

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
LABORATOIRE DE RECHERCHE EN GEOMATERIAUX, ENVIRONNEMENT ET AMENAGEMENT
(L.G.E.A)



MÉMOIRE DE MASTER II RECHERCHE.
SPECIALITE : GENIE CIVIL.
OPTION : GEOTECHNIQUE ET ENVIRONNEMENT.

Thème

**ETUDE DES CORRELATIONS ENTRE LES CARACTERISTIQUES
PROCTOR ET LES CARACTERISTIQUES MECANQUES ET
PHYSIQUES**

Présentée par :

Mlle KHETTAB Sihem

Devant le jury composé de :

Mr GABI Smail	Professeur à l'UMMTO	Président.
Mr MELBOUCI Bachir	Professeur à l'UMMTO	Rapporteur.
Mr HAMZA Ali	Maître de conférences à l'UMMTO	Examineur.
Mlle BOUBRIT Hassiba	Maître assistant à l'UMMTO	Examinatrice.

Soutenue le 10 Janvier 2015.

Remerciements

Je tiens à témoigner ma reconnaissance à **Dieu** Tout-Puissant, de m'avoir donné le courage et la force de mener à terme ce projet.

Mes sincères remerciements s'adressent à mon promoteur, en la personne de Monsieur **MELBOUCI** Bachir, Professeur à l'Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou, qui m'a fait honneur en encadrant ce travail et qui m'a prodigué des conseils judicieux durant toutes les phases du mémoire.

Je remercie Monsieur **GABI** Smail, Professeur à l'Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou, qui m'a fait l'honneur de s'intéresser à ce travail et d'accepter de présider le jury.

Que Monsieur **HAMZA** Ali ,Maître de conférence à l'Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou, qui a accepté de prendre de son temps pour juger ce travail, soit assuré de mes profonds remerciements.

J'adresse mes vifs remerciements à Monsieur **BOUDLAL** Omar, Maître assistant à l'Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou, qui a accepté de prendre de son temps pour évaluer ce travail.

Je remercie également toutes les personnes qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce mémoire.

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

- *Mes chers parents, pour leurs interminables conseils, assistance et soutien moral, en témoignage de ma reconnaissance et affection.*
- *Mes sœurs, pour leurs aide et soutien indéfectibles.*
- *Mes amies, particulièrement Dum Saad, pour l'aide incessante qu'elles m'ont apportée tout au long de l'élaboration de ce mémoire.*

La liste des figures

Chapitre -I-

Figure - I.1- : Les étapes de la formation des sols sur le même site de la météorisation. (A.MERMOUD, 2006).

Figure - I.2 - : Les phases du sol. (A.MERMOUD, 2006).

Figure - I.3 - : Les états de l'eau dans le sol. (LI Xiang-Ling, 1999).

Figure - I.4 - : L'eau adsorbée. (www.pedagogie.lyceesaviodouala.org)

Figure - I.5 - : Les différents états de l'eau dans le sol. (Jean-Pierre MAGNAN ,1999).

Figure-I.6- : Les structures à grains uniques. (ROBITAILLE et TREMLAY. 1997).

Figure -I.7- : La structure en nid d'abeilles. (ROBITAILLE et TREMLAY. 1997).

Figure -I.8- : La structure des sols cohérents. (ROBITAILLE et TREMLAY. 1997).

Figure -I.9- : La structure flocculée. (ROBITAILLE et TREMLAY. 1997).

Figure -I.10- : La structure dispersée. (ROBITAILLE et TREMLAY. 1997).

Figure -I.11- : Les structures combinées. (ROBITAILLE et TREMLAY. 1997).

Chapitre -II-

Figure –II.1- : L'appareillage spécifique au tamisage.

Figure -II.2- : Les résultats de l'analyse granulométrique par tamisage.

Figure -II.3- : L'agitateur mécanique.

Figure -II.4- : Le densimètre.

Figure -II.5- : L'essai de sédimentation.

Figure -II.6- : La prise des lectures.

Figure -II.6- : Les résultats de l'analyse granulométrique par sédimentation.

Figure -II.7- : Les états de consistance.

Figure -II.8- : Les matériels utilisés.

Figure -II.9- : L'appareil de Casagrande.

Figure -II.10- : Le mortier malaxé.

Figure -II.11- : Le remplissage de la coupelle de Casagrande.

La liste des figures

Figure -II.12- : La réalisation de la rainure avec l'outil à rainurer.

Figure -II.13- : La fermeture de la rainure.

Figure -II.14- : La confection du rouleau.

Figure -II.15- : La fissuration et brisure du rouleau.

Figure -II.16- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P2 (0,50 / 1,20) m.

Figure -II.17- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P3 (0,50 / 1,00) m.

Figure -II.18- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P5 (2,30 / 2,50) m.

Figure -II.19- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P10 (0,50 / 1,00) m.

Figure -II.20- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P13 (0,50 / 0,70) m.

Figure -II.21- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P20 (0,50 / 0,80) m.

Figure -II.22- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P28 (0,60 / 1,00) m.

Figure -II.23- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P42 (0,50 / 0,80) m.

Figure -II.24- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P49 (0,70 / 1,00) m.

Figure -II.25- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P50 (1,00 / 1,30) m.

Figure -II.26- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P52 (0,50 / 0,80) m.

Figure -II.27- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P56 (0,60 / 1,00) m.

Figure -II.28- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P58 (1,00 / 1,20) m.

Figure -II.29- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P60 (0,60 / 1,20) m.

Figure -II.30- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P61 (0,60 / 1,20) m.

Figure -II.31- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P66 (1,00 / 1,20) m.

Figure -II.32- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P67 (0,50 / 0,80) m.

Figure -II.33- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P70 (0,50 / 0,80) m.

Figure -II.34- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P71 (0,80 / 1,00) m.

Figure -II.35- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P73 (0,50 / 0,80) m.

Figure -II.36- : La classification des sols fins sur le diagramme de Casagrande.

La liste des figures

Chapitre -III-

Figure -III.1. - : Les couches tétraédrique et octaédrique (d'après Mitchell, 1976).

Figure -III.2- : Les structures des minéraux argileux. (BELMARI Zehira, 2008).

Figure -III.3- : Les types de feuillets. (<http://www.ulb.ac.be/sciences/lagev>).

Figure -III.4- : Les types de structures des minéraux argileux. (D'après Lambe (1953)).

Figure -III.5- : La représentation schématique de l'unité structurale de la kaolinite.

(LI Xiang-Ling, 1999).

Figure -III.6- : La structure d'une kaolinite. (<http://www.normalesup.org>).

Figure -III.7- : La représentation schématique de l'unité structurale de la montmorillonite.

(LI Xiang-Ling, 1999).

Figure -III.8- : La structure d'une montmorillonite. (AMIROUCHE Leila, 2011).

Figure -III.9- : La représentation schématique de l'unité structurale de l'illite.

(LI Xiang-Ling, 1999).

Figure -III.10- : La structure d'une illite. (HAZMOUNE Hanane, 2008).

Figure -III.11- : La surface des particules argileuses (montmorillonite).

(BOUNA Lahcen, 2012).

Figure -III.12- : L'essai au bleu de méthylène.

Figure -III.13 - : La dispersion de la suspension.

Figure -III.14 - : Le dispositif de dosage.

Figure -III.15 - : Le dosage de la suspension.

Figure -III.16- : Le test de la tache négatif.

Figure -III.17- : Le test de la tache positif.

Figure -III.18 - : Le test de la tache.

Figure -III.19- : Le Microscope Électronique à Balayage.

Figure -III.20- : La photographie MEB, puits P3 (0,50/1,00) m.

Figure -III.21- : La photographie MEB, puits P5 (2,30/2,50) m.

Figure -III.22- : La photographie MEB, puits P10 (0,50/1,00) m.

La liste des figures

Figure -III.23- : La photographie MEB, puits P13 (0,50/0,70) m.

Figure -III.24- : La photographie MEB, puits P20 (0,50/0,80) m.

Figure -III.25- : La photographie MEB, puits P28 (0,60/1,00) m.

Figure -III.26- : La photographie MEB, puits P42 (0,50/0,80) m.

Figure -III.27- : La photographie MEB, puits P49 (0,70/1,00) m.

Figure -III.28- : La photographie MEB, puits P56 (0,60/1,00) m.

Figure -III.29- : La photographie MEB, puits P58 (1,00/1,20) m.

Figure -III.30- : La photographie MEB, puits P60 (0,60/1,20) m.

Figure -III.31- : La photographie MEB, puits P61 (0,60/1,20) m.

Figure -III.32- : La photographie MEB, puits P66 (1,00/1,20) m.

Figure -III.33- : La photographie MEB, puits P67 (0,50/0,80) m.

Figure -III.34- : La photographie MEB, puits P70 (0,50/0,80) m.

Figure -III.35- : La photographie MEB, puits P71 (0,80/1,00) m.

Figure -III.36- : La photographie MEB, puits P73 (0,50/0,80) m.

Chapitre -IV-

Figure -IV.3- : La courbe de compactage. (BERGA Abdelmadjid, 2004).

Figure -IV.2- : L'influence de la granulométrie sur l'optimum Proctor.

(ROBITAILLE et TREMLAY. 1997).

Figure -IV.3- : L'influence de l'énergie de compactage. (BERGA Abdelmadjid, 2004).

Figure -V.4- : Le Schéma du principe de répartition des coups de la dame sur une couche.

Figure -IV.5- : Les résultats de l'essai Proctor.

Chapitre -V-

Figure -V.1- : La courbe contrainte-déformation. (LCPC, 1987).

Figure -V.2- : La droite intrinsèque. (LCPC, 1987).

Figure -V.3- : Les courbes intrinsèques des sols pulvérulents et cohérents.

(ESTRADA MEJIA Nicolas, 2008).

Figure -V.4- : Les boîtes de cisaillement.

Figure -V.5- : Le principe de l'essai de cisaillement direct à la boîte.

La liste des figures

(ESTRADA MEJIA Nicolas, 2008).

Figure -V.6- : La courbe contrainte déformation dans un essai de cisaillement.

(ESTRADA MEJIA Nicolas, 2008).

Figure -V.7- : L'évolution du volume lors du cisaillement pour un échantillon initialement dense et un autre lâche. (ESTRADA MEJIA Nicolas, 2008).

Figure -V.8- : Les courbes contraintes-déformations d'un sol cohérent. (LCPC, 1987).

Figure -V.9- : L'appareil de cisaillement.

Figure -V.10- : L'essai de cisaillement.

Figure -V.11- : La courbe contrainte-déformation pour le puits P2 (0,50 /1,20) m.

Figure -V.12- : La courbe contrainte-déformation pour le puits P3 (0,50 /1,00) m.

Figure -V.13- : La courbe contrainte-déformation pour le puits P5 (2,30 / 2,50) m.

Figure -V.14- : La courbe contrainte-déformation pour le puits P10 (0,50 / 1,00) m.

Figure -V.15- : La courbe de la variation de volume pour le puits P2 (0,50 /1,20) m.

Figure -V.16- : La courbe de la variation de volume pour le puits P3 (0,50 /1,00) m.

Figure -V.17- : La courbe de la variation de volume pour le puits P5 (2,30 / 2,50) m.

Figure -V.18- : La courbe de la variation de volume pour le puits P10 (0,50 / 1,00) m.

Figure -V.19- : La courbe intrinsèque, puits P2 (0,50 /1,20) m.

Figure -V.20- : La courbe intrinsèque, puits P3 (0,50 /1,00) m.

Figure -V.21- : La courbe intrinsèque, puits P5 (2,30 / 2,50) m.

Figure -V.22- : La courbe intrinsèque, puits P10 (0,50 / 1,00) m.

Figure -V.23- : Le principe de l'essai œdométrique.

Figure -V.24- : La courbe de compressibilité d'un sol fin. (MAGNAN Jean-Pierre, 2000).

Figure -V.25- : La courbe de compressibilité d'un sol pulvérulent. (MAGNAN Jean-Pierre, 2000).

Figure -V.26- : La courbe de compressibilité d'un sol fin. (MAGNAN Jean-Pierre, 2000).

Figure -V.27- : L'indice de gonflement C_s .

Figure -V.28- : L'indice de compression C_c .

Figure -V.29- : L'essai œdométrique.

Figure -V.30- : La courbe de compressibilité œdométrique, puits P2 (0,50 /1,20) m.

Figure -V.31- : La courbe de compressibilité œdométrique, puits P3 (0,50 /1,00) m.

La liste des figures

Figure -V.32- : La courbe de compressibilité œdométrique, puits P5 (2,30 / 2,50) m.

Figure -V.33- : La courbe de compressibilité œdométrique, puits P10 (0,50 / 1,00) m.

Figure -V.34- : Les résultats de l'essai œdométrique.

Chapitre -VI-

Figure -VI.1- : La relation entre γ_{dmax} et le pourcentage de matériaux fins.

Figure -VI.2- : La relation entre W_{opt} et le pourcentage de matériaux fins.

Figure -VI.3- : La relation entre γ_{dmax} et le pourcentage de matériaux granulaires.

Figure -VI.4- : La relation entre W_{opt} et le pourcentage de matériaux granulaires.

Figure -VI.5- : La relation entre γ_{dmax} et la teneur en humidité.

Figure -VI.6- : La relation entre W_{opt} et la teneur en humidité.

Figure -VI.7- : La relation entre γ_{dmax} et la limite de liquidité.

Figure -VI.8- : La relation entre W_{opt} et la limite de liquidité.

Figure -VI.9- : La relation entre γ_{dmax} et la limite de plasticité.

Figure -VI.10- : La relation entre W_{opt} et la limite de plasticité.

Figure -VI.11- : La relation entre γ_{dmax} et l'indice de plasticité.

Figure -VI.12- : La relation entre W_{opt} et la l'indice de plasticité.

Figure -VI.13- : La relation entre γ_{dmax} et l'indice de consistance.

Figure -VI.14- : La relation entre W_{opt} et l'indice de consistance.

Figure -VI.15- : La relation entre γ_{dmax} et le pourcentage des particules inférieures à 2 μm .

Figure -VI.16- : La relation entre W_{opt} et le pourcentage des particules inférieures à 2 μm .

Figure -VI.17- : La relation entre γ_{dmax} et la valeur de bleu de méthylène.

Figure -VI.18- : La relation entre γ_{dmax} et l'angle de frottement interne.

Figure -VI.19- : La relation entre γ_{dmax} et la cohésion.

Figure -VI.20- : La relation entre γ_{dmax} et l'indice de compression.

Figure -VI.21- : La relation entre W_{opt} et l'indice de compression.

Figure -VI.22- : La relation entre γ_{dmax} et l'indice de gonflement.

Figure -VI.23- : La relation entre W_{opt} et l'indice de gonflement.

La liste des tableaux

Chapitre -II-

Tableau -II.1- : Le pourcentage des particules perdues pendant le tamisage.

Tableau -II.2- : Le pourcentage des particules fines et grossières.

Tableau -II.3- : Les classes de courbes granulométriques.

Tableau -II.4- : Les classes de courbes granulométriques.

Tableau -II.5- : Les résultats de l'analyse granulométrique.

Tableau -II.6- : Le pourcentage des particules inférieures à 2 μm .

Tableau -II.7- : L'état de l'humidité.

Tableau -II.8- : Le degré de plasticité des sols.

Tableau -II.2- : Le pourcentage des particules fines et grossières.

Tableau -II.3- : Les classes de courbes granulométriques.

Tableau -II.4- : Les classes de courbes granulométriques.

Tableau -II.5- : Les résultats de l'analyse granulométrique.

Tableau -II.6- : Le pourcentage des particules inférieures à 2 μm .

Tableau -II.7- : L'état de l'humidité.

Tableau -II.8- : Le degré de plasticité des sols.

Chapitre -III-

Tableau -III.1- : La surface spécifique des minéraux argileux les plus courants.

(YOUNG et WARKENTIN 1975, ZELAZNY et CALHOUN 1977, MITCHELLE 1993)

Tableau -III.2- : La classification des sols vis-à-vis de la valeur de bleu de méthylène.

(PELISSIER Laurent, 2009)

Tableau -III.3- : Les résultats de l'essai au bleu de méthylène.

Tableau -III.4- : Les résultats des calculs de la surface spécifique.

Chapitre -IV-

Tableau -IV.1- : Les résultats de l'essai Proctor.

La liste des tableaux

Chapitre -V-

Tableau -V.1- : les caractéristiques mécaniques de cisaillement.

Tableau -V.2- : L'indice de compression de différents types de sols. (ARABET Leila, 2010).

Tableau -V.3- : Les caractéristiques de compressibilité.

Tableau -V.4- : La classification selon la compressibilité.

Sommaire

SOMMAIRE

LISTE DES NOTATION ET DES INDICES.....	i
LISTE DES TABLEUAX	ii
LISTE DES FIGURES	iii
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES SOLS	
I.1. Introduction.....	3
I.2. Les origines des sols.....	3
I.2.1. Les mécanismes de la météorisation.....	3
I.2.1.1. Les mécanismes de désagrégation physique.....	3
I.2.1.2. Les mécanismes d'altération chimique.....	3
I.2.2. Le transport et dépôts.....	4
I.3. La composition d'un sol.....	5
I.3.1. La phase solide.....	5
I.3.2. La phase liquide.....	6
I.3.2.1. L'eau de constitution	6
I.3.2.2. L'eau liée.....	6
I.3.2.3. L'eau interstitielle.....	7
I.3.2.3.1. L'eau libre.....	8
I.3.2.3.2. L'eau capillaire.....	8
I.3.3. La phase gazeuse.....	9
I.4. Les types de sols.....	9
I.4.1. Les sols à gros grains.....	9
I.4.2. Les sols à grains fins.....	10
I.4.3. Les sols organiques.....	10
I.5. La structure des sols.....	10

Sommaire

I.5.1. Les structures des sols pulvérulents.....	11
I.5.2. Les structures des sols fins.....	12
I.5.2.1. La structure floculée.....	12
I.5.2.2. La structure dispersée.....	13
I.5.3. Les structures combinées.....	13
I.6. Conclusion.....	14

CHAPITRE II : CARACTERISTIQUES PHYSIQUES.

II.1. Introduction.....	15
II.2. La granulométrie.....	15
II.2.1. L'analyse granulométrique par tamisage(NF P 94-056, 1996).....	15
II.2.1.1. La procédure de l'essai.....	16
II.2.1.2. Les résultats et l'interprétation.....	17
II.2.2. L'analyse granulométrique par sédimentométrie (NF P 94-057).....	22
II.2.2.1. La procédure de l'essai.....	24
II.2.2.2. Les résultats et l'interprétation.....	26
II.3. La teneur en humidité (N F P94-049).....	27
II.4. La consistance.....	28
II.4.1. L'état solide.....	29
II.4.2. L'état plastique.....	29
II.4.3. L'état liquide.....	29
II.4.4. Les limites d'ATTERBERG (NF P 94-051).....	29
II.4.4.1. La procédure de l'essai.....	30
II.4.4.1.1. La détermination de la limite de liquidité.....	31
II.4.4.1.2. La détermination de la limite de plasticité	33
II.4.4.2. Les résultats et l'interprétation.....	34
II.4.4.2.1. L'indice de plasticité I_p	44

Sommaire

II.4.4.2.2. L'indice de consistance I_C	44
II.5. Le poids volumique des particules solides.....	48
II.6. Conclusion	48

CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES MINERALOGIQUES.

III.1. Introduction.....	49
III.2. Les minéraux argileux.....	49
III.3. Les structures et classification des minéraux argileux.....	49
III.3.1. Les minéraux de type 1:1(Te-Oc).....	50
III.3.2. Les minéraux de type 2:1 (Te-Oc-Te).....	51
III.3.3. Les minéraux de type 2:1:1 (Te-Oc-Te-Oc).....	51
III.4. Les types des minéraux argileux.....	52
III.4.1. La kaolinite.....	52
III.4.2. La montmorillonite.....	53
III.4.3. L'illite.....	55
III.5. L'identification des minéraux argileux.....	56
III.5.1. La surface spécifique.....	56
III.5.1.1. Détermination de la valeur de bleu de méthylène VBS (NF P94-068).....	58
III.5.1.2. La procédure de l'essai.....	58
III.5.1.3. Les résultats et interprétation.....	60
III.5.2. La Microscopie Électronique à Balayage (MEB).....	62
III.6. Conclusion.....	72

CHAPITRE IV CARACTERISTIQUES PROCTOR.

IV.1. Introduction.....	73
IV.2. La théorie de compactage.....	73

Sommaire

IV.2.1. L'influence de la teneur en eau.....	73
IV.2.2. L'influence de la nature du sol	73
IV.2.3. L'influence de l'énergie de compactage.....	75
IV.3. L'essai Proctor (NF P 94-093).....	76
IV.4. La procédure de l'essai.....	76
IV.5. Les résultats et interprétation.....	77
IV.6. Conclusion.....	79

CHAPITRE V : : CARACTERISTIQUES MECANIQUES.

V.1. Introduction.....	80
V.2. Les caractéristiques mécaniques de cisaillement.....	80
V.2.1. La résistance au cisaillement.....	80
V.2.2. La courbe intrinsèque.....	82
V.2.3. Les paramètres intrinsèques.....	82
V.2.3.1. L'angle de frottement interne.....	82
V.2.3.2. La cohésion.....	83
V.2.4. L'essai de cisaillement direct (NF P 94-071-1, 1994).....	83
V.2.5. La courbe contrainte-déformation.....	84
V.2.5.1. Les sols pulvérulents.....	84
V.2.5.2. Les sols cohérents.....	85
V.2.6. Les types d'essais de cisaillement.....	86
V.2.6.1. Les essais de cisaillement non consolidés non drainés UU.....	86
V.2.6.2. Les essais de cisaillement consolidés non drainés CU.....	86
V.2.6.3. Les essais de cisaillement consolidés drainés CD.....	87
V.2.7. La procédure de l'essai.....	87
V.2.8. Les résultats et l'interprétation.....	88
V.3. Les caractéristiques mécaniques de compressibilité.....	94

Sommaire

V.3.1. La compressibilité des sols.....	94
V.3.1.1. La compressibilité des sols cohérents.....	95
V.3.1.2. La compressibilité des sols pulvérulents.....	95
V.3.2. L'essai œdométrique (XP P 94-090-1).....	95
V.3.2.1. Les courbes de compressibilité.....	96
V.3.2.1.2. Les courbes de compressibilité des sols cohérents.....	96
V.3.2.1.1. Les courbes de compressibilité des sols pulvérulents.....	97
V.3.2.2. Les paramètres de compressibilité.....	97
V.3.2.2.1. La pression de préconsolidation.....	97
V.3.2.2.2. L'indice de gonflement (recompression).....	98
V.3.2.2.3. L'indice de compression.....	98
V.3.3. La procédure de l'essai.....	98
V.3.4. Les résultats et l'interprétation.....	100
V.4. Conclusion.....	105

CHAPITRE VI : CORRELATIONS.

VI.1. Introduction.....	106
VI.2. Les corrélation entre les caractéristiques Proctor et les caractéristiques physiques...106	
VI.2.1. Le pourcentage des éléments fins.....	106
VI.2.2. Le pourcentage des gros éléments.....	107
VI.2.3. La teneur en eau.....	108
VI.2.4. La limite de liquidité.....	109
VI.2.5. La limite de plasticité.....	110
VI.2.6. L'indice de plasticité.....	111
VI.2.7. L'indice de consistance.....	112
VI.2.8. Le pourcentage de particules inférieures à 2µm.....	113
VI.2.9. La valeur du bleu de méthylène.....	114

Sommaire

VI.3. Les corrélations entre les caractéristiques Proctor et les caractéristiques mécaniques..	115
VI.3.1. L'angle de frottement interne.....	115
VI.3.2. La cohésion.....	115
VI.3.3. Le coefficient de compression.....	116
VI.3.4. Le coefficient de gonflement.....	117
VI.4. Conclusion.....	118
CONCLUSION GENERALE.....	119
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	
ANNEXES	

Introduction générale

La construction de routes, autoroutes ou plates-formes industrielles implique la réalisation de travaux de terrassement. Du fait de la nature des sols présents sur le territoire algérien, ces travaux sont réalisés, dans la majorité des cas, sur des sols qui ne possèdent pas les caractéristiques mécaniques requises, à l'exemple des gonflements et des tassements qui détruisent la rigidité obtenue.

Dans le domaine du génie civil, des sols compactés sont utilisés pour la construction des ouvrages en terre, notamment les remblais routiers et les barrages en terre. La réalisation de grands ouvrages requiert des volumes importants de matériaux, d'origines variées (sols argileux ou limoneux, matériaux rocheux et sous-produits industriels), présentant des caractéristiques mécaniques variées et des comportements différents.

Néanmoins, les remblais en sols argileux sont fréquemment exposés à des problèmes spécifiques liés au comportement particulier de ces matériaux. Ils sont souvent le siège de déformations irréversibles, qui présentent un risque d'instabilité pour l'ouvrage (affaissements, fissures ou même rupture) et par conséquent un danger pour l'utilisateur.

Pour y remédier, la compréhension du comportement des sols fins constituant les remblais et l'étude de leurs caractéristiques mécaniques constituent un élément très important dans la conception et le dimensionnement des ouvrages en terre. Le test de Proctor est conçu d'ailleurs pour aider dans le compactage du terrain de terrassement, en indiquant la compacité et la teneur en eau du sol qui devraient être obtenus avant le revêtement routier.

Notre étude consiste, d'une part, à définir les essais de laboratoire servant à la détermination des caractéristiques physiques et mécaniques et Proctor des remblais ramenés de Bejaïa, et d'autre part, à étudier les corrélations entre les caractéristiques Proctor et celles physiques et mécaniques. Lesquelles corrélations sont établies pour connaître l'amélioration apportée par le compactage aux sols étudiés.

Notre travail comporte en définitive six chapitres :

Le premier chapitre est consacré aux généralités concernant les sols.

Le deuxième chapitre présente les essais de laboratoire servant à la détermination des caractéristiques physiques, les résultats obtenus ainsi que les interprétations qui y sont faites.

Le chapitre 3 donne un aperçu sur la minéralogie des matériaux étudiés.

Le chapitre 4 traite des caractéristiques Proctor qui sont déterminées par l'essai de compactage (essai Proctor modifié). Ses résultats permettent d'évaluer la densité sèche et la teneur en eau optimale.

