985, ont montré que la contrainte totale créée par la presse et mesurée par un capteur de force positionné au-dessus de l'éprouvette, se transmettait à 96% au sol. C'est ce qui est montré sur la figure 2-7, qui donne l'effort en haut et en bas de l'éprouvette, ainsi que le déplacement total, enregistrés en fonction du temps.

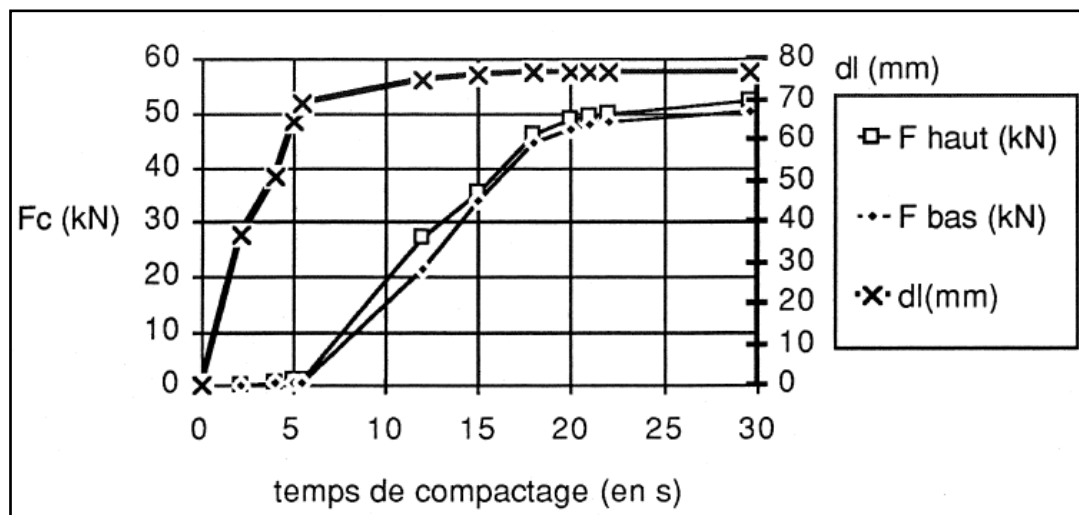


Figure. 2-7. Efforts et déplacements du piston, enregistrés en haut et en bas de l'éprouvette pendant un essai de compactage statique. Denis, 1994.

2.3.2. COMPACTAGE A FORCE ET A DEPLACEMENT IMPOSEE

Le compactage à déplacement imposée consiste à faire compacter une quantité de sol en imposant généralement une vitesse constante. Ce mode de compactage s'effectue selon les étapes suivantes :

détermination de la teneur en eau optimale Proctor normal (ou Modifiée) et de la densité sèche correspondante, - calcul des poids de matériau et d'eau, nécessaires à la fabrication d'une éprouvette (dimensions connus).

Mise en place de cette quantité de matériau foisonné dans le moule

Mise en compression de ce matériau, jusqu'à l'obtention de la hauteur désirée, sans relevé de l'effort de compression atteint.

Les éprouvettes ainsi obtenues ne correspondent jamais à un point de la courbe (γ_d/w), mais à une surface qui peut être très importante dans ce plan (figure.2-8.)

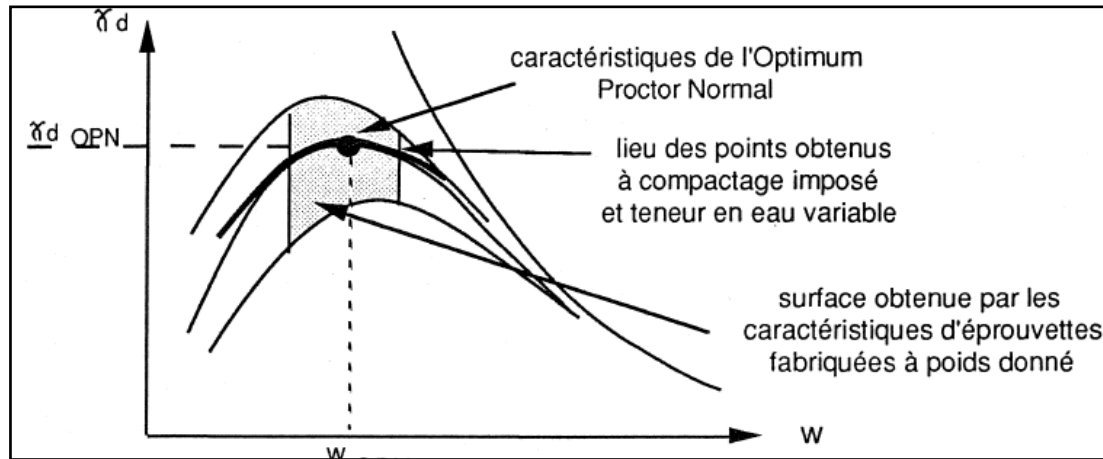


Figure. 2-8. Chemin de fabrication d'éprouvettes à partir de l'essai Proctor. Denis, 1994.

En ce qui concerne le compactage statique à force imposée, on peut dire :

- la hauteur des éprouvettes est variable, car elle est fonction de la teneur en eau du matériau. On obtient, en revanche, des caractéristiques de matériau compacté très homogènes,
- la quantité de matériau introduite dans le moule est évaluée, a priori, afin d'obtenir une hauteur finale variable.

2.4. COMPARAISON ENTRE LE COMPACTAGE STATIQUE ET DYNAMIQUE

Les essais Proctor (Normal ou modifié) et le Compactage Statique sont deux modes de compactage différents dans leur mise en œuvre mais ils induisent également un comportement différent au sein même du matériau. En effet d'après Carvalho et Mieussens, 1985, l'essai Proctor est un mode de compactage dynamique qui introduit dans le matériau de fortes déformations déviatoires accompagnant les déformations isotropes. Les grains sont cisailés sous l'effet de la chute de la dame et leurs déplacements relatifs sont à la fois très rapides et hétérogènes en directions. En revanche, cet effet étant localisé, car la section de la dame est faible par rapport à celles de l'éprouvette, on peut considérer que les surpressions dans l'eau et dans l'air pourront facilement se dissiper. La structure du matériau ainsi compacté sera donc, suivant sa teneur en eau plus ou moins dispersés.

CHAPITRE 2 : MODES DE COMPACTAGE (STATIQUE ET DYNAMIQUE)

Par contre le compactage statique (compression d'une éprouvette de sol par les deux faces opposées jusqu'à l'obtention d'une contrainte donnée), conduit à une structure alvéolaire floculée qui évolue vers une structure dispersée lorsque la teneur en eau et la force de compactage augmentent (figure. 2-9.)

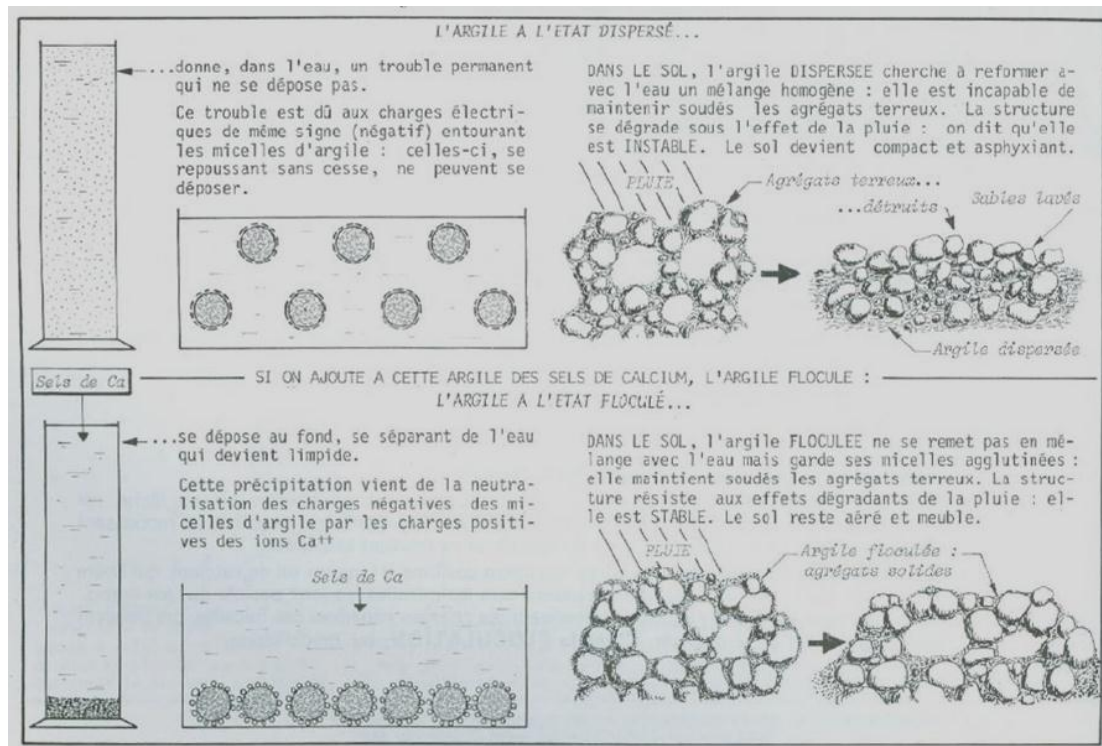


Figure. 2-9. Les deux états de l'argile : floculé ou dispersé, Massenet, 2010

De plus dans ce type de compactage, les déplacements des grains sont beaucoup plus lents que dans l'essai Proctor et ceux-ci sont faits suivant une direction privilégiée qui est celle de la contrainte de compactage. Celle-ci étant par ailleurs appliquée sur toute la surface de l'éprouvette, les surpressions d'eau seront plus lentes à se dissiper (Denis, 1994).

2.5. CALAGE DE L'ESSAI STATIQUE

Ilker, 1961 a déterminé pour deux types d'argile la contrainte de compactage statique qui permettait de retrouver les valeurs de densité sèche et de teneur en eau optimales obtenues avec les essais Proctor (Figure.2-10). Il en a donc déduit qu'une énergie Proctor Normal correspondait à une force de compression de 1.3 MPa et qu'une énergie Proctor Modifié correspondait à une force de 4.5 MPa, et ce, indépendamment des

CHAPITRE 2 : MODES DE COMPACTAGE (STATIQUE ET DYNAMIQUE)

matériaux. Des valeurs identiques à l'OPN ont été obtenues par Subbarao, 1972. D'autres résultats obtenus par Olivier, 1995 donnent des contraintes de compactage statique équivalentes à l'OPN entre 1 et 5MPa.

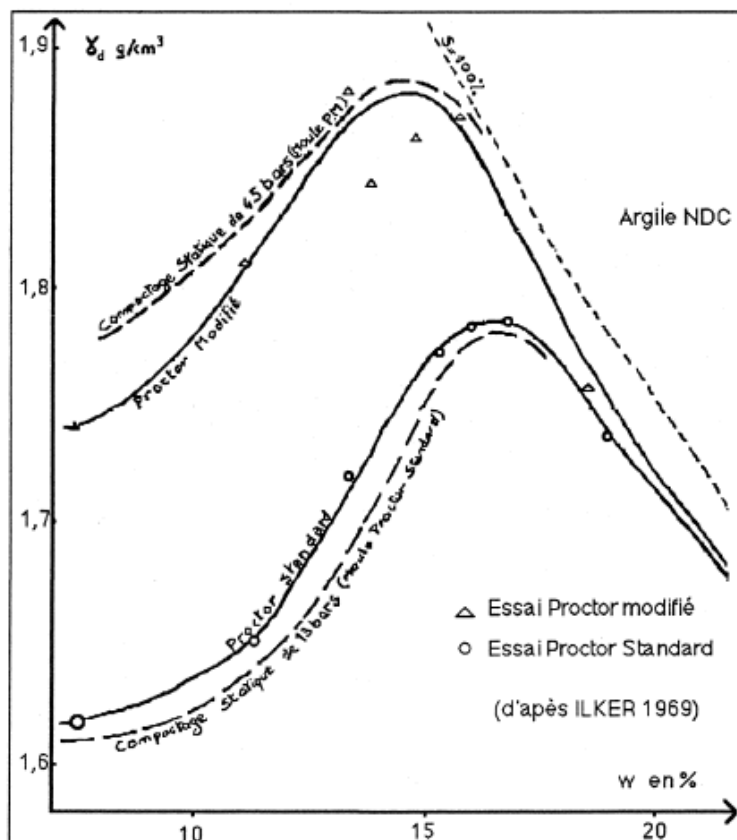


Figure. 2-10. Courbe d'équivalence tracée par ILKER, 1969

2.6. INFLUENCE DU MODE COMPACTAGE SUR LES CARACTERISTIQUES MECANQUES

Les variations de comportement hydraulique et mécanique d'un même sol compacté selon différentes méthodes sont dues au fait que ces méthodes induisent des déformations de cisaillement d'amplitude très différentes : par ailleurs, selon leur composition, les sols seront plus ou moins sensibles à la méthode de compactage utilisée. Les sols ayant une forte tendance à la floculation (prédominance des forces d'attraction) ou à la dispersion (prédominance des forces répulsives) sont peu sensibles à la méthode de compactage. Cette sensibilité dépend aussi de l'énergie et de la teneur en eau de compactage. Seed et al, 1960 indiquent en particulier que le comportement du

CHAPITRE 2 : MODES DE COMPACTAGE (STATIQUE ET DYNAMIQUE)

sol n'est influencé par la méthode de compactage que pour des teneurs en eau supérieures à la teneur en eau optimale. Il semble préférable de considérer que l'évolution de ce comportement est liée au développement de la double couche. L'augmentation de la teneur en eau peut aussi avoir un effet lubrifiant (ou anti lubrifiant), diminuant (ou augmentant) le frottement entre particules. L'évolution de l'orientation des particules dépendra de l'intensité des déformations de cisaillement, elle-même fonction de la teneur en eau, de l'énergie et du mode de compactage.

D'après Seed et al ,1960, l'engendrement de structures dispersées est favorisé dans l'ordre croissant par le compactage statique, le compactage par vibration et le compactage du type "Kneading" (pétrissage). Le compactage "Kneading" étant de type dynamique il conduit le sol à une structure proche à celle du compactage Proctor.

Les figures 2-11,2-12 et 2-13 présentées dans la littérature illustrent l'influence de la méthode de compactage et de la teneur en eau sur la résistance à la compression, le retrait et la perméabilité à saturation. De manière générale, ces résultats montrent que la susceptibilité du comportement d'un sol vis-à-vis de la méthode de compactage peut dépendre très fortement de la teneur en eau. Par ailleurs ; Seed et Chan ,1959, ont montré que la sensibilité de la résistance au mode de compactage dépend de la nature du sol et du niveau de déformation considéré (figure.2-15). Pour les grandes déformations , les résistances obtenues sont très proches. Puisque ces déformations ont conduit le sol à des structures semblables, indépendamment de celles induites par le mode de compactage.

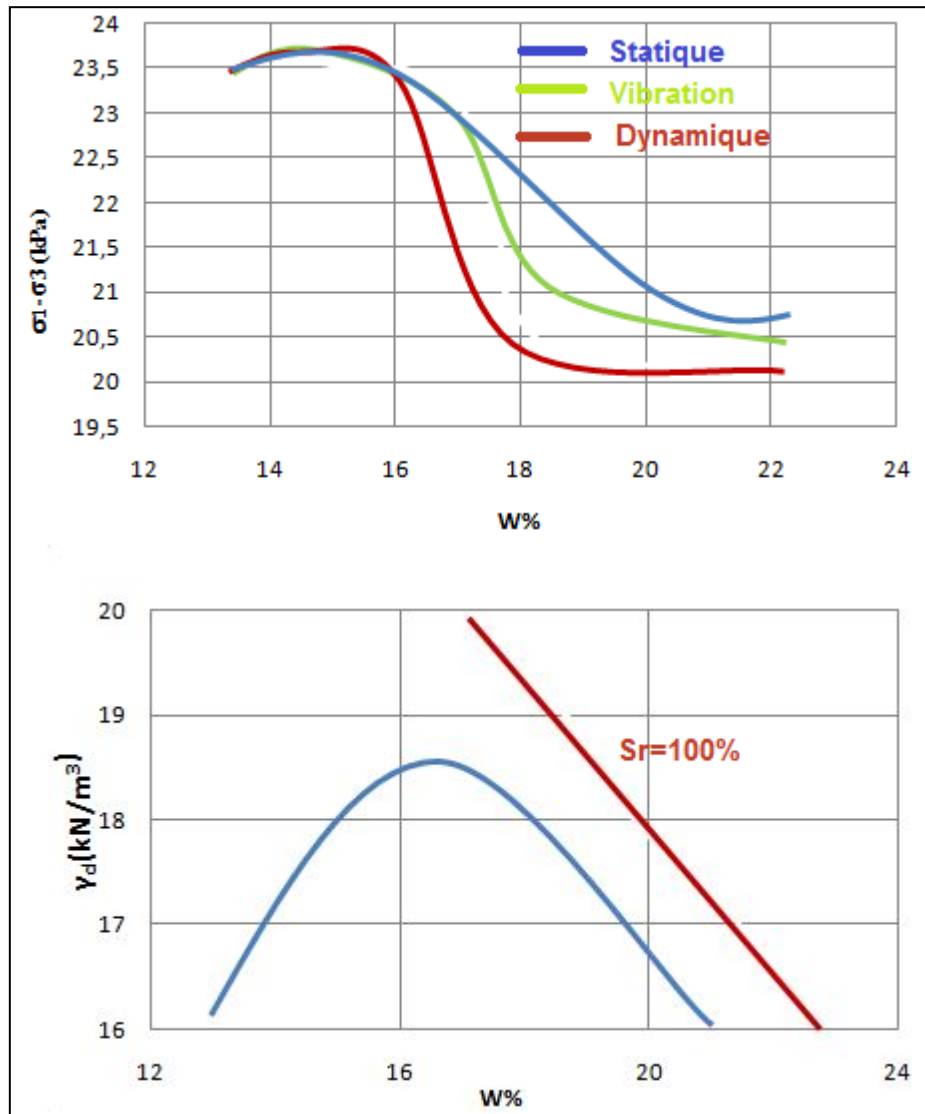


Figure. 2-11. Influence du mode de compactage sur le déviateur de contraintes SEED et CHAN ,1959

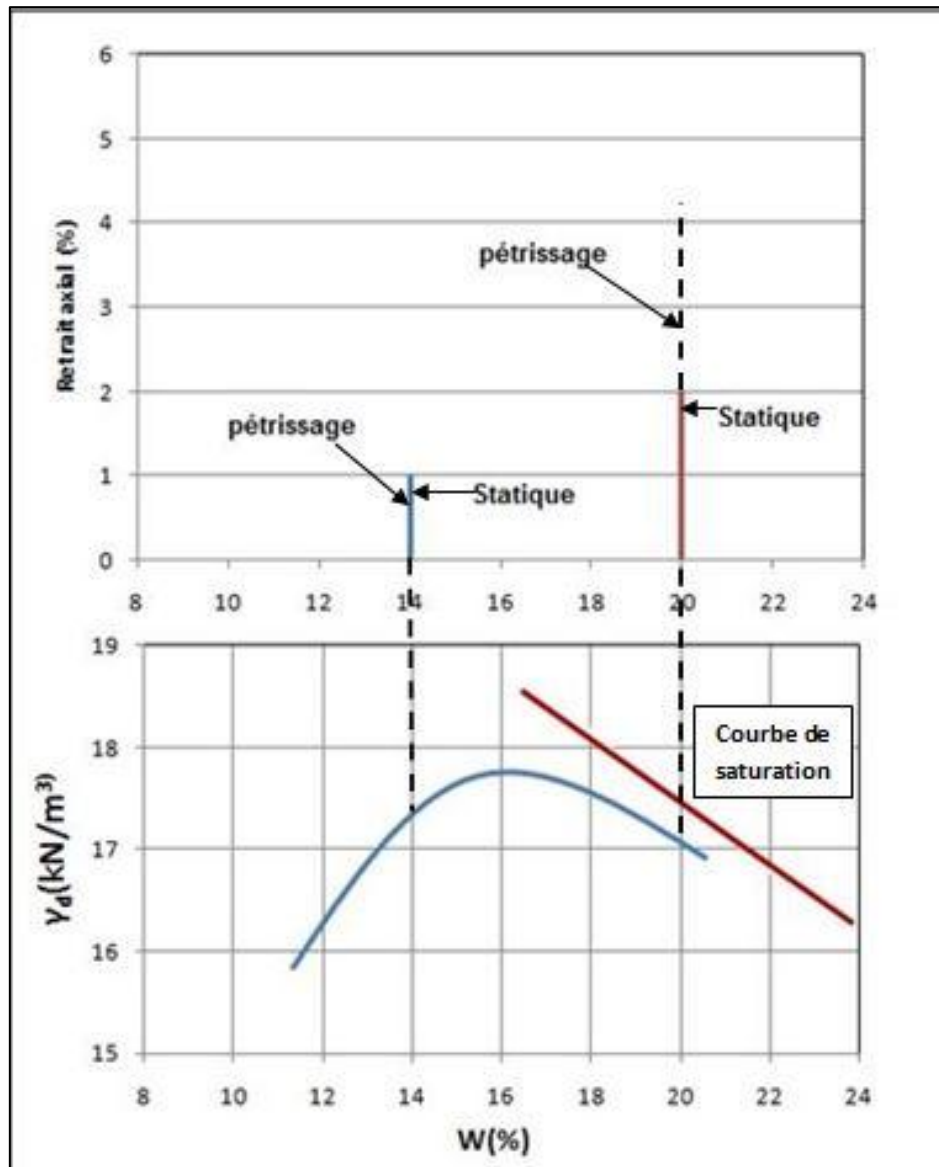


Figure. 2-12. influence de la méthode de compactage sur le retrait axial du limon
d'Orly Bouche ,1967

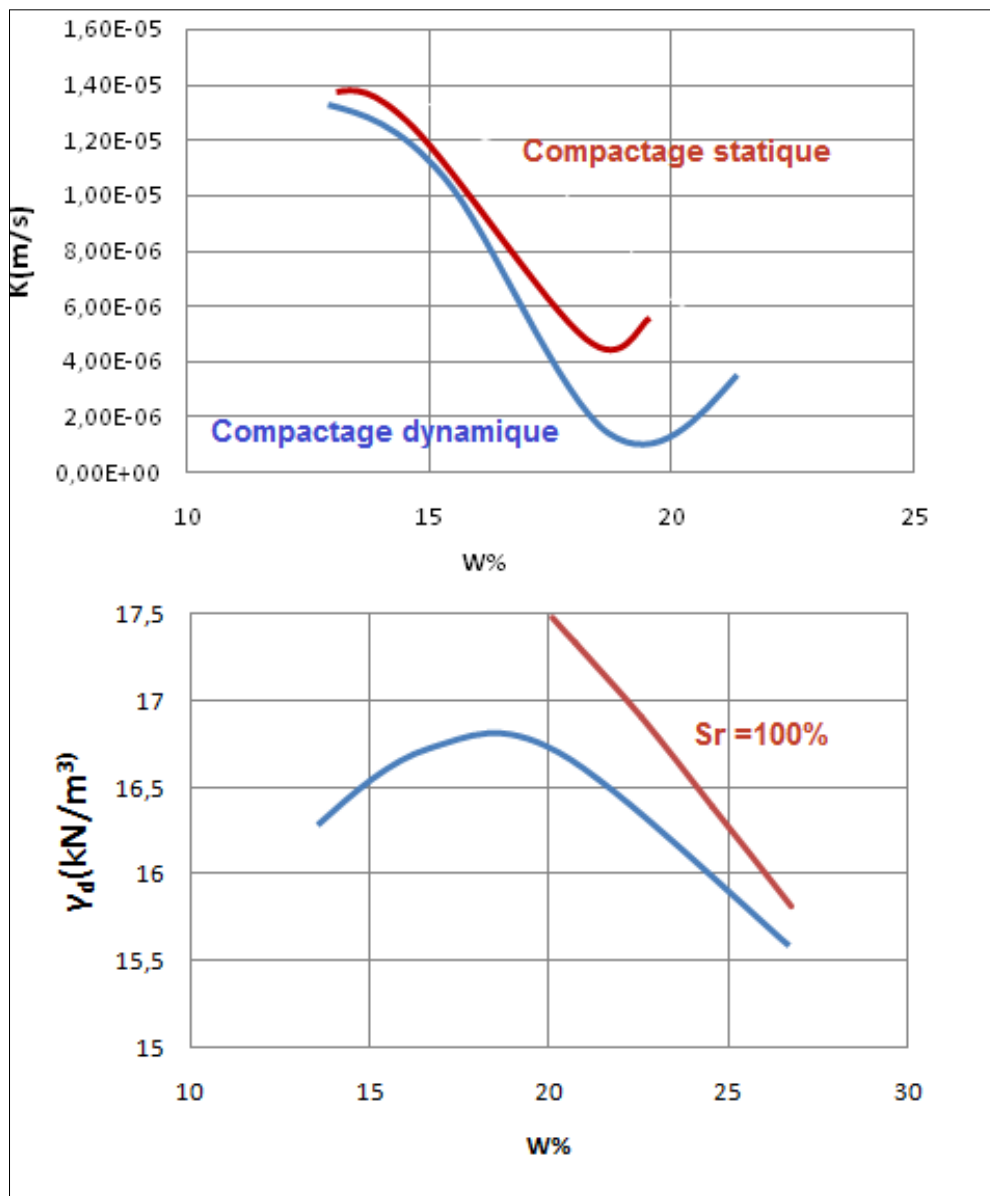


Figure. 2-13. Influence du mode de compactage d'une argile limoneuse sur la perméabilité Michel et Al. ,1965

La figure 2-14 montre, à partir de résultats d'essais de compression simple, obtenues par Carvalho et al, 1987, que dans le cas de la marne de Layrac ($w_L=34\%$, $I_p=17,6\%$), le comportement mécanique dépend du mode de compactage. Le comportement plus fragile présenté par l'échantillon compacté statiquement (compactage sur une presse à vitesse de déplacement ou de chargement constante) est caractéristique d'une structure floculée, alors que celui de l'échantillon compacté dynamiquement (essai Proctor modifié) correspond à une structure dispersée. Le fait que ce sol soit sensible à la

CHAPITRE 2 : MODES DE COMPACTAGE (STATIQUE ET DYNAMIQUE)

méthode de compactage est en accord avec sa faible activité dans l'échelle de Skempton ($IP/\% < 2 \text{ um} = 0,41$; sol inactif) qui correspond à des forces d'attraction entre particules faibles et qui facilite le développement de déformations de cisaillement.

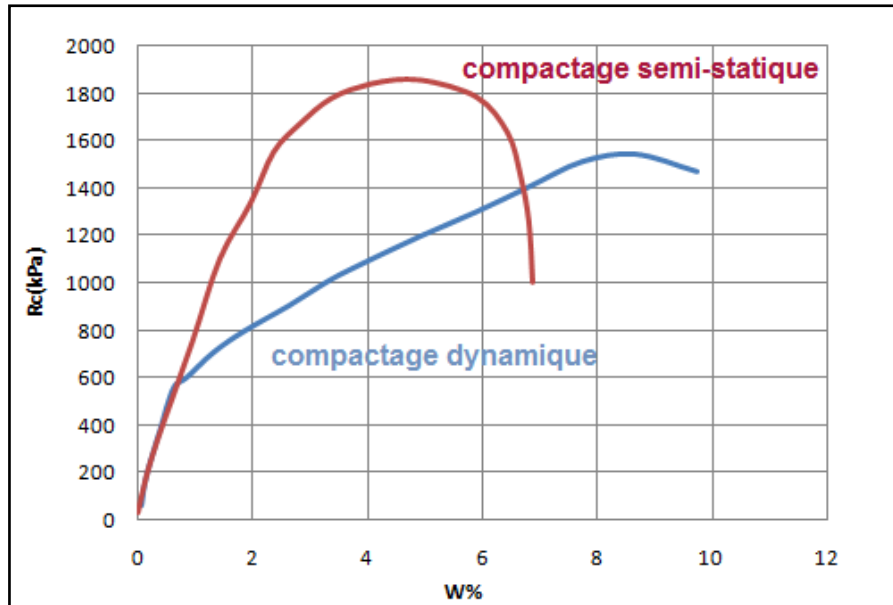


Figure. 2-14. Influence de la méthode de compactage sur la résistance à la compression simple de la marne de Layrac

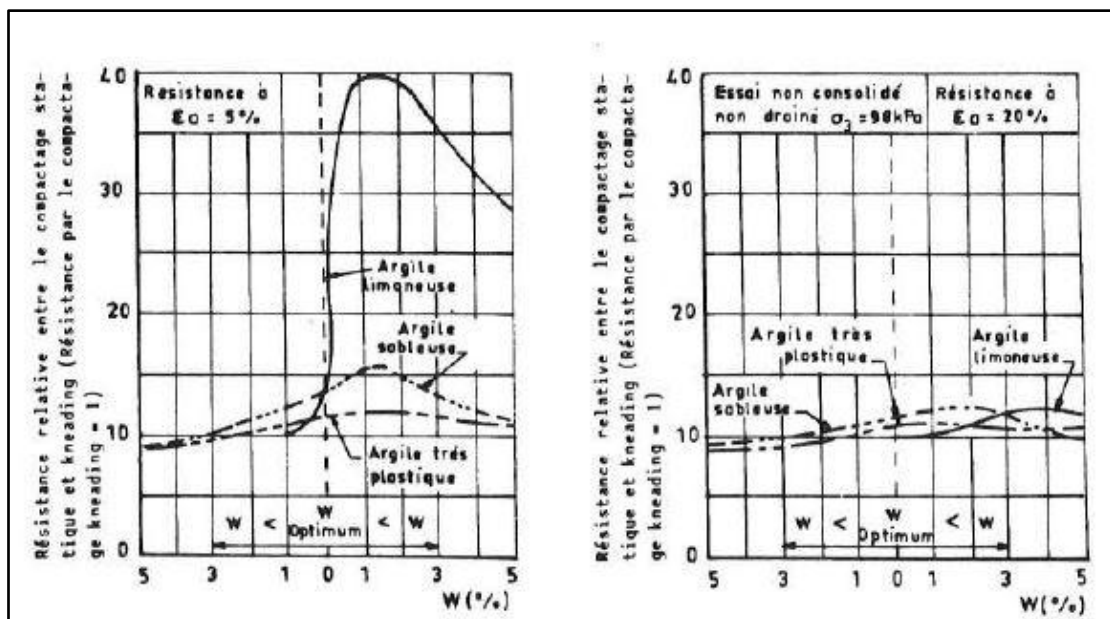


Figure. 2-15. Influence de la méthode de compactage sur la résistance relative

de différents sols Seed et Chan ,1959

CHAPITRE 2 : MODES DE COMPACTAGE (STATIQUE ET DYNAMIQUE)

(BELAHCENE .K et BELLA .A;1992) ont réaliser un comparaison entre 3 matériaux de la région de Tlemcen (MANSOURAH) :

Matériau A : $w_l=32,5\%$, $I_p=8,1\%$;

Matériau B : $w_l=34,5\%$, $I_p=8\%$;

Matériau C : $w_l=35,2\%$, $I_p=10,2\%$;

Ces matériaux ont compacté dynamiquement et statiquement dans une presse manuelle ,les résultats obtenues montre que les résistances à la compression et à la traction obtenue sur le matériau compacté dynamiquement sont nettement supérieur à celle obtenues par un compactage statique .

Selon les auteurs ceci est attribué à la pression de compactage développée par la presse manuelle qui est de l'ordre 1MPa ,valeur juger inférieur à la contrainte de compactage dynamique .

2.7.CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons traité les différents procédés de confection des éprouvettes au laboratoire à savoir : le compactage dynamique, représenté par l'essai Proctor normal et modifié ainsi que le compactage statique. Dans le chapitre qui suit nous essayé d'établir une comparaison en terme de propriétés mécanique et hydraulique entre les deux précédés de compactage.

3.1.INTRODUCTION

Dans ce chapitre on présentera une étude expérimentale permettant de faire une comparaison entre deux modes de reconstitution des éprouvettes au l'laboratoire à savoir l'essai Proctor dynamique et l'essai de compactage statique.

Cette comparaison se réalise à travers différents essais à savoir l'essai de compactage statique, l'essai œdométrique, l'essai de compression simple et l'essai de cisaillement au triaxial UU et enfin un essai de perméabilité non saturé. L'ensemble des essais sont réalisés sur une argile de la région de Boughrara.

3.2.MATERIAU ETUDIE

L'emploi judicieux des matériaux utilisés dans la construction exige la connaissance de leurs diverses propriétés : physiques, physico-chimiques, hydrauliques, mécaniques et durée de vie, pour permettre de faire un choix répondant à leur destination (GHOMARI .F, 1989).

Le matériau utilisé dans cette recherche a été prélevé du site de la nouvelle pénétrante de la Commune de Hammam Boughrara, à 38 Km de la ville de Tlemcen. (Point A1 dans la figure 3-1)

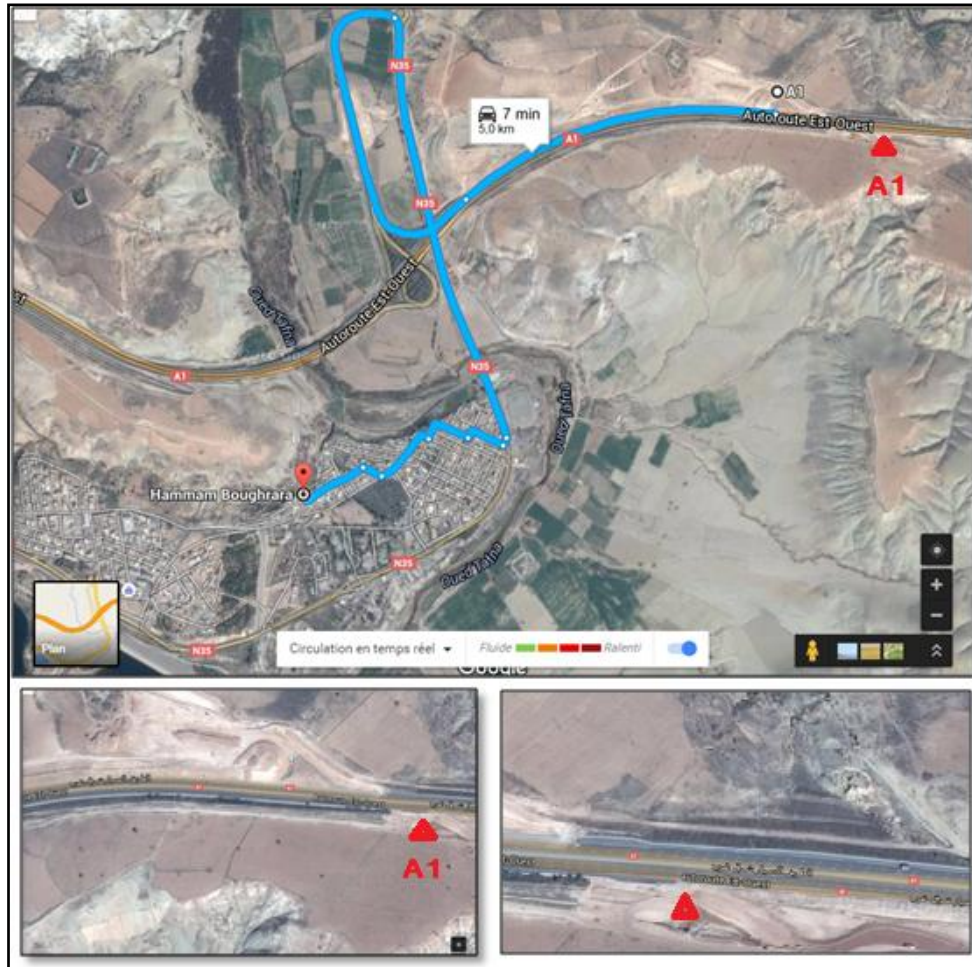


Figure.3-1. Zone de prélèvement à partir de Google Earth.

3.3. CARACTERISATION GEOTECHNIQUE

3.3.1. IDENTIFICATION PHYSICO-CHEMIQUE DE L'ARGILE DE BOUGHRARA

La figure 3-2, représente la courbe granulométrique de l'argile de Boughrara, obtenue par la méthode de tamisage par voie humide et la sédimentométrie, respectivement selon la norme NF P94-056 et 057. D'après cette courbe, on constate que la fraction inférieure à 80 μm représente 65 %, et que la fraction argileuse ($\leq 2 \mu\text{m}$) représente plus de 37 %.

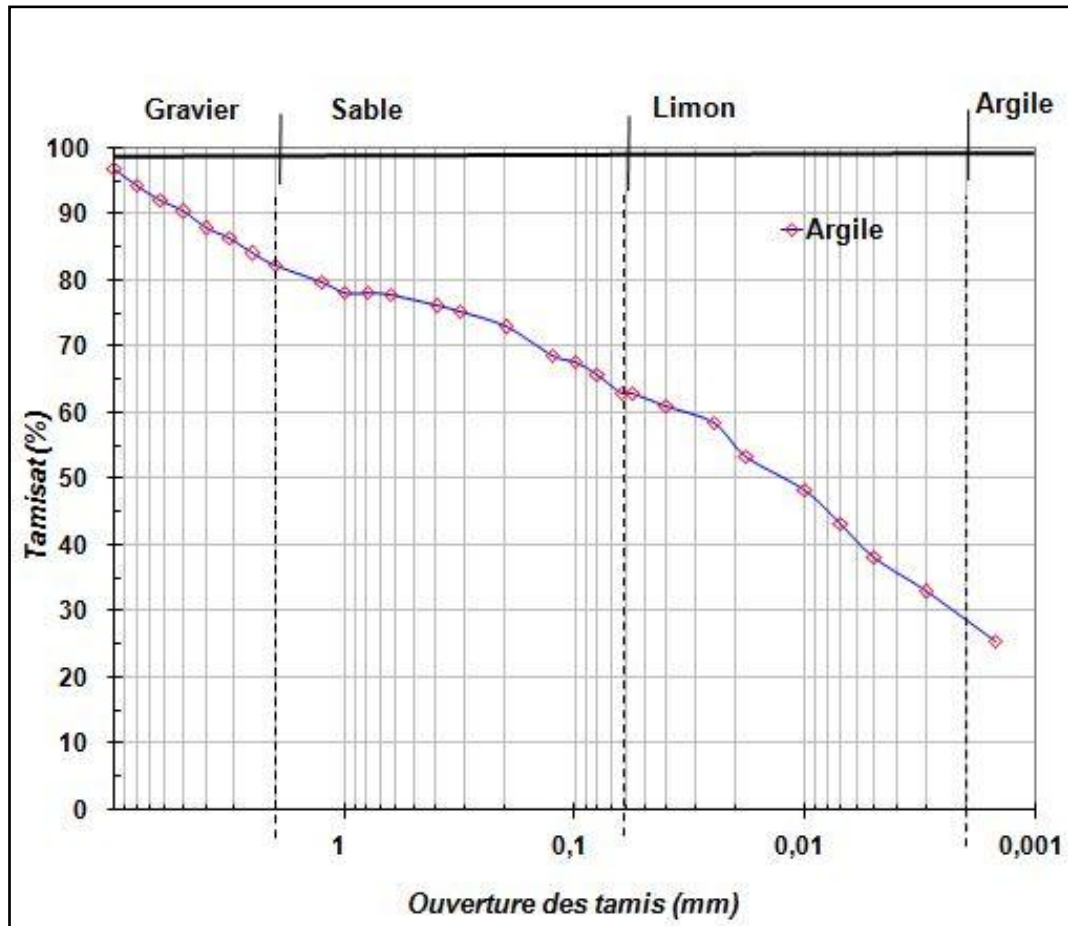


Figure.3-2. Courbe granulométrique du sol étudié

Cette argile présente une limite de liquidité de l'ordre de 43 % et une limite de plasticité de 24 %. Selon le diagramme de Casagrande (Figure.3-3.), cette argile se situe dans la gamme des argiles peu plastiques.