Le cinquième chapitre est consacré à l'étude des caractéristiques mécaniques. Il comporte les essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande. Les résultats auxquels nous aboutissons permettent de montrer l'évolution de la résistance au cisaillement et la variation de volume du matériau en fonction de la teneur en eau optimale. Il inclut aussi les essais de compressibilité à l'œdomètre. Les résultats obtenus indiquent l'évolution de la compressibilité et du gonflement du matériau sous les cycles de chargement-déchargement appliqués.

Introduction générale

Le sixième chapitre est consacré à l'étude des corrélations entre les caractéristiques Proctor et celles physiques et mécaniques des sols étudiés.

Une conclusion générale est donnée à la fin du mémoire. Elle rassemble les points importants issus de ce travail.

I.1. Introduction

Le mot sol a différentes définitions, selon le point de vue sous lequel on se place. Dans le domaine de la géotechnique, il désigne tous les matériaux constituant la couche superficielle de l'écorce terrestre. Autrement dit, c'est un agrégat naturel de grains minéraux et organiques de formes et dimensions diverses ; à structure plus au moins meuble, poreuse, hétérogène et d'épaisseur de couche variable. Il est le résultat de la transformation de la roche mère sous-jacente au cours du temps, sous l'influence de plusieurs processus, notamment physiques, chimiques et biologiques, au contact de l'atmosphère et des êtres vivants.

I.2. L'origine des sols

La formation des sols est associée à deux phases de l'érosion : la météorisation de la roche superficielle et le transport des débris [ROBITAILLE et TREMLAY. 1997].

I.2.1. Les mécanismes de la météorisation

La météorisation comprend deux processus : le processus mécanique de désagrégation physique et celui chimique d'altération de la roche. Les résultats obtenus sont d'ordre strictement minéral. [ROBITAILLE et TREMLAY. 1997].

I.2.1.1. Les mécanismes de désagrégation physique

Les mécanismes de désagrégation physique n'apportent aucune modification à la structure des minéraux. Ils réduisent la roche, par fragmentation, en une quantité de débris plus petits. C'est un processus dont l'humidité en est le principal agent. La variation de température et les cycles répétés de gèle et dégelé de l'eau dans les minces fissures des roches, spécialement situées à la surface du sol, y exercent des pressions suffisantes pour provoquer l'éclatement de ces dernières. Le ruissellement des eaux de surface, l'impact dynamique de la houle, les contraintes tectoniques et la pression des glaciers, ainsi que l'activité humaine, animale et végétale sont d'autres agents de désagrégation physique. [ROBITAILLE et TREMLAY. 1997].

I.2.1.2. Les mécanismes d'altération chimique

Contrairement au premier processus, celui-ci s'attaque principalement à la structure cristalline des minéraux, il effectue des modifications, et parfois, détruit carrément leur constitution, ce qui conduit à la formation de minéraux dérivés. L'hydrolyse est un des mécanismes d'altération chimique, c'est une réaction qui entraîne la décomposition de la substance par fixation de l'eau. La carbonisation en fait partie aussi, où l'eau rendue acide par la dissolution du gaz carbonique contenu dans l'air altère les roches sujettes à la dissolution comme le calcaire. On peut citer aussi l'oxydation qui est une réaction se manifestant dans les roches et les minéraux contenant du fer et qui réagissent au contact de l'oxygène contenu dans l'air ou dans l'eau. [ROBITAILLE et TREMLAY. 1997].

I.2.2. Le transport et dépôts

Les débris minéraux résultant des deux processus de la météorisation peuvent évoluer sur le site même, comme ils peuvent être emportés par les agents de transport tels que le vent, le ruissellement, les courants marins ainsi que les glaciers ; pour se déposer dans des bassins de sédimentation suivant l'un de ces types de dépôts :

- Les dépôts alluvionnaires ;
- Les dépôts lacustres ;
- Les dépôts marins ;
- Les dépôts glaciaires ;
- Les dépôts éoliens.

La présence de la matière organique, provenant de la transformation hydrolytique ou biologique des résidus végétaux à la surface des sols, contribue à la formation de couches de sol qui se succèdent du socle rocheux intact jusqu'à la végétation, portant le nom « horizons », avec des degrés d'altération et des teneurs en matières organiques variables, selon le climat et la disponibilité de cette dernière. [ROBITAILLE et TREMLAY. 1997]. Autrement dit, c'est un volume considéré comme étant homogène dont les dimensions horizontales sont de l'ordre de la dizaine de mètres jusqu'au kilomètre, et celles verticales de quelques centimètre jusqu'au mètre. Les horizons sont généralement visibles à l'œil nu sur des coupes transversales de sol et leurs caractéristiques physico-chimiques, morphologiques et biologiques peuvent varier fortement entre deux horizons voisins. [GIRARD Michel-Claude, WALTER Christian, REMY Jean-Claude, BERTHELIN Jaques, MOREL Jean-Louis, 2005].

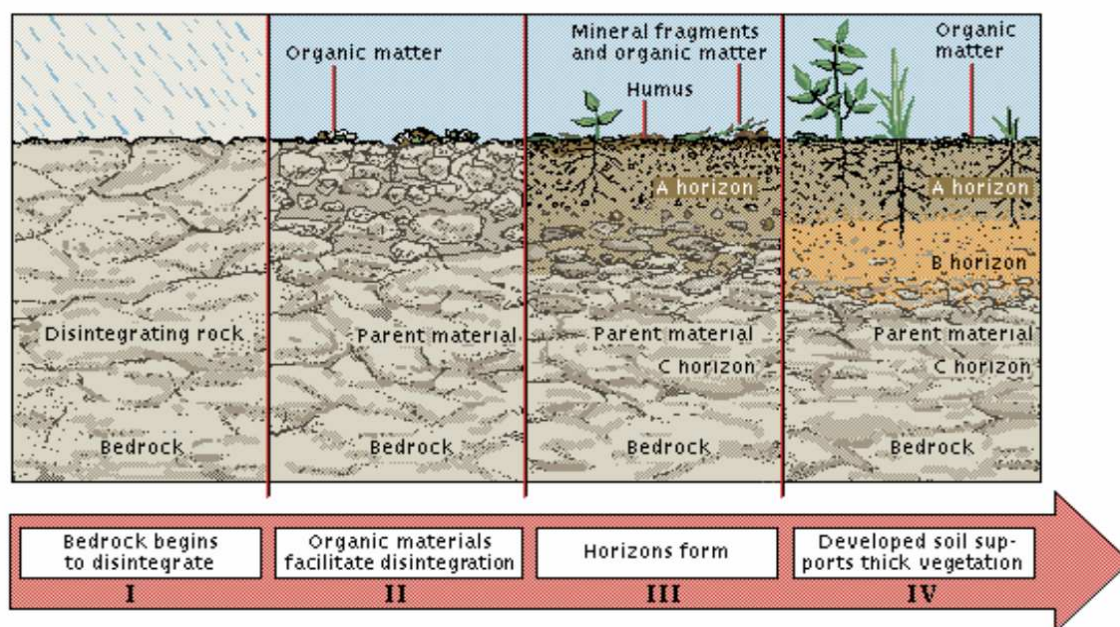


Figure - I.1- : Les étapes de la formation des sols sur le même site de la météorisation.

(A.MERMOUD, 2006).

I.3. La composition d'un sol

Le sol est un matériau triphasique, formé d'éléments solides constituant le squelette solide dont les vides peuvent être remplis de liquide et/ou de gaz (figure -I.2-). En moyenne, il contient 25% d'air, 25% d'eau, 45% de composés minéraux et 5% de composés organiques. [SIRVEN Jean-Baptiste, 2006].

I.3.1. La phase solide

La phase solide est composée d'un ensemble d'éléments solides que l'on appelle grains, qui sont de taille et de forme variables, selon le processus qu'ils subissent pour leur formation, chacun étant en interaction mutuelle avec d'autres grains avec lesquels il est en contact et avec les matières organiques. Sa caractérisation se fait par la description de ses grains (dimensions, formes, états de surface, natures chimique et minéralogique) et de leur arrangement (le degré de serrage et l'existence éventuelle de directions préférentielles d'orientation des particules). [Jean-Pierre MAGNAN ,1997].

Les particules issues de la désagrégation physique conservent la même constitution minéralogique que la roche mère. Elles ont en général des dimensions supérieures à 2 μm et une forme arrondie. Les sols dont les particules ont des dimensions inférieures à 2 μm , sont le résultat d'attaques chimiques qui se sont succédées à l'altération mécanique de la roche. Ces petites particules ainsi formées, obtenant une nouvelle structure cristalline, ont une forme irrégulière de plaquette ou de disque. Elles portent le nom " Argile " en dehors de toute signification minéralogique, mais elles sont souvent constituées d'argiles, au sens minéralogique du terme. [SCHLOSSER François, 1988].

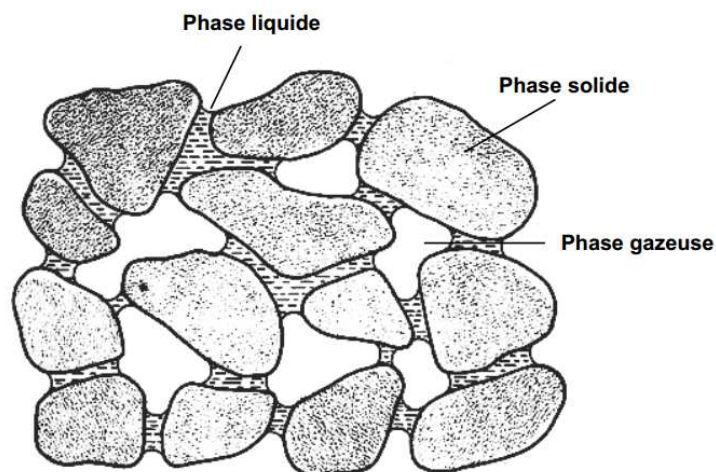


Figure - I.2 - : Les phases du sol.

(A.MERMOUD, 2006).

I.3.2. La phase liquide

Les interstices du squelette solide sont occupés en partie ou en totalité par un liquide, de l'eau généralement, pouvant avoir un effet important sur le comportement des grains. [VOIVRET Charles ; 2008]. Si tous les vides sont remplis d'eau, le sol est dit saturé ; sinon, il est dit non saturé ou partiellement saturé. Cette eau n'est en général pas pure : elle contient des électrolytes dissociés en cations et anions (son pH est alors acide ou basique), des matières organiques et des colloïdes en suspension et, dans certains cas, des gaz dissous. [Jean-Pierre MAGNAN ,1997]. Les différents types de sols ont une teneur en eau variable. Elle est plus importante pour les sols argileux que pour les sols sableux, par exemple, ce qui a une influence sur tous les paramètres physico-chimiques et biologiques du sol. [SIRVEN Jean-Baptiste, 2006]. Cette eau se présente sous plusieurs états (figure-I.3-) suivant l'intensité des forces liant ses molécules aux particules solides. [Jean-Pierre MAGNAN ,1997].

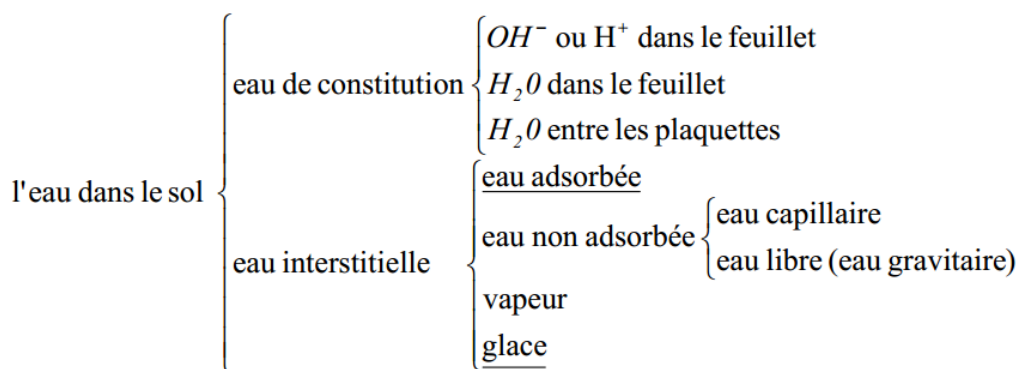


Figure - I.3 - : Les états de l'eau dans le sol.

(LI Xiang-Ling, 1999).

I.3.2.1. L'eau de constitution

L'eau de constitution entre dans la composition chimique des minéraux dont les particules de sol sont formées, à une position fixe, soit sous forme d'ions OH^- et H^+ , soit sous forme de molécules H_2O . En général, ce type d'eau influence peu le comportement du sol, sauf lorsqu'il est soumis à une température au-delà de 400 °C. Dans ce cas, elle peut quitter la structure du minéral et en modifier ainsi la composition chimique. Il existe aussi de l'eau sous forme de molécules située entre les plaquettes. Ce type d'eau peut aussi quitter la structure du minéral lorsque la température atteint 80 à 120 °C. [LI Xiang-Ling, 1999].

I.3.2.2. L'eau liée

L'eau liée est présente sur la surface des particules de la fraction fine du sol, grâce aux propriétés colloïdales des particules argileuses. [LI Xiang-Ling, 1999]. En effet, chaque particule d'argile est chargée d'électricité négative sur sa surface extérieure. Les molécules d'eau contenue dans le sol sont alors soumises à un champ électrique au voisinage de la particule où les ions H^+ sont attirés vers la surface. Ainsi, chaque grain est enveloppé dans un

film d'eau de nature spéciale. Plus on s'éloigne de l'eau, plus l'interaction électrique entre cette dernière et les particules argileuses décroît.

Les molécules les plus proches forment l'eau dite « adsorbée » ou « hygroscopique » et elles sont liées de façon presque rigide à ces particules. Cette portion argileuse contient aussi des cations provenant de la dissociation des électrolytes contenus dans l'eau et qui sont attirés aussi par les charges négatives de la surface de la particule. L'épaisseur de cette couche varie avec la nature du minéral argileux et avec la nature des cations. Elle est de l'ordre de 50 Å (soit 0,005 µ m) et dépend peu des dimensions des particules la constituant. Leurs propriétés physiques et mécaniques sont influencées par le champ électrique susmentionné.

L'eau dite pelliculaire est celle qui entoure l'eau adsorbée, les deux formant l'eau liée. L'épaisseur de cette dernière peut atteindre 0,4 à 0,5 µ m et ne peut être éliminée qu'à très haute température (200 à 300 °C). L'eau liée a des effets négligeables sur les sables et les limons, mais elle a un rôle essentiel dans le comportement des argiles. Elle est à l'origine des propriétés de plasticité, de thixotropie et de fluage (viscosité) des sols très fins. Les forces de surface ou de contact sont prépondérantes dans ces sols par rapport aux forces de pesanteur. [Jean-Pierre MAGNAN ,1997].

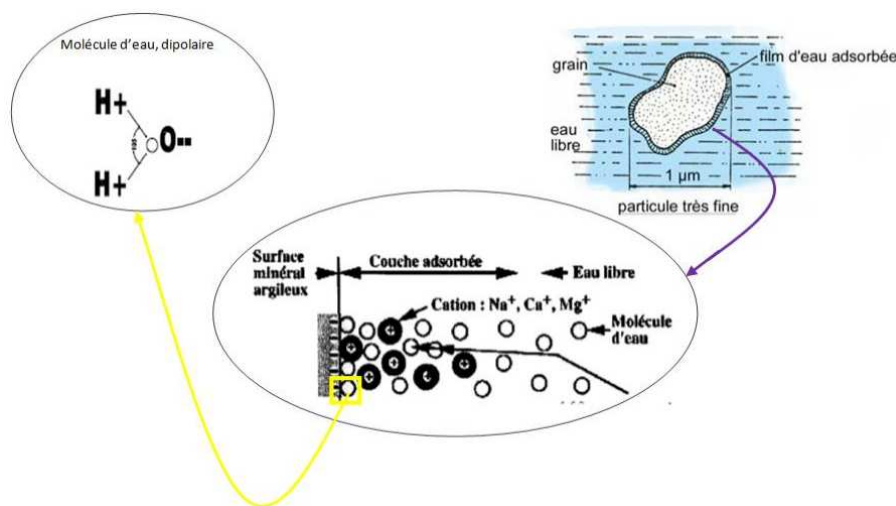


Figure - I.4 - : L'eau adsorbée.

(www.pedagogie.lyceesavioudouala.org)

I.3.2.3. L'eau interstitielle

L'eau interstitielle est l'eau présente dans les pores du sol. Son état, ses caractéristiques physico-chimiques, ses interactions avec les autres phases du sol, etc. influencent fortement les propriétés mécaniques de résistance, l'état de plasticité, la résistance au frottement, la consistance, etc. [LI Xiang-Ling, 1999]. Il en existe deux catégories :

I.3.2.3.1. L'eau libre

L'eau libre est celle constituant la nappe phréatique. Elle peut circuler librement dans les pores du sol sous l'effet des forces de pesanteur. Elle s'évapore complètement lorsque le sol est porté à une température légèrement supérieure à 100 °C. [SCHLOSSER François, 1988]. Le principal effet de l'eau libre sur le comportement du sol se manifeste par la pression hydraulique exercée sur le sol. En outre, lorsque l'eau s'écoule, un effet hydrodynamique se traduit en un effet physique sur les particules. Certaines d'entre elles, extrêmement fines, peuvent être emportées (lessivées) par le courant d'eau. Enfin, l'eau peut dissoudre certains sels et modifier la composition chimique des minéraux. Ces effets physiques et chimiques peuvent être la cause de certaines instabilités du terrain. Du point de vue de l'interaction hydromécanique, la pression d'eau est un facteur capital pour les relations contraintes - déformations d'un sol. [LI Xiang-Ling, 1999].

I.3.2.3.2. L'eau capillaire

Dans les sols non saturés, en présence d'air ou d'autres gaz, l'eau est retenue par les forces capillaires, sous forme de ménisque au niveau des points de contact entre les grains, exerçant ainsi une force d'attraction entre ces particules, ce qui maintient une certaine cohésion du sol. Elle se trouve alors en dépression par rapport à la pression atmosphérique. C'est ainsi que les nappes à surface libre dans les sols fins sont généralement surmontées d'une frange capillaire dont la hauteur varie très largement avec la nature du sol. La frange capillaire est saturée juste au-dessus de la surface libre, puis elle l'est de moins en moins. Au-delà d'une certaine hauteur, l'eau n'est plus continue dans l'espace des pores et n'intervient plus de façon autonome dans le comportement mécanique du sol. La hauteur de la frange capillaire peut atteindre plusieurs dizaines de mètres au-dessus de la surface de la nappe. Dans les sables, il n'y a pas d'eau de constitution et en général, pas d'eau liée et la frange capillaire a quelques centimètres de hauteur. L'eau capillaire s'évapore dans les mêmes conditions que l'eau libre. [Jean-Pierre MAGNAN ,1997].

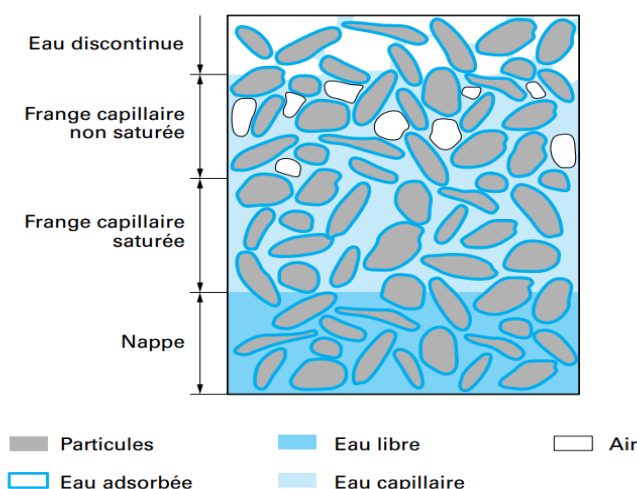


Figure - I.5 - : Les différents états de l'eau dans le sol.

(Jean-Pierre MAGNAN ,1999).

I.3.3. La phase gazeuse

La division de la phase solide fait apparaître une autre phase, en l'occurrence la phase gazeuse, qui occupe l'espace poral entre les grains. Elle se présente dans les sols non saturés ou partiellement saturés sous forme d'un mélange d'air, de vapeur d'eau, de gaz carbonique et d'autres gaz. Les sols saturés peuvent aussi contenir du gaz, mais sous forme de bulles ou en dissolution dans l'eau. [Jean-Pierre MAGNAN ,1997]. L'influence du gaz sur le comportement du sol dépend beaucoup du degré de saturation. Lorsque la phase gazeuse est continue, l'effet du gaz sur le comportement hydromécanique se traduit par l'action de la succion. Par contre, lorsque la phase gazeuse est discontinue et se présente sous forme de bulles d'air piégées dans l'eau par exemple, la phase fluide (mélange d'eau et de bulles d'air) du sol se comporte comme un liquide très compressible. [LI Xiang-Ling, 1999].

I.4. Les types de sols

Les sols sont identifiés selon la dimension de leurs particules. C'est une méthode assez rapide qui fournit des renseignements élémentaires sur les propriétés hydrauliques et mécaniques des sols. La division la plus simple consiste à regrouper les sols en deux grandes classes :

- Les sols à gros grains ;
- Les sols à grains fins.

I.4.1. Les sols à gros grains

Les sols à gros grains comprennent les sols dont les particules sont visibles à l'œil nu. La valeur de leur diamètre équivalent est normalement supérieure à 0.008mm. Les cailloux et les blocs, ou enrochements, ont un diamètre équivalent supérieur à 80 mm. Ils se caractérisent par une très grande perméabilité. Du fait de leur grosseur et leur poids, ils sont utilisés comme matériaux de masse dans les grands ouvrages, comme les barrages en terre ou les aménagements portuaires, pour augmenter la stabilité des ouvrages et prévenir l'érosion par l'eau.

Le gravier et le sable sont constitués de particules de roc dont le diamètre équivalent varie de 0,08 mm à 80 mm. De façon générale, ils présentent une bonne perméabilité. Ce sont des sols qui compactent assez facilement et qui restent stables une fois compactés ; ils peuvent alors supporter de lourdes charges sans se tasser. En raison de leur taille inférieure à celle des blocs et de leurs excellentes caractéristiques, le gravier et le sable sont utilisés comme matériaux de fondations dans un nombre important d'ouvrages de génie civil tels que routes, viaducs, voies ferrées, pistes d'atterrissage et bâtiments. On les emploie aussi comme matériaux de drainage et de filtration, entre autres dans les barrages en terre, les fondations de bâtiments et les usines de filtration. Ils entrent même dans la composition du béton de ciment et du béton bitumineux. [ROBITAILLE et TREMLAY. 1997].

Les sols grenus ne possèdent pas, ou presque pas, de propriétés colloïdales. Les liaisons entre les grains sont extrêmement faibles puisqu'il n'y a pas d'eau adsorbée sur la surface des grains. Toutefois, lorsque le sol est dans un état non saturé, la succion fournit une certaine cohésion et donc renforce les liaisons entre les grains. Les interactions entre grains sont

principalement dues aux forces de contact. En conséquence, les frottements sont souvent importants dans les sols granulaires. [Davalle, 1991].

I.4.2. Les sols à grains fins

Les sols à grain fins regroupent évidemment tous les sols dont les particules sont invisibles à l'œil nu. Le diamètre équivalent de ces particules peut varier d'environ 1nm (10^{-6} mm) à 0.08 mm.

Le silt est composé de fines particules de roc, farine de roche, dont le diamètre équivalent varie de 0,002 mm à 0,08 mm et dont la forme peut être visible sous la loupe ou le microscope optique. Le limon ne peut supporter des charges aussi importantes que le gravier ou le sable. Sa compressibilité est d'ailleurs plus grande que celle de ces deux types de sols, ce qui occasionne des tassements accrus. Quant à sa perméabilité, elle est très faible. [ROBITAILLE et TREMLAY. 1997].

L'argile est constituée de particules cristallines qui proviennent de la décomposition chimique des constituants du roc. Leur diamètre équivalent est inférieur à 0,0005 mm. Pour détecter leur forme et leur relief, il faut utiliser des techniques plus sophistiquées, comme le microscope électronique. La quasi imperméabilité de l'argile la rend souvent employable comme matériau d'étanchéité dans le noyau de barrages en terre ou de digues. Toutefois, sa compressibilité est élevée et, en général, les charges qu'elle peut supporter sont de loin inférieures à celles que supportent le gravier et le sable. Les particules d'argile, contrairement à celles des autres types de sols, sont attirées les unes vers les autres et se regroupent. Cette attraction, qui porte le nom de cohésion, rend possible le façonnement de l'argile, une opération pratiquement irréalisable avec le gravier ou le sable. [ROBITAILLE et TREMLAY. 1997].

I.4.3. Les sols organiques

Le sol est dit organique lorsque de la matière organique s'y trouve. Cette dernière peut être détectée par une couleur foncée des sols à l'état humide et une odeur caractéristique. Sa présence dans les sols, notamment ceux à textures lâches et une importante rétention d'eau, confère à ceux-ci une grande plasticité et une grande compressibilité, d'où tout l'intérêt et la nécessité de les rejeter à l'extérieur des infrastructures routières. [ROBITAILLE et TREMLAY. 1997].

I.5. La structure des sols

La structure est une propriété physique dépendant de la granulométrie du sol et du mode de rangement des particules. L'absence ou la présence de cohésion entre les particules permet d'en distinguer trois types de structures :

- Les structures des sols pulvérulents ;
- Les structures des sols cohérents ;
- Les structures combinées.

I.5.1. Les structures des sols pulvérulents

Les sols pulvérulents sont constitués de particules indépendantes et ne manifestent aucune cohésion. Les particules, de forme tridimensionnelle, sont disposées de telle sorte qu'elles s'appuient directement les unes sur les autres, créant ainsi une infrastructure qui supporte les charges. Un tel arrangement est appelé **structure à grains uniques** (Figure I.6).

Ces structures peuvent varier d'un état lâche, avec un volume des vides maximal, à un état dense où le volume des vides est minimal. La compacité d'une structure à grains uniques dépend de la granulométrie du dépôt, de la forme des particules, des contraintes ayant agi sur le dépôt et des conditions relatives à sa formation. Les sols à granulométrie étalée dont les particules ont des arrêtes plutôt angulaires présentent des indices des vides minimal et maximal inférieurs à ceux d'un sol à granulométrie serrée présentant des particules de forme arrondie. Bien compacté, ce sol à granulométrie étalée aura une structure très dense et pourra supporter de lourdes charges sans se déformer. [ROBITAILLE et TREMLAY. 1997].

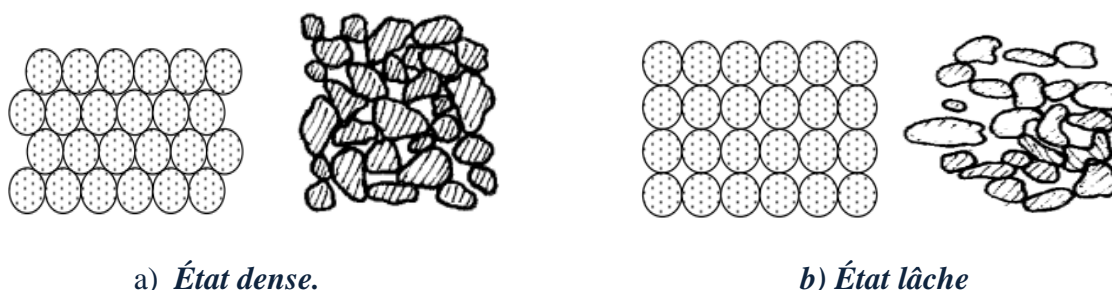


Figure-I.6- : Les structures à grains uniques.

(ROBITAILLE et TREMLAY. 1997).

La structure dite **en nid d'abeilles** est une autre structure que peuvent adopter les dépôts de sols pulvérulents lors de leur formation, (figure -I.6-). Ce type de structure se rencontre rarement dans les sols, mais se développe surtout dans des sols constitués de particules de sable fin et de silt, à cause de leur faible dimension. Ces particules se déposent tout délicatement l'une sur l'autre, sans chercher à occuper une position plus stable comme le font les plus grosses. Elle peut aussi résulter du déversement en vrac du sable fin et humide.



Figure -I.7- : La structure en nid d'abeilles.

(ROBITAILLE et TREMLAY. 1997).

La structure en nid d'abeilles, caractérisée par un indice des vides très élevé, est capable de supporter des charges statiques, mais elle demeure sensible et peut s'effondrer sous l'effet des vibrations ou d'impacts. Dans certain cas, il se produira simplement un tassement rapide et important. Dans d'autres cas cependant, si la structure est saturée, le sol se transformera en

un liquide épais et pourra englober des masses importantes. [ROBITAILLE et TREMLAY. 1997].

I.5.2. La structure des sols cohérents

La structure des sols est influencée par les forces de cohésion qui unissent les particules d'argile. Elle consiste en un arrangement très complexe de particules à dimensions microscopiques difficiles à observer. A l'aide du microscope à balayage électronique qui permet de détecter des reliefs, on constate que les particules d'argile sont regroupées en structures microscopiques unitaires appelées domaines. A leur tour, ces derniers se mettent en grappes assez grosses détectables par le microscope optique. Enfin, les grappes sont assemblées et forment des agrégations visibles à l'œil nu. Le domaine peut adopter l'une des deux structures microscopiques suivantes : la structure floculée ou la structure dispersée. [ROBITAILLE et TREMLAY. 1997].

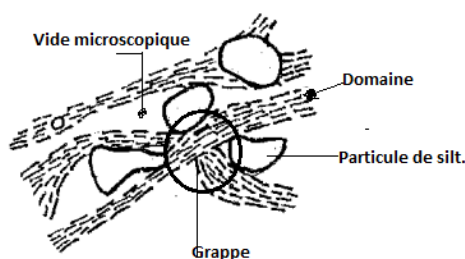


Figure -I.8- : La structure des sols cohérents.

(ROBITAILLE et TREMLAY. 1997).

I.5.2.1. La structure floculée

La structure floculée est rencontrée dans des milieux sédimentaires riches en impuretés inorganiques ou organiques, comme l'eau de mer. Ces impuretés jouent le rôle d'agent floculant et favorisent le regroupement des particules d'argile en flocons. La vitesse de sédimentation de ces derniers est plus rapide que celle des particules individuelles d'argile ; elle s'apparente à celle des particules de silt.

Les dépôts des sols cohérents caractérisés par une structure floculée sont composés de flocons d'argile très aérés, à travers lesquels on trouve parfois des particules de silt. L'indice des vides de ces sols est très élevé. Comme les dépôts des sols cohérents sont souvent saturés, leur teneur en eau est elle aussi très saturée. [ROBITAILLE et TREMLAY. 1997].



Figure -I.9- : La structure floculée.

(ROBITAILLE et TREMLAY. 1997).

I.5.2.2. La structure dispersée

La structure dispersée est un arrangement de particules d'argile parallèles, normalement orientées à l'horizontale. En fait, cette structure est davantage un modèle théorique, et on la rencontre rarement dans la nature. A l'occasion, cette structure est présente dans des dépôts d'argile qui se sont formés dans un milieu de sédimentation très pauvre en agents flocculants, comme l'eau douce des lacs. Comme elle peut résulter du remaniement d'une structure floculée qui a subi d'importantes contraintes de compression. Les sols à structure dispersée ont habituellement une teneur en eau, un indice des vides et une compressibilité assez faibles. [ROBITAILLE et TREMLAY. 1997].



Figure -I.10- : La structure dispersée.

(ROBITAILLE et TREMLAY. 1997).

I.5.3. Les structures combinées

Il est fréquent de rencontrer des dépôts formés à la fois de sols pulvérulents et cohérents. Selon les proportions respectives des classes de sols qui les composent, on peut identifier deux types de structures :

- Une structure constituée d'une matrice de sol pulvérulent,
- Une structure constituée d'une matrice argileuse.

La structure constituée d'une matrice de sol pulvérulent contient une quantité importante de particules de gravier, de sable ou de silt qui sont disposées d'une façon à former une structure à grains uniques dont les vides sont remplis d'argile. Cette structure est presque incompressible et peut supporter des charges considérables. Toutefois, si elle subit un remaniement, la présence de l'argile risque d'en compromettre la stabilité. En effet, l'argile peut se déplacer entre les plus grosses particules et agir comme lubrifiant, ce qui est susceptible de provoquer un véritable écoulement de sol.

La structure constituée d'une matrice argileuse a un comportement similaire à celui de l'argile constituant la matrice. Les particules de gravier, de sable ou de silt flottent pour ainsi dire dans la matrice et n'ont presque pas d'influence sur les propriétés du sol. [ROBITAILLE et TREMLAY. 1997].



- *Matrice de sol pulvérulent.*



- *Matrice argileuse.*

Figure -I.11- : Les structures combinées.

(ROBITAILLE et TREMLAY. 1997).

I.6. Conclusion

Au terme de ce chapitre, on peut conclure à :

- Les propriétés minéralogiques, physiques et mécaniques des sols dépendent exclusivement du mode de formation et des mécanismes de dépôt où la nature joue un rôle important.
- La présence de l'eau sous l'une de ses formes peut modifier certaines propriétés du sol, et par conséquent, en changer son comportement.
- La grosseur et la forme des grains renseignent sur les propriétés hydrauliques et mécaniques des sols.

II.1. Introduction

Dans le domaine de la géotechnique, l'identification du matériau qu'on voudrait utiliser est la première étape à suivre. Cette opération se fait à l'aide d'essais de laboratoire ainsi que ceux qu'on mènent sur le terrain. Ces essais permettent la détermination des caractéristiques physiques du sol concerné. Ces dernières sont d'un grand intérêt, car elles servent non seulement à classer les sols mais nous renseignent aussi sur leur comportement mécanique, ce qui met à notre disposition des informations d'une extrême importance quant aux possibilités d'utilisation en construction civile. Ce chapitre consiste à établir les caractéristiques physiques, la granulométrie, la consistance...etc. des sols extraits, en 2012, de 20 puits des remblais utilisés dans la construction de la route d'Amizour, dans la wilaya de Béjaïa, Algérie.

II.2. La granulométrie

Les dépôts sont généralement constitués d'un mélange de sols de différentes grosseurs. Certains dépôts, comme les moraines, peuvent même contenir tous les types de sols, des gros blocs aux particules d'argile. Pour bien décrire un sol, il faut donc connaître sa granulométrie. Autrement dit, identifier la répartition de ses particules suivant leur diamètre équivalent. Deux essais de laboratoire permettent d'établir la granulométrie des sols :

- l'analyse granulométrique par tamisage ;
- l'analyse granulométrique par sédimentation.

Ces essais sont décrits dans la norme NF P 94-056 et NF P 94-057. On obtient la granulométrie du gravier et du sable par tamisage, tandis que celle des sols fins est déterminée par la sédimentation. Pour les sols à gros grains contenant plus de 10 à 12 % de particules de silt et d'argile et pour ceux à grains fins contenant des particules dont le diamètre équivalent est supérieur à 2 mm, l'analyse granulométrique devrait se faire par tamisage et sédimentation. [ROBITAILLE et TREMLAY. 1997].

Le plus souvent, le terrain à étudier est sous la forme d'un agglomérat où figurent en quantité variable ces divers éléments. La manière la plus simple de montrer dans quelle proportion l'échantillon examiné appartient à l'une ou à l'autre des catégories citées est d'établir sa courbe granulométrique. On trace cette dernière sur un graphique comportant en ordonnée le poids des grains, exprimé en pourcentage du poids total de la matière solide, sous les tamis dont les mailles D sont indiquées en abscisse selon une graduation logarithmique. [BONNARD, D, 1936].

II.2.1. L'analyse granulométrique par tamisage (NF P 94-056, 1996)

L'analyse granulométrique par tamisage est une des méthodes de mesure de la granularité des sols dont le diamètre équivalent est supérieur à 0,08 mm. C'est un ensemble d'opérations aboutissant à la séparation, selon leur grosseur, des éléments constituant un échantillon. Ceci se fait en employant une série de tamis à maille carrée afin d'obtenir une représentation de la répartition de la masse des particules à l'état sec en fonction de leur dimension [NF P 94-056, 1996]. Les tamis sont construits à partir de tôle perforée à trous carrés ou de fils métalliques tissés pour former des ouvertures carrées à dimensions

croissantes, en progression géométrique à raison de $\sqrt[10]{10}$, depuis le tamis 0,08 mm jusqu'au tamis 80 mm. L'ouverture nominale d'un tamis correspond à la longueur du côté d'une maille carrée (en mm) dans laquelle un grain peut passer.

Le tamisage ne fournit que l'estimation d'un diamètre équivalent des particules, dans la mesure où les bornes des classes granulométriques sont assimilées à l'ouverture des tamis. Pour des particules très rondes, l'estimation est fiable, tandis que pour des particules fortement allongées, la seule information d'un diamètre équivalent est insuffisante [VOIVRET Charles ; 2008].

II.2.1.1. La procédure de l'essai

A vue d'œil, on constate que les vingt échantillons contiennent tous une proportion importante de fraction fine, dépassant la moitié pour certains. A ce propos, le tamisage à voie humide est la méthode qui s'impose.

La première étape consiste à prendre une quantité représentative du sol sujet, un kilogramme dans notre cas, et l'étuver pendant 24 heures à une température ne dépassant pas 50 °C ; pour éviter les éventuels changements susceptibles de se produire pendant le processus de séchage, du moment qu'on ignore la sensibilité du sol à la chaleur. Une fois la masse sèche est prise, le matériau est imbibé dans de l'eau pendant 24 heures pour ramollir les mottes et dissocier les particules fines cimentées sur les grains. Les éléments de l'échantillon sont séparés par brassage combiné à un arrosage sur le tamis de 0,08 mm.

On arrête le tamisage à voie humide lorsque l'eau s'écoulant sous le tamis devient pratiquement claire. Le retenu dans ce dernier détermine la fraction grossière du sol. L'eau de lavage est recueillie dans un récipient et laissée se décanter, puis on la siphonne et on sèche le tamisât pour accomplir la deuxième étape de l'analyse granulométrique. Le refus propre est à son tour séché à l'étuve et retiré lorsque sa masse ne varie pas de plus de 2/1000 entre deux pesées successives effectuées à chaque fois après deux heures. [NF P 94-056, 1996]. Après pesage, les grains sont placés au sommet d'une colonne de tamis classés par ouverture de maille décroissante de haut en bas. Les vibrations imprimées par la tamiseuse permettent d'agiter la colonne en faisant passer les particules fines vers les tamis inférieurs.



Figure –II.1- : L'appareillage spécifique au tamisage.

A la fin de l'essai, les quantités retenues sur chaque tamis deviennent constantes et tous les refus sont pesés. La masse de chaque refus est ensuite comparée à la masse totale de l'échantillon, ce qui permet de calculer les pourcentages des refus cumulatifs et des passants [ROBITAILLE et TREMLAY. 1997].

II.2.1.2. Les résultats et l'interprétation

Pour considérer qu'un tamisage est conforme aux normes, la somme des refus cumulés, mesurés sur les différents tamis, et du tamisât sur le fond (fillers) doit coïncider avec le poids de l'échantillon introduit en tête de la colonne de tamis. La perte éventuelle de matériaux pendant l'opération de tamisage ne doit pas dépasser 2% du poids total de l'échantillon de départ. La perte, représentée sur le tableau II.1, est calculée par la relation suivante :

$$P = \frac{(M_i - M_f)}{M_i} \times 100 < 2\% \qquad \text{Équation (II.1).}$$

Comme l'illustre le tableau II.1, le pourcentage des particules perdues pendant le tamisage de chaque échantillon est inférieur à 2 %. De ce fait, le tamisage ainsi réalisé est fiable.

Tableau -II.1- : Le pourcentage des particules perdues pendant le tamisage.

Échantillon	Masse avant tamisage (g).	Masse après tamisage (g).	Perte (%).
P2 (0,50/1,20) m.	21,664	21,339	1,5 < 2
P3 (0,50/1,00) m.	32,648	32,349	0,9 < 2
P5 (2,30/2,50) m.	32,545	32,299	0,8 < 2
P10 (0,50/1,00) m.	529,952	526,256	0,7 < 2
P13 (0,50/0,70) m.	730,631	717,637	1,8 < 2
P20 (0,50/0,80) m.	637,48	636,383	0,2 < 2
P28 (0,60/1,00) m.	303,714	301,99	0,6 < 2
P42 (0,50/0,80) m.	675,319	671,925	0,5 < 2
P49 (0,70/1,00) m.	273,263	271,773	0,5 < 2
P50 (1,00/1,30) m.	634,884	631,196	0,6 < 2
P52 (0,50/0,80) m.	135,382	133,463	1,4 < 2
P56 (0,60/1,00) m.	238,035	236,522	0,6 < 2
P58 (1,00/1,20) m.	150,759	148,959	1,2 < 2
P60 (0,60/1,20) m.	434,489	431,394	0,7 < 2
P61 (0,60/1,20) m.	633,586	630,391	0,5 < 2
P66 (1,00/1,20) m.	509,385	508,236	0,2 < 2
P67 (0,50/0,80) m.	526,158	524,162	0,4 < 2
P70 (0,50/0,80) m.	516,773	513,182	0,7 < 2
P71 (0,80/1,00) m.	346,945	344,349	0,7 < 2
P73 (0,50/0,80) m.	561,601	557,309	0,8 < 2

Le tableau II.2 donne les pourcentages des matériaux grossiers et des particules fines. La terre fine est majoritaire dans la plupart des échantillons, étant donné que le sol considéré est un matériau argileux.

Tableau -II.2- : Le pourcentage des particules fines et grossières.

Échantillon	Pourcentage de matériau granulaire (%)	Pourcentage de matériau fin (%)
P2 (0,50/1,20) m.	2,17	97,83
P3 (0,50/1,00) m.	3,26	96,74
P5 (2,30/2,50) m.	3,25	96,75
P10 (0,50/1,00) m.	53,00	47,00
P13 (0,50/0,70) m.	73,06	26,94
P20 (0,50/0,80) m.	63,75	36,25
P28 (0,60/1,00) m.	30,37	69,63
P42 (0,50/0,80) m.	67,53	32,47
P49 (0,70/1,00) m.	27,33	72,67
P50 (1,00/1,30) m.	63,49	36,51
P52 (0,50/0,80) m.	13,54	86,46
P56 (0,60/1,00) m.	23,80	76,20
P58 (1,00/1,20) m.	15,08	84,92
P60 (0,60/1,20) m.	43,45	56,55
P61 (0,60/1,20) m.	63,36	36,64
P66 (1,00/1,20) m.	50,94	49,06
P67 (0,50/0,80) m.	52,62	47,38
P70 (0,50/0,80) m.	51,68	48,32
P71 (0,80/1,00) m.	34,69	65,31
P73 (0,50/0,80) m.	56,16	43,84

La distribution granulométrique est exprimée en se servant de la dimension des ouvertures de chaque tamis et du pourcentage cumulé des passants de l'échantillon. Ce dernier est donné par le rapport de la masse sèche de chaque tamisât à la masse totale initiale du matériau sec passant à travers les tamis. Les résultats sont portés sur un graphique semi-logarithmique où ils forment une courbe granulométrique. Cette forme de représentation permet de visualiser la granulométrie et de comparer les sols. Les résultats du pesage sont portés sur des tableaux et des courbes granulométriques, au niveau de la première annexe. La figure II.2 montre les résultats de l'analyse granulométrique des sols étudiés.

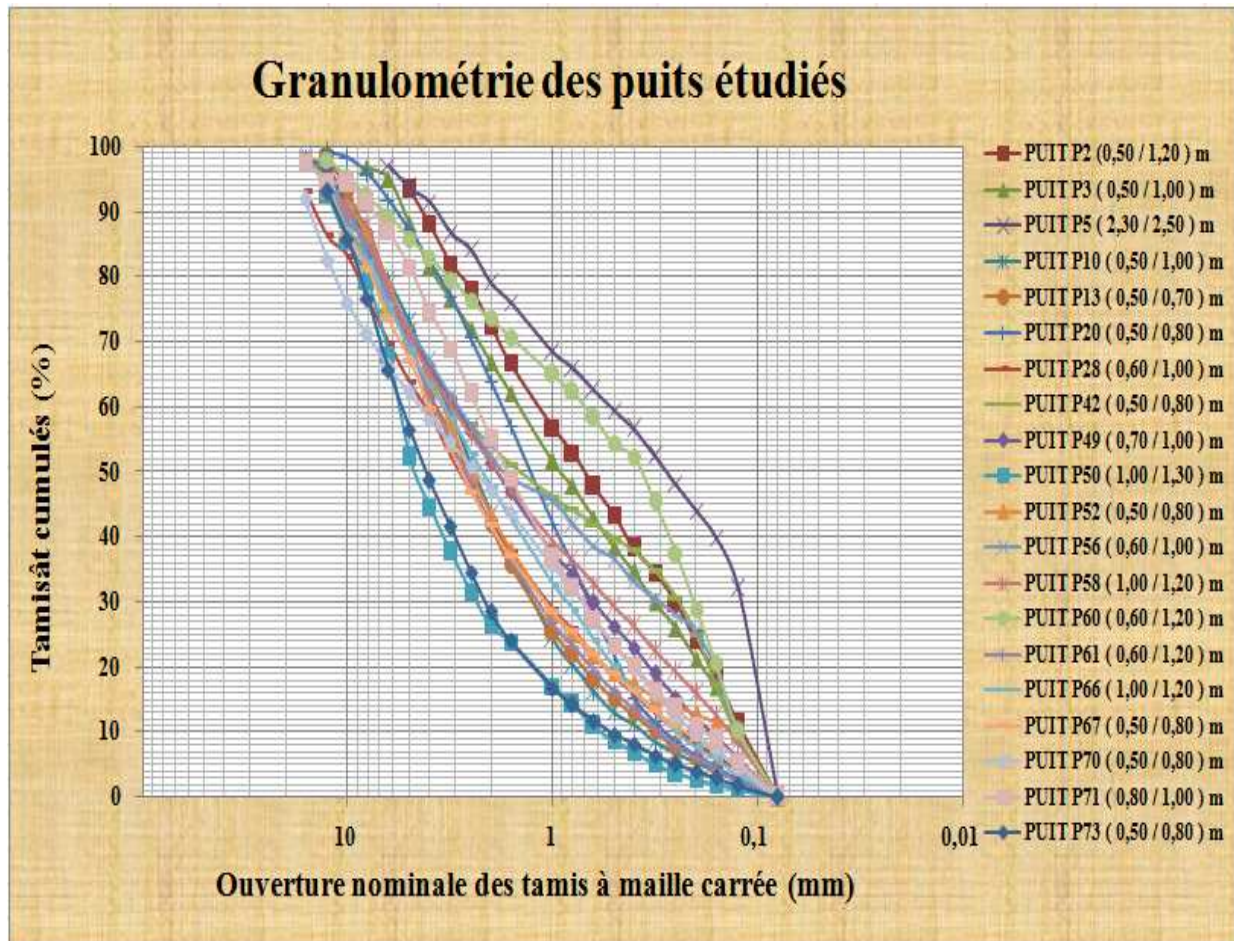


Figure -II.2.- : Les résultats de l'analyse granulométrique par tamisage.

Une courbe granulométrique permet d'identifier les types de sols qui composent l'échantillon analysé. Pour mieux pouvoir interpréter nos courbes granulométriques, on utilise le coefficient d'uniformité et le coefficient de courbure :

- Le coefficient d'uniformité permet d'exprimer l'étalement de la courbe granulométrique. On le définit à l'aide de l'équation suivante :

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad \text{Équation (II.2).}$$

Tableau -II.3.- : Les classes de courbes granulométriques.

Coefficient d'uniformité	Étalement de la courbe granulométrique.
$C_u < 2$	Granulométrie très serrée.
$2 < C_u < 5$	Granulométrie serrée.
$5 < C_u < 20$	Granulométrie semi-étalée.
$20 < C_u < 200$	Granulométrie étalée.
$C_u > 200$	Granulométrie très étalée.

- Le coefficient de courbure permet de décrire la forme de la courbe granulométrique entre les diamètres effectifs D_{10} et D_{60} . On le définit par l'équation suivante :

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad \text{Équation (II.3).}$$

D_{10} , D_{30} et D_{60} sont les diamètres efficaces (en mm) des tamis laissant passer respectivement 10%, 30% et 60% de tamisât cumulé.

Tableau -II.4- : Les classes de courbes granulométriques.

Coefficient de courbure	Forme de la courbe granulométrique
$1 \leq C_c \leq 3$	Granulométrie bien graduée, présence d'une grande variété de diamètres.
$3 \leq C_c$	Granulométrie mal graduée, absence de certains diamètres entre les diamètres effectifs D_{10} et D_{60}.
$C_c \leq 1$	Granulométrie mal graduée, absence de certains diamètres entre les diamètres effectifs D_{10} et D_{60}.

Les différents résultats obtenus sont regroupés dans le tableau récapitulatif II.5.

Tableau -II.5- : Les résultats de l'analyse granulométrique.

Échantillon	Diamètre efficace (mm).			Coefficient d'uniformité Cu	Coefficient de courbure Cc	Interprétation
	D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀			
P2 (0,50/1,20) m.	0,35	0,60	1,20	3,43	0,86	Granulométrie serré mal graduée.
P3 (0,50/1,00) m.	0,32	0,30	1,50	4,69	0,19	Granulométrie serré mal graduée.
P5 (2,30/2,50) m.	0,09	0,13	0,50	5,56	0,38	Granulométrie semi-étalée mal graduée.
P10 (0,50/1,00) m.	0,37	1,40	3,20	8,65	1,66	Granulométrie semi-étalée bien graduée.
P13 (0,50/0,70) m.	0,31	1,30	3,80	12,26	1,43	Granulométrie semi-étalée bien graduée.
P20 (0,50/0,80) m.	0,29	0,68	1,80	6,21	0,89	Granulométrie semi-étalée mal graduée.
P28 (0,60/1,00) m.	0,24	1,10	4,10	17,08	1,23	Granulométrie semi-étalée bien graduée.
P42 (0,50/0,80) m.	0,13	2,5	3	23,08	16,03	Granulométrie étalée mal graduée.
P49 (0,70/1,00) m.	0,18	0,64	3	16,67	0,76	Granulométrie semi-étalée mal graduée.
P50 (1,00/1,30) m.	0,55	2,45	5,5	10,00	1,98	Granulométrie semi-étalée bien graduée.
P52 (0,50/0,80) m.	0,13	1,10	3,5	26,92	2,66	Granulométrie étalée bien graduée.
P56 (0,60/1,00) m.	0,14	0,3	3	21,43	0,21	Granulométrie étalée mal graduée.
P58 (1,00/1,20) m.	0,15	0,44	3,2	21,33	0,40	Granulométrie étalée mal graduée.
P60 (0,60/1,20) m.	0,13	0,225	0,6	4,62	0,65	Granulométrie serré mal graduée.
P61 (0,60 / 1,20) m.	0,3	1,20	3,75	12,50	1,28	Granulométrie semi-étalée bien graduée.
P66 (1,00 / 1,20) m.	0,245	0,85	3,5	14,29	0,84	Granulométrie semi-étalée mal graduée.
P67 (0,50 / 0,80) m.	0,22	1,10	4	18,18	1,38	Granulométrie semi-étalée bien graduée.
P70 (0,50 / 0,80) m.	0,2	0,7	4,5	22,50	0,54	Granulométrie étalée mal graduée.
P71 (0,80 / 1,00) m.	0,19	0,7	2.40	12,63	1,07	Granulométrie semi-étalée bien graduée.
P73 (0,50 / 0,80) m.	0,54	2,2	5,45	10,09	1,64	Granulométrie semi-étalée bien graduée.

On constate que plus de 50 % des refus, au tamis 0,08 mm, des sols extraits des puits P10, P13, P20, P42, P50, P61, P66, P67, P70 et P73 ont un diamètre supérieur à 2 mm et que le taux de particules dont le diamètre est inférieur à 0,08 mm dépasse 12 %. La classification de ce genre de sols repose sur l'analyse granulométrique et la mesure de la limite de liquidité et de l'indice de plasticité. Ils sont considérés comme étant des graves limoneuses ou argileuses selon la position des limites d'Atterberg par rapport à la ligne A.