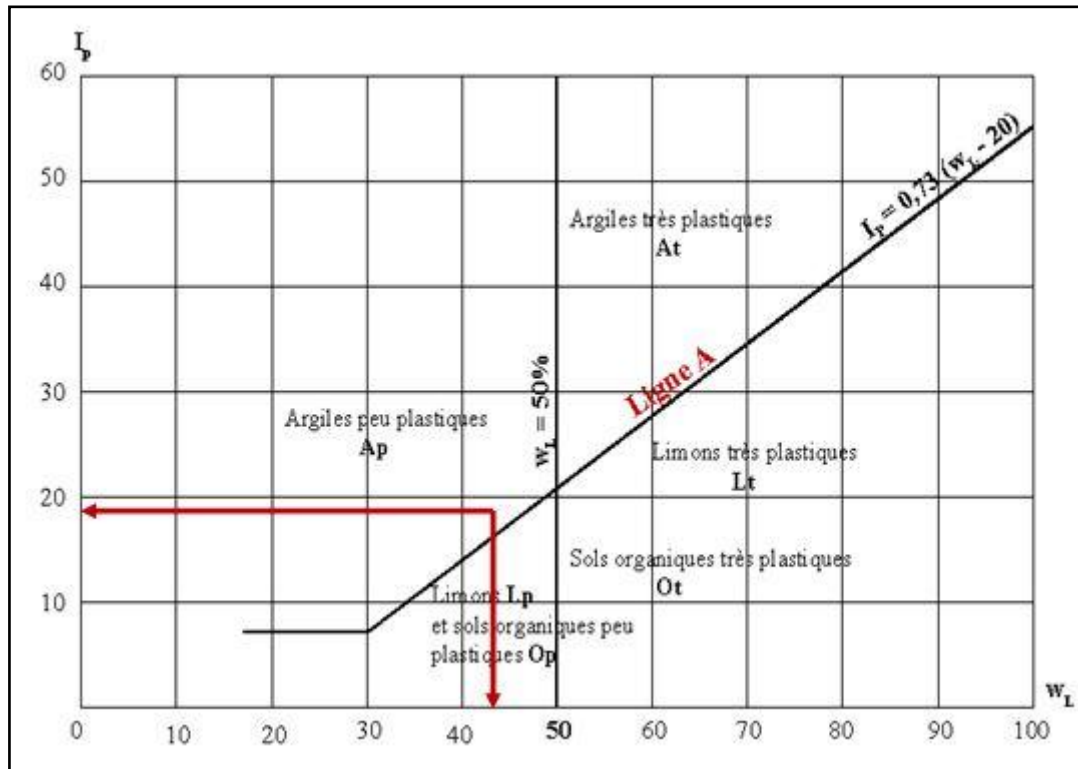


Figure.3-3. Position du sol étudié sur le diagramme de Casagrande

La valeur du bleu vaut 3,16, ce qui permet d'estimer sa surface spécifique par la formule de Tran Ngoc Lan, 1977, et qui donne une valeur de 66 m²/g. et celui du carbonate de calcium est de 13,6%. Selon la classification USCS/LPC, ce sol est désigné : argile peu plastique Ap. L'ensemble des résultats des essais d'identifications sont regroupés dans les tableaux 3-1 et 3-2.

Tableau .3-1. Paramètres physiques de l'argile de Boughrara.

Granulométrie					Plasticité			Densité des grains solides
XP P94-041 et NF P94-057					NF P94-051			NF P94-054
<80µm	<2µm(2)	d ₆₀	d ₃₀	d ₁₀	w _L	w _P	Ip(1)	γ _s /γ _w
65%	29%	30µm	2.2µm	/	43%	24%	19%	2.63

Tableau .3-2. Paramètres chimiques de l'argile de Boughrara.

Teneur en CaCO ₃	Valeur de bleu	Surface Spécifique	Activité (1/2)
NF P94-048	NF P94-068		
13.6%	3.16	66 m ² /g	0.51

Afin de compléter la caractérisation de notre matériau, nous avons déterminé les caractéristiques de compactage à l'OPN et l'OPM, selon la norme NF P 94-093. Les résultats sont représentés sur la figure 3-4.

Selon les courbes de saturation, On peut constater aussi que la branche humide de la courbe Proctor normal se situe à une courbe de saturation de l'ordre de 98% et celle de l'optimum Proctor modifié se trouve confondue avec la courbe de saturation $S_r=100\%$.

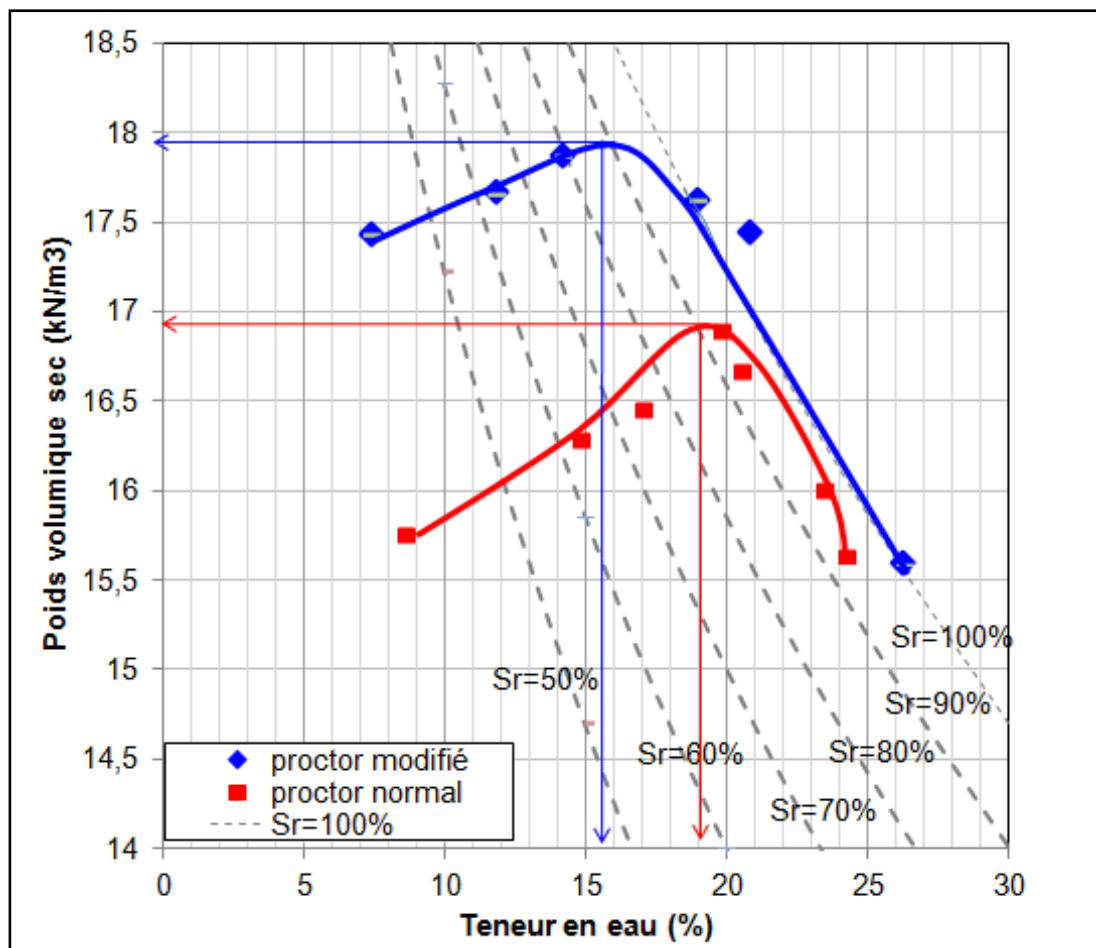


Figure. 3-4 : Courbe de compactage dynamique du sol étudié.

Les valeurs de compactage obtenues en terme de teneur en eau optimale et de densité sèche maximale sont représentées dans le tableau 3-3 suivant :

Tableau 3-3. Paramètres de compactage à l'optimum de l'argile de Boughrara.

Paramètres de compactage	OPN	OPM
(w _{opt}) mesurée	19%	15.3%
(w _{opt}) estimée	19,55%	15,19%
(γ _{dmax}) mesurée	16.9kN/m ³	17.9kN/m ³
(γ _{dmax}) estimée	16,58 kN/m ³	17,55kN/m ³
Indice des vides	0,56	0,47
Degré de saturation	89,23%	85,23%

Nous avons vérifié les valeurs de l'optimum Proctor normal et modifié par les corrélations proposées par (Fleureau et al 2002) et données par les équations (3-1) (3-2)(3-3)(3-4).

OPN

$$W_{opt} = 1,99 + 0,46 W_L - 0,0012 W_L^2 \dots\dots\dots (3-1) \quad W_{opt} = 19,55\%$$

$$\gamma_{dmax} = 21,00 - 0,113 W_L + 0,00024 W_L^2 \dots\dots\dots (3-2) \quad \gamma_{dmax} = 16,58 \text{ kN/m}^3$$

OPM

$$W_{opt} = 4,55 + 0,32 W_L - 0,0013 W_L^2 \dots\dots\dots (3-3) \quad W_{opt} = 15,19\%$$

$$\gamma_{dmax} = 20,56 - 0,086 W_L + 0,00037 W_L^2 \dots\dots\dots (3-4) \quad \gamma_{dmax} = 17,55 \text{ kN/m}^3$$

Donc on remarque un bon accord entre les valeur des corrélations et les résultats expérimentaux.

3.4. PROGRAMME EXPERIMENTAL

Le programme expérimentale consiste à réaliser les essais suivants :

- ✚ **Essai oedométrique sur une pâte saturée ;**
- ✚ **Essai oedométrique à teneur en eau constante** sur échantillons compactés dynamiquement aux conditions de l'optimum Proctor Normal:
- ✚ **compactage statique** à différentes teneurs en eau ($w=10\%,15\%,19\%,23\%$) , et à différentes vitesses ($v=1\text{mm}/\text{min}$, $v=2,5\text{mm}/\text{min}$, $v=5\text{mm}/\text{min}$). les valeurs des teneurs en eau ont été choisis afin de balayer la courbe Proctor (normal et modifié) du côté sec au côté humide on passant par la valeur de l'optimum.
- ✚ **Essais de cisaillement triaxial non consolidé non drainé (UU)** à différentes contraintes de confinement $\sigma_3=200\text{kpa}$, $\sigma_3=400\text{kpa}$, $\sigma_3=600\text{kpa}$ réalisés sur des échantillons compactés dynamiquement et statiquement (Proctor normal $w=19\%$ $\gamma_d=16,9\text{kN}/\text{m}^3$). La vitesse de cisaillement étant $v=1\text{mm}/\text{min}$.
- ✚ **Les essais de compression simple** avec une vitesse $v=1\text{mm}/\text{min}$, réalisé sur des éprouvettes compactées statiquement et dynamiquement.
- ✚ **Essais de perméabilité en régime transitoire** à différentes contraintes effectives de confinn $\sigma_3' =50\text{ kPa}$, $\sigma_3' =100\text{kPa}$, $\sigma_3' =200\text{kPa}$.

3.5. PREPARATION DES ECHANTILLONS

Le matériau a été livré en vrac au laboratoire, et se présente sous forme d'un mélange de blocs d'argiles de dimensions variées. Donc, pour sa préparation aux différents essais projetés, on a suivi les étapes suivantes :

- Broyage des blocs d'argiles,
- Étuvage du matériau à une température de 105°C ,
- Pour les échantillons sous forme de pâte à $1.5w_L$, on pèse une portion suffisante du matériau puis on la malaxe avec une quantité d'eau distillée nécessaire à l'obtention de la teneur en eau désirée. Cet échantillon servira pour l'essai oedométrique sur une pâte saturée. (figure 3-5.).



Figure 3-5. Essai oedométrique sur une pâte saturée

- Pour les échantillons compactés (compactage statique ou dynamique), toujours la quantité d'eau distillée est ajoutée au matériau sec, par le moyen d'un arrosoir. Au fur et à mesure de l'ajout d'eau on malaxe le matériau afin d'obtenir un mélange homogène. Cette opération permet de réduire de façon considérable la formation de mottes. Après, le mélange est conservé dans des sacs étanches, puis laissé pendant au moins 24h dans un endroit hermétique pour l'homogénéisation de la teneur en eau. Ensuite, on le fait passer dans un tamis de 5mm pour retirer les grumeaux formés. Avant chaque essai, une vérification de la teneur en eau est réalisée.
- Les dimensions de l'échantillon confectionné ainsi que sa teneur en eau (w) et sa densité sèche (γ_d) étant connues, on peut facilement calculer le poids humide Ph à introduire dans le moule de compactage statique avec la formule (3-5):

$$Ph = V \cdot \gamma_d \cdot (1 + w) \quad (3-5), \text{ avec } V : \text{ le volume de l'échantillon}$$

- Concernant les autres essais projetés (essais de cisaillement, compression simple, perméabilité), le compactage statique était réalisé à une vitesse de 1mm/min au

moyen d'une presse automatique directement dans un moule métallique à double piston (figure 3-6.). Pour ces mêmes essais, les échantillons compactés dynamiquement ont été obtenus par carottage réalisée dans des échantillons compactés dans le moule Proctor (figure 3-7.). Les dimensions finales des échantillons sont de 50mm de diamètre et 100 mm de Hauteur.



Figure 3-6. Mode opératoire du compactage statique

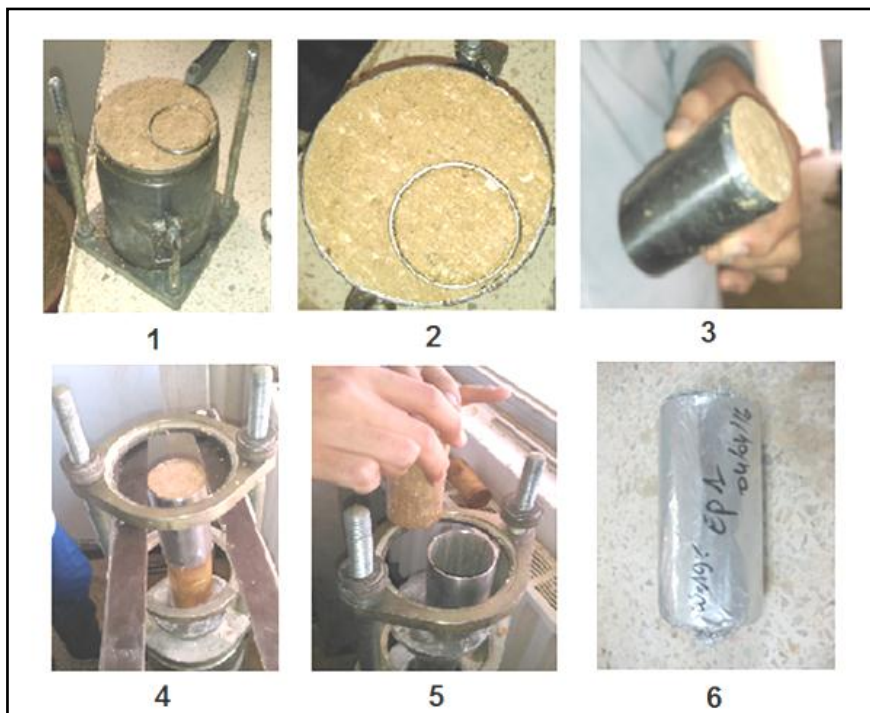


Figure 3-7. Mode opératoire du carottage des échantillons compactés dynamiquement

- Les échantillons destinés à la réalisation des essais oedométrique à teneur en eau constante, ont aussi été compacté directement dans le moule oedométrique sous une vitesse de 1mm/min (figure 3-8.). De même, les échantillons compactés dynamiquement ont été obtenus par carottage du moule Proctor. Les dimensions finales des échantillons sont 50mm de diamètre et 20mm de hauteur.



Figure 3-8. l'essai oedométrique à teneur en eau constante.

Remarques :

- pendant le compactage statique, des problèmes liés notamment au guidage de piston de compactage (figure 3-9.) ont été rencontrés, notamment quand la contrainte de compactage tend vers des valeurs importantes. Le moule de compactage se désaxe par rapport au capteur de force ce qui provoque l'annulation de toute l'essai.
- Les essais de compactage ont été réalisés avec double pistons. Pour atteindre la hauteur finale de l'échantillon on procède au blocage du piston supérieur par une cale métallique afin que le compactage se réalise aussi sur la partie inférieure de l'échantillon. Cette opération était très délicate et perturbée en certains moments l'acquisition de la force ainsi que le déplacement enregistré. Malgré toutes les précautions prises pour avoir un compactage statique homogène sur toute la hauteur des échantillons. Le constat visuel des échantillons après le démoulage montre le contraire. Des hétérogénéités de compactage, notamment dans la partie supérieure de l'échantillon par rapport à la partie centrale ou inférieure apparaissaient. Cette hétérogénéité est lié à la variation de la valeur de densité sèche

le long de la hauteur de l'échantillon. On pense que la partie supérieure de l'échantillon est moins dense que la partie centrale ou inférieure.



Figure 3-9. Problème de guidage de piston de compactage

3.6.PRESENTATION DES RESULTATS

3.6.1.ESSAI OEDOMETRIQUE SUR UNE PATE SATUREE

La courbe edométrique réalisée sur une pâte saturée à une teneur en eau initiale $w_i = 1,5w_l$ est présentée sur (la figure 3-10.).

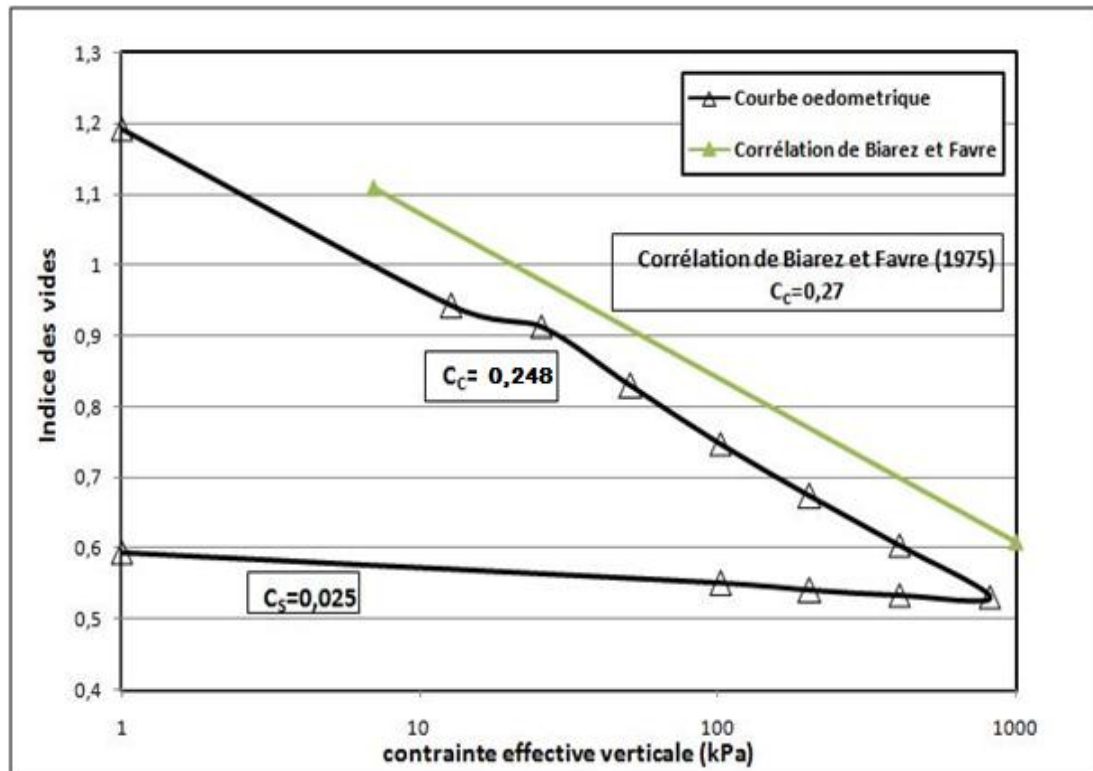


Figure 3-10. Courbe oedométrique de la pâte saturée

Sur la même figure nous avons tracé la corrélation de Biarez et Favre 1975, représenté par les équations (3-6) :

$$\sigma_v=7\text{kPa} \quad , e_l = w_l \cdot G_s \quad (3-5) ; \quad \sigma_v=1000\text{kPa} \quad , e_p = w_p \cdot G_s \quad (3-6)$$

avec e_l et e_p sont respectivement l'indice correspondant respectivement à la limite de liquidité et de plasticité. G_s est densité des grais solides.

Sur le Tableau 3-4, nous avons regroupé les valeurs des coefficients de consolidation (C_c et λ) et de déchargement (C_s et κ), del'essai oedométrique sur la pâte ainsi que ceux de la corrélation. Pour le coefficient C_c , ce dernier est calculé entre les deux derniers points de la courbe de chargement, tandis que C_s , il est calculé à partir des deux premiers points de déchargement. On remarque un bon accord entre le résultats expérimentaux et la corrélation proposé pour le chemin (NC).

Tableau. 3-4. Paramètres de compressibilité des essais œdométriques .

Essai	Cc-(λ)	Cs-(κ)
Corrélation	0.27-(0.160)	0.067-(0.03)
Essai sur pâte	0.248-(0.11)	0.025-(0.01)

3.6.2.L'ESSAI OEDOMETRIQUE A TENEUR EN EAU CONSTANTE

Sur la figure (3-11), nous avons comparé l'essai œdométrique réalisé sur une pâte saturée avec un essai à teneur en eau constante réalisé sur un échantillon compacté à l'OPN et carotté avec la bague œdométrique du moule de compactage dynamique . La vitesse de compactage et de compression est de 1mm/min . Sur la même figure nous avons ajouté la courbe de compactage statique réalisée sur une éprouvette de 50mm de diamètre et une hauteur finale de 100 mm.