Dans le cas des puits P2, P3, P5, P28, P49, P52, P56, P58, P60 et P71, le pourcentage du tamisât, au tamis 80 µm, est supérieur à 50% (tableau II.2). La classification de ce type de sols se fait essentiellement sur la base des valeurs de leurs limites d'Atterberg. Ils sont constitués d'argiles et limons (silts) qui peuvent être très ou peu plastiques suivant la position du point de rencontre des valeurs de W_L et I_P sur le diagramme de plasticité de Casagrande.

II.2.2. L'analyse granulométrique par sédimentométrie (NF P94-057)

Le tamisage pour les particules de diamètre inférieur à 0.08 mm (silt et argile) est inopérant. On a recours alors à la sédimentométrie qui a pour objectif la détermination de la répartition en poids des grains du sol suivant leur dimension. Cette méthode est basée sur le fait que dans un milieu liquide au repos, la vitesse de décantation des grains fins à très fins est fonction de leur dimension. Cette analyse granulométrique repose sur la loi de Stokes donnant la vitesse de chute d'une particule sphérique dans un liquide en fonction du diamètre, de la viscosité du fluide et des masses volumiques des particules et du liquide. De manière similaire au tamisage, on obtiendra des diamètres équivalents aux tailles des particules réelles [VOIVRET Charles ; 2008]. Par définition, nous aurons :

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

$$P = \frac{V_s}{m} \times \frac{\rho_s}{\rho_s - \rho_w} \times \rho_w \left[\frac{\rho_t}{\rho_w} - 1 \right] \quad \text{Équation (II.4)}$$

Où :

- P : Le pourcentage des particules de diamètre inférieur ou égal à D ;
- V_s : Le volume de la suspension ;
- m : La masse du sol sec prélevée sur le tamisât à 80 µm ;
- ρ_s : La masse volumique des particules solides ;
- ρ_w : La masse volumique de l'eau distillée à la température de l'essai ;
- ρ_t : La masse volumique de la suspension au temps t.

La masse volumique ρ_t de la suspension à l'instant t est obtenue à partir de la formule suivante :

$$\rho_t = R_C \times \rho_w = (R + C_t + C_m + C_d) \rho_w \quad \text{Équation (II.5)}$$

Où :

- R_C : La lecture corrigée du densimètre à l'instant t ;
- R : La lecture du densimètre au sommet du ménisque à l'instant t ;
- C_t : La correction due aux variations de température en cours d'essai ;
- C_m : La correction due au ménisque ;
- C_d : La correction due au défloculant.

Le diamètre équivalent D des plus grosses particules non sédimentées à l'instant t est calculé comme suit :

$$D = \sqrt{\frac{1}{g} \times \frac{18 \square}{\rho_s - \rho_w} \times \frac{H_t}{t}} \quad \text{Équation (II.6).}$$

Où :

- D : Le diamètre équivalent des particules ;
- η : La viscosité dynamique de la solution à l'instant t ;
- ρ_s : La masse volumique des particules solides ;
- ρ_w : La masse volumique de l'eau distillée à la température de l'essai ;

$$\rho_w = 999 \text{ kg/m}^3 \text{ lorsque : } 12^\circ\text{C} \leq \theta \leq 18^\circ\text{C} ;$$

$$\rho_w = 998 \text{ kg/m}^3 \text{ lorsque : } 18^\circ\text{C} \leq \theta \leq 24^\circ\text{C} ;$$

$$\rho_w = 997 \text{ kg/m}^3 \text{ lorsque : } 24^\circ\text{C} \leq \theta \leq 30^\circ\text{C}.$$

- g : L'accélération de la pesanteur ;
- H_t : La profondeur effective du centre de poussée du densimètre à l'instant t ;
- t : Le temps écoulé depuis le début de l'essai.

La viscosité dynamique de la solution à l'instant t est déterminée par la formule ci-dessous :

$$\square = \frac{0,00179}{1 + \alpha\theta - \beta\theta^2} \quad \text{Équation (II.7).}$$

Où :

- η : La viscosité dynamique en poiseuille ;
- θ : La température exprimée en degrés Celsius de l'éprouvette témoin à l'instant t ;
- α : Est égale à 0,03368 ;
- β : Est égale à 0,00022.

La profondeur effective du centre de poussée du densimètre est issue de la relation suivante :

$$H_t = H - 100 \times H_1 \times (R + C_m - 1) - H_C \quad \text{Équation (II.8).}$$

Où :

- H_t : La profondeur effective du centre de poussée du densimètre à l'instant t ;
- H : la distance séparant le milieu du bulbe du densimètre de la graduation 1,0000 ;

$$H = H_0 + 0,5 \times h_1 \quad \text{Équation (II.9).}$$

Où :

- H_1 : La distance séparant la graduation 1,0000 de la graduation 1,0100 ;
- R : La lecture du densimètre au sommet du ménisque à l'instant t ;
- C_m : La correction due au ménisque ;
- H_C : Le déplacement du niveau de la solution lié à l'introduction du densimètre dans l'éprouvette d'essai.

Pour le calcul de la profondeur effective du centre de poussée, on détermine la hauteur du déplacement de la solution due à l'introduction du densimètre dans l'éprouvette d'essai de la manière suivante :

- Pour les trois premières lectures, on prend par convention : $H_C = 0$.
- À partir de la quatrième lecture, on adopte par convention :

$$H_C = 0,5 \times \frac{V_d}{A} \quad \text{Équation (II.10).}$$

Où :

- V_d : Le volume du densimètre ;
- A : L'aire de la section droite de l'éprouvette d'essai ;

II.2.2.1. La procédure de l'essai

En premier lieu, on prépare un mélange d'eau distillée additionnée d'un défloculant. Ce dernier a pour but de décoller les grains les uns des autres et ainsi permettre leurs libres mouvements dans l'eau. Cette solution est constituée à partir de 440 cm³ d'eau distillée et de 60 cm³ d'une solution à 5% d'hexamétaphosphate de sodium. Ensuite, on prend 40 g du tamisât de 0,08 mm qu'on imbibe dans 500 cm³ de la solution préparée pendant au moins 15 heures, à température ambiante.

Au moyen de l'agitateur mécanique (figure II.3), la prise d'essai est dispersée dans la solution pendant 3 minutes au minimum, à 10 000 tr/min. La suspension est immédiatement versée dans une éprouvette d'essai, en complétant par de l'eau distillée à la température ambiante jusqu'à 1000 cm³. À côté, une éprouvette témoin est également remplie d'eau distillée où on plonge un thermomètre parfaitement propre. On agite vigoureusement, à l'aide

de l'agitateur manuel, afin d'assurer une concertation uniforme sur toute la hauteur de l'éprouvette. L'essai débute au moment où on retire l'agitateur et plonge le densimètre (figure II.4) avec précaution après déclenchement du chronomètre. La densité est lue au sommet du ménisque à 0,0001 près pour les temps suivants en minutes : 0,5 ; 1 ; 2 ; 5 ; 10 ; 20 ; 40 ; 80 ; 240 ; 1440 (figure II.6).



Figure -II.3- : L'agitateur mécanique.



Figure -II.4- : Le densimètre.



Figure -II.5- : L'essai de sédimentation.



Figure -II.6- : La prise des lectures.

II.2.2.2. Les résultats et l'interprétation

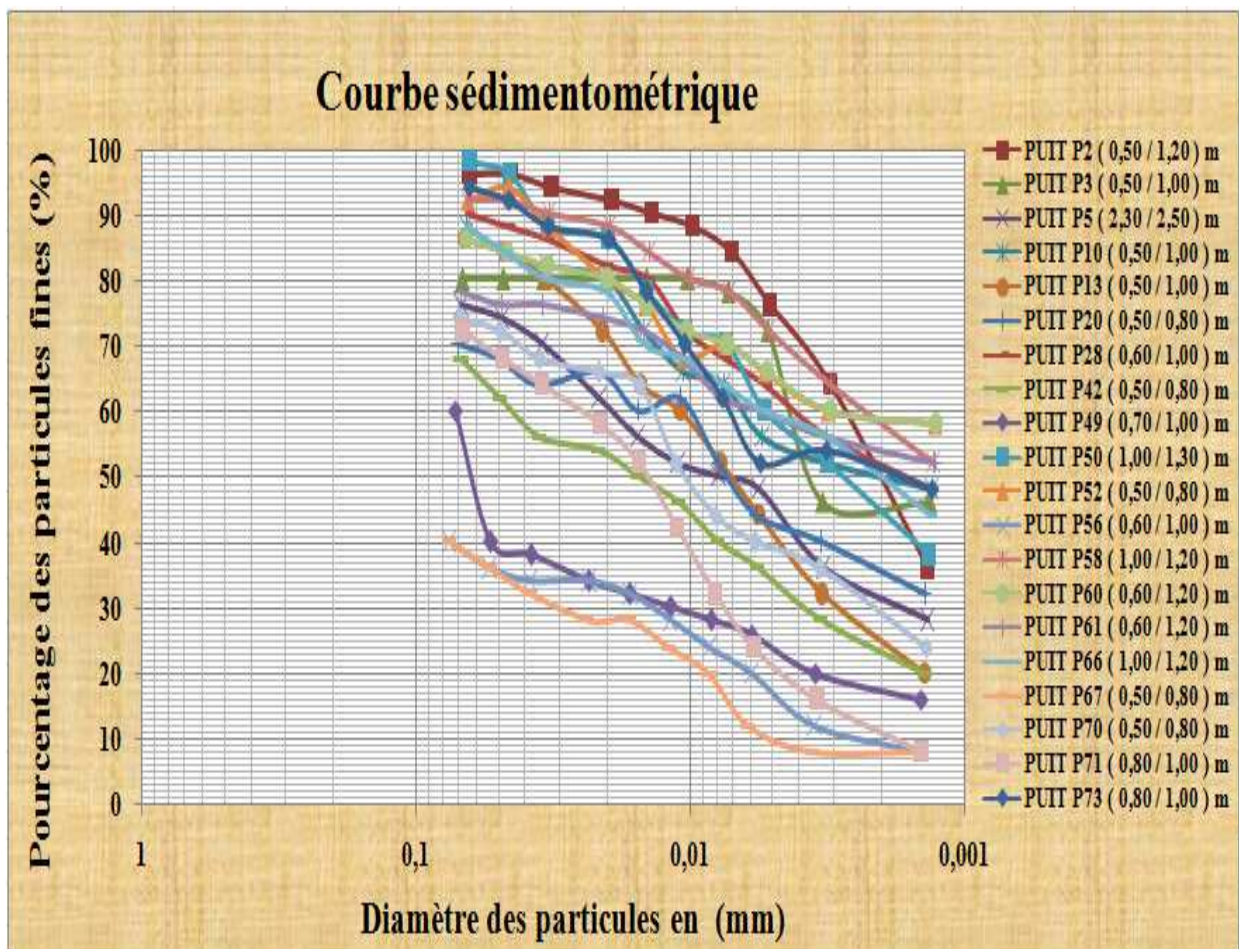


Figure -II.7- : Les résultats de l'analyse granulométrique par sédimentation.

Tableau -II.6- : Le pourcentage des particules inférieures à 2 µm.

Échantillon	Pourcentage des éléments ≤2µm.
P2 (0,50/1,20) m.	36,14
P3 (0,50/1,00) m.	46,17
P5 (2,30/2,50) m.	28,11
P10 (0,50/1,00) m.	48,18
P13 (0,50/0,70) m.	20,08
P20 (0,50/0,80) m.	32,12
P28 (0,60/1,00) m.	48,18
P42 (0,50/0,80) m.	20,08
P49 (0,70/1,00) m.	16,06
P50 (1,00/1,30) m.	38,14
P52 (0,50/0,80) m.	58,22
P56 (0,60/1,00) m.	8,03
P58 (1,00/1,20) m.	52,20
P60 (0,60/1,20) m.	58,22
P61 (0,60/1,20) m.	52,20
P66 (1,00/1,20) m.	44,17
P67 (0,50/0,80) m.	8,3
P70 (0,50/0,80) m.	24,09
P71 (0,50/0,80) m.	8,03
P73 (0,80/1,00) m.	48,18

II.3. La teneur en humidité (N F P94-049)

Comme l'extraction de nos échantillons datait de l'année 2012, ce qui nous empêche de connaître la valeur exacte de la teneur en eau du sol en question à cette date, on a juste calculé l'humidité du site pendant la période des essais. La teneur en eau pondérale d'un sol est le rapport entre la masse d'eau évaporée par séchage et la masse du sol sec. Elle est donnée par la relation indiquée ci-après :

$$W, \text{ en}(\%), = \frac{(Mh - Md)}{Md} \times 100 = \frac{Mw}{Md} \times 100 (\%) \quad \text{Équation (II.11).}$$

Tableau -II.7- : L'état de l'humidité.

Échantillon	Teneur en eau (%)
P2 (0,50/1,20) m.	3,76
P3 (0,50/1,00) m.	4,02
P5 (2,30/2,50) m.	4,20
P10 (0,50/1,00) m.	2,69
P13 (0,50/0,70) m.	3,42
P20 (0,50/0,80) m.	3,08
P28 (0,60/1,00) m.	3,12
P42 (0,50/0,80) m.	1,30
P49 (0,70/1,00) m.	2,42
P50 (1,00/1,30) m.	2,27
P52 (0,50/0,80) m.	2,36
P56 (0,60/1,00) m.	0,70
P58 (1,00/1,20) m.	2,69
P60 (0,60/1,20) m.	2,85
P61 (0,60/1,20) m.	2,07
P66 (1,00/1,20) m.	2,19
P67 (0,50/0,80) m.	0,68
P70 (0,50/0,80) m.	1,39
P71 (0,50/0,80) m.	0,90
P73 (0,80/1,00) m.	1,21

On remarque que certains échantillons gardent une teneur en eau plus élevée par rapport aux autres, cela est dû à la quantité de la fraction fine.

II.4. La consistance

La consistance est un paramètre caractérisant uniquement les sols cohésifs. Elle est d'une importance capitale et a une grande influence sur la résistance aux déformations des sols.

La consistance dépend principalement de la distance qui sépare les particules d'un sol. Elle est déterminée, de façon indirecte, par la mesure de l'indice des vides ou la teneur en eau dans le cas des sols saturés.

Une forte teneur en eau peut diminuer les forces de cohésion en éloignant les particules les unes des autres et par conséquent, la consistance devient molle. Par contre, la diminution de cette dernière rapprochera les particules et augmentera les forces de cohésion entre elles. Dans ce cas, le sol aura une consistance dure et une résistance élevée aux déformations [ROBITAILLE et TREMLAY. 1997]. Il en existe trois états :

II.4.1. L'état solide

Un sol est dit à l'état solide lorsque ses particules sont en contact les unes avec les autres. Cet état se caractérise par la minceur des films d'eau adsorbée qui se touchent et l'absence d'eau libre. Le sol manifeste une très grande résistance au cisaillement et, sous l'effet d'une charge, les déformations sont faibles jusqu'à ce qu'il y ait rupture.

II.4.2. L'état plastique

Lorsque le sol est à l'état plastique, sa teneur en eau est plus grande et ses particules sont plus éloignées les unes des autres. Les films d'eau adsorbée sont beaucoup plus épais, tout en gardant encore un certain contact. Sous l'application de petites charges, le sol se déforme sans fissures. Sa consistance est beaucoup moins importante que celle de l'état solide, c'est un sol qu'on peut façonner à la main.

II.4.3. L'état liquide

Le sol à l'état liquide se reconnaît à la valeur de sa teneur en eau qui est si élevée qu'il n'existe pratiquement aucune cohésion entre les particules, lesquelles sont entourées de leurs films d'eau adsorbée et isolées les unes des autres par l'eau libre. Le sol peut alors se comporter comme un liquide visqueux d'une consistance de moindre importance par rapport à l'état plastique [ROBITAILLE et TREMLAY. 1997].

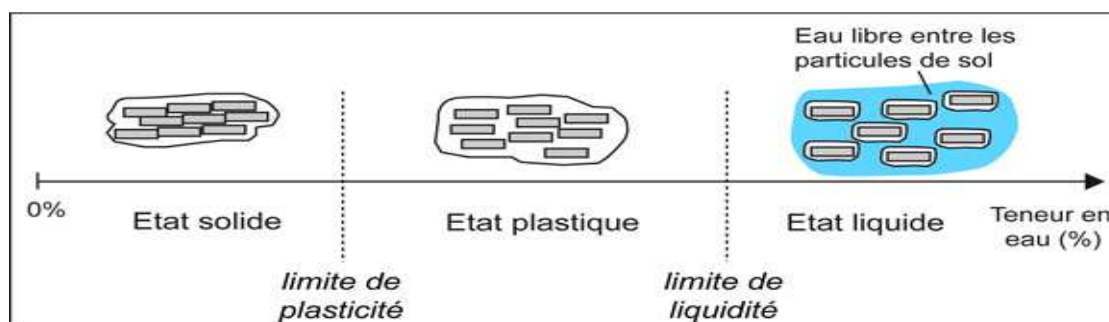


Figure -II.8- : Les états de consistance.

Les teneurs en eau qui délimitent ces trois états de consistance sont appelées limites de consistance ou limites d'Atterberg et sont décrites en II.4.2.

II.4.4. Les limites d'ATTERBERG (NF P 94-051)

Les limites d'**Atterberg** sont des paramètres géotechniques destinés à identifier et à caractériser l'état de consistance d'un sol qui varie continuellement en fonction des conditions d'humidité. Autrement dit, ce sont des teneurs en eau pondérales correspondant à des états particuliers d'un sol. Elles sont utilisées notamment dans la construction routière pour la classification des sols. L'essai est applicable à des éléments de sol passant à travers un tamis d'une dimension nominale de **400 μm** . [NF P 94-051]. Ces limites sont :

- **La limite de liquidité**

La limite de liquidité est une teneur en eau qui sépare l'état liquide de l'état plastique. Elle est fixée conventionnellement comme la valeur de la teneur en eau, exprimée en pourcentage, pour laquelle une rainure de dimensions normalisées se ferme sur une longueur de 1 cm sous l'effet de 25 chocs appliqués au moyen de l'appareil de Casagrande.

- **La limite de plasticité**

La limite de plasticité est la teneur en eau qui sépare l'état plastique de l'état solide. Cette limite est fixée conventionnellement comme la valeur de la teneur en eau, exprimée en pourcentage, pour laquelle un rouleau de sol confectionné manuellement, à dimensions fixées, se fissure.

II.4.4.1. La procédure de l'essai

L'essai s'effectue en deux phases :

- La recherche de la limite de liquidité, à la coupelle ;
- La recherche de la limite de plasticité, au rouleau.



Figure -II.9- : Les matériels utilisés.

Pour la préparation du mortier, une masse de sol, prise après échantillonnage et homogénéisation par brassage, est mise à imbiber dans un récipient d'eau, pendant 24 heures, et tamisée par voie humide au tamis de 400 μm . L'eau de lavage et le tamisât sont recueillis dans un bac. Une fois décantée, l'eau claire est siphonnée sans entrainer les particules solides. L'eau excédentaire est mise à évaporer, à une température ne dépassant pas 50 °C.

II.4.4.1.1. La détermination de la limite de liquidité

L'essai se fait au moyen d'un appareil normalisé, appelé coupelle de Casagrande (figure II.10). Cet appareil est constitué d'une coupelle d'une dizaine de centimètres de diamètre, d'un socle rigide et d'un système cranté permettant de soulever et de laisser retomber la coupelle, d'une hauteur constante fixée à 10 mm, à raison de deux coups par seconde.



Figure -II.10- : L'appareil de Casagrande.

Après le contrôle du fonctionnement de l'appareil et de la pointe de l'outil à rainurer qui doit être inférieure à 2,2 mm, tout en réglant la hauteur de chute de la coupelle, on malaxe la totalité du tamisât afin d'obtenir une pâte homogène et presque fluide (figure II.11).



Figure -II.11- : Le mortier malaxé.

Avec une spatule, on étend une masse de pâte sur la coupelle qui doit être propre et sèche. Cette dernière est étalée en plusieurs couches pour éviter d'emprisonner les bulles d'air, présentant à la fin de l'opération un aspect symétrique (figure II.12).

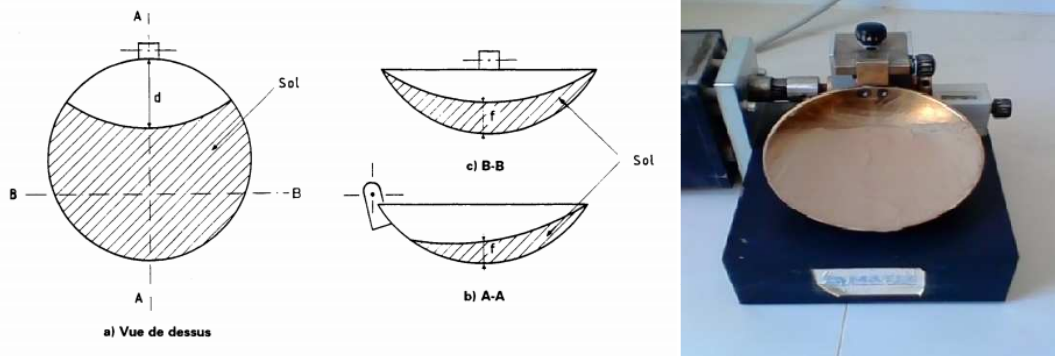


Figure -II.12- : Le remplissage de la coupelle de Casagrande.

Ensuite, on trace une rainure à l'aide de l'outil à rainurer en forme de V, comme indiqué dans la figure (II.13).

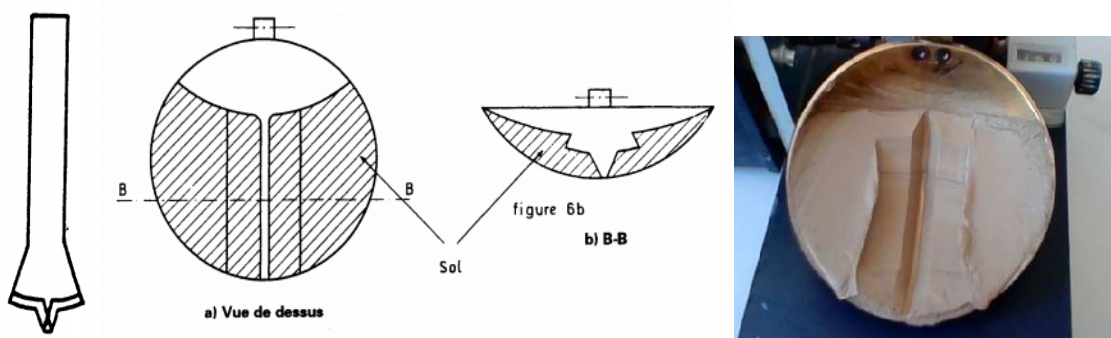


Figure -II.13- : La réalisation de la rainure avec l'outil à rainurer.

On imprime à la coupelle une série de chocs, tout en comptant le nombre qui doit être compris entre 15 et 35, nécessaires pour que les lèvres de la rainure se rejoignent sur une longueur d'environ 1 cm, comme représenté sur la figure (II.14).

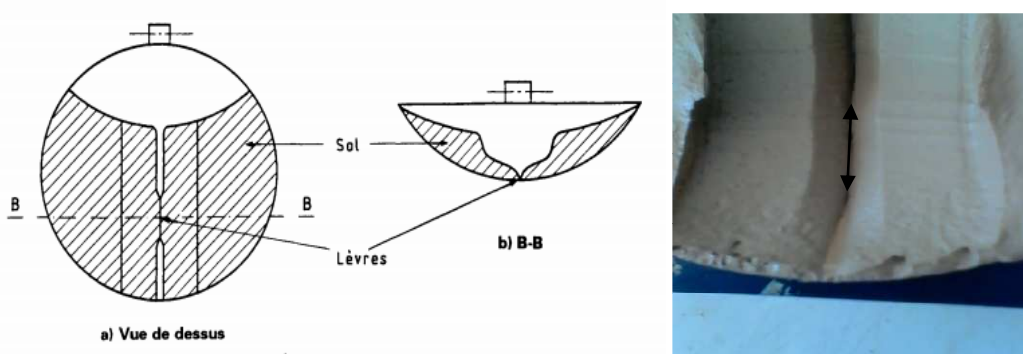


Figure -II.14- : La fermeture de la rainure.

Enfin, on prélève une quantité de mortier de chaque côté des lèvres de la rainure et au voisinage de l'endroit où elles se sont refermées, afin de déterminer la teneur en eau. L'essai

est renouvelé 6 fois pour différentes teneurs en eau obtenues soit par assèchement, soit par addition d'eau, de façon à couvrir une plage de coups allant de 15 à 35.

II.4.4.1.2. La détermination de la limite de plasticité

Pour déterminer la limite de plasticité, on forme une boulette à partir de la pâte préparée. À l'aide de la paume de la main, on roule la boulette sur une plaque lisse de façon à lui donner la forme d'un rouleau, sans creux, qui s'amincit progressivement jusqu'à ce qu'il atteigne $3 \text{ mm} \pm 0,5 \text{ mm}$ de diamètre et une longueur de 10 cm (figure II.15).

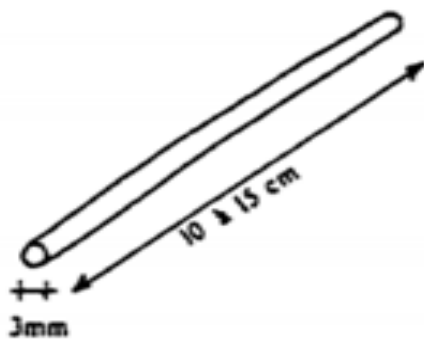


Figure -II.15- : La confection du rouleau.

On estime arbitrairement que le sol a atteint la limite de plasticité lorsque le cylindre se brise en deux segments en le soulevant du milieu sur une hauteur variant de 15 à 20 mm (figure II.16). On pèse alors ces derniers sans tarder et on mesure la teneur en eau. On refait l'opération quatre fois pour chacun des vingt échantillons. La limite de plasticité W_P , exprimée en pourcentage, correspond à la moyenne arithmétique des quatre teneurs en eau obtenues.

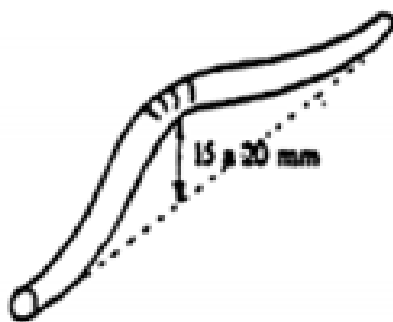


Figure -II.16- : La fissuration et brisure du rouleau.

II.4.4.2. Les résultats et l'interprétation

Sur un graphique, on représente les teneurs en eau W obtenues en ordonnée et le logarithme du nombre de coups N en abscisse. La relation entre ces paramètres permet de tracer une droite. La limite de liquidité W_L est déterminée à partir de cette dernière. Elle correspond à une teneur en eau obtenue pour une valeur N égale à 25. Les résultats sont comme suit :

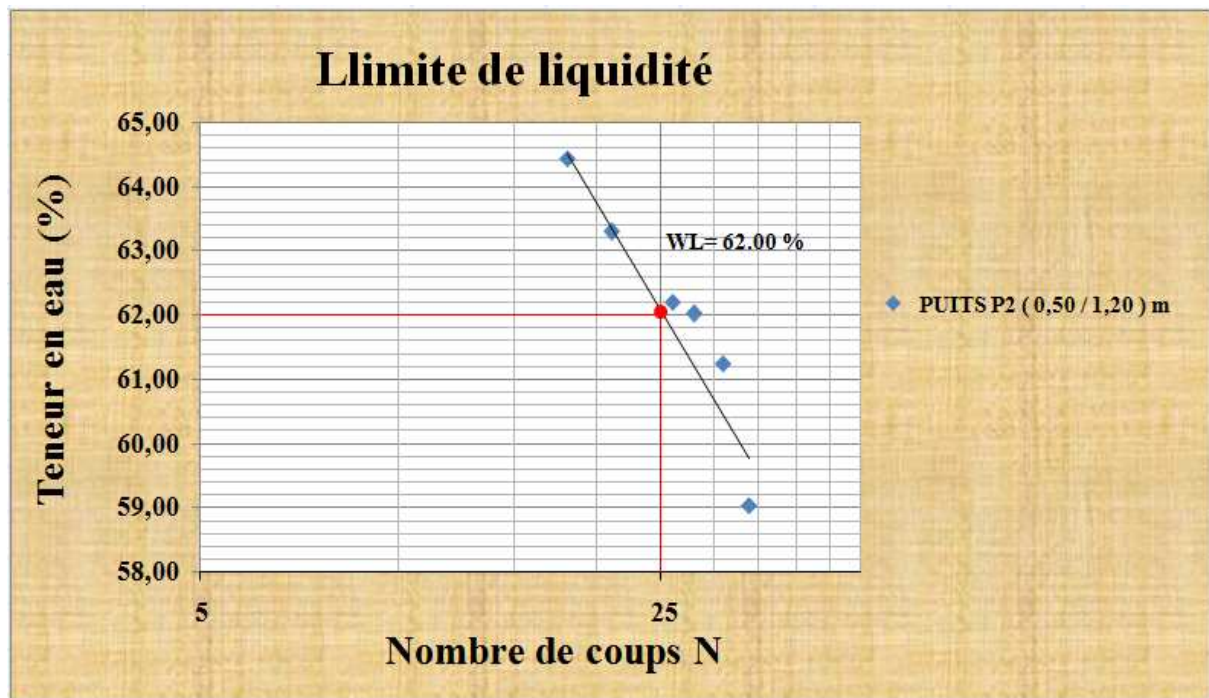


Figure -II.17- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P2 (0,50 / 1,20) m.

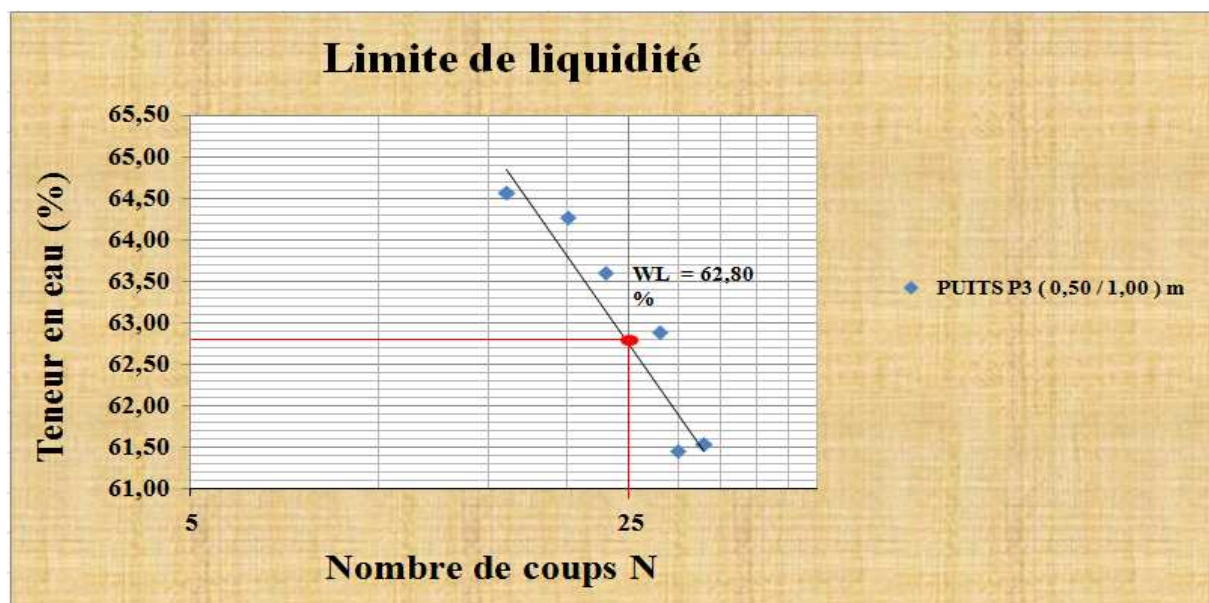


Figure -II.18- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P3 (0,50 / 1,00) m.

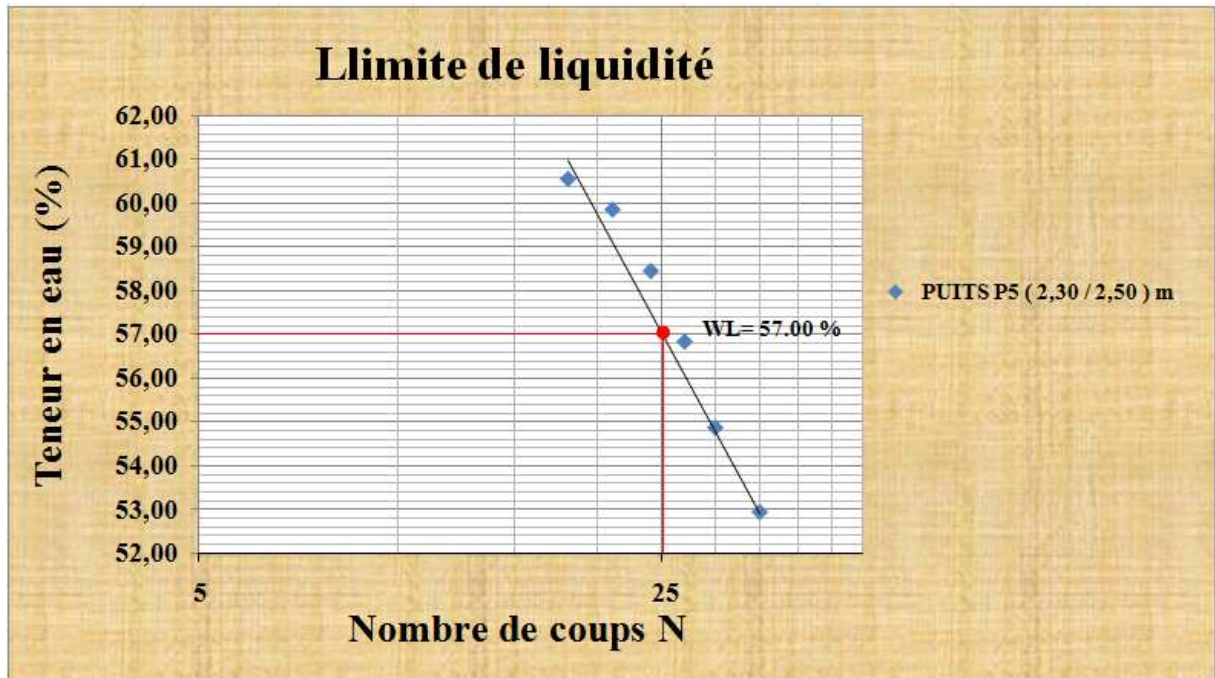


Figure -II.19- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P5 (2,30 / 2,50) m.

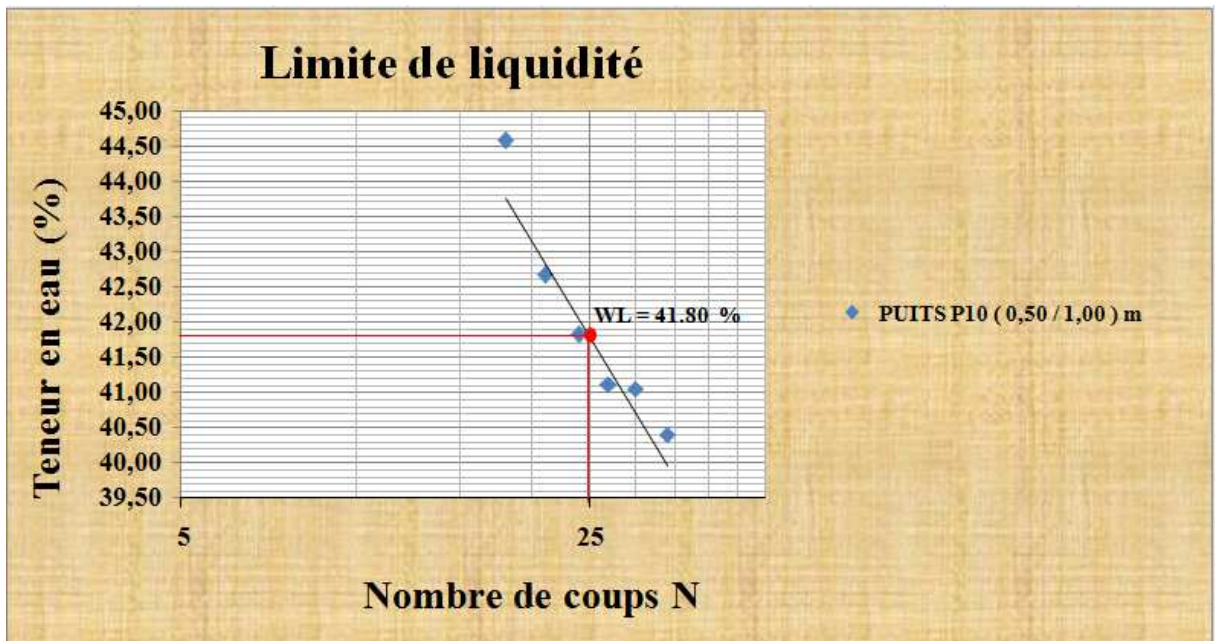


Figure -II.20- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P10 (0,50 / 1,00) m.

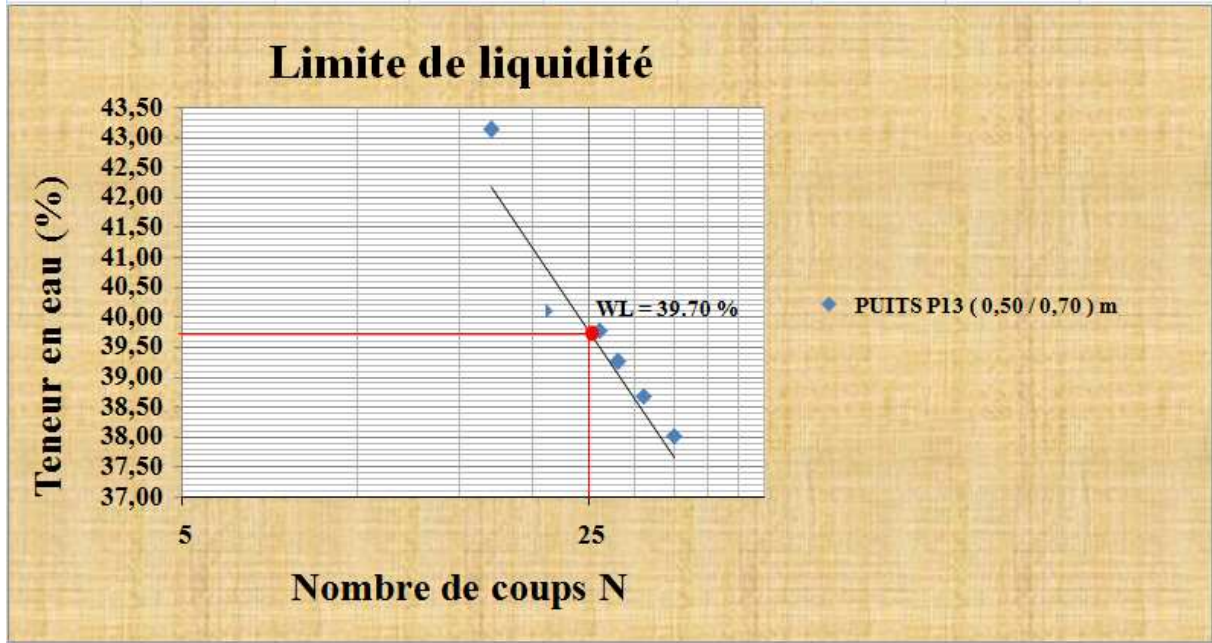


Figure -II.21- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P13 (0,50 / 0,70) m.

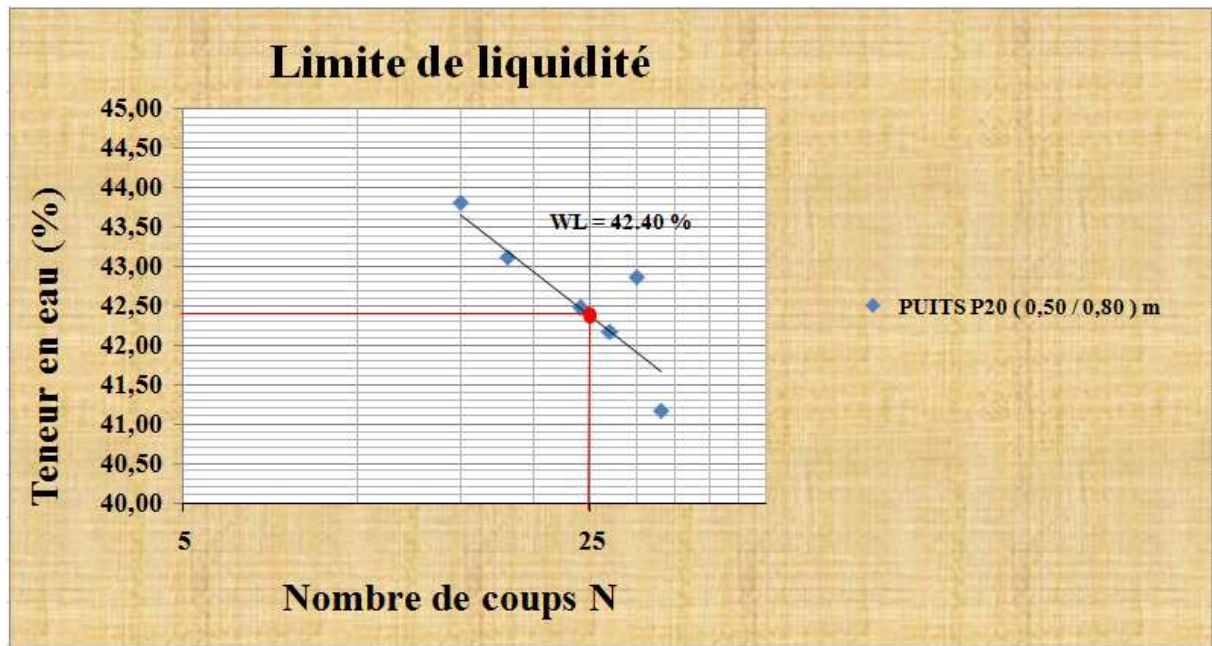


Figure -II.22- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P20 (0,50 / 0,80) m.

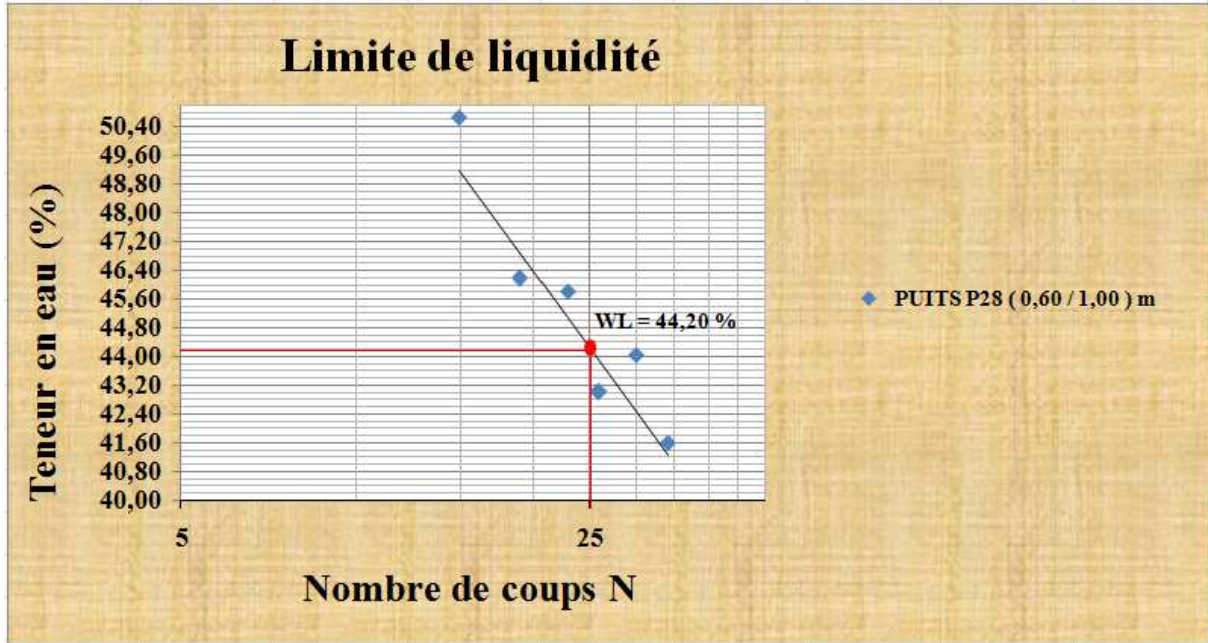


Figure -II.23- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P28 (0,60 / 1,00) m.

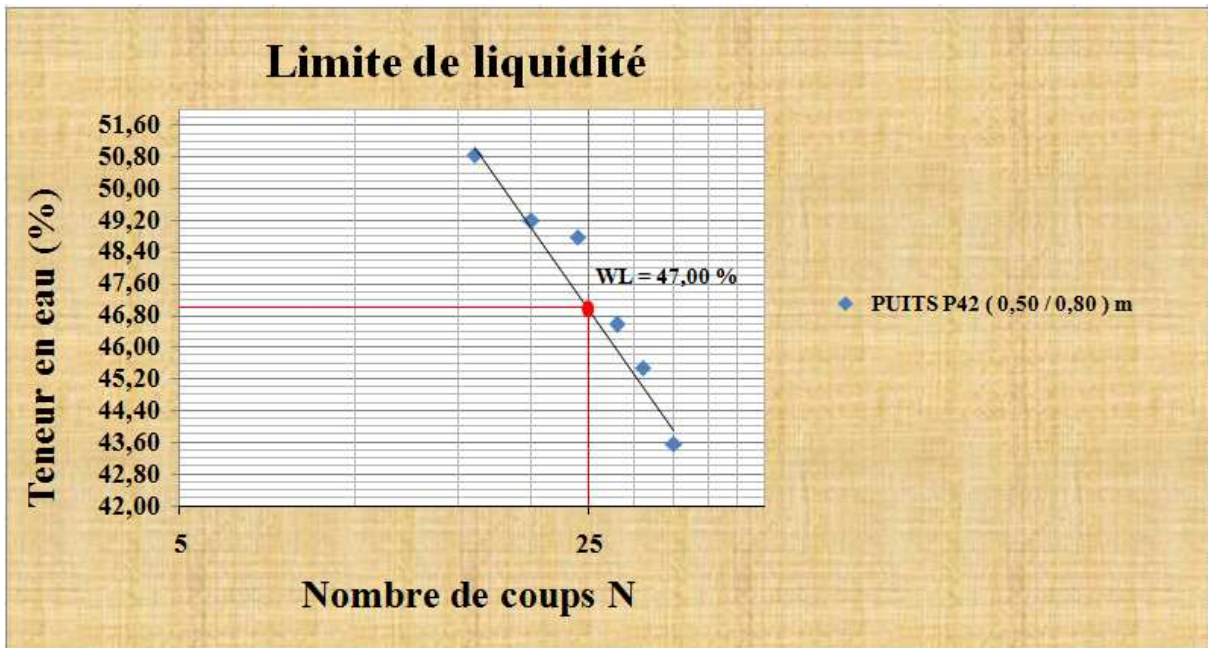


Figure -II.24- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P42 (0,50 / 0,80) m.

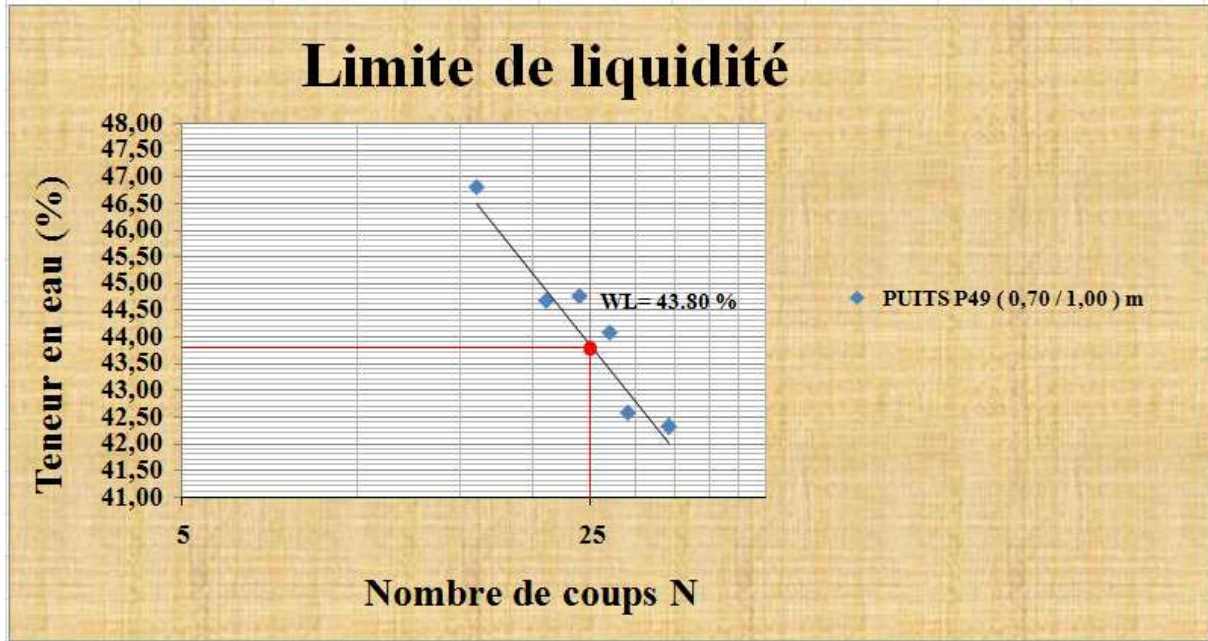


Figure -II.25- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P49 (0,70 / 1,00) m.

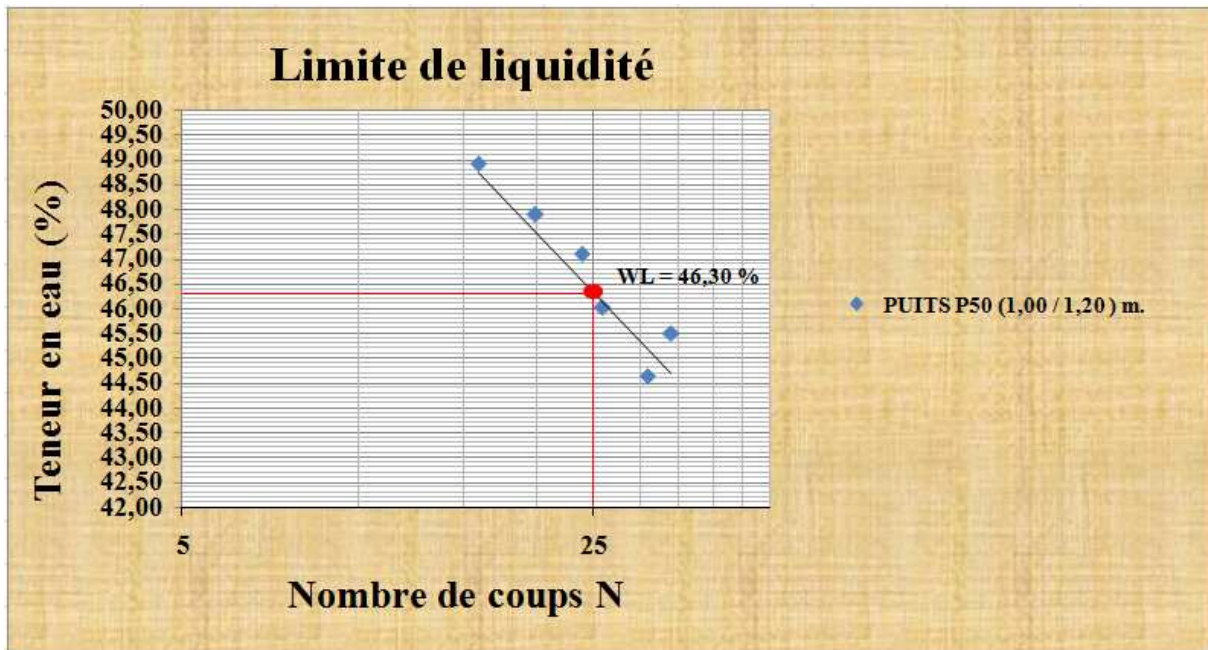


Figure -II.26- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P50 (1,00 / 1,30) m.