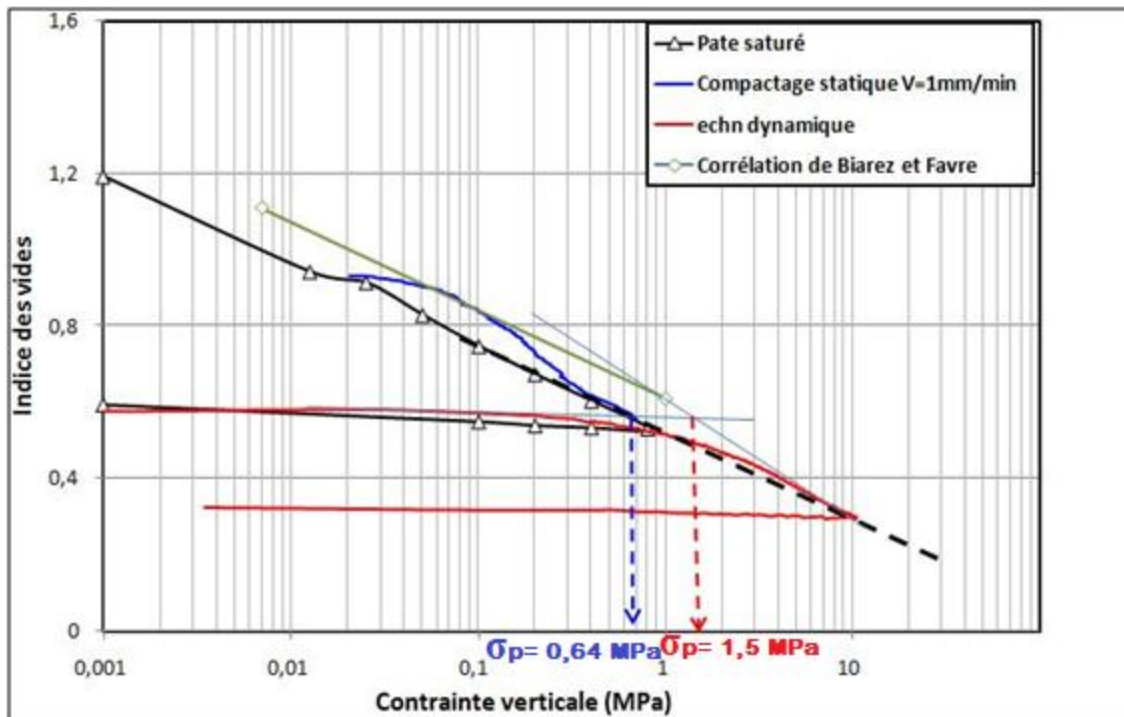


Figure 3-11. Comparaison entre les courbes œdométriques obtenues et le compactage statique.

On peut constater clairement que la courbe de compactage statique rejoint la droite normalement consolidé représenté par le chemin de chargement de la pâte après une contrainte de l'ordre de 600kPa .Cependant, l'essai œdométrique réalisé sur

l'échantillon compacté dynamiquement met en évidence un comportement surconsolidé dans lequel la courbe de chargement croise la droite (NC) Normalement Consolidée. Au fur et à mesure de l'augmentation du chargement, on constate que la courbe de l'échantillon compacté dynamiquement tend à rejoindre la droite (NC) saturé, ceci peut être expliquer par le réarrangement des particules provoquant une augmentation des degrés de saturation.

Sur la même figure on a déterminé la contrainte de pré consolidation pour l'échantillon compacté dynamiquement .la valeur obtenue 1,5 MPa, cette valeur est largement supérieur à la contrainte maximale de compactage statique a l'OPN qui s'élève a 640 kPa.

3.6.3.COMPACTAGE STATIQUE :

Afin de mettre en évidence l'effet de la teneur en eau et de la vitesse de compactage sur la contrainte développée au cours de compactage statique, nous avons réalisé des essais de compactage statique (figure 3-13.) .aux teneurs en eau suivantes 10% ,15%,19%,23%. ces teneurs en eau ont été choisies a fin de balayer la courbe de compactage du coté sec au coté humide . Les vitesses de compactage correspondent à 1mm/min ; 2,5 mm/min et 5mm/min.



Figure 3-12. Dispositif du compactage statique.

Un exemple de courbe de compactage obtenus sur un échantillon compacté statiquement à une teneur en eau de 19% et une vitesse de 1mm/min Cette courbe est

représentée en terme de variation des contraintes de compactage statique en fonction du déplacement enregistré. Les remarques suivantes s'applique pratiquement pour toutes les courbes obtenus.

Le long d'une courbe de compactage, on observe trois zones (figure.3-14) :

- ✚ **la zone 1** correspond à une évacuation d'une grande partie de l'air contenu dans le sol. Cette partie du compactage requiert très peu d'énergie et correspond a des contraintes statiques de compression très faibles. de l'ordre de 0.1 MPa. Dans cette zone, les diamètres moyens des pores varient beaucoup, et les grains ont peu de zones de contact.
- ✚ **la zone 2** correspond au début du calage des grains. Ceux-ci, en s'interclavant développent des efforts de frottement de plus en plus élevés. ce qui provoque l'augmentation des contraintes nécessaires au compactage. Cet effort reste cependant assez faible. inférieur a 1.5 MPa.
- ✚ **la zone 3** l'augmentation du compactage ne diminue presque plus le diamètre des pores, mais améliore l'arrangement entre les grains, ce qui entrain° la fermeture de certains pores. limitant ainsi les circulations d'air dans les pores (Denis, 1994). Le volume varie donc faiblement dans cette zone. les valeurs de contrainte de compactage statique atteignent des valeurs importantes (supérieures à 1.5MPa ...)

A fin de comparer les courbes de compactage statique avec la courbe oedométrique de la pâte saturée, nous avons retracé ces en terme de variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte de compactage. Les résultats obtenus sont présentés sur les figures 3-15, 3-16, 3-17 et 3-18.

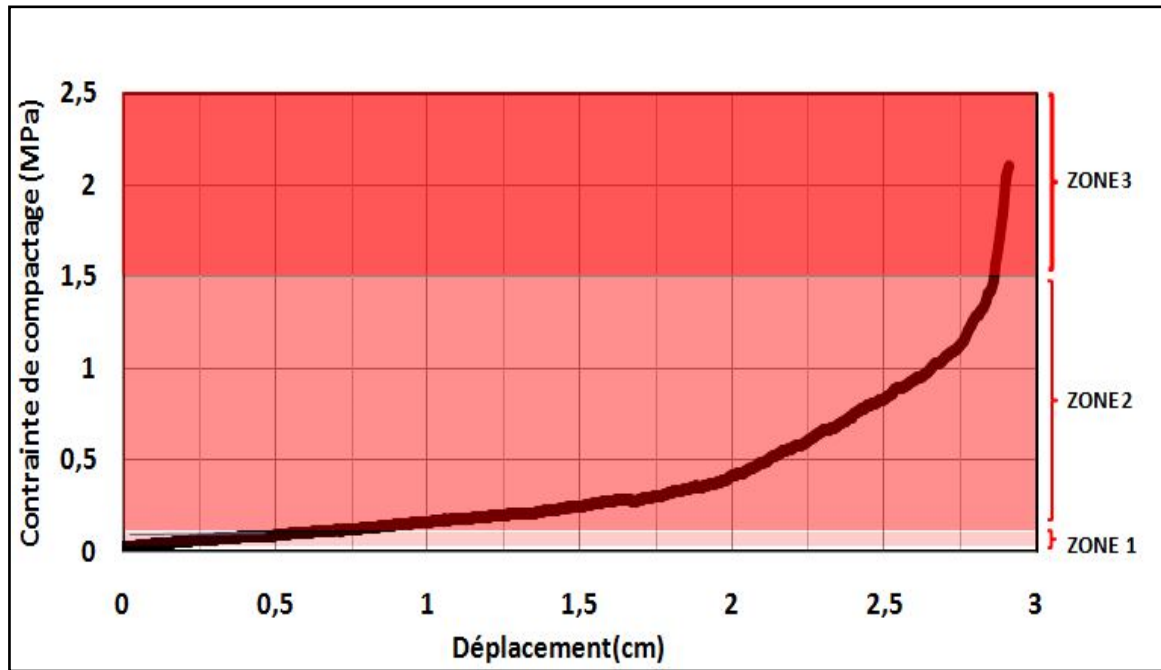


Figure.3-13 : Variation des contraintes de compactage statique en fonction du déplacement enregistré

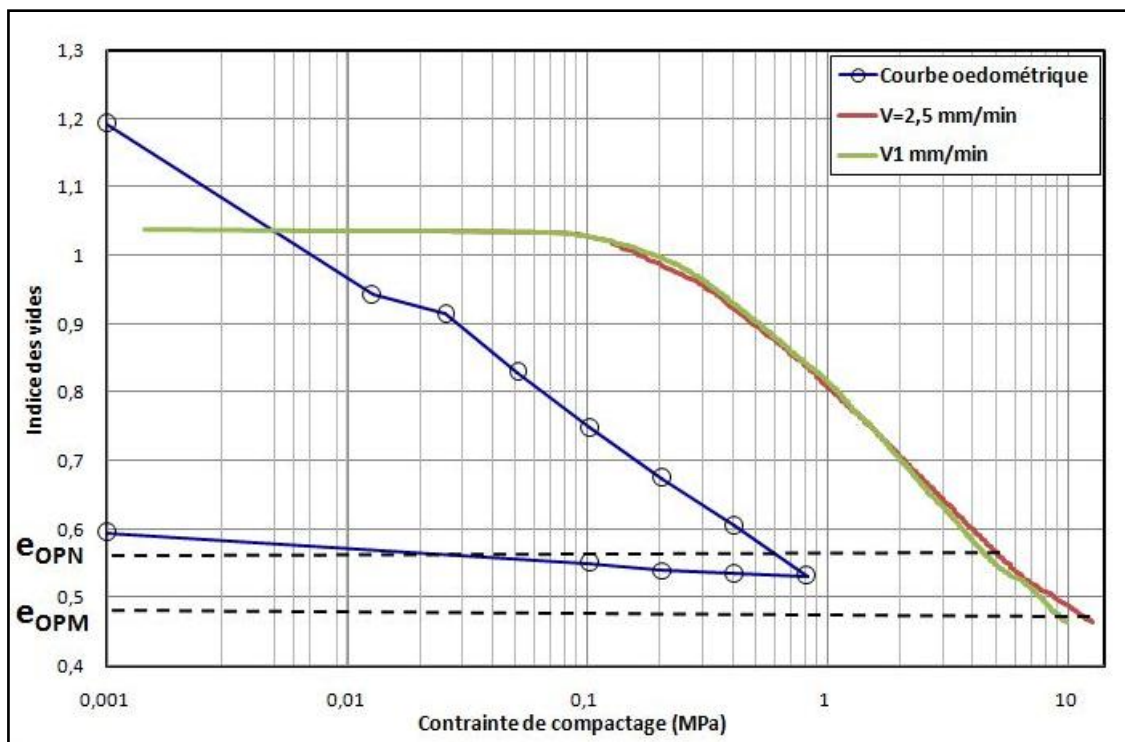


Figure 3-14. Courbes de compactage statique à différentes vitesses de compactage pour une teneur en eau initiale de 10%

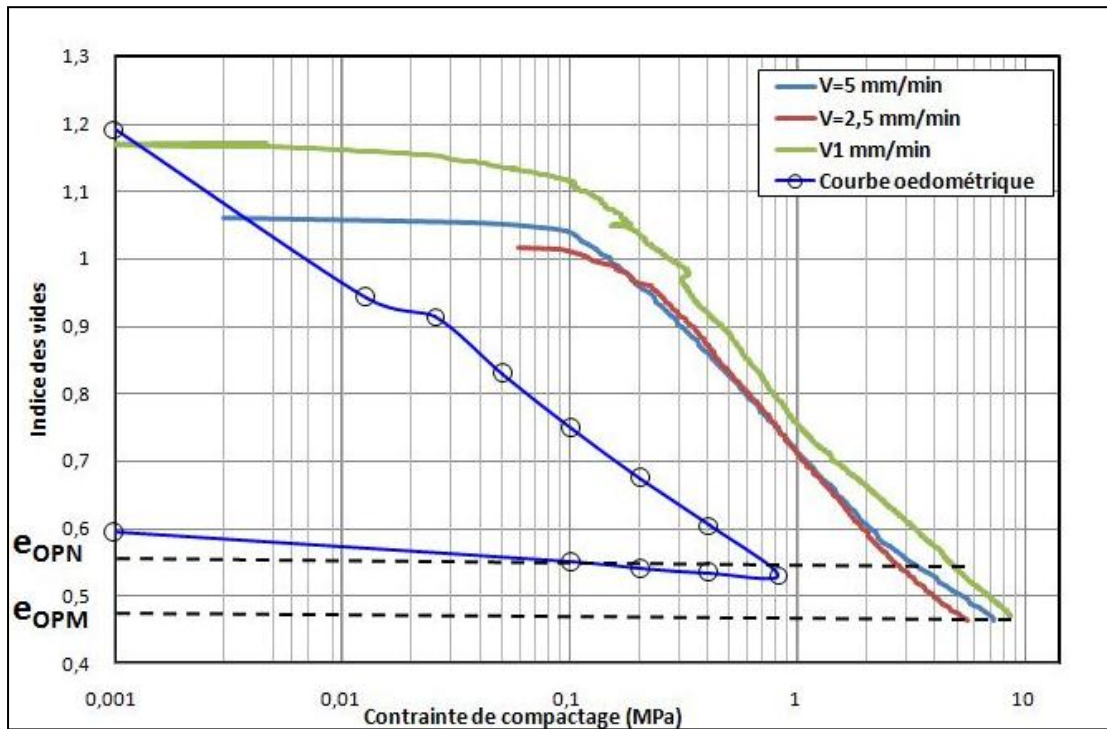


Figure 3-15. Courbes de compactage statique à différentes vitesse de compactage pour une teneur en eau initiale de 15%

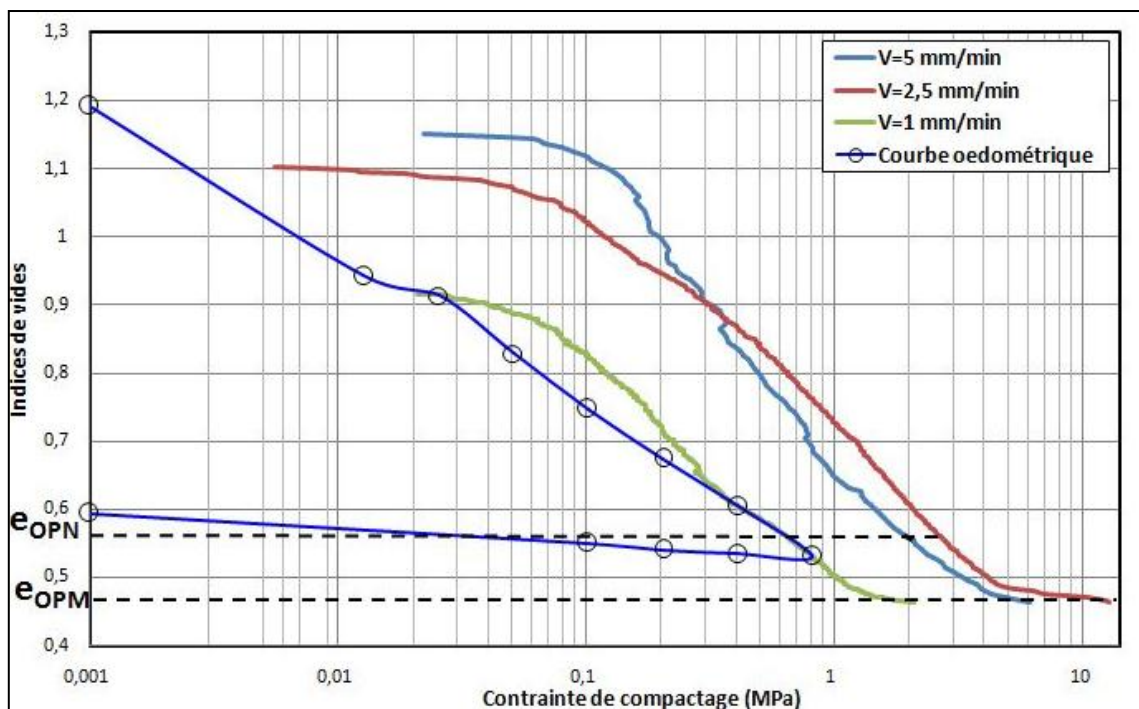


Figure 3-16. Courbes de compactage statique à différentes vitesse de compactage pour une teneur en eau initiale de 19%

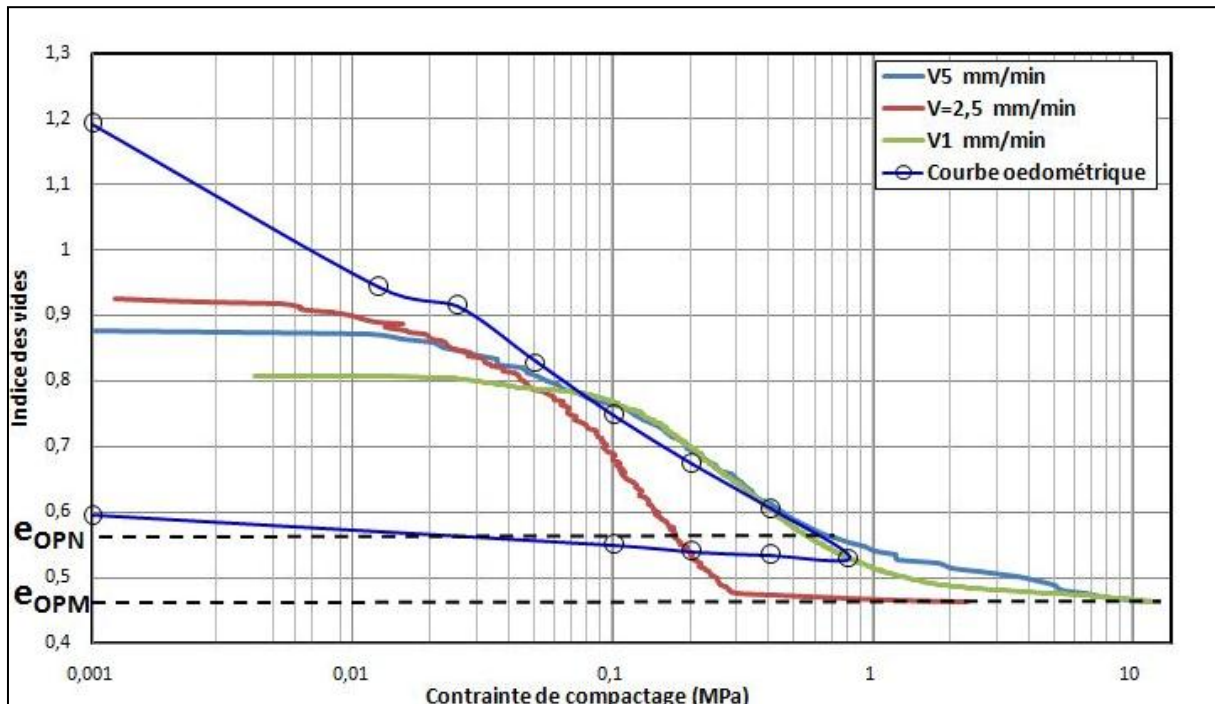


Figure 3-17. Courbes de compactage statique à différentes vitesses de compactage pour une teneur en eau initiale de 23%

On note que l'essai correspondant à une teneur en eau $w=10\%$ et $v=5\text{mm/min}$; n'a pas été réalisé du fait que les contraintes de compactage développées au cours des premiers moments du compactage ont été très élevés et dépassaient la limite d'enregistrement du capteur de pression.

Le résultat obtenu montre que les courbes de compactage sont fortement influencées par la teneur en eau initiale ainsi, que la vitesse de compactage. Un comportement du type sur consolidé est nettement prononcé pour les teneurs en eau faibles ($w_i=10\%$ et 15%).

Généralement, on constate que les courbes suivent un chemin surconsolidé. Au fur et à mesure de l'augmentation de la contrainte de compactage statique, les courbes tendent à rejoindre la droite (NC) saturée représentée par la courbe de chargement de la pâte saturée. On peut constater aussi que l'ensemble des courbes se décalent vers cette droite quand la teneur en eau augmente.

Sur la figure.3-19.et.3-20. ont présente la variation de la contrainte de compactage en fonction de la teneur en eau initiale et des vitesses de compactage. On constate d'après la figure. 3-19 qu'une tendance à la diminution de la contrainte de compactage en fonction de la teneur en eau est observée, et ceci pour l'ensemble des vitesses de compactage considéré. On constate qu'à saturation, les energie de compactage sont comparables à l'OPN. Cet aspect de comportement est lie au role de l'eau dans le compactage.

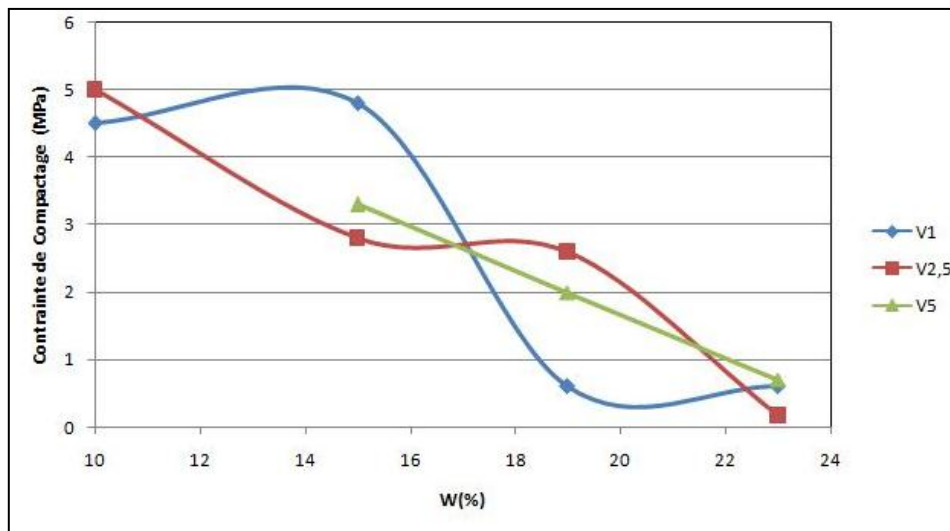


Figure 3-18 : la variation de la contrainte de compactage en fonction de la teneur en eau initiale et des vitesses de compactage à l'OPN.

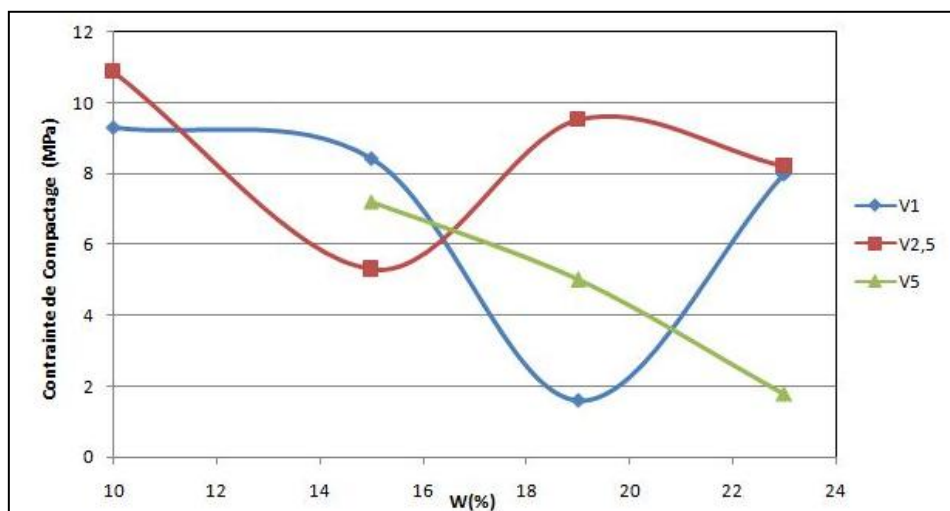


Figure 3-19 : la variation de la contrainte de compactage en fonction de la teneur en eau initiale et des vitesses de compactage à l'OPM.

A faible teneur en eau ($w < w_{opt}$) la pression interstitielle est négative, elle crée donc des contraintes effectives qui tendent à rapprocher les grains, d'où une « cohésion capillaire », celle-ci est accentuée dans les argiles par l'eau adsorbé qui est plus résistante si l'espace entre les particules est petit, ceci qui nécessite une contrainte de compactage élevée pour créer un réarrangement des particules.

Ceci peut être aussi dit dans le cas de la figure 3-20, En ce qui concerne la vitesse de compactage, on peut dire que l'effet de cette dernière n'apparaît pas clairement. D'autres essais sont nécessaires pour confirmer le rôle de cette dernière.

3.6.3.1. COMPARAISON ENTRE LES ENERGIES DE COMPACTAGE STATIQUE ET DYNAMIQUES

Sur les figures 3-21, 3-22, 3-23 nous avons essayé de comparer les courbes de compactage statique (obtenues des courbes de compactage à différentes vitesses, figures 3-15 à 18) par rapport aux courbes de compactage dynamique à l'OPN et l'OPM.

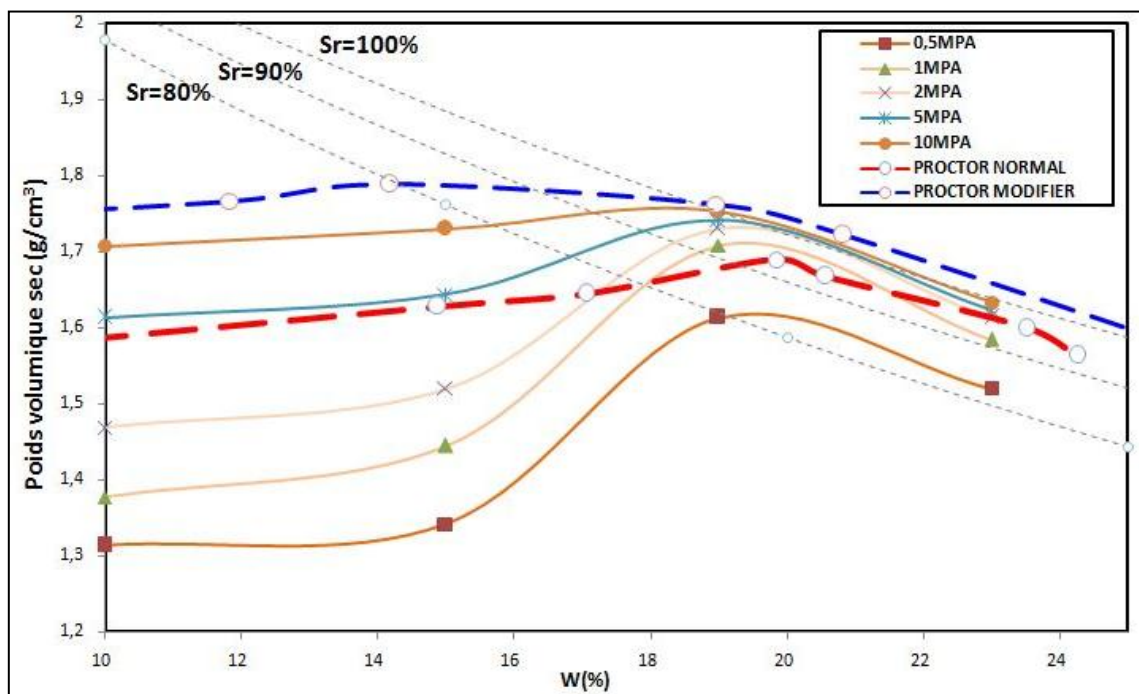


Figure 3-20. Comparaison entre les énergies de compactage à une vitesse $v=1\text{mm/min}$

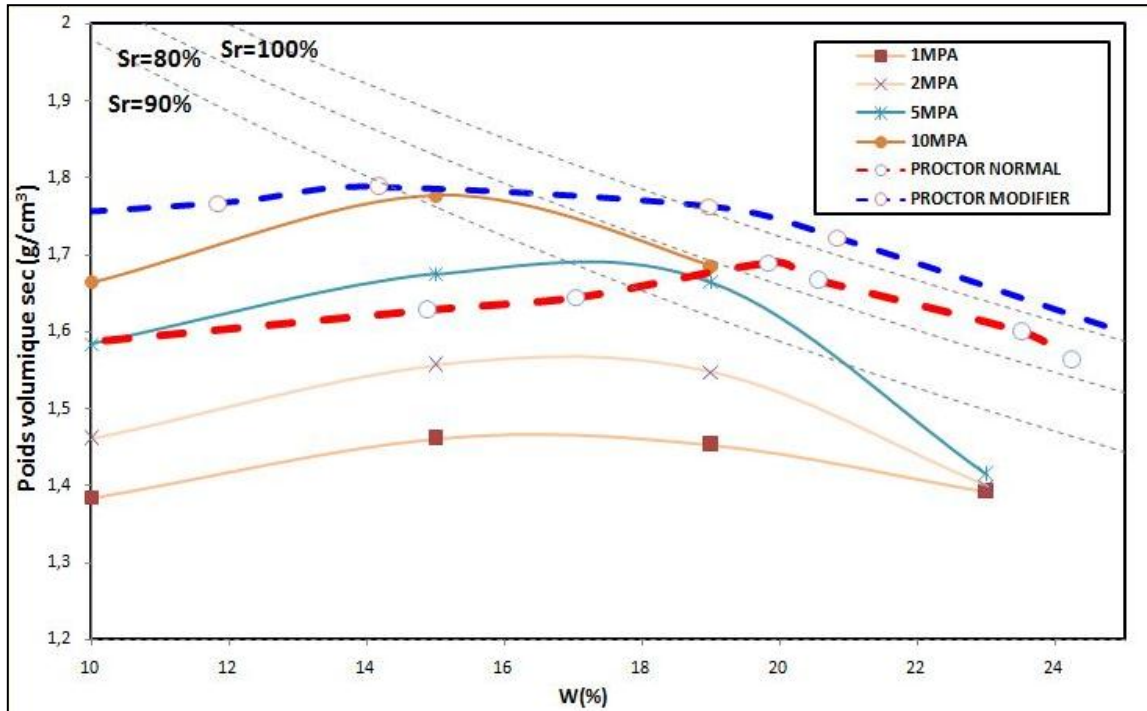


Figure 3-21. Comparaison entre les énergies de compactage à v=2,5mm/min

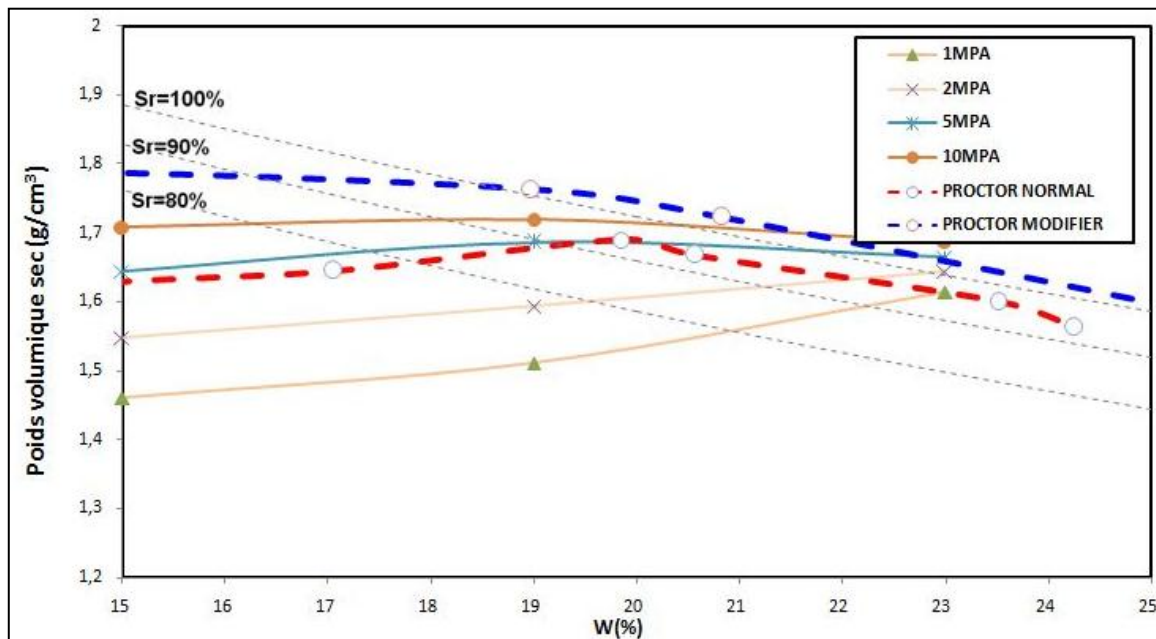


Figure 3-22. Comparaison entre les énergies de compactage à v=5mm/min

Pour une vitesse de 1mm/min , on constate que la courbe de compactage dynamique a l'énergie Proctor normal correspond a une contrainte de compactage statique proche de

1 MPa, tandis que la courbe de compactage dynamique à l'énergie Proctor modifié correspond à une valeur de 10 MPa .Ceci rejoint en grande partie l'ensemble des résultats de la littérature (SUBARAO 1972 , ILKER 1969, DENIS 1994).

Pour une vitesse de 2,5 et 5 mm /min , la valeur de compactage à l'OPN avoisine la valeur de 5MPa, tandis qu'à l'OPM elle semble dépassée 10MPa.

3.6.4.LES ESSAIS DE COMPRESSION SIMPLE

Nous avons réalisé un essai de compression simple à une vitesse de 1mm/min sur deux échantillons ; le premier compacté statiquement et le deuxième compacté dynamiquement. les conditions de compactage correspondent à l'OPN. (Figure 3-24.).



Figure 3-23. Le dispositif de l'essai de la compression simple

Les résultats obtenus sont présentés sur la figure 3-25.les conditions initiales et finales des échantillons sont données dans le tableau.3-5.

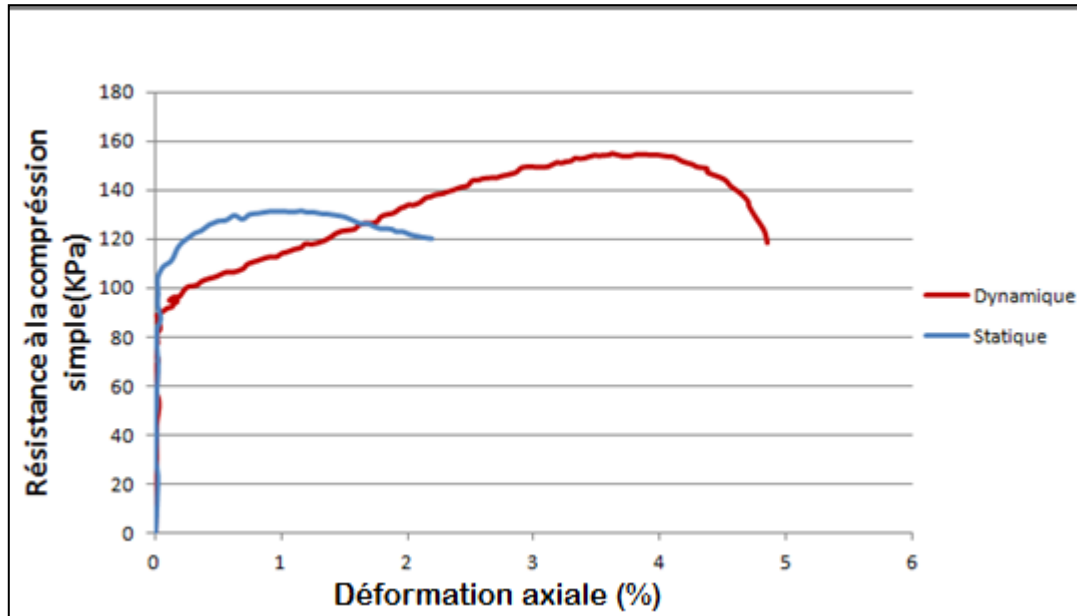


Figure 3-24. Essais de compression simple pour les échantillons compactés statiquement et dynamiquement.

Tableau 3-5. Tableau récapitulatif des essais de compression simple

Type de compactage	Teneur en eau initiale (W_i %)	e_t	S_{ri} %	Teneur en eau finale (W_f %)	Résistance R_c (kPa)
Compactage statique	19,16	0,57	77,88	16,88	131
Compactage dynamique	19,84	0,57	82,96	17,98	154

On constate que les deux courbes pratiquement superposées pour les faibles déformations, cependant pour des grandes valeurs de déformation axiale, on remarque que l'échantillon compacté dynamiquement développe une résistance à la compression

de l'ordre de 154kPa tandis que la résistance de pic de l'échantillon compacté statiquement est de l'ordre 131kPa.

On constate aussi que la résistance au pic de l'échantillon compacté dynamiquement se situe à une déformation axiale de 4% ; en revanche, l'échantillon compacté statiquement sa rupture se produit à une déformation axiale de l'ordre de 1%.

Les photos prises après écrasement (figure 3-26a et b) montrent clairement que la rupture des échantillons compactés statiquement est localisée à la tête de l'échantillon d'où un mode de rupture fragile (figures 3-26a.). Cependant, dans le cas des échantillons compactés dynamiquement, on a une mobilisation totale de l'échantillon schématisée par une rupture diagonale le long de l'échantillon . Cette différence dans les valeurs de résistance enregistrée et liée d'une part à l'énergie de compactage développée pour la confection des éprouvettes, et qui semble dans le cas des échantillons compactés dynamiquement être supérieure à celle des échantillons compactés statiquement. Ceci confirme les résultats de comparaison oedométriques (figure.3-11.), où l'échantillon compacté dynamiquement paraissait plus surconsolidé.

D'une autre part on peut attribuer cette différence, à l'hétérogénéité de l'échantillon compacté statiquement mis en évidence dans le paragraphe 3.5 (Remarques).

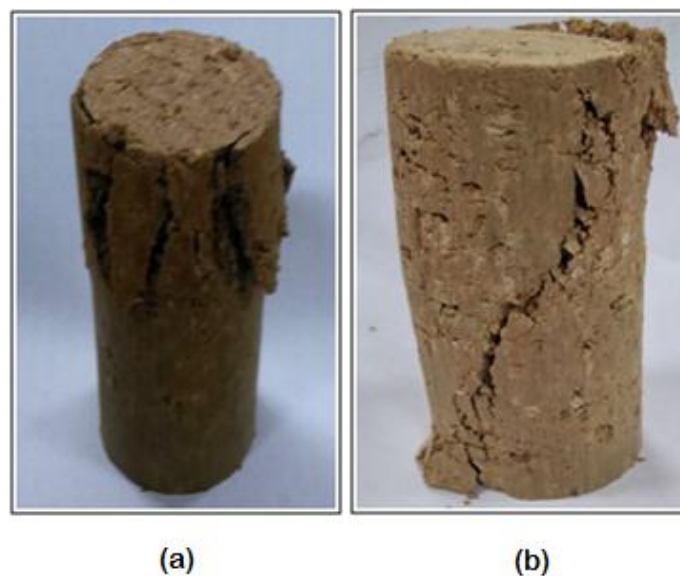


Figure 3-25. Mode rupture des échantillon compactés (a) statiquement, (b) Dynamiquement.

On peut dire que l'échantillon compacté dynamiquement offre une meilleure résistance à la compression simple que celui compacté statiquement. Ceci rejoint en partie les résultats de (BELAHCENE et BELLA ; 1992).

3.6.5.LES ESSAIS DE CISAILLEMENT TRIAXIAL NON CONSOLIDE NON DRAINE (UU)

Nous avons réalisé une série d'essais triaxiaux non consolidés non drainés à différentes contraintes de confinement. Les résultats obtenus sont représentés sur (les figures 3-27,3-28 ,3-29.)

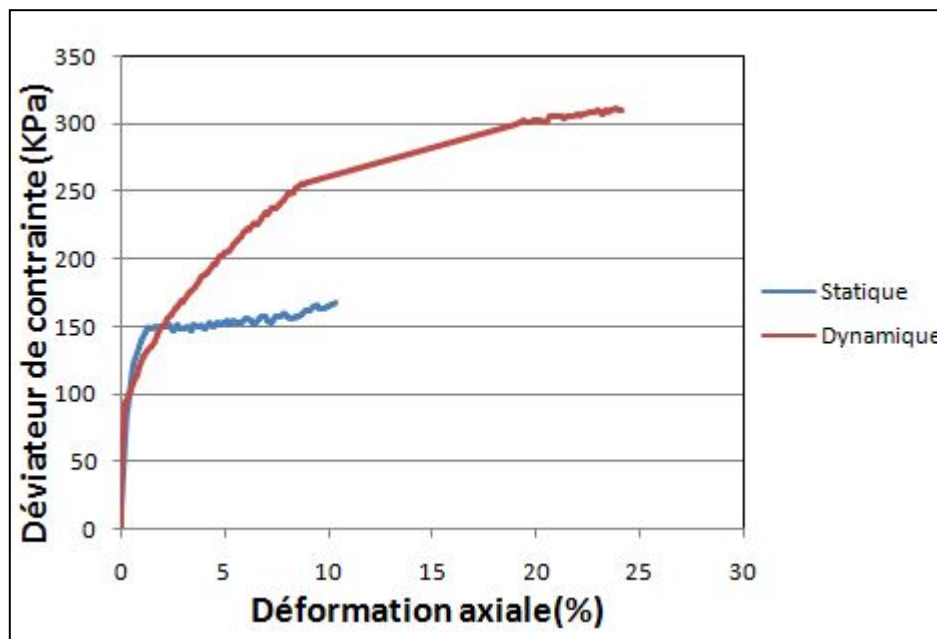


Figure 3-26. Essais de cisaillement (UU) pour les échantillons compactés statiquement et dynamiquement pour $\sigma_3 = 200$ kPa.