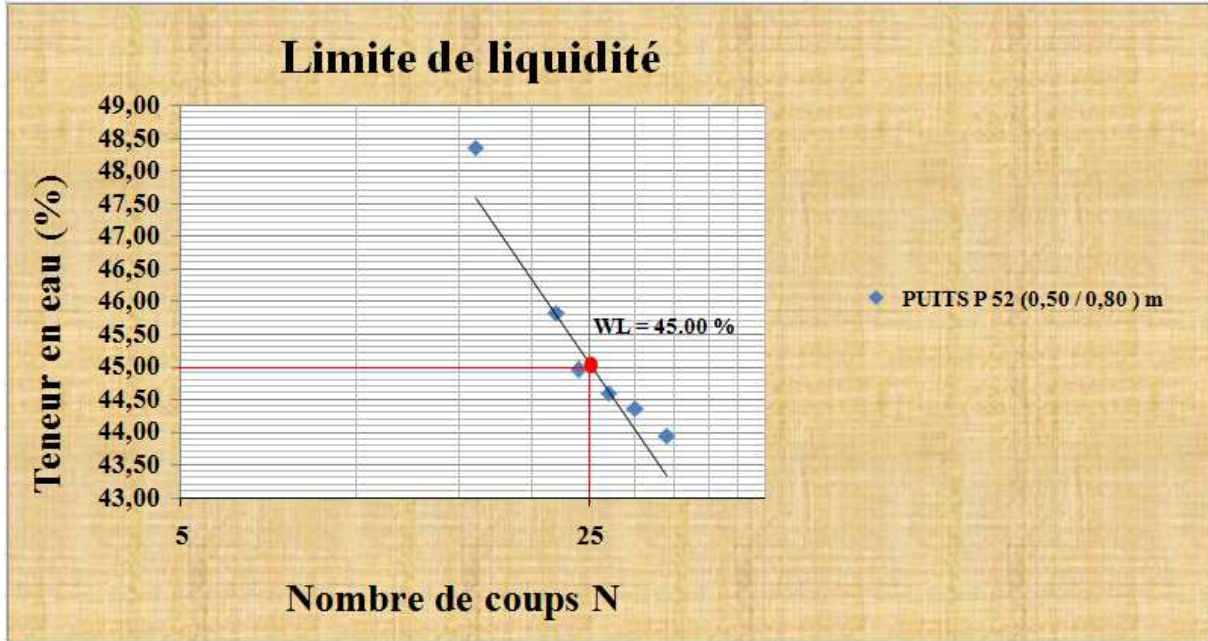


Figure -II.27- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P52 (0,50 / 0,80) m.

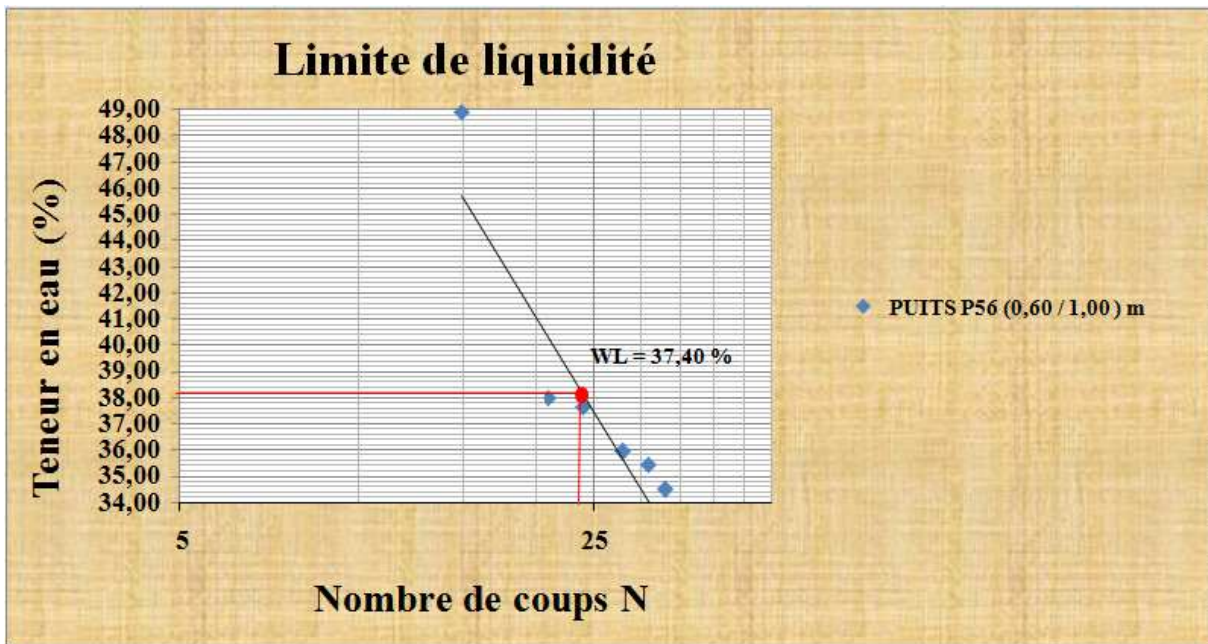


Figure -II.28- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P56 (0,60 / 1,00) m.

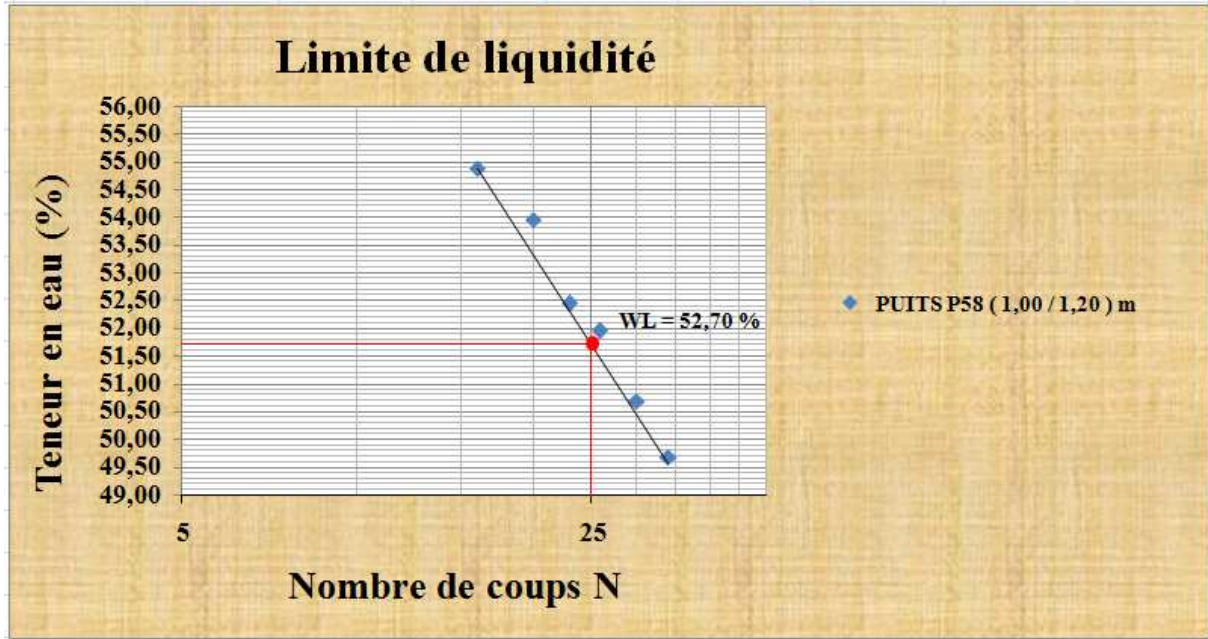


Figure -II.29- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P58 (1,00 / 1,20) m.

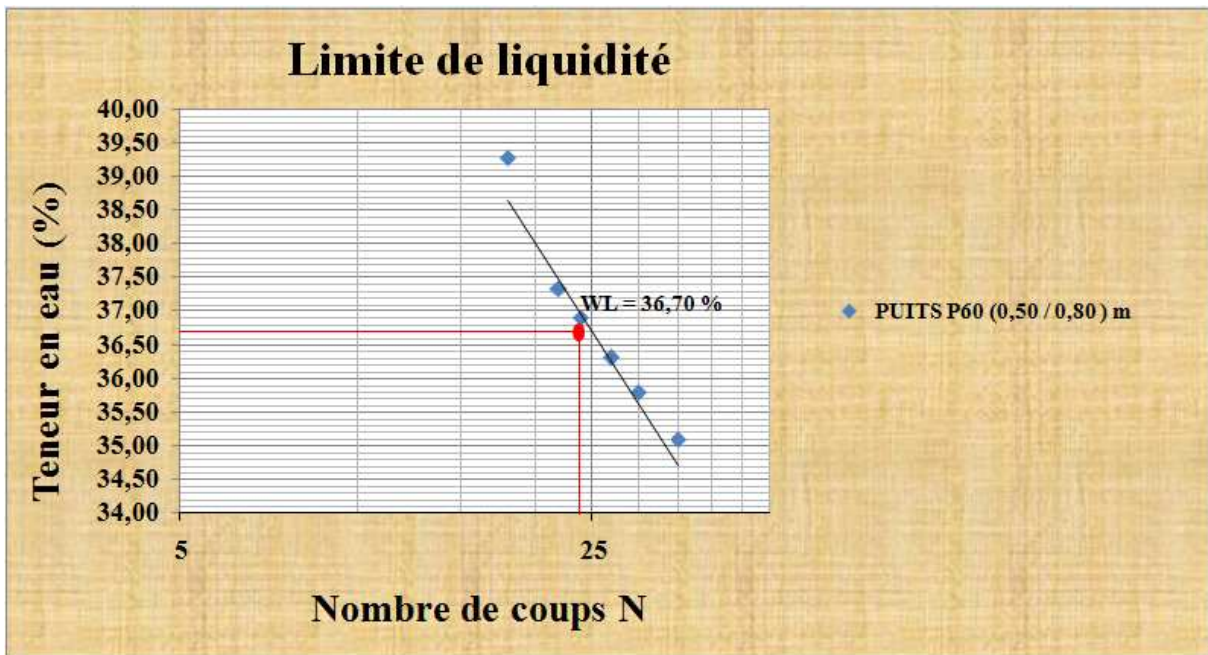


Figure -II.30- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P60 (0,60 / 1,20) m.

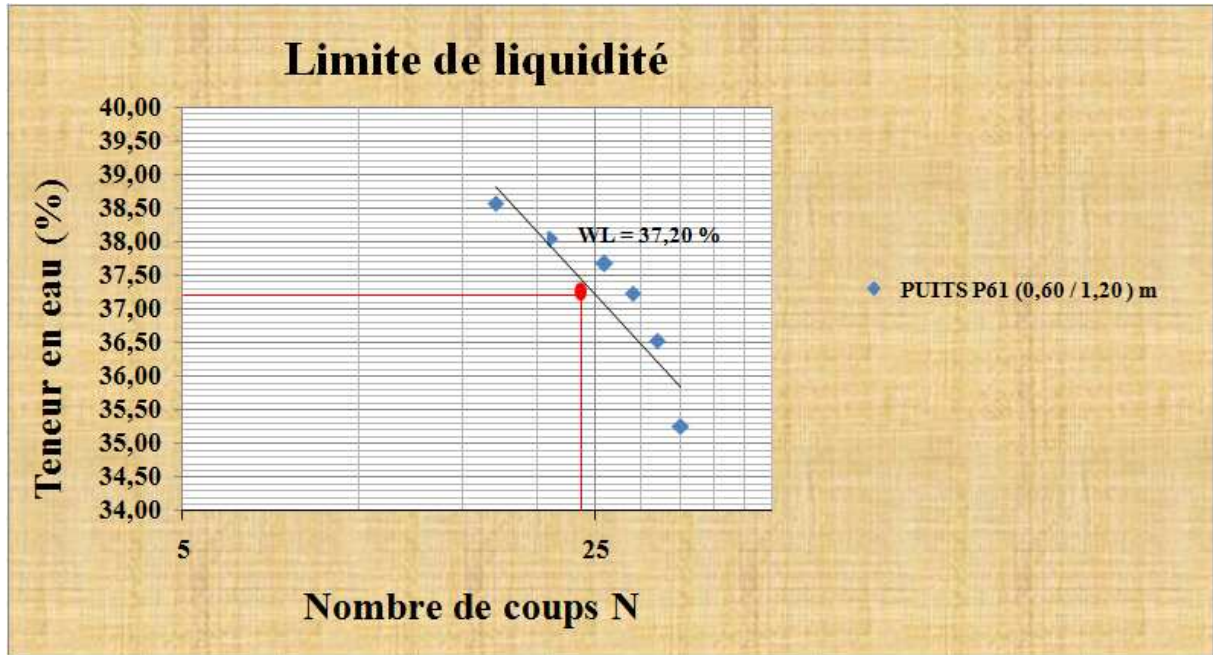


Figure -II.31- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P61 (0,60 / 1,20) m.

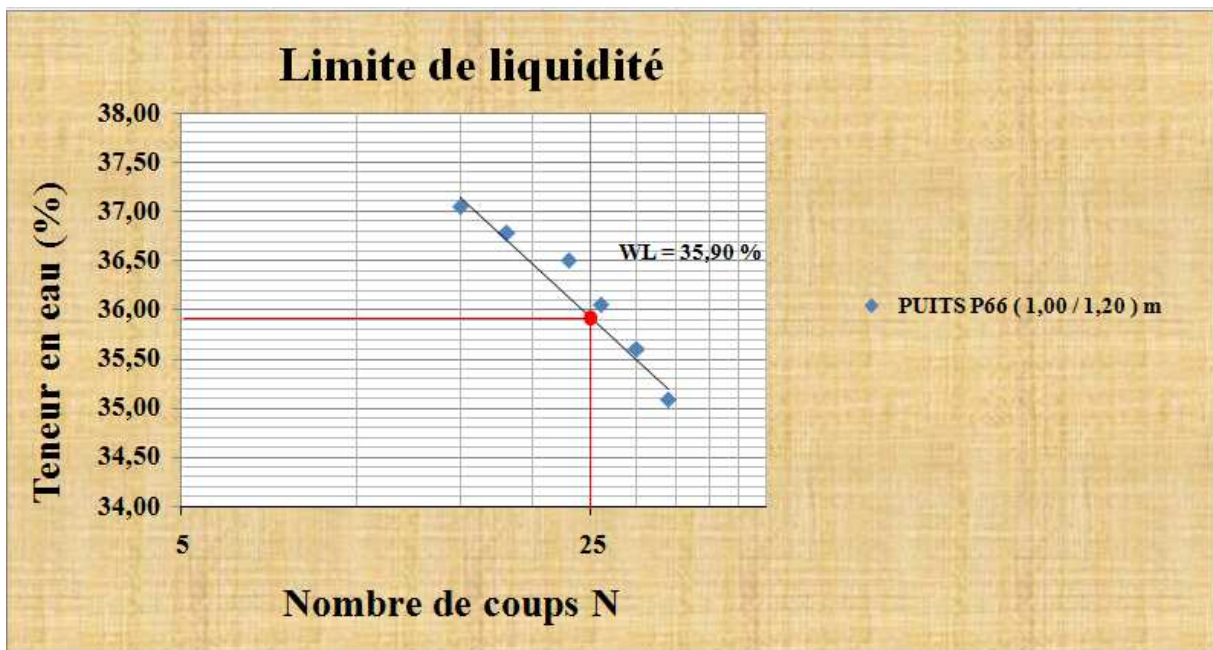


Figure -II.32- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P66 (1,00 / 1,20) m.

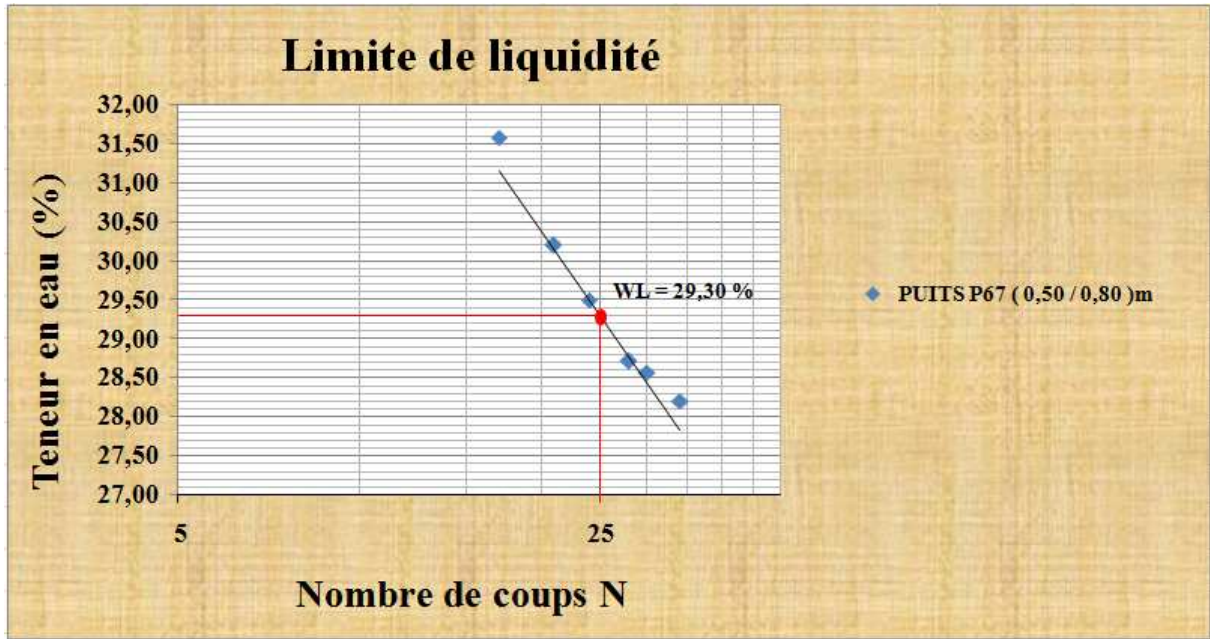


Figure -II.33- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P67 (0,50 / 0,80) m.

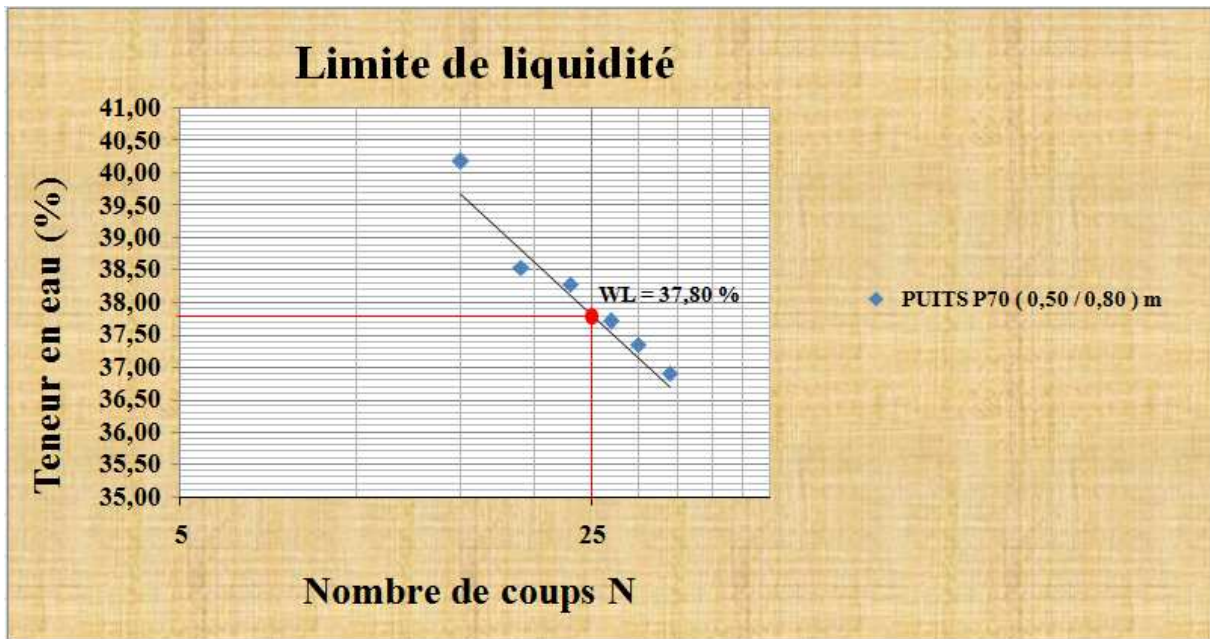


Figure -II.34- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P70 (0,50 / 0,80) m.

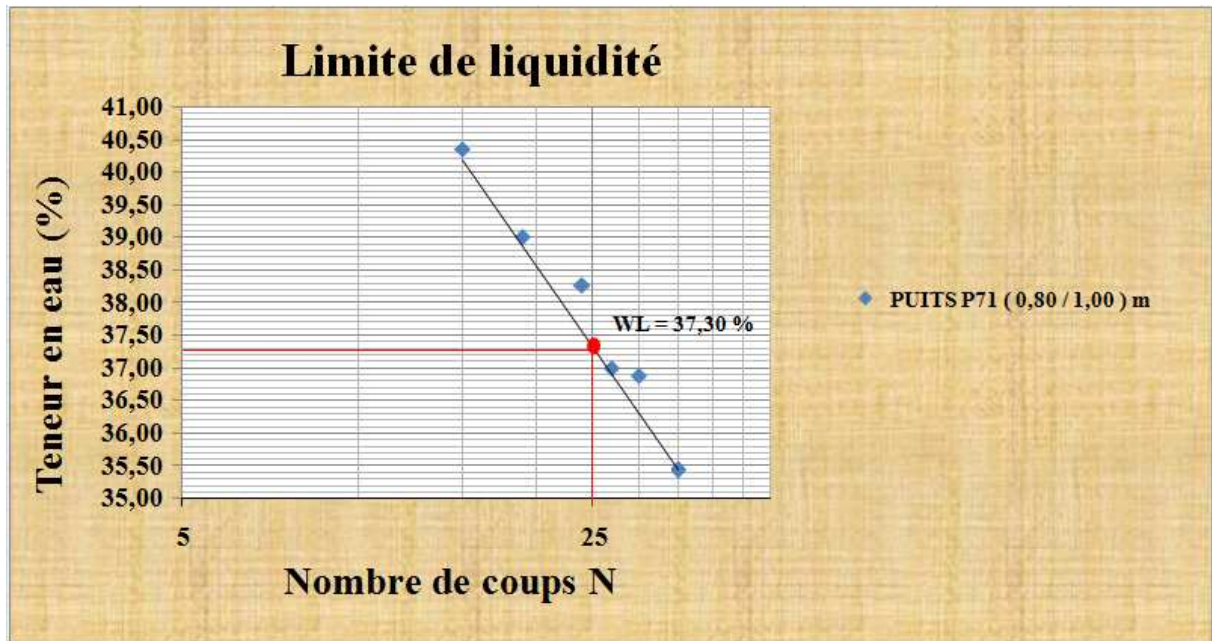


Figure -II.35- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P71 (0,80 / 1,00) m.

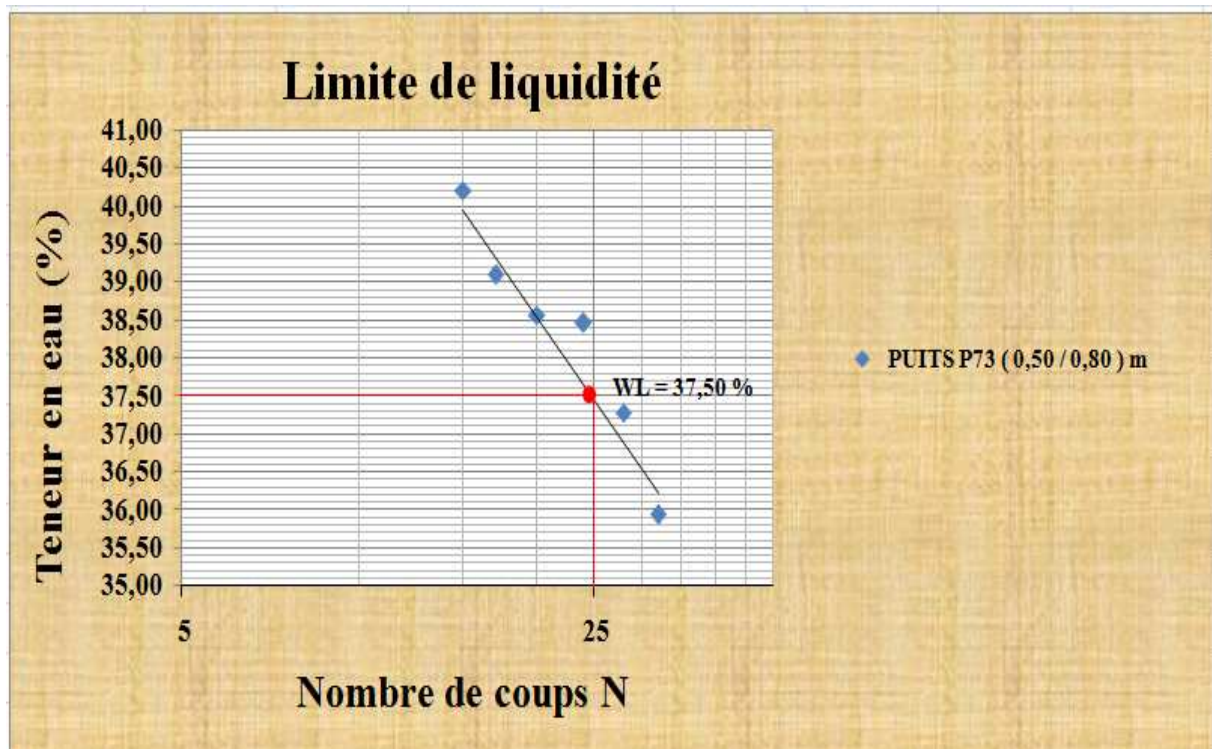


Figure -II.36- : La courbe de la limite de liquidité pour le puits P73 (0,50 / 0,80) m.