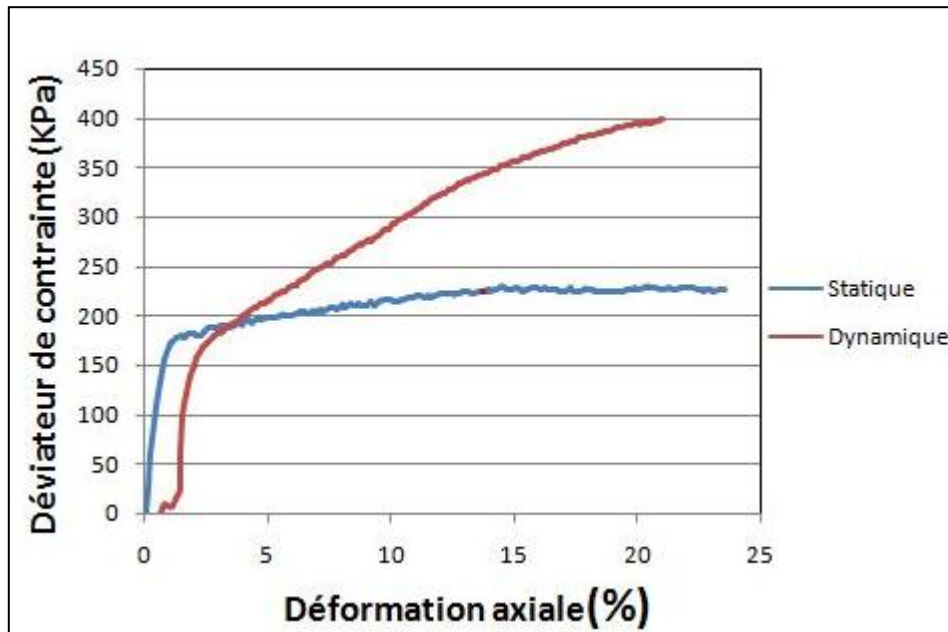


Figure 3-27. Essais de cisaillement (UU) pour les échantillons compacté statiquement et dynamiquement pour $\sigma_3 = 400$ kPa.

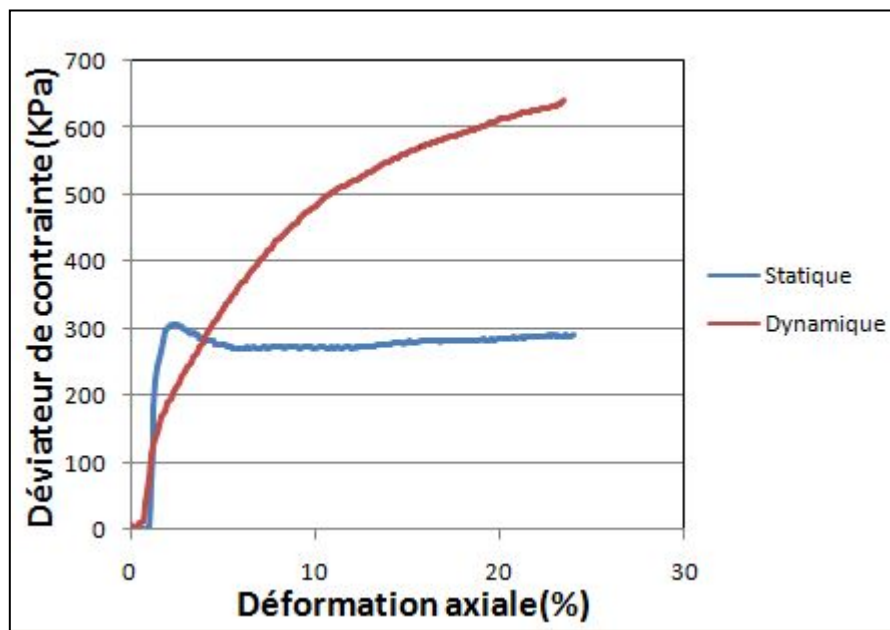


Figure 3-28. Essais de cisaillement (UU) pour les échantillons compacté statiquement et dynamiquement pour $\sigma_3 = 600$ kPa.

Les conditions initiales et finales des échantillons sont données dans (le tableau 3-6.).

Tableau 3-6. conditions initiales et finales des essais UU

Type de compactage	Contrainte effective σ [kPa]	Teneur en eau initiale ($W_i\%$)	e_i	Sr %	Teneur en eau finale ($W_f\%$)
Compactage statique	200	19,16	0,55	91,6	20,6
	400	19,16	0,55	91,6	19,38
	600	19,16	0,55	91,6	19,69
Compactage dynamique	200	18,11	0,57	83,56	18,88
	400	18,11	0,57	83,56	19,05
	600	18,11	0,57	83,56	18,59

On constate que dans les deux cas des échantillons compactés statiquement et dynamiquement, le diviateur de contraintes augmente en fonction de la contrainte de confinement. On peut aussi constater que les échantillons compactés dynamiquement développent une résistance au cisaillement nettement supérieure à celle des échantillons compactés statiquement ce qui confirme nos résultats de compression simple.

Pour une contrainte de confinement qui varie entre 200 kPa et 600kPa le diviateur de contrainte varie de 300 kPa à 640kPa pour les échantillons compactés dynamiquement. En revanche, dans le cas des échantillons compactés statiquement, ces valeurs varient de 150kPa à 300kPa.

On note aussi que les résistances au cisaillement maximales pour les échantillons compactés statiquement correspond à une déformation axiale de 1%. Cette valeur est assez faible, et montre fragilité de l'échantillo. Au delà de 1%, le déviateur de contrainte tend vers un palier de plasticité parfaite. Pour les échantillons compactés dynamiquement, la déformation maximale correspondant au déviateur de contrainte maximale nettement supérieures à celle enregistrée pour les échantillons compactés statiquement, est qui est de l'ordre de 20%. On note toutes fois la non présence de plaiier de plasticité parfaite pour ces échantillon.

Nous avons aussi comparé visuellement les échantillons après cisaillement. Sur les (figures 3-30 et 3-31.) on donne l'état des échantillons après l'essai de cisaillement.



Figure 3-29. États des échantillons compactés statiquement après cisaillement

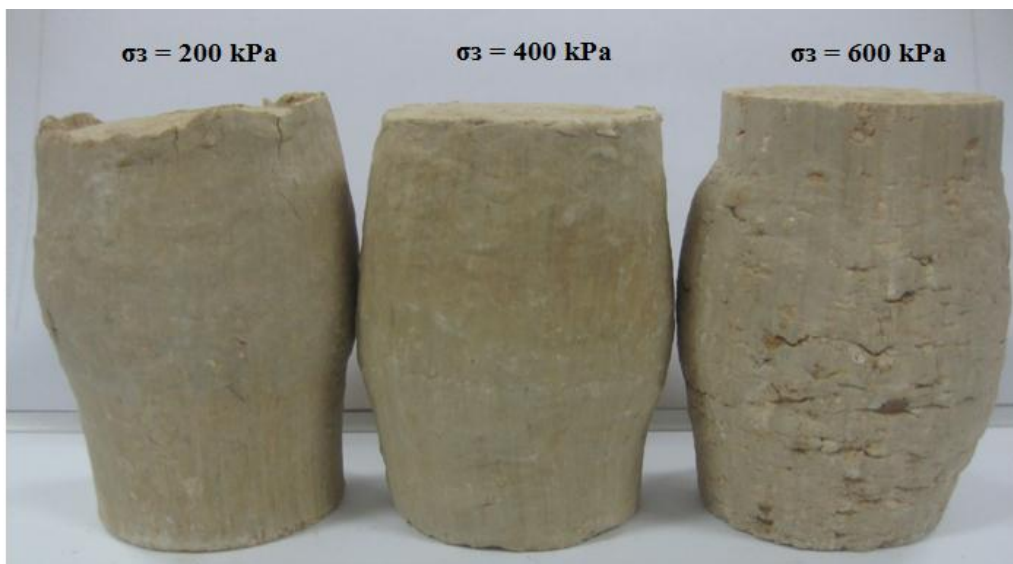


Figure 3-30. États des échantillons compactés dynamiquement après cisaillement

On constate que dans les deux cas le plan de cisaillement n'apparaît pas et le mode de rupture est en forme de tonneau. Pour en déduire les valeurs de cohésion non drainée C_{uu} nous avons tracé les enveloppes de rupture des échantillons compactés statiquement et dynamiquement. Le résultat obtenu est présenté sur (les figures 3-32 et 3-33).

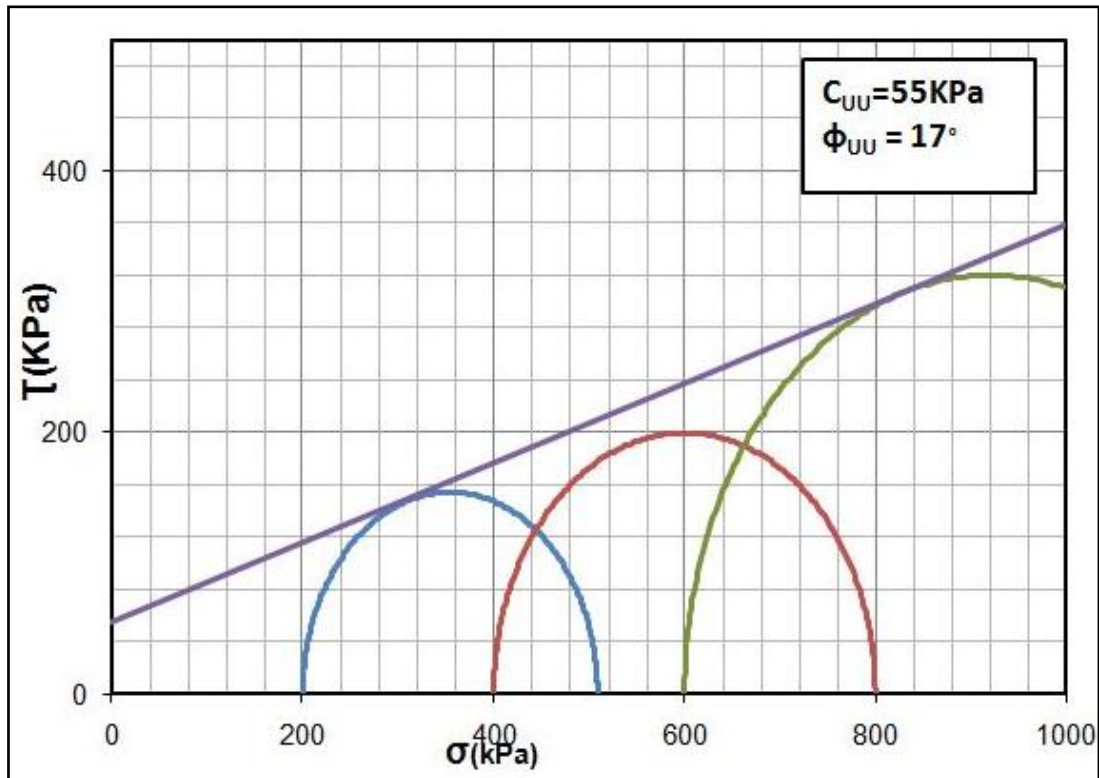


Figure 3-31. Les enveloppes de rupture des échantillons compactés dynamiquement.

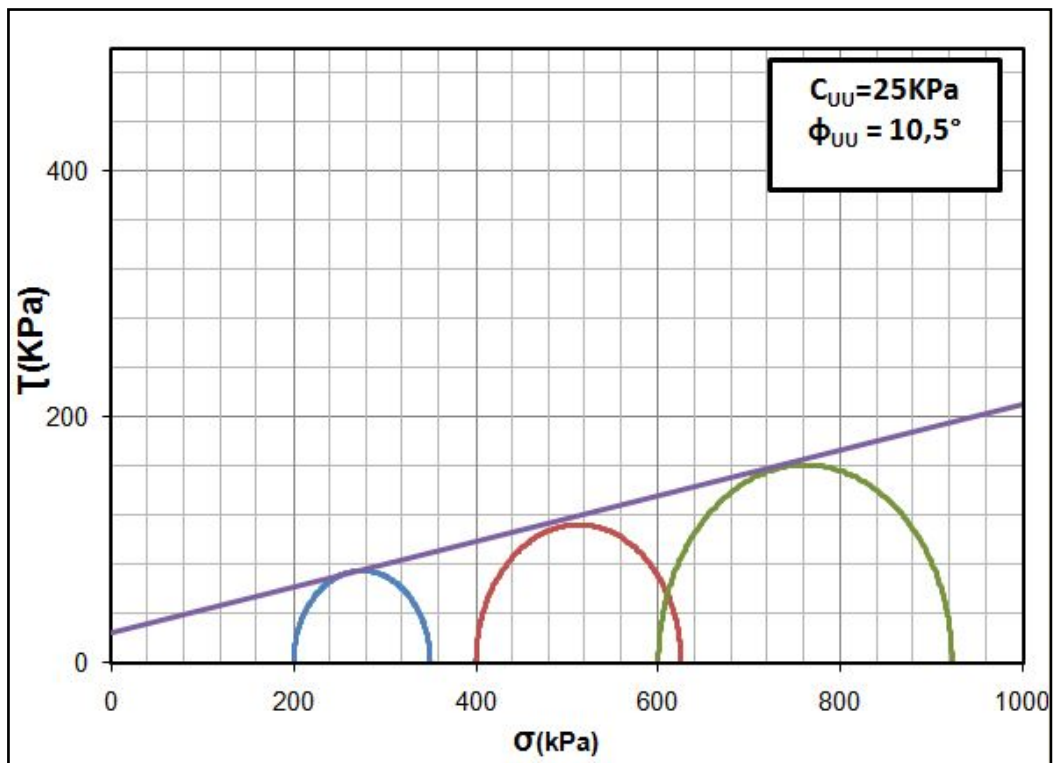


Figure 3-32. Les enveloppes de rupture des échantillons compactés statiquement.

On remarque, que les cercles de rupture évoluent en fonction de la contrainte de confinement ce qui est du à la non saturation des échantillons compactés (tableau 3-6). Ce qui nous permet aussi de déterminer l'angle de frottement φ_{uu} .

On remarque les caractéristiques non drainées des échantillons compactés dynamiquement sont nettement meilleur aux échantillons compacté statiquement. Les valeurs de cohésion non drainé obtenu pour les échantillons compactés dynamiquement (55kPa) sont pratiquement le double de la valeur de la cohésion non drainé des échantillons compactés statiquement (25kPa) en revanche une déférence de 7° est observée dans la valeur de l'angle de frottement non drainé de l'échantillons compacté dynamiquement et statiquement.

3.6.7.LES ESSAIS DE PERMEABILITE EN REGIME TRANSITOIRE

Nous avons réalisé des essais de pulse test sur des échantillons compactés statiquement et dynamiquement à différentes contraintes effectives de confinement σ_3' .la procédure et le principe de base de la technique son donnés dans l'ANNEXE (A)

Pour l'interprétation de l'essai pulse, nous avons besoin de déterminer le coefficient de compressibilité C_{aw} . Ce dernier peut être obtenus expérimentalement. Dans ce cas là il seras noté « C_{obs} » . L'essai consiste à injecter dans l'échantillon des volumes d'eau connus. L'injection d'un volume d'eau entraîne une augmentation de la pression du fluide interstitiel ce qui permet de calculer C_{obs} . Le résultats obtenus est présenté dans la figure .3-34.Une droite de régression lineaire est obtenus ce qui permet de déduire une valeur de $C= 1,78.10^{-09}kPa^{-1}$

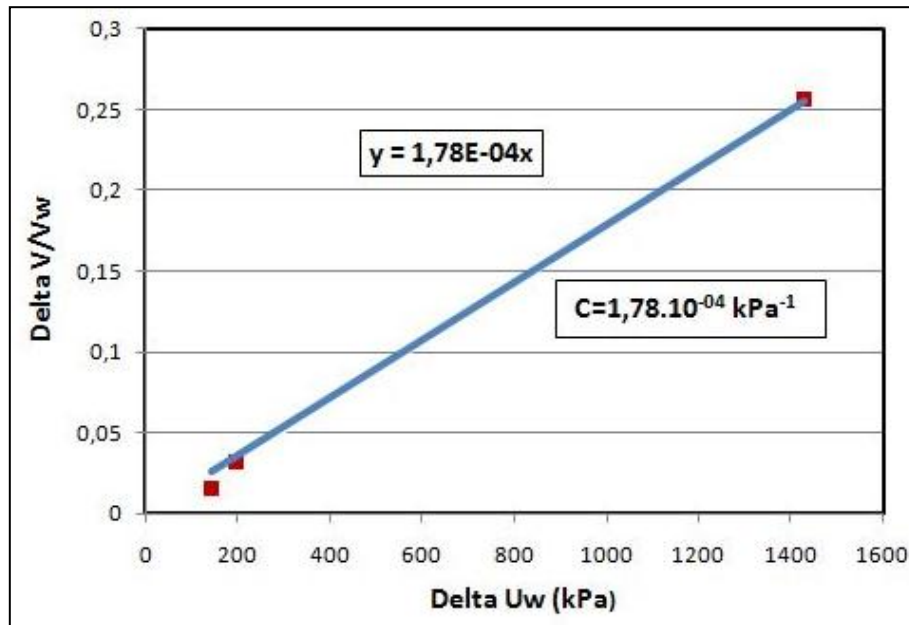


Figure 3-33. la détermination du coefficient de compressibilité

Sur (la figure 3-35 et 3-36) on donne un exemple d'un essai pulse sur deux échantillons compactés statiquement et dynamiquement sous une contrainte effective de $\sigma'_3 = 200 \text{ kPa}$. les conditions initiales et finales sont présentés dans(le tableau 3-7);

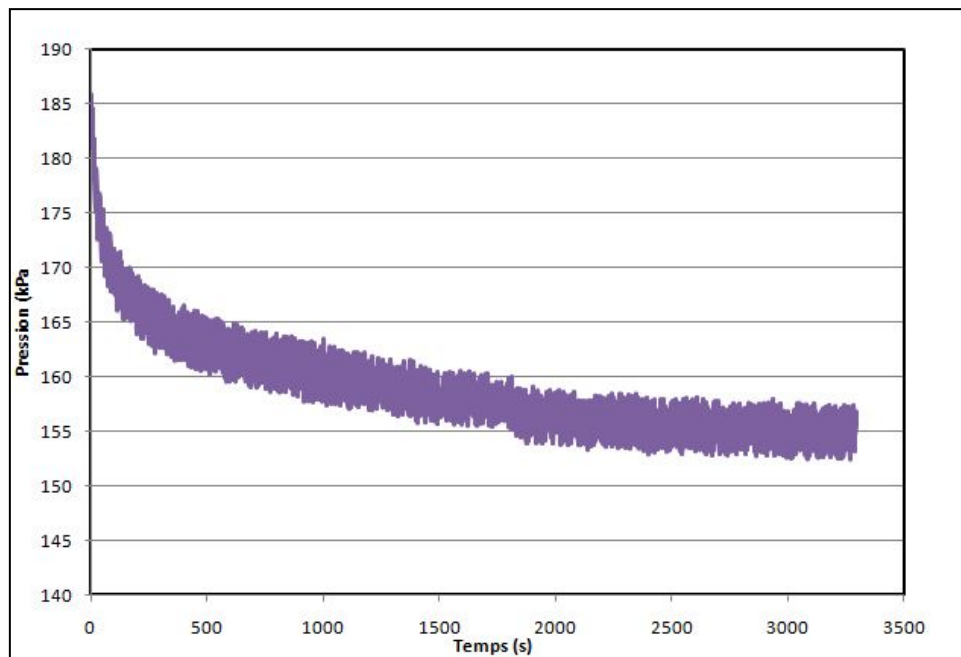


Figure 3-34. Courbe de dissipation de la pression interstitielle en fonction de temps. $\sigma_3 = 200 \text{ kPa}$ (éprouvette compacté statiquement)

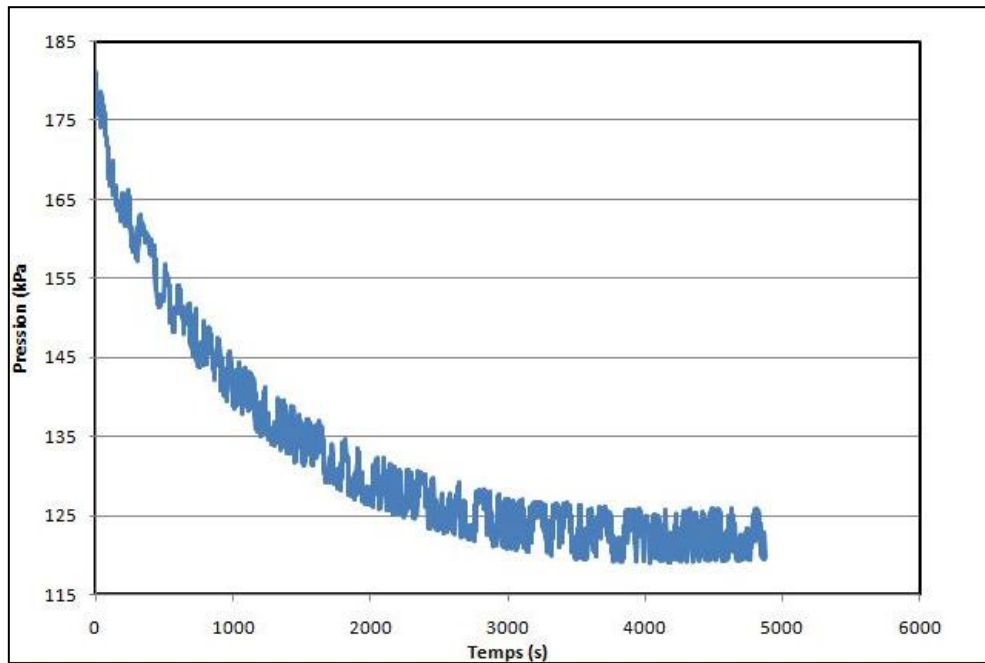


Figure 3-35. Courbe de dissipation de la pression interstitielle en fonction de temps.