II.4.4.2.1. L'indice de plasticité I_P

L'indice de plasticité mesure l'étendue du domaine de plasticité du sol. Il a un intérêt tout à fait fondamental. Il est exprimé par la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité. Il mesure l'étendue de la plage de la teneur en eau dans laquelle le sol se trouve à l'état plastique. Suivant la valeur de leur indice de plasticité, les sols peuvent se classer comme indiqué dans le tableau II.8.

$$I_P = W_L - W_P \qquad \text{Équation (II.12).}$$

Tableau -II.8- : Le degré de plasticité des sols.

Indice de plasticité I_P	Degré de plasticité
$0 < I_P < 5$	Sol non plastique
$5 < I_P < 15$	Sol peu plastique
$15 < I_P < 40$	Sol plastique
$I_P > 40$	Sol très plastique

II.4.4.2.2. L'indice de consistance I_C

L'état d'un sol cohérent plastique s'apprécie également par l'indice de consistance (tableau II.9). L' I_C situe en valeur relative la teneur en eau du sol dans la plage de plasticité. Il croît en même temps que la consistance du sol. En effet, à partir de 1, le sol peut être éventuellement réutilisé en remblai. Il est donné par l'équation suivante :

$$I_C = \frac{WL - W}{I_p} \qquad \text{Équation (II.13).}$$

Tableau -II.9- : L'état du sol en fonction de l'indice de consistance I_C .

Indice de consistance I_C	État du sol
$I_C < 0$	Liquide
$0 < I_C < 0,25$	Pâteux
$0,25 < I_C < 0,50$	Mou
$0,50 < I_C < 0,75$	Ferme
$0,75 < I_C < 1$	Très ferme
$I_C > 1$	Dur

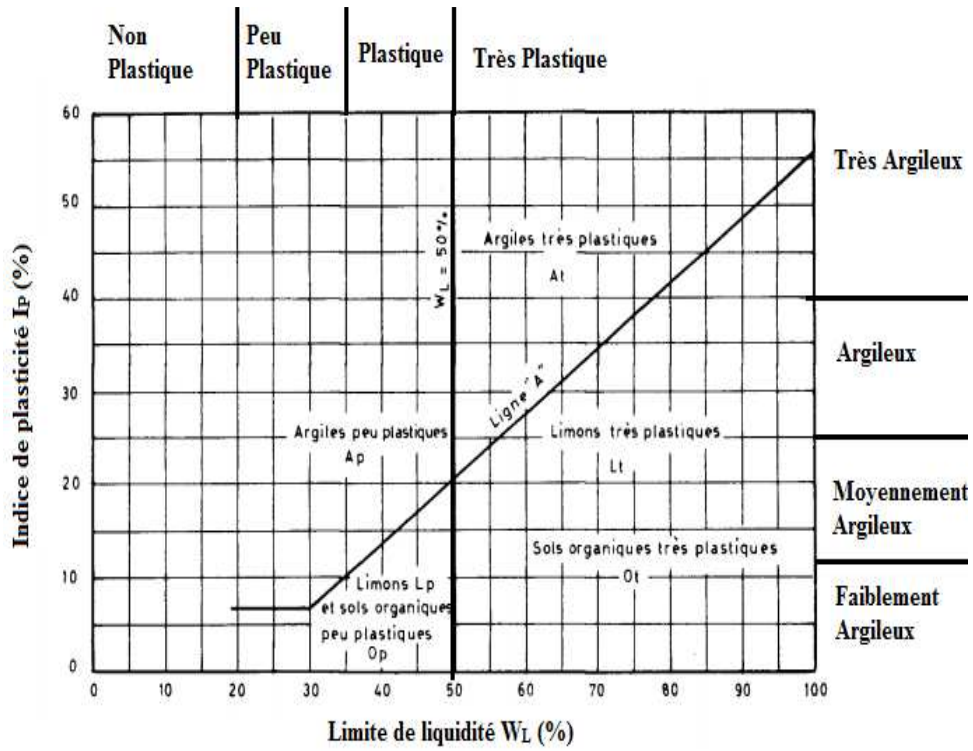


Figure -II.37- : La classification des sols fins sur le diagramme de Casagrande.

En se référant au diagramme de classification des sols fins de Casagrande, on obtient la classification suivante, portée sur le tableau II.10.

Tableau -II.10- : Les résultats des limites d'Atterberg.

Échantillon	W _P (%)	W _L (%)	I _P	I _C	Interprétation
P2 (0,50/1,20) m.	38,83	62,00	23,17	2,51	Limon dur moyennement argileux plastique.
P3 (0,50/1,00) m.	42,05	62,80	20,75	2,83	Limon dur moyennement argileux plastique.
P5 (2,30/2,50) m.	21,75	57,00	35,25	1,50	Argile dure plastique.
P10 (0,50/1,00) m.	26,48	41,80	15,32	2,55	Limon dur moyennement argileux plastique.
P13 (0,50/0,70) m.	30,40	39,70	9,3	3,90	Limon et sols organiques durs faiblement argileux peu plastiques.
P20 (0,50/0,80) m.	30,79	42,40	11,61	3,39	Limon dur faiblement argileux peu plastique.
P28 (0,60/1,00) m.	27,97	44,20	16,23	2,53	Limon dur moyennement argileux plastique.
P42 (0,50/0,80) m.	40,66	47,00	6,34	7,21	Limon et sols organiques durs faiblement argileux peu plastiques.
P49 (0,70/1,00) m.	42,48	43,80	1,32	31,35	Limon et sols organiques durs faiblement argileux non plastiques.
P50 (1,00/1,30) m.	23,13	46,30	23,17	1,90	Argile dure plastique.
P52 (0,50/0,80) m.	32,61	45,00	12,39	3,44	Limon dur faiblement argileux peu plastique.
P56 (0,60/1,00) m.	25,55	37,40	11,85	3,10	Limon dur faiblement argileux peu plastique.
P58 (1,00/1,20) m.	33,54	52,70	19,16	2,61	Limon dur moyennement argileux plastique.
P60 (0,60/1,20) m.	22,48	36,70	14,22	2,38	Argile dure peu plastique.
P61 (0,60/1,20) m.	29,00	37,20	8,2	4,28	Limon et sols organiques durs faiblement argileux peu plastiques.
P66 (1,00/1,20) m.	25,14	35,80	10,66	3,15	Limon et sols organiques durs faiblement argileux peu plastiques.
P67 (0,50/0,80) m.	23,58	29,30	5,72	5,00	Limon et sols organiques durs faiblement argileux peu plastiques.
P70 (0,50/0,80) m.	27,58	37,80	10,22	3,56	Limon et sols organiques durs faiblement argileux peu plastiques.
P71 (0,50/0,80) m.	25,10	37,30	12,2	2,98	Limon dur moyennement argileux peu plastique.
P73 (0,80/1,00) m.	27,91	37,50	9,59	3,78	Limon et sols organiques durs faiblement argileux peu plastiques.

La classification finale des échantillons est faite selon le système unifié USCS, les résultats se résument dans le tableau II.11.

Tableau -II.11- : La classification des sols étudiés.

Échantillon	Symbole USCS.
P2 (0,50/1,20) m.	Sol fin organique plastique (OH)
P3 (0,50/1,00) m.	Sol fin organique plastique (OH)
P5 (2,30/2,50) m.	Argile grasse (CH)
P10 (0,50/1,00) m.	Grave limoneuse (GM)
P13 (0,50/0,70) m.	Grave limoneuse (GM)
P20 (0,50/0,80) m.	Grave limoneuse (GM)
P28 (0,60/1,00) m.	Sol fin organique plastique (OL)
P42 (0,50/0,80) m.	Grave limoneuse (GM)
P49 (0,70/1,00) m.	Sol fin organique non plastique (OL)
P50 (1,00/1,30) m.	Grave argileuse (GC)
P52 (0,50/0,80) m.	Sol fin organique peu plastique (OL)
P56 (0,60/1,00) m.	Sol fin organique peu plastique (OL)
P58 (1,00/1,20) m.	Sol fin organique plastique (OH)
P60 (0,60/1,20) m.	Sol fin organique peu plastique (OL)
P61 (0,60/1,20) m.	Grave limoneuse (GM)
P66 (1,00/1,20) m.	Grave limoneuse (GM)
P67 (0,50/0,80) m.	Grave limoneuse (GM)
P70 (0,50/0,80) m.	Grave limoneuse (GM)
P71 (0,50/0,80) m.	Sol fin organique peu plastique (OL)
P73 (0,80/1,00) m.	Grave limoneuse (GM)

II.5. Le poids volumique des particules solides

Lors de l'essai de détermination du poids volumique des particules solides du sol, au moyen d'un pycnomètre, la présence des bulles d'air emprisonnées entre les grains a complètement biaisé les résultats. C'est pour cette raison qu'on a pris une valeur de γ_s égale à $26,5 \text{ KN/m}^3$.

II.6. Conclusion

Les résultats de l'analyse granulométrique montrent que les sols dont la portion fine est faible sont constitués de graves limoneuses faiblement à moyennement argileuses peu plastiques. Les sols contenant une quantité de poudre supérieure à 50% sont considérés comme étant des argiles et des limons argileux plastiques. On constate la présence de la matière organique, confirmée par une couleur foncée et une odeur caractéristique, au niveau de la plupart des échantillons ainsi que la présence de la matière fibreuse d'origine végétale.

D'après ROBITAILLE et TREMLAY. 1997, les sols organiques retiennent de l'humidité, ce qui nous permet de déduire que la teneur en eau élevée observée pour certains échantillons n'est pas seulement due aux taux élevés de minéraux argileux contenus dans ces derniers, mais aussi à la présence de la matière organique. Malheureusement, ce genre de sols ne présentent aucun intérêt dans la construction puisqu'ils sont très compressibles et ne développent pratiquement aucune capacité de support, selon ROBITAILLE et TREMLAY. 1997.

III.1. Introduction

Les sols sont des résidus de l'altération physique et chimique de différents types de substrats, rocheux ou meubles. La composition minéralogique des sols dépend directement de celle de la roche mère. Cependant, la dégradation chimique qu'elle subit peut en apporter des modifications. Les sols fins désignent en général les argiles, les silts et les limons, selon la classification granulométrique.

Le terme argile a une double signification, le premier sens est relatif aux minéraux, alors que le second fait référence à la dimension des particules. Il désigne d'abord un mélange de minéraux argileux (feldspaths, quartz ...etc.), associés à des impuretés (oxyde de fer, titane ...etc.). Par ailleurs, ce mélange est caractérisé par une certaine plasticité et des grains ayant une taille inférieure à 2 μm . Le mot argile désigne ensuite les débris les plus fins de la désagrégation physique des roches, appelés la farine de roche ($d < 2 \mu\text{m}$). Cette farine peut contenir une proportion de minéraux argileux plus ou moins importante.

L'identification des minéraux argileux se fait au moyen de diverses méthodes telles que la Diffraction aux Rayons-X (DRX), la Microscopie à Transmission Électronique (MET) et la Microscopie Électronique à Balayage (MEB). Ces dernières sont des techniques utilisant des technologies très onéreuses. Le calcul de la surface spécifique (Ss) est une autre approche qui permet d'identifier la nature des minéraux contenus dans le sol.

Dans ce chapitre, et pour définir les différents minéraux argileux constituant nos échantillons, on utilise la méthode de la Microscopie Électronique à Balayage (MEB) ainsi que l'essai au bleu de méthylène qui permet de déterminer la surface spécifique de ces minéraux argileux.

III.2. Les minéraux argileux

Les minéraux argileux sont des aluminosilicates hydratés à structure lamellaire (feuillet) [DURVILLE Jean-Louis, POTHERAT Pierre, 1997]. Ils sont organisés en couches planes infinies constituées d'unités structurales tétraédriques (T) et octaédriques (O) reliées par leurs sommets. Ce type de structure à très grande surface spécifique associée à des caractéristiques physico-chimiques très particulières, explique la capacité des argiles à admettre de nombreux échanges de cations et d'anions dans le réseau ou bien adsorbés en surface [BELMARI Zehira, 2008].

III.3. Les structures et classification des minéraux argileux

La structure des minéraux silicatés est bâtie sur l'agencement des ions oxygène. Ceux-ci sont groupés autour du silicium sous forme de tétraèdres (SiO_4^{4-}) et autour de l'aluminium sous forme de tétraèdres et d'octaèdres (figure III.1.). Les minéraux argileux correspondent à des silicates en feuillets (phyllosilicates) qui ont tous en commun, suivant le plan cristallographique, une trame silicatée de formule générale $(\text{SiAl})_4\text{O}_{10}/(\text{OH})_2$. Toutefois, leur architecture selon la normale à ce plan peut être différente et c'est elle qui détermine les divers groupes de minéraux argileux [LI Xiang-Ling, 1999].

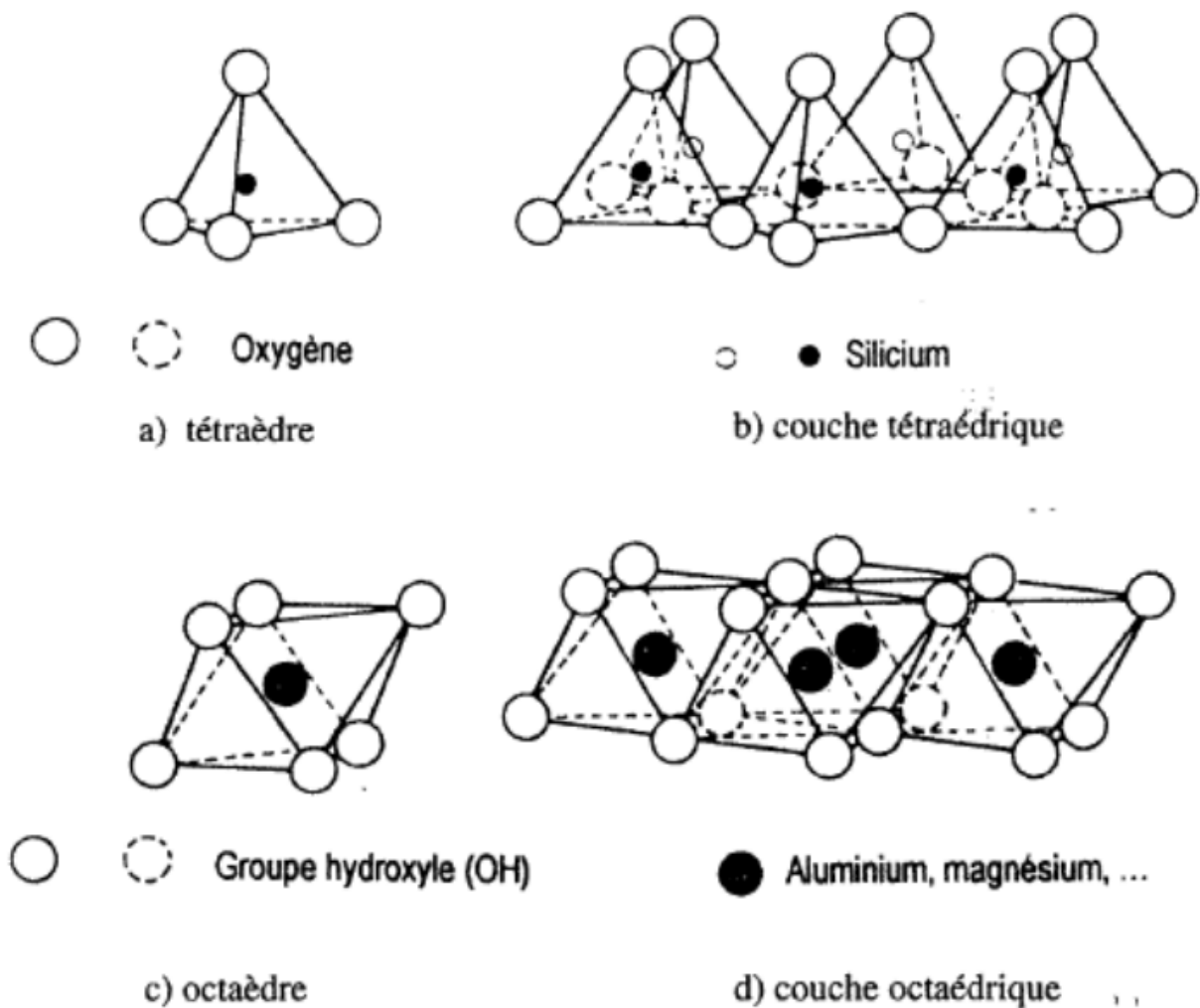


Figure -III.1. - : Les couches tétraédrique et octaédrique (d'après Mitchell, 1976).

Les couches sont composées soit de tétraèdres (Te), soit d'octaèdres (Oc) liés entre eux dans le plan (x, y). Des substitutions sont possibles dans les couches tétraédriques et octaédriques : remplacement de Si^{4+} par Al^{3+} , d' Al^{3+} par Fe^{2+} , Fe^{3+} ou Mg^{2+} . En fonction de ces substitutions et de la charge négative obtenue, divers cations (K^+ , Na^+ , Ca^{++}) se placent entre les feuillets [DURVILLE Jean-Louis, POTHERAT Pierre, 1997].

Les feuillets sont constitués de couches tétraédriques (Te) auxquelles sont toujours associées des couches octaédriques (Oc). On distingue différents types d'agencement des feuillets [LI Xiang-Ling, 1999] :

III.3.1. Les minéraux de type 1:1 (Te-Oc)

Leur structure consiste en un feuillet tétraédrique «T» juxtaposé à un autre octaédrique « O » reliés par leurs bases. L'équidistance caractéristique est d'environ 7,1Å. Ce type constitue le groupe de la kaolinite [BELMARI Zehira, 2008].

III.3.2. Les minéraux de type 2:1 (Te-Oc-Te)

Ils sont formés d'une couche octaédrique encadrée de deux couches tétraédriques. L'équidistance caractéristique varie de 10 à 15Å selon le contenu de l'inter-feuillet. Ces types d'argiles correspondent aux groupes du talc, des smaltites, des vermiculites et celui des micas [BELMARI Zehira, 2008].

III.3.3. Les minéraux de type 2:1:1 (Te-Oc-Te-Oc)

Cette structure est similaire à la précédente mais l'espace inter-foliaire est occupé par une couche d'octaèdres. L'équidistance caractéristique est alors de 14 Å environ. Ce type forme le groupe du chlorite [BELMARI Zehira, 2008].

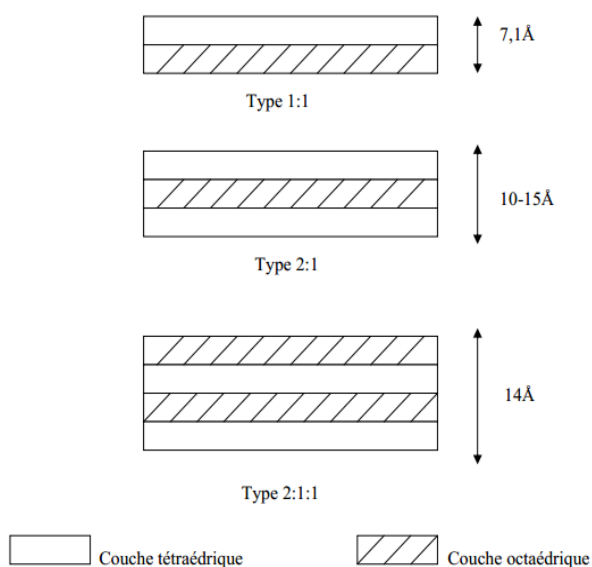


Figure -III.2- : Les structures des minéraux argileux.
(BELMARI Zehira, 2008).

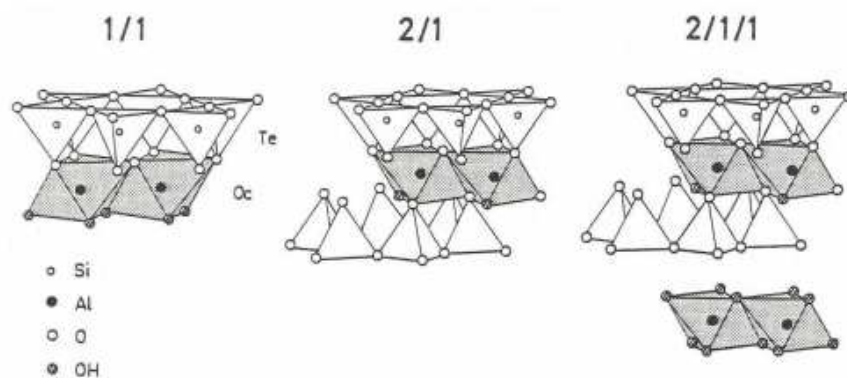


Figure -III.3- : Les types de feuillets.
(<http://www.ulb.ac.be/sciences/lagev>).

III.4. Les types de minéraux argileux

Les variations de la structure en feuillets de base sont à l'origine d'une douzaine de minéraux argileux identifiés jusqu'à maintenant. Toutefois, dans le domaine de l'ingénierie on relève que les minéraux argileux les plus courants, contenus dans les sols dits argileux, sont les kaolinites, les illites et les montmorillonites. Ces minéraux sont illustrés à la figure III.4 [KONRAD Jean-Marie, GABEZAS Fabian Alonso Valencia, 2008].

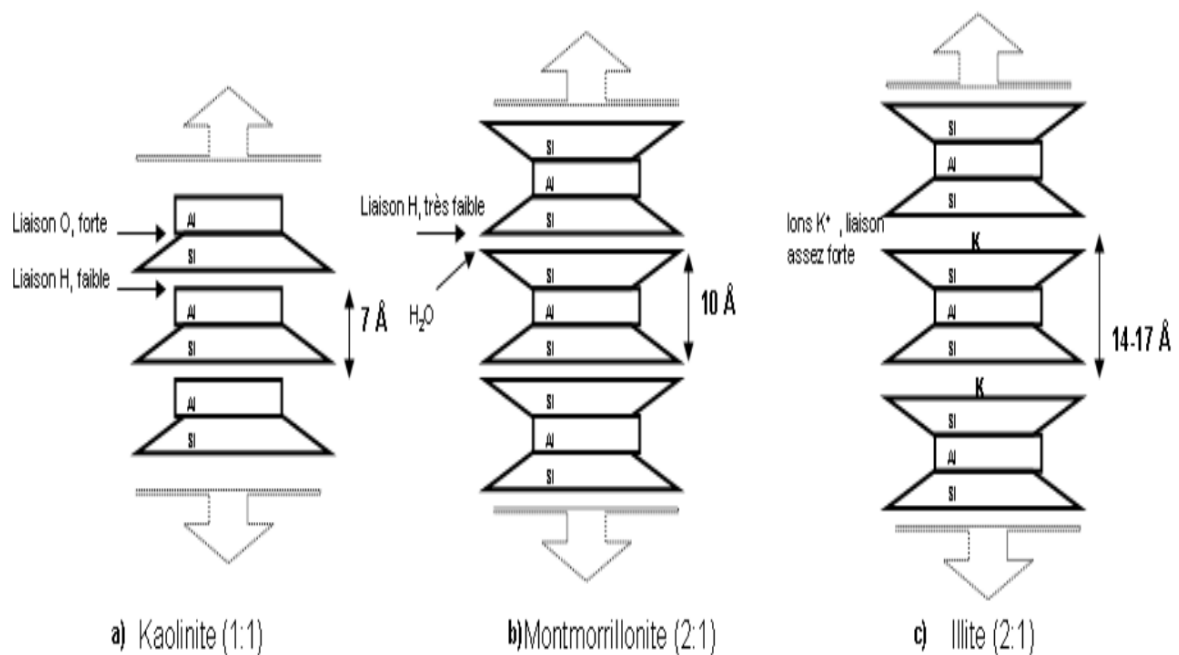


Figure -III.4- : Les types de structures des minéraux argileux

(D'après Lambe (1953)).

III.4.1. La kaolinite

Le nom kaolinite vient du mon Kauling, qui désigne le haut sommet d'une colline située près de Jaucha Fu, en Chine. C'est à cet endroit, il y a quelques siècles, qu'on a découvert cette argile blanchâtre [ROBITAILLE et TREMLAY. 1997].

La kaolinite est formée d'une succession de couches alternées de feuillets en tétraèdre et de feuillets en octaèdre qui renferme des atomes d'aluminium. Les deux feuillets sont liés de telle manière qu'ils forment une seule couche, dite élémentaire, d'épaisseur d'environ 7 Å (0,7 nm) qui peut s'étendre considérablement en longueur et en largeur [KONRAD Jean-Marie, GABEZAS Fabian Alonso Valencia, 2008]. Les couches sont maintenues ensemble par des liens d'hydrogène agissant sur les hydroxyles des feuillets octaédriques et sur les atomes d'oxygènes des feuillets tétraédriques. Ces liens d'hydrogène, étant forts, empêchent l'infiltration d'eau entre les couches, qui peuvent alors s'empiler pour former des minéraux argileux très stables et relativement épais. C'est pourquoi la kaolinite a une surface spécifique inférieure à celle de la plupart des minéraux, ne dépassant pas 20 à 30 m²/mg. Les

phénomènes de surface sont donc peu intenses. Autrement dit, ces minéraux sont relativement inactifs [ROBITAILLE et TREMLAY. 1997].

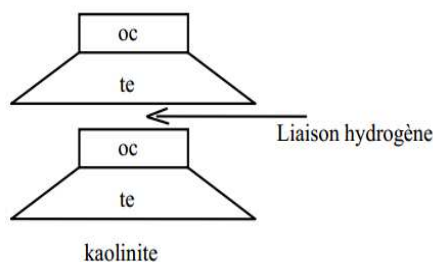


Figure -III.5- : La représentation schématique de l'unité structurale de la kaolinite.

[LI Xiang-Ling, 1999].