$\sigma_3' = 200$ kPa (éprouvette compactée dynamiquement)

Tableau 3-7. Tableau récapitulatif des essais perméabilité a l'eau

Type de compactage	Contraint e de confinement σ_3 [kPa]	Contrainte effective σ' [kPa]	Teneur en eau initiale ($W_i\%$)	e_i	Sri %	Teneur en eau finale ($W_f\%$)	Perméabilité K (m/s)
Compactage statique	200	50	19,16	0,55	91,6	20,6	$2,33. 10^{-09}$
	400	100	19,16	0,55	91,6	19,38	$2,30. 10^{-09}$
	600	200	19,16	0,55	91,6	19,69	$2,28. 10^{-09}$
Compactage dynamique	200	50	18,11	0,57	83,56	18,88	$1,41. 10^{-09}$
	400	100	18,11	0,57	83,56	19,05	$1,37. 10^{-09}$
	600	200	18,11	0,57	83,56	18,59	$1,34. 10^{-09}$

L'ensemble des résultats obtenus sont donnés aux (figures B-1..5.) dans l'ANNEXE B

Les courbes se présentent sous forme d'une courbe décroissante dans laquelle, la pression injectée tend vers une valeur asymptote après un temps Δ_t . Les résultats de perméabilité pour les échantillons compactés dynamiquement et statiquement à différentes contraintes effectives de confinement sont donnés sur (la figure 3-32.33).

On note une légère influence de la contrainte effective de confinement sur les valeurs de perméabilité enregistrées ; en revanche, on constate que le mode de compactage influe sur les perméabilités enregistrées. Les échantillons compactés dynamiquement présentent une perméabilité non saturée de l'ordre $1,36 \cdot 10^{-9}$ m/s valeur moins faible que la perméabilité des échantillons compactés statiquement $k = 2,3 \cdot 10^{-9}$ m/s.

3.7.CONCLUSION

A travers ce chapitre une comparaison entre deux modes de reconstitution des éprouvettes au laboratoire à savoir l'essai Proctor dynamique et l'essai de compactage statique a été réalisée. Les résultats obtenus ont mis en évidence des différences de comportement entre les deux modes considérés. Les échantillons compactés dynamiquement possèdent toujours les meilleures caractéristiques mécaniques et hydrauliques.

Une récapitulation des différents résultats expérimentaux obtenus sont données dans le tableau.3-8.

Tableau .3-8. Les différentes résultats obtenus .

Essais			Compactage statique	Compactage dynamique
Essai oedométrique	σ_p (MPa)		0,64	1,5
Essais de compression simple	R_C (kPa)		131	154
	$\varepsilon\%$		1	4
Essais de cisaillement	$\sigma_3=200$ (kPa)	q (kPa)	150	300
		$\varepsilon\%$	1	20
	$\sigma_3=400$ (kPa)	q (kPa)	220	400
		$\varepsilon\%$	1	20
	$\sigma_3=600$ (kPa)	q (kPa)	300	640
		$\varepsilon\%$	1	20
Essais de perméabilité	$\sigma_3=200$ (kPa)	K (m/s)	$2,33. 10^{-09}$	$1,41. 10^{-09}$
	$\sigma_3=400$ (kPa)	K (m/s)	$2,30. 10^{-09}$	$1,37. 10^{-09}$
	$\sigma_3=600$ (kPa)	K (m/s)	$2,28. 10^{-09}$	$1,34. 10^{-09}$

CONCLUSION GENERALE

Afin de mettre en évidence les différences de comportement entre deux modes opératoire de reconstitution des éprouvettes au laboratoire , à savoir le compactage dynamique et le compactage statique, une étude expérimentale a été réalisée. Cette étude comporte des essais mécaniques (œdomètre, essai de compression simple et essai triaxial UU) et des essais de perméabilité en régime transitoire. Le matériau choisi est une argile de la région de Boughrara et les conditions de compactage correspondent à l'optimum Proctor normal.

Les résultats obtenus ont montré que :

- La contrainte de compactage statique est fortement influencée par la teneur en eau de compactage, par contre l'effet de la vitesse de compactage n'apparaît pas clairement.
- L'énergie Proctor normal correspond à une contrainte de compactage comprise entre 0.5MPa et 1 MPa, tandis que celle de l'optimum Proctor modifié est de l'ordre de 10 MPa et ceci pour une vitesse de compactage de 1mm/min. Il semble aussi que ces valeurs tendent à augmenter quand la vitesse de compactage augmente.
- La comparaison entre l'essai œdométrique à teneur en eau constante et l'essai de compactage statique, a montré une forte surconsolidation des échantillons compactés dynamiquement ce qui se traduit par une contrainte de préconsolidation de l'ordre de 1.5MPa ; valeur largement supérieure à la contrainte maximale atteinte à l'OPN par compactage statique (0.6MPa).

Cette différence a un impact direct sur les résultats obtenus en termes de résistance à la compression simple ou de résistance au cisaillement ainsi que les caractéristiques mécaniques non drainées. Les échantillons compactés dynamiquement présentaient des caractéristiques mécaniques nettement meilleures par rapport aux échantillons compactés statiquement.

- Du point de vue perméabilité, les échantillons compactés dynamiquement présentaient des perméabilités plus faibles d'un rapport de un sur deux par rapport aux échantillons compactés statiquement.

Comme perspectives on pourrait :

- Améliorer le dispositif de compactage statique pour éviter les problèmes de guidage et minimiser les forces de frottement pour avoir une meilleure homogénéité des éprouvettes.
- Réaliser d'autres comparaisons par d'autres essais : comme l'essai de drainage humidification, l'essai de perméabilité à l'air, etc.

ANNEXE A

A-Mesure de la perméabilité en régime transitoire

A.1. Principe de la méthode

La méthode consiste à soumettre un échantillon de sol de faible épaisseur à une pression différentielle instantanée à l'une de ses extrémités (appelée réservoir supérieur). L'observation de la dissipation de la pression en fonction du temps permet la détermination de la perméabilité. (Gaidi, 2003)

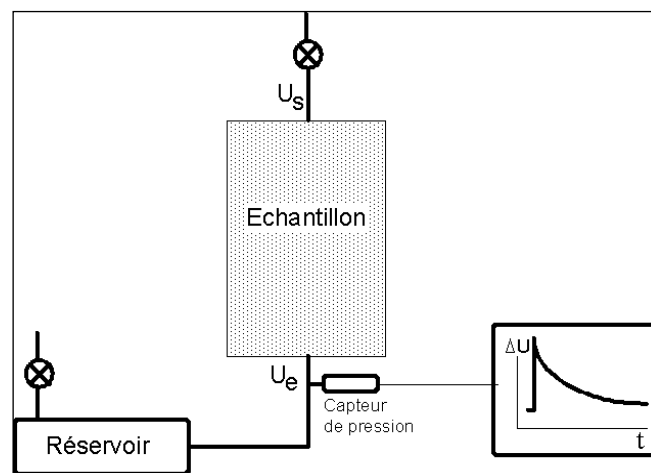


Figure A.1 : Principe du « Pulse Test », Gaidi, 2003.

A.2. DISPOSITIF DE MESURE ET MODE OPERATOIRE

L'appareillage est composé de :

- deux contrôleurs pression- volume. (un pour imposer la pression de base (U_e) et l'autre sur la tête d'échantillon U_s)
- Un capteur de pression branché à la base de l'échantillon.
- Une presse hydraulique manuelle pour imposer la contrainte de confinement σ_3
- Centrale d'acquisition.
-

PROTOCOLE DE L'ESSAI PULSE

On applique à l'aide des contrôleurs GDS et de la presse manuelle une contrainte de confinement σ_3 et une pression interstitielle ($u = u_e = u_s$) de façon à confiner l'échantillon à la contrainte effective souhaitée $\sigma'_3 = \sigma_3 - [(u_e + u_s)/2]$.

On déclenche l'acquisition des données du capteur de pression à la fréquence de 1Hz (1 mesure / 1 seconde).

On ferme le Robinet du circuit de la pression interstitielle de la base toute En maintenant la pression à la sortie u_s constante, appliquer un incrément de pression Δu en amont du circuit de façon à avoir $u_e = u_s + \Delta u$.

On ouvre et referme instantanément le robinet de la base pour appliquer le choc impulsif à la base de l'échantillon.

On poursuit l'enregistrement de la dissipation de l'incrément Δu à l'aide du capteur de pression jusqu'à atteindre de nouveau $u = u_e = u_s$.

A.3. METHODE D'INTERPRETATION

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. La méthode consiste donc à estimer d'abord le volume d'eau infiltré en fonction du temps entre l'instant t et l'instant $t + \Delta t$ (Gaidi, 2003). Celui-ci est donné par :

$$\Delta V_w = V_w \times \Delta u_w \times C \quad (\text{A.1})$$

Avec:

C : coefficient de compressibilité de l'eau [1/kPa] ;

V_w : volume d'eau initial [m^3] ;

ΔV_w : volume d'eau infiltré [m^3] ;

ANNEXE

Δu_w : variation de la pression de l'eau pendant le temps Δt [kPa].

Le débit d'infiltration est ensuite déduit de l'expression suivante sur l'intervalle de temps Δt :

$$Q = \frac{\Delta V_w}{\Delta t} \quad (\text{A.2})$$

Avec:

Q : débit d'infiltration [m^3/s] ;

Δt : intervalle de temps [s].

A tout moment, une valeur de perméabilité k peut être calculée à partir de la loi de Darcy en considérant le débit s'écoulant sous la charge hydraulique moyenne pendant l'intervalle de temps considéré.

$$k = \frac{V}{i} = \frac{Q}{i \times S} \quad (\text{A.3})$$

Avec:

V : vitesse d'infiltration [m/s] ;

Q : débit d'infiltration [m^3/s] ;

S : section de l'échantillon [m^2] ;

i : gradient hydraulique

Le gradient hydraulique est donné par l'expression suivante :

$$i = \frac{\text{différence de charge}}{\text{chemin parcouru dans l'échantillon}}$$

$$i = \frac{h_e - h_f + Z_f(t)}{Z_f(t)} \quad (\text{A.4})$$

avec :

Z_f : profondeur du front d'humidification

au temps t [m] ;

h_e : charge hydraulique à l'entrée [m] ;

h_f : charge hydraulique au niveau du

front d'humidification [m].

Si la pression de l'eau est égale à la pression atmosphérique sur le front d'humidification, le gradient hydraulique devient :

$$i = \frac{h_e + Z_f(t)}{Z_f(t)} \quad (\text{A.5})$$

Dans le cas d'un échantillon saturé, le front d'humidification représente toute la hauteur (H) de l'échantillon ($Z_f = H$)

$$i = \frac{h_e + H}{H} \quad (\text{A.6})$$

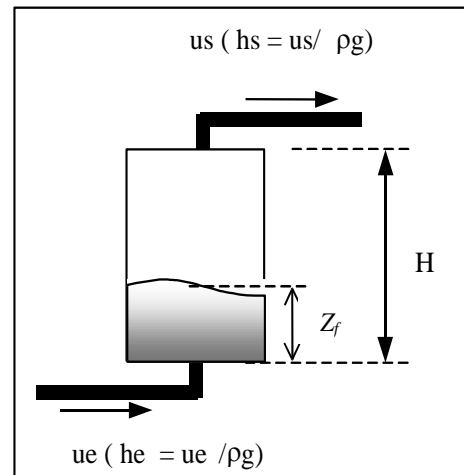


Figure A.2 : Définition des paramètres de la méthode d'interprétation.
Gaidi,2003

l'expression du coefficient de perméabilité devient :

$$k = \frac{\Delta V_w H}{\Delta t S (h_e + H)} \quad (\text{A.7})$$

$$k = \frac{\Delta V_w H}{\Delta t S \left(\frac{u_e}{\gamma_w} + H \right)} \quad (\text{A.8})$$

Dans le cas où la contre pression n'est pas nulle ($u_s \neq 0$), la perméabilité est calculée à l'aide de l'expression suivante :

$$k = \frac{\Delta V_w H}{\Delta t S \left(\frac{u_e - u_s}{\gamma_w} + H \right)} \quad (\text{A.9})$$

A.4. INFLUENCE DU COEFFICIENT DE COMPRESSIBILITE

On a vu dans ce qui précède que l'interprétation dépend du coefficient de compressibilité « C » L'influence de la valeur de ce dernier sur le résultat de l'essai est considérable et peut conduire à des erreurs importantes. Il est défini comme la variation de volume d'une masse fixe sous l'effet d'une variation de pression par unité de volume, soit:

$$C = -\frac{1}{V} \frac{\partial V}{\partial u} \quad (\text{A.10})$$

Considérant les relations volumétriques entre l'air, l'eau et le solide (Fig.A.2), il est nécessaire d'étudier la compressibilité de chaque phase séparément.

A.4.1. COMPRESSIBILITE DE L'AIR

Elle peut être exprimée par l'expression suivante:

$$C_a = -\frac{1}{V_a} \left[\frac{\partial V_a}{\partial u_a} \right]_{T=Cte} \quad (A.11)$$

La loi de Boyle, donne une relation entre le volume et la pression d'air dans le cas d'une compression isotherme non drainée:

$$V_a = \frac{\overline{u_{a0}} V_{a0}}{u_a} \quad (A.12)$$

avec:

$\overline{u_{a0}}$: pression d'air absolue initiale ($\overline{u_{a0}} = \overline{u_{a0}} + \overline{u_{atm}}$)

V_{a0} : volume initial de l'air

u_{a0} : pression absolue de l'air.

On peut écrire par ailleurs:

$$\frac{\partial \mathcal{N}_a}{\partial u_a} = -\frac{1}{u_a^2} (\overline{u_{a0}} V_{a0}) \quad (A.13)$$

En substituant la loi de Boyle :

$$\frac{\partial \mathcal{N}_a}{\partial u_a} = -\frac{V_a}{u_a} \quad (A.14)$$

On en déduit la compressibilité de l'air:

$$C_a = \frac{1}{u_a} \quad (\text{A.15})$$

A.4.2. COMPRESSIBILITE DE L'EAU

Elle est définie comme suit:

$$C_w = -\frac{1}{V_w} \frac{\partial V_w}{\partial u_w} \quad (\text{A.16})$$

Dorsey (1940) a montré que l'air dissous dans l'eau provoque des différences non significatives entre la compressibilité de l'eau désaérée et l'eau saturée en air dissous.

A.4.3. COMPRESSIBILITE DU MELANGE AIR-EAU

La compressibilité du mélange air-eau peut être déduite des compressibilités de chacune des phases. Le volume total du mélange air-eau est la somme du volume d'eau V_w et du volume d'air V_a (c'est à dire $V_w + V_a$), le volume d'air dissous V_d est compris dans V_w , le coefficient volumétrique de solubilité H donne le pourcentage d'air dissous dans un volume d'eau. Le sol est soumis à une contrainte totale σ . En appliquant un incrément de contrainte $d\sigma$ au sol non drainé, les pressions interstitielles de l'air et de l'eau augmentent et leurs volumes diminuent.

La compressibilité du mélange eau+air s'écrit dans ce cas:

$$C_{aw} = -\frac{1}{V_w + V_a} \left[\frac{d(V_w - V_d)}{d\sigma} + \frac{d(V_a + V_d)}{d\sigma} \right] \quad (\text{A.17})$$

Cette équation est une modification de l'équation de compressibilité du mélange air+eau proposée par Fredlund (1976); En substituant les relations de la Figure A.3, elle s'écrit (V_d constant):

$$C_{aw} = S_r C_w \left(\frac{\partial u_w}{\partial \sigma} \right) + (1 - S_r + H S_r) \frac{\left(\frac{\partial u_a}{\partial \sigma} \right)}{u_a} \quad (\text{A.18})$$

A.4.4. PARAMETRES DE PRESSION INTERSTITIELLE

Le concept de paramètres de pression interstitielle $\left(\frac{\partial u}{\partial \sigma} \right)$ fut introduit pour la première fois par Skempton et Bishop (1954). Les paramètres pour l'eau et l'air sont différents (Bishop 1961, Bishop et Henkel 1962) et dépendent en premier lieu du degré de saturation du sol.

Dans le cas d'un chargement isotrope, ce paramètre est couramment appelé B. L'équation ci-dessus s'écrit dans ce cas:

$$C_{aw} = S_r C_w B_w + (1 - S_r + H S_r) \frac{B_a}{u_a} \quad (\text{A.19})$$

La Figure A.4 montre la contribution de chaque phase à la compressibilité du mélange interstitiel (cas où $B_a = B_w = 1$, cette supposition n'est pas réaliste pour les faibles degrés de saturation), on constate ainsi l'influence prédominante de l'air libre $\left[(1 - S_r) \frac{B_a}{u_a} \right]$.

De nombreux autres chercheurs se sont intéressés à la compressibilité du mélange air+eau. Citons les travaux de Bishop et Eldin (1950) et Skempton et Bishop (1954) qui ont proposé une expression où la compressibilité de l'eau est négligée et la succion nulle; dans ce cas, la compressibilité de l'air est représentative de la compressibilité du fluide interstitiel, soit:

$$C_{aw} = (1 - S_r + H S_r) \frac{u_{a0}}{u_a^2} \quad (\text{A.20})$$

Koning (1963) considéra que les variations Δu_a et Δu_w étaient égales ($B_a = B_w$) et proposa l'expression suivante:

ANNEXE

$$C_{aw} = S_r C_w + \frac{(1 - S_r)}{u_a} \quad (\text{A.21})$$

expression utilisée par ailleurs par Verruijt (1969).

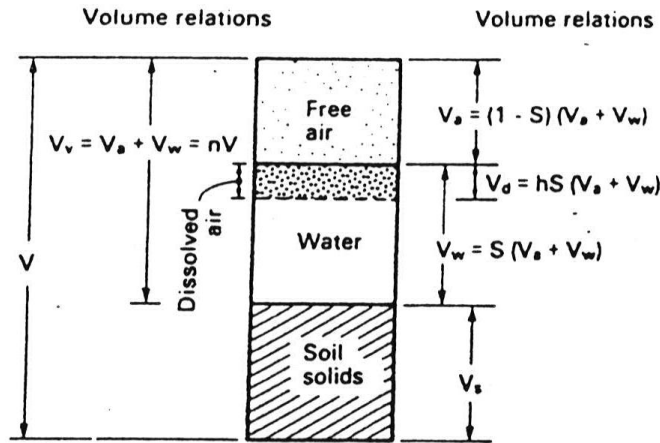


Figure A.3 : Composition volumétrique du fluide interstitielle dans les sols non saturés, (Fredlund et Rahardjo 1993)

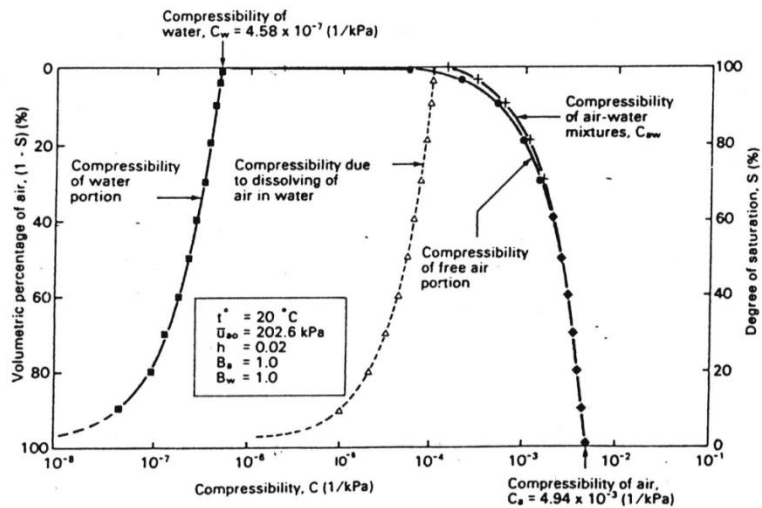


Figure A.4 : Composantes de la compressibilité du mélange (air- eau) (D'après Fredlund et Rahardjo 1993)

Annexe B

B. LA SUITE DES RESULTATS OBTENUS DANS LES ESSAIS DE PERMEABILITE EN REGIME TRANSITOIRE.

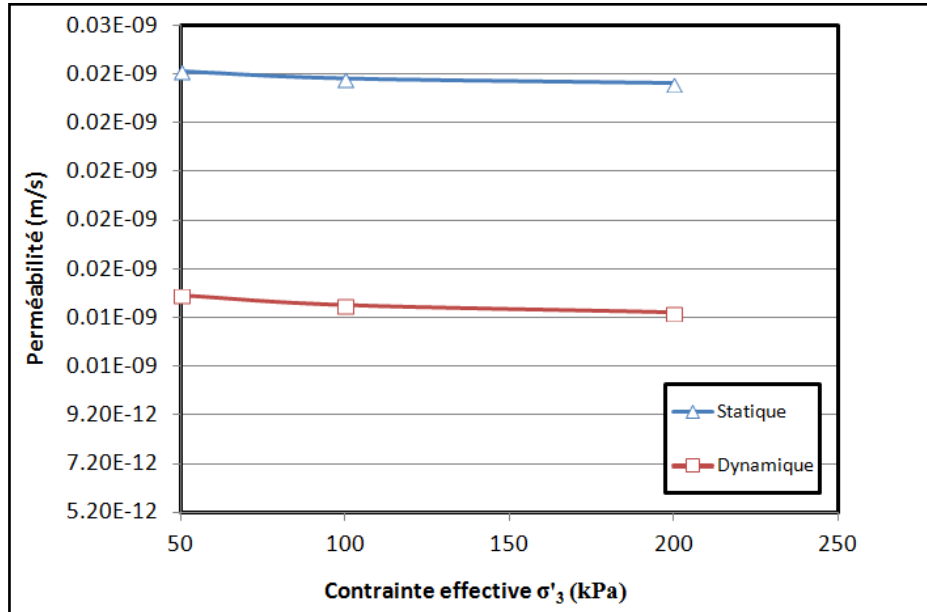


Figure B-1. Evolution de la perméabilité en fonction de la contrainte de confinement effective

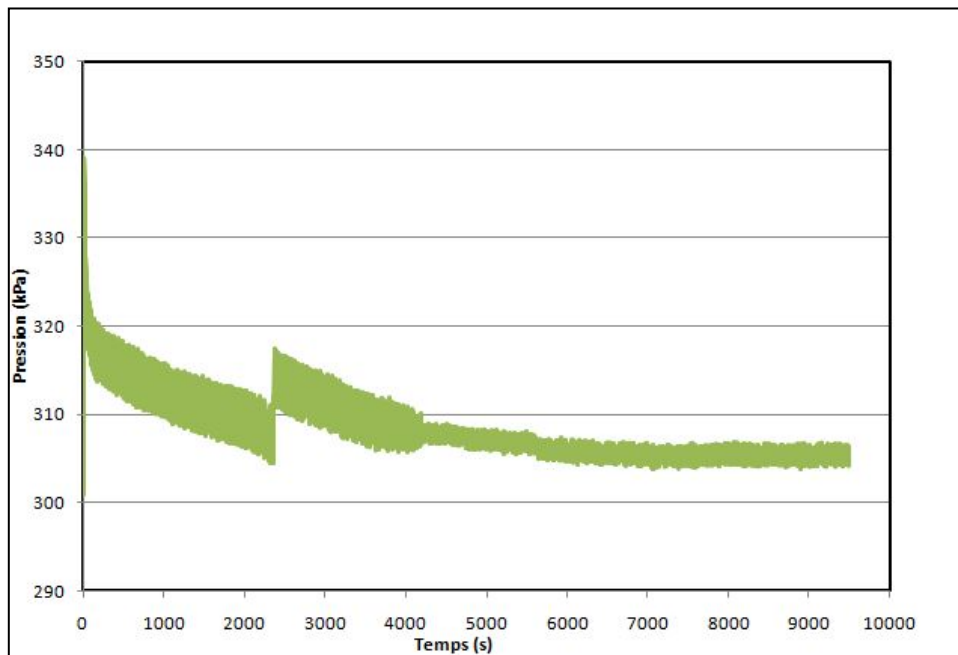


Figure B-2. Courbe de dissipation de la pression interstitielle en fonction de temps
 $\sigma'_3 = 400$ kPa (éprouvette compacté statiquement)

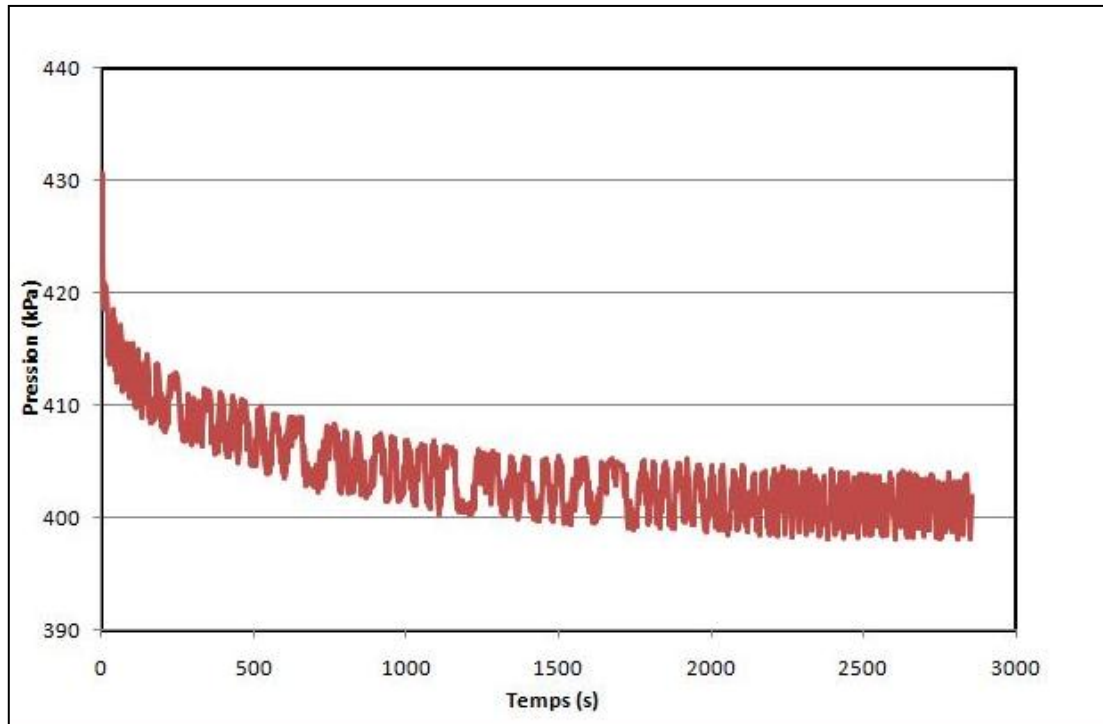


Figure B-3. Courbe de dissipation de la pression interstitielle en fonction de temps
 $\sigma_3' = 600$ kPa (éprouvette compacté statiquement)

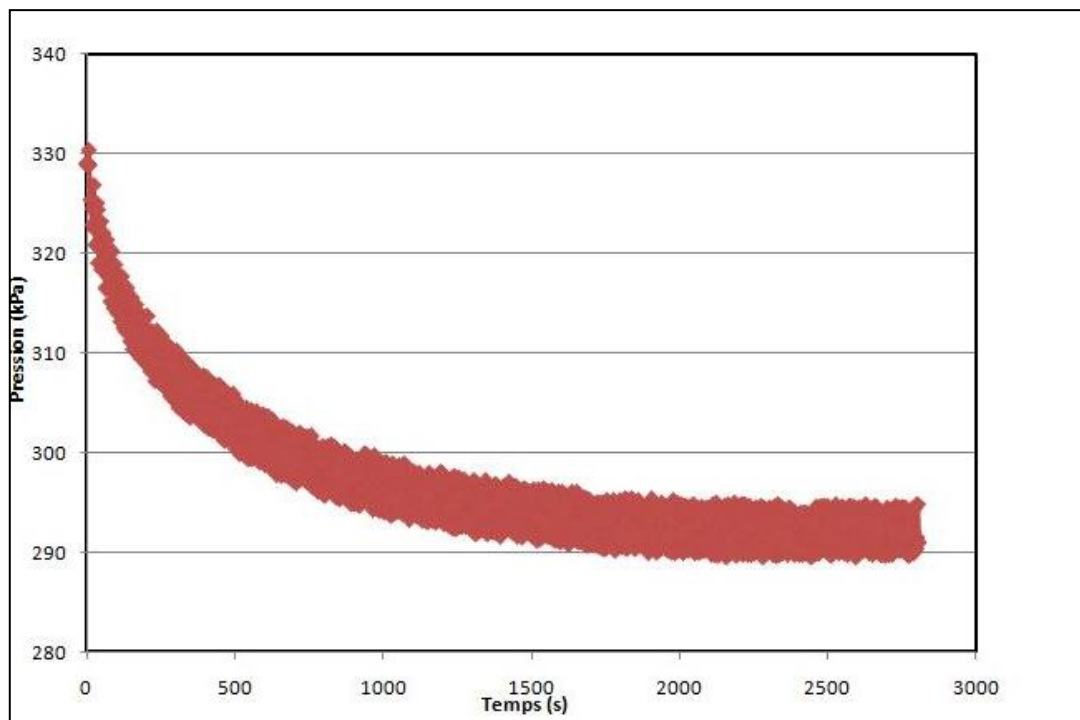


Figure B-4. Courbe de dissipation de la pression interstitielle en fonction de temps
 $\sigma_3' = 400$ kPa (éprouvette compacté dynamiquement)

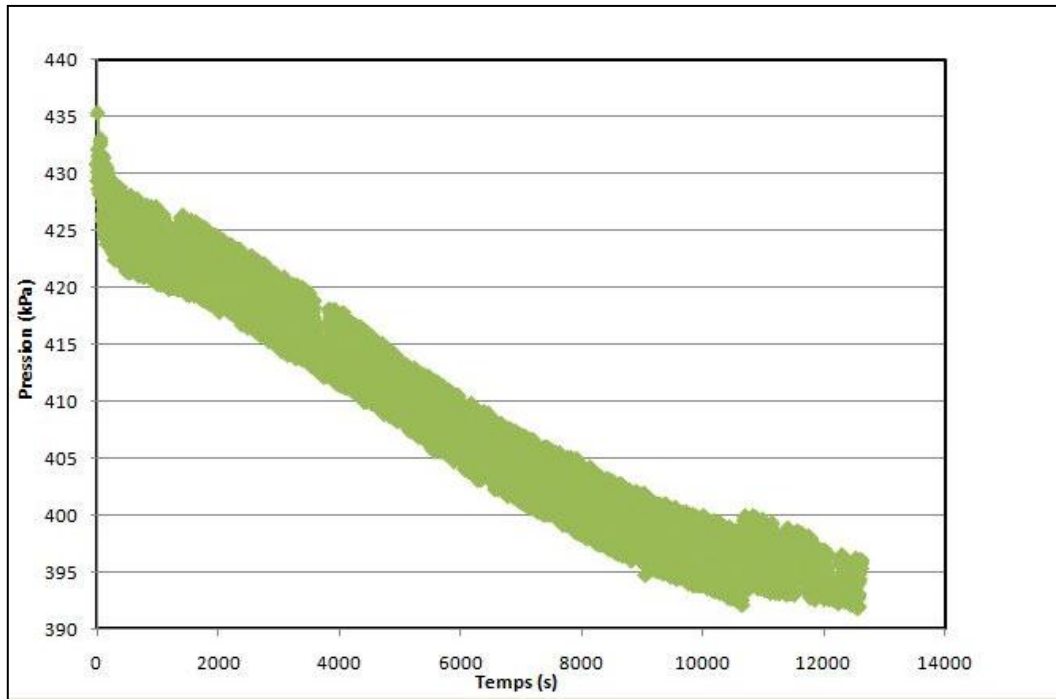


Figure B-5. Courbe de dissipation de la pression interstitielle en fonction de temps
 $\sigma_3' = 600$ kPa (échantillon compacté dynamiquement).

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AFNOR .(1991). Sols : reconnaissance et essais - Détermination de la masse volumique des particules solides des sols - Méthode du pycnomètre à eau. NF P94-054

AFNOR .(1992). Sols : reconnaissance et essais - Analyse granulométrique des sols - Méthode par sédimentation. NF P94-057

AFNOR .(1993). Sols : reconnaissance et essais – Mesure de la quantité et de l'activité de la fraction argileuse. Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par l'essai à la tache. NF P94-068

AFNOR .(1995). Sols : reconnaissance et essais - Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux - Méthode par étuvage .NF P94-050

AFNOR .(1995). Sols : reconnaissance et essais - Détermination des limites d'Atterberg - Limite de liquidité à la coupelle - Limite de plasticité au rouleau. NF P94-051

AFNOR .(1995). Sols : reconnaissance et essais -Identification granulométrique – Méthode de tamisage par voie humide. XP P94-041.

AFNOR .(1996). Sols : reconnaissance et essais –Détermination de la teneur en carbonate – Méthode du calcimètre. NF P94-048

AFNOR .(1998). Sols : reconnaissance et essais - Détermination de la teneur pondérale en matières organiques d'un sol - Méthode par calcination. XP P94-047

AFNOR .(1999). Sols : reconnaissance et essais – Détermination des références de compactage d'un matériau – Essai Proctor normal- Essai Proctor modifié. NF P94-093

Bellahcen .K et Bella .A . (1992) .'Influence du mode de compactage sur le vieillissement du béton en terre'. Mémoire de fin d'études. Université de Tlemcen.

Biarez. J., Favre. J.L, (1975).'Parameters filing and statistical analysis of data in soil mechanics ', Proceedings of the 2 nd, Int. Conf. on Application of Statistics and Probabilities in Soils Mechanics, Aachen, Vol. 2, pp. 249- 264.

Bouch M. (1967).' Propriétés physiques et mécaniques des sols fins compactés'. Annales de l'Institut Technique di Bâtiment et des Travaux Publics. Série : Sols et Fondation, 65, n°240, pp.1704-1727.

Bouche . M., (1967).'Propriétés physiques et mécaniques des sols fins compactés'. Annales de l'I.T.B.T.P., n° 240, pp. 1703-1727.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Camapum De Carvalho J., Cripsel J.J., Mieussens C., Nardone A. (1987). 'La reconstitution des éprouvettes en laboratoire' : Théorie et pratique opératoire. Rapport de Recherche LPC, n°145, 54p.

Cisse. A , (1982). Comportement à sec des remblais et assises de chaussées. , ° 0 Rapport de recherche des laboratoire des ponts et chaussées, Paris, n 112, mars; 94p.

comportement volumique », Thèse de doctorat, Université A. Belkaid, Tlemcen (Algérie).

Delage, P., Audiguier, M., Cui, Y.-J. Howat, D. (1996). ' Microstructure of a compacted silt. Can. Geotech. J., 33, pp.150-158.

Denis .M , Epouse ,O .(1994). 'le matériau terre ,compactage, comportement, application aux structures en blocs de terre'. Thèse de Doctorat de l'institut national des sciences appliquées de lyon .

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

Fleureau J.-M., Verbrugge J.C., Huergo R., Correia A.G. kheirbek S. (2002). Aspect of the behavior of compacted clayey soils on drying-wetting. paths. Can Geotech J, 30, pp. 287-296.

Fredlund D.G., Rahardjo H. (1993). Soils mechanics for unsaturated soils. New York : John Wiley & Sons. ISBN : 0-471-85008-X. 517 p.

Ghomari F, (1989). Thèse de Doctorat (I.N.S.A). Matériau en terre crue compacte: Amélioration de sa durabilité à l'eau lyon,,: 193p.

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).

Hogentogler C.A.,(1936).'Essentials of soil compaction'. Proc. Highway research Bd, Nat. research council, Washington, D.C., pp. 309-316.

Ialy R. D et Terki Hassaine M I., (1990). Contribution à l'étude du compactage au laboratoire. Recherche de corrélations pour une éventuelle application aux cas pathologiques. Mémoire de fin d'études. Université de Tlemcen

Lambe T.W., (1958a). The structure of compac- ted clay, ASCE, J. Soil Mech. Found. Div., Vol. 84, n° SM2, pp. 1654/1-1654/34.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Lambe T.W., (1958b).**The engineering behavior of compacted clay, ASCE, J. Soil Mech. Found. Div., Vol. 84, n° SM2, pp. 1655/1- 1655/35.
- Moussai, B. et Didier, G, (1993).** 'Étude d'un appareillage de compactage statique et de mesure de la perméabilité des sols fins argileux',Bull. liaison Labo. P. et Ch. 188 15–22.
- Massenet J-Y. (2010).** Cours de gestions forestière. Chapitre 3 : les constituants solides des sols. 3^{ème} version 2010.
- Olivier, M. et Mesbah A., (1986).** 'Le matériau terre: Essai de compactage statique pour la fabrication de briques de terre compressées',Bull. liaison Labo. P. et Ch. 146).
- Proctor r.R.,(1933).**, Fundamental principles of soil compaction, Engineering news- record, McGraw Hill Publ. Co, Inc, New Yord, n.Y., Vol. 111, p. 286.
- Sayad Gaidi,Ch., (2003).**'Ecoulements dans les milieux poreux peu perméables saturés et non saturés', Thèse de doctorat, Université du Havre
- Seed H.B. et CHAN C.K., 1959.**'Structure and strength characteristics of compacted clays, ASCE, J. Soil. Mech. Found. Div., Vol. 85, n° SM5, pp. 87-128.
- Venkatarama Reddy, B. V. and Jagadish, K. S., (1993).**'The static compaction of soils,'Géotechnique' 43 (2) (1993) 337–341.
- Zadjaoui. A ,(2007).**' influence des normes appliquées pour le compactage sur la densification d'un tuf calcaire en algérie. ',14EME CRA MSG, YAOUNDE, 26-28 NOVEMBRE 2007.

Résumé

Dans ce mémoire on présente les résultats expérimentaux réalisés sur une argile de la région de Boughrara ($w_L=43\%$ $IP=19\%$) afin de mettre en évidence les différences de comportement mécaniques et hydrauliques entre deux modes opératoire de reconstitution des éprouvettes au laboratoire , à savoir le compactage dynamique et le compactage statique. Cela a été fait à travers des essais mécaniques (œdomètre, essai de compression simple et essai triaxial UU) et des essais de perméabilité en régime transitoire. Les résultats obtenus ont mis en évidence des différences de comportement entre les deux modes considérés.

Mots clés : Compactage, statique, dynamique, déformabilité, résistance, perméabilité.

Abstract

This work presents the experimental results carried out on a clay of the Boughrara region ($w_L=43\%$ $IP=19\%$) to highlight the differences in mechanical and hydraulic behavior between two operating modes for the reconstitution of laboratory specimens namely dynamic and static compaction. The comparison was conducted through mechanical tests (oedometer, unconfined compression test, UU triaxial test) and permeability transient testing. The results obtained showed differences in behavior between the two modes considered.

Key words: Compaction, static, dynamic, stiffness, strength, permeability

ملخص

في هذه المذكرة نقوم بتقديم النتائج التجريبية التي أجريت على التربة الخاصة بمنطقة بوغرة (حد السيولة = 43 - مؤشر اللدونة = 19) وذلك لتسليط الضوء على الاختلافات في السلوك الميكانيكي والهيدروليكي من خلال طريقتين لإعادة تشكيل العينات : الرص الديناميكي والرص الثابت. وذلك من خلال التجارب الميكانيكية التالية: ثلاثي المحاور- الضغط العادي -أودوميترية), والنفاذية. النتائج المتحصل عليها تبين اختلافات في السلوك المتعلق بطريقتي رص العينات.

الكلمات المفتاحية: رص، ديناميكي، ثابت، تشوه، مقاومة، نفاذية