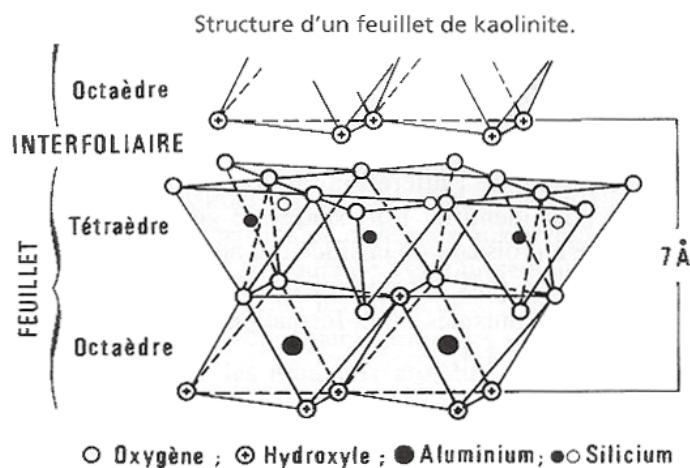


Figure -III.6- : La structure d'une kaolinite.

(<http://www.normalesup.org>).

III.4.2. La montmorillonite

La montmorillonite est un minéral argileux abondant qui a été découvert à Montmorillon, en France. Elle est formée de couches élémentaires constituées de deux feuillets tétraédriques placés de part et d'autre d'un feuillet octaédrique contenant des atomes d'aluminium (gibbsite). Elle porte parfois le nom de **smectite** [ROBITAILLE et TREMLAY. 1997].

Les couches élémentaires de la montmorillonite ont une épaisseur d'environ 0,96 nm et, comme celles de la kaolinite, elles peuvent s'étendre considérablement en longueur et en largeur. Des molécules d'eau fortement attirées vers les surfaces chargées des feuillets tétraédriques assurent les liens entre les couches (figure III.7) Ces liens demeurent cependant plutôt faibles, car lorsque la quantité d'eau augmente dans le sol, les molécules d'eau peuvent s'infiltrer très facilement entre les couches et les séparer. Cette possibilité de « gonflement » des espaces inter-foliaires conduit à désigner ces argiles par le terme d'argiles gonflantes.

Ainsi, ces argiles se caractérisent par une très grande activité électrochimique au niveau de leur surface, compte tenu du nombre élevé de substitutions isomorphes qui surviennent, surtout dans le feuillet octaédrique, là où les atomes de magnésium ou de fer peuvent remplacer les atomes d'aluminium. De plus, la grande surface spécifique des particules, qui peut dépasser $150 \text{ m}^2/\text{g}$, contribue à y accroître la quantité des charges électriques négatives, ce qui donne une grande importance aux phénomènes de surface. La montmorillonite appartient ainsi à la famille des minéraux argileux actifs [ROBITAILLE et TREMLAY, 1997].

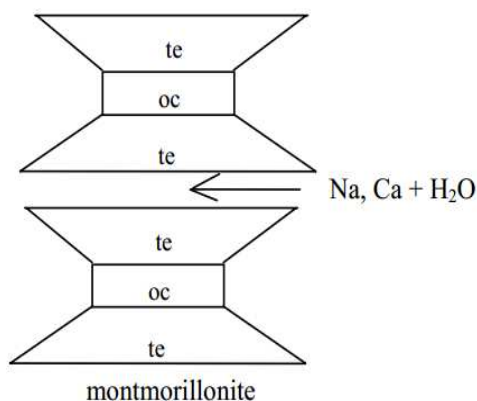


Figure -III.7- : La représentation schématique de l'unité structurale de la montmorillonite.

[LI Xiang-Ling, 1999].

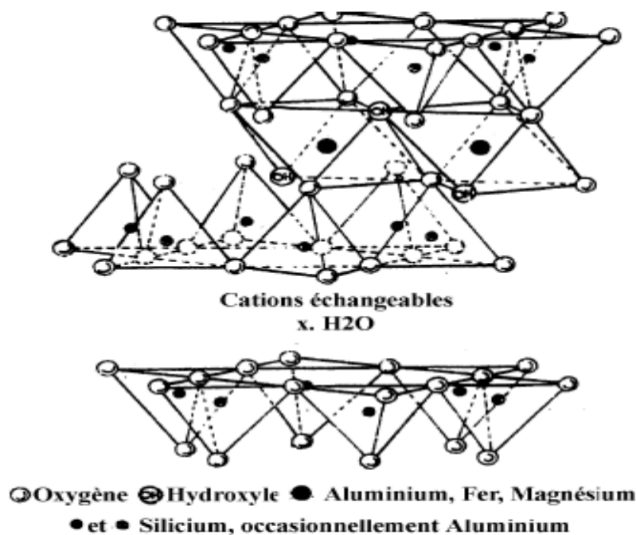


Figure -III.8- : La structure d'une montmorillonite.

(AMIROUCHE Leila, 2011).

III.4.3. L'illite

L'illite a été identifiée pour la première fois à l'université de l'Illinois par le professeur R.E. Grim. On la considère comme un des minéraux argileux les plus abondants sur la terre [ROBITAILLE et TREMLAY. 1997].

La structure de l'illite ressemble à celle de la montmorillonite puisque ses couches élémentaires, dont l'épaisseur atteint 1 nm (10 Å), sont elles aussi formées d'un feuillet octaédrique emprisonné entre deux feuillets tétraédriques. La différence réside au niveau des liens qui unissent les couches élémentaires qui sont assurés, dans le cas de l'illite, par des atomes de potassium (k) (figure III.9). Bien qu'étant plutôt forts comparativement à ceux de la montmorillonite, ils demeurent inférieurs aux liens d'hydrogène de la kaolinite [ROBITAILLE et TREMLAY. 1997].

Les espaces qui se trouvent entre les feuillets peuvent être vides ou remplis. Ils sont vides lorsque les différents feuillets sont neutres, ou ils sont occupés par des cations dès que l'empilement présente un déficit de charge. Les cations les plus fréquents sont le calcium (Ca^{2+}), le magnésium (Mg^{2+}), le potassium (K^+), le sodium (Na^+) et le lithium (Li^+). L'activité électronique de l'illite est plus importante que celle de la kaolinite. En effet, étant donné le nombre de ses substitutions isomorphes et sa surface spécifique, qui sont plus grandes que celles de la kaolinite, on trouve plus de charges négatives à la surface de ses particules qui sont elles mêmes plus actives en présence d'eau. Cette activité est toutefois bien inférieure à celle de la montmorillonite [ROBITAILLE et TREMLAY. 1997].

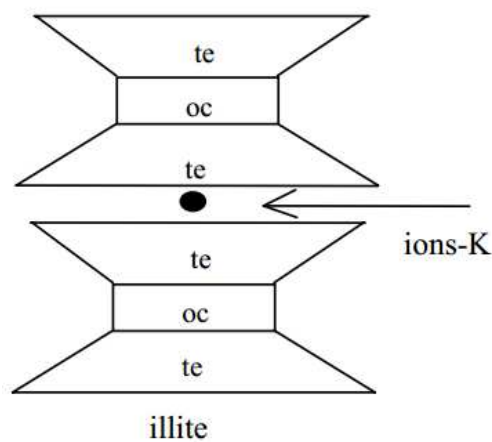


Figure -III.9- : La représentation schématique de l'unité structurale de l'illite.

[LI Xiang-Ling, 1999].

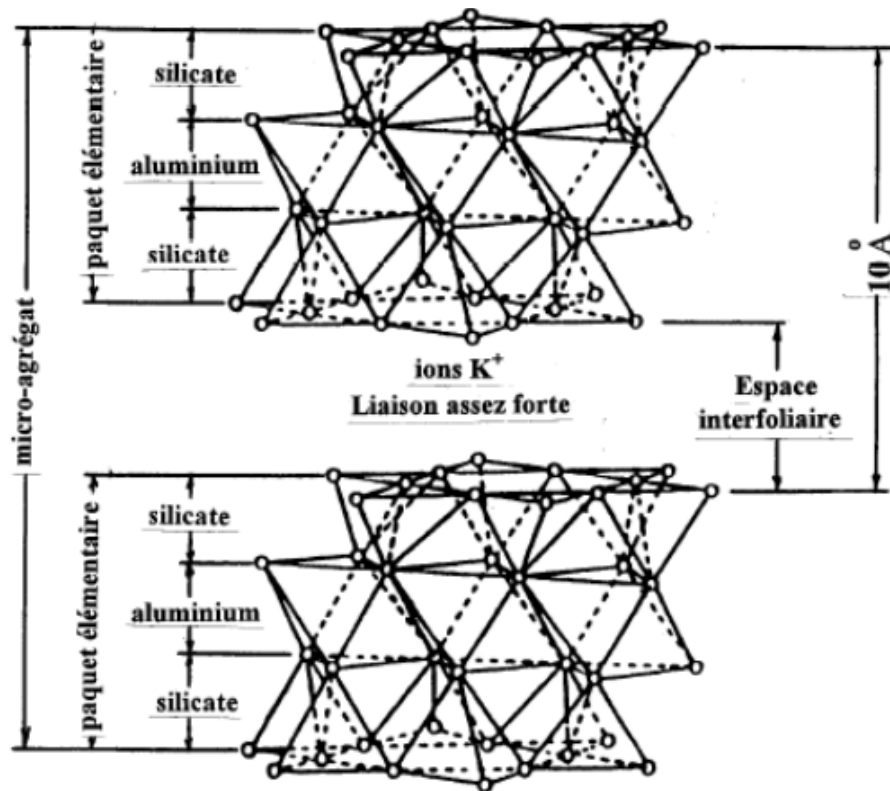


Figure -III.10- : La structure d'une illite.

(HAZMOUNE Hanane, 2008).

III.5. L'identification des minéraux argileux

Pour l'identification des minéraux argileux constituant nos échantillons, on utilise la méthode de la surface spécifique qui est l'une des caractéristiques les plus importantes des sols. Elle nous renseigne sur les différents types de minéraux argileux que renferment ces derniers. La deuxième méthode est l'observation au microscope électronique à balayage (MEB).

III.5.1. La surface spécifique

La fine taille des minéraux argileux leur confère une surface importante par rapport au volume des particules. La surface relative augmente avec la diminution du diamètre. La surface des minéraux argileux est supérieure à celle des autres minéraux de même taille. Les propriétés des argiles sont principalement contrôlées par leurs surfaces interne et externe. La surface totale comprend la surface externe, comprise entre les particules argileuses, et la surface interne (figure III.11), correspondant à l'espace interfoliaire [BOUNA Lahcen, 2012].

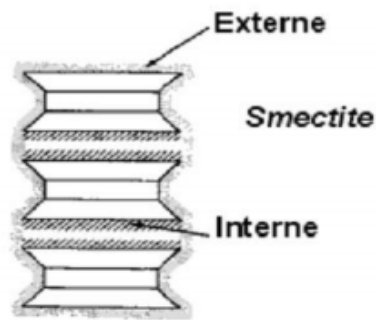


Figure -III.11- : La surface des particules argileuses (montmorillonite).

(BOUNA Lahcen, 2012).

Les méthodes les plus couramment utilisées, pour la détermination de la surface spécifique d'une argile, reposent sur l'introduction progressive d'un réactif dans une suspension aqueuse d'argile jusqu'à saturation. La surface spécifique d'un phyllosilicate peut alors être obtenue en déterminant la quantité de réactif introduit. Néanmoins, la détermination de la surface spécifique nous exige l'utilisation d'un réactif capable de développer des interactions spécifiques avec la surface du minéral étudié afin de recouvrir toute sa surface et en particulier, ses surfaces internes [BOUNA Lahcen, 2012].

Le bleu de méthylène est un colorant organique cationique fréquemment utilisé pour la détermination de la surface spécifique des argiles dont la valeur est donnée par l'équation suivante :

$$S_s = 20,93 \times VBS \quad \text{Équation (III.1).}$$

Où :

- S_s : La surface spécifique (m^2/g).
- La surface correspondant à 1 cm^3 de bleu de méthylène est égale à 20,93.
- VBS : La valeur de bleu méthylène (ml/g).

Le tableau III.1 indique les différentes valeurs de la surface spécifique (S_s) des minéraux les plus courants. Il est à noter que la montmorillonite possède la surface spécifique la plus importante en comparaison avec tous les autres minéraux.

Tableau -III.1- : La surface spécifique des minéraux argileux les plus courants.
(YOUNG et WARKENTIN 1975, ZELAZNY et CALHOUN 1977, MITCHELLE 1993)

Minéraux argileux	Surface spécifique (m^2/g)
La kaolinite	10-20
L'illite	80-100
La montmorillonite	400-800

III.5.1.1. La détermination de la valeur de bleu de méthylène

VBS (NF P94-068)

Depuis des décennies, le bleu de méthylène est employé pour déterminer la surface spécifique des minéraux argileux. Sa formule chimique est $C_{16}H_{18}C_1N_3S$, avec un poids moléculaire correspondant à 373,91 g/mol. Le principe de cet essai repose sur la base d'échanges ioniques ayant lieu entre les cations d'argile facilement échangeables et les cations du bleu de méthylène libérés lors de sa dissolution dans l'eau.



Figure -III.12- : L'essai au bleu de méthylène.

III.5.1.2. La procédure de l'essai

Comme le diamètre des particules constituant nos échantillons est compris entre 5 et 50 mm, le sol est passé au tamis à 5 mm. On en prend 30 g de chaque échantillon que l'on trempe dans un bécher contenant 500 cm³ d'eau. La suspension est dispersée à l'aide de l'agitateur (600 tr/min), pendant 15 minutes (figure III.13).



Figure -III.13 - : La dispersion de la suspension.

Au moyen du dispositif de dosage (figure III.14), on introduit 10 cm³ de bleu de méthylène dans la suspension préparée qui est maintenue en agitation (400 tr/min) (figure III.15). Après 10 min, on prélève une goutte du bécher à l'aide d'une baguette de verre que l'on dépose sur du papier filtre.



Figure -III.14 - : Le dispositif de dosage.



Figure -III.15 - : Le dosage de la suspension.

Le test de la tache est dit négatif (figure III.16) si la tache est sans auréole. Auquel cas, on ajoute 10 cm³ de bleu de méthylène, sans cesser d'agiter pendant une dizaine de minutes, et on refait l'essai. Cette opération sera répétée autant de fois qu'il sera nécessaire. L'adsorption du bleu de méthylène par les particules d'argile est considérée optimale dès qu'une auréole bleutée se développe autour de la tache ainsi formée (figure III.17). En effet, c'est l'excès de bleu de méthylène qui apparaît dans l'auréole.

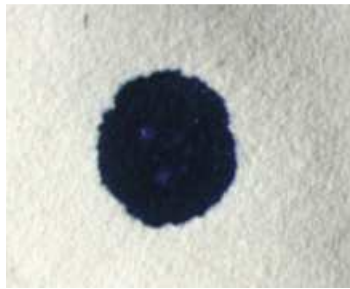


Figure -III.16- : Le test de la tache négatif.

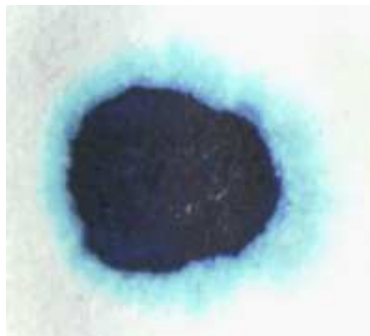


Figure -III.17- : Le test de la tache positif.



Figure -III.18 - : Le test de la tache.

Pour déterminer la capacité d'adsorption ionique d'un sol, on mesure la quantité de bleu de méthylène nécessaire pour recouvrir la surface totale, externe et interne, de toutes les particules argileuses présentes dans la solution. On appelle cette quantité la valeur de bleu de méthylène, notée V_{BM} , et exprimée en millilitres de bleu de méthylène par grammes de sol, tel que montré par l'équation III.2:

$$VBS = \frac{V_{BM}}{M_{sol}} \text{ (ml/g)}. \quad \text{Équation (III.2).}$$

Où :

- V_{BM} : La quantité de bleu de méthylène adsorbé (ml) ;

- M_{sol} : La masse de sol sec de la prise d'essai (g).

Cet essai ne caractérise pas seulement l'argilosité des sols étudiés, mais permet aussi de désigner leurs catégories de classification selon la valeur de bleu obtenues (tableau III.2.).

Tableau -III.2- : La classification des sols vis-à-vis de la valeur de bleu de méthylène.

(PELISSIER Laurent, 2009)

Valeur de bleu de méthylène du sol.	Désignation du sol.
VBS < 0,2	Sols sableux
0,2 < VBS < 2,5	Sols limoneux
2,5 < VBS < 6	Sols limoneux –argileux
6 < VBS < 8	Sols argileux
VBS > 8	Sols très argileux

III.5.1.3. Les résultats et l'interprétation

Le tableau III.3 donne les résultats obtenus de l'essai au bleu de méthylène et la nature des sols selon les valeurs de bleu de méthylène obtenues pour chacun des échantillons analysés, alors que le tableau III.4 montre la nature de la fraction argileuse contenue dans ces sols et qui est déterminée suivant la surface spécifique calculée.

Tableau -III.3- : Les résultats de l'essai au bleu de méthylène.

Échantillon	Volume du bleu de méthylène ajouté (cm ³).	Valeur de bleu de méthylène VBS.	Désignation du sol.
P2 (0,50/1,20) m.	150	5	Sol limoneux-argileux
P3 (0,50/1,00) m.	155	5,17	Sol limoneux-argileux
P5 (2,30/2,50) m.	145	4,83	Sol limoneux-argileux
P10 (0,50/1,00) m.	115	3,83	Sol limoneux-argileux
P13 (0,50/0,70) m.	125	4,17	Sol limoneux-argileux
P20 (0,50/0,80) m.	100	3,33	Sol limoneux-argileux
P28 (0,60/1,00) m.	80	2,67	Sol limoneux-argileux
P42 (0,50/0,80) m.	65	2,17	Sol limoneux
P49 (0,70/1,00) m.	120	4,00	Sol limoneux-argileux
P50 (1,00/1,30) m.	100	3,33	Sol limoneux-argileux
P52 (0,50/0,80) m.	50	1,67	Sol limoneux
P56 (0,60/1,00) m.	60	2,00	Sol limoneux
P58 (1,00/1,20) m.	155	5,17	Sol limoneux-argileux
P60 (0,60/1,20) m.	100	3,33	Sol limoneux-argileux
P61 (0,60/1,20) m.	120	4,00	Sol limoneux-argileux
P66 (1,00/1,20) m.	150	5,00	Sol limoneux-argileux
P67 (0,50/0,80) m.	40	1,33	Sol limoneux
P70 (0,50/0,80) m.	230	7,67	Sol limoneux-argileux
P71 (0,80/1,00) m.	60	2,00	Sol limoneux
P73 (0,50/0,80) m.	55	1,83	Sol limoneux

Tableau -III.4- : Les résultats des calculs de la surface spécifique.

Échantillon	Surface spécifique totale (m ² / g).	Type de minéraux argileux constituant
P2 (0,50/1,20) m.	104,65	illite
P3 (0,50/1,00) m.	108,14	illite
P5 (2,30/2,50) m.	101,16	illite
P10 (0,50/1,00) m.	80,23	illite
P13 (0,50/0,70) m.	87,21	illite
P20 (0,50/0,80) m.	69,77	kaolinite
P28 (0,60/1,00) m.	55,81	kaolinite
P42 (0,50/0,80) m.	45,35	kaolinite
P49 (0,70/1,00) m.	83,72	illite
P50 (1,00/1,30) m.	69,77	kaolinite
P52 (0,50/0,80) m.	34,88	kaolinite
P56 (0,60/1,00) m.	41,86	kaolinite
P58 (1,00/1,20) m.	108,14	illite
P60 (0,60/1,20) m.	69,77	kaolinite
P61 (0,60/1,20) m.	83,72	illite
P66 (1,00/1,20) m.	104,65	illite
P67 (0,50/0,80) m.	27,91	kaolinite
P70 (0,50/0,80) m.	160,46	illite
P71 (0,80/1,00) m.	41,86	kaolinite
P73 (0,50/0,80) m.	38,37	kaolinite

III.5.2. La Microscopie Électronique à Balayage (MEB)

Le microscope électronique à balayage permet d'obtenir des images de la surface de la plupart des matériaux solides à différentes échelles, allant de celle de la loupe (x10) à celle du microscope électronique à transmission (×500.000 ou plus).

La microscopie électronique à balayage est basée sur l'interaction entre un faisceau d'électrons et une matrice cristalline ou non. Le faisceau d'électrons secondaires ou celui des électrons rétrodiffusés est utilisé pour obtenir une image de l'échantillon irradié, avec une résolution de l'ordre de 0,01 micron. Cette technique donne des informations sur les reliefs de l'échantillon, la morphologie des grains et leur agencement [AMIROUCHE Leila, 2011].

Les figures données ci-après correspondent aux images MEB prises pour dix-sept échantillons, nous renseignant ainsi sur l'aspect morphologique de la surface des particules.



Figure -III.19- : Le Microscope Électronique à Balayage.

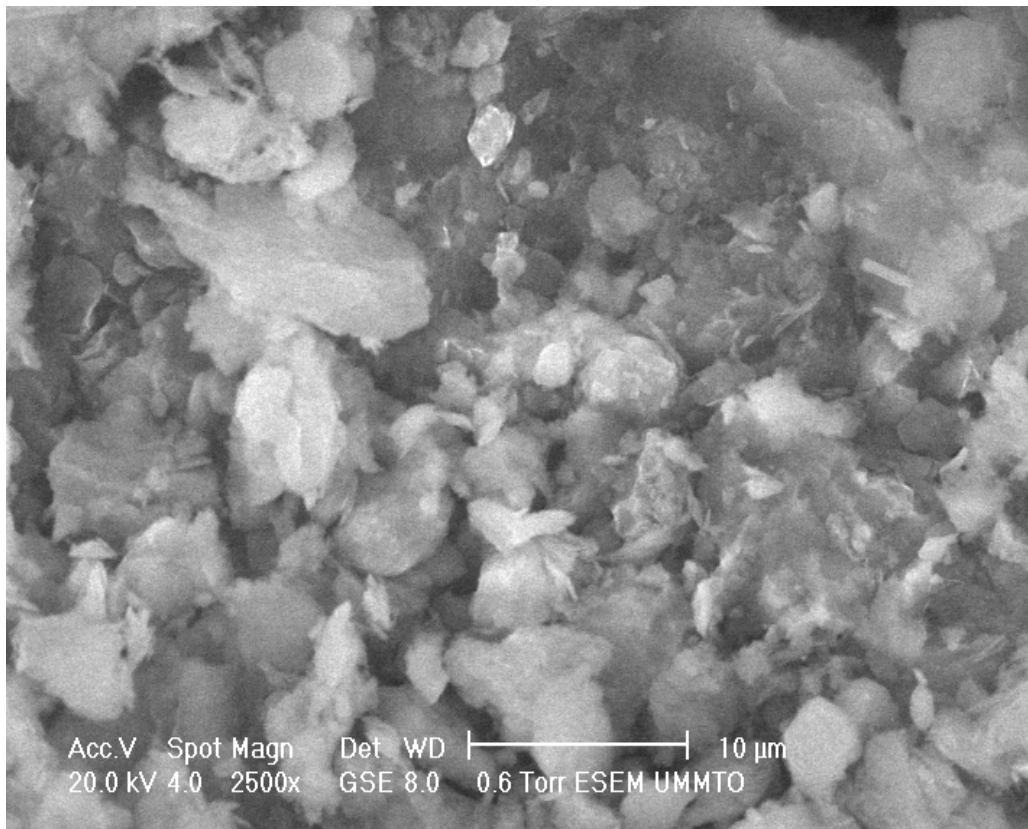


Figure -III.20- : La photographie MEB, puits P3 (0,50/1,00) m.

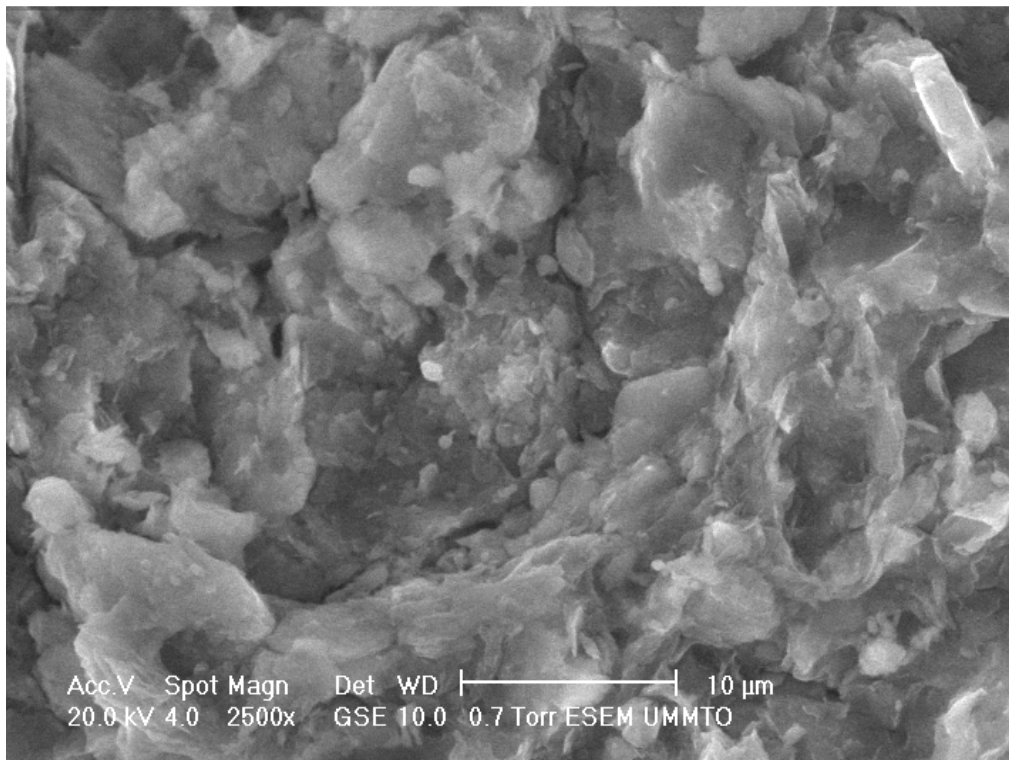


Figure -III.21- : La photographie MEB, puits P5 (2,30/2,50) m.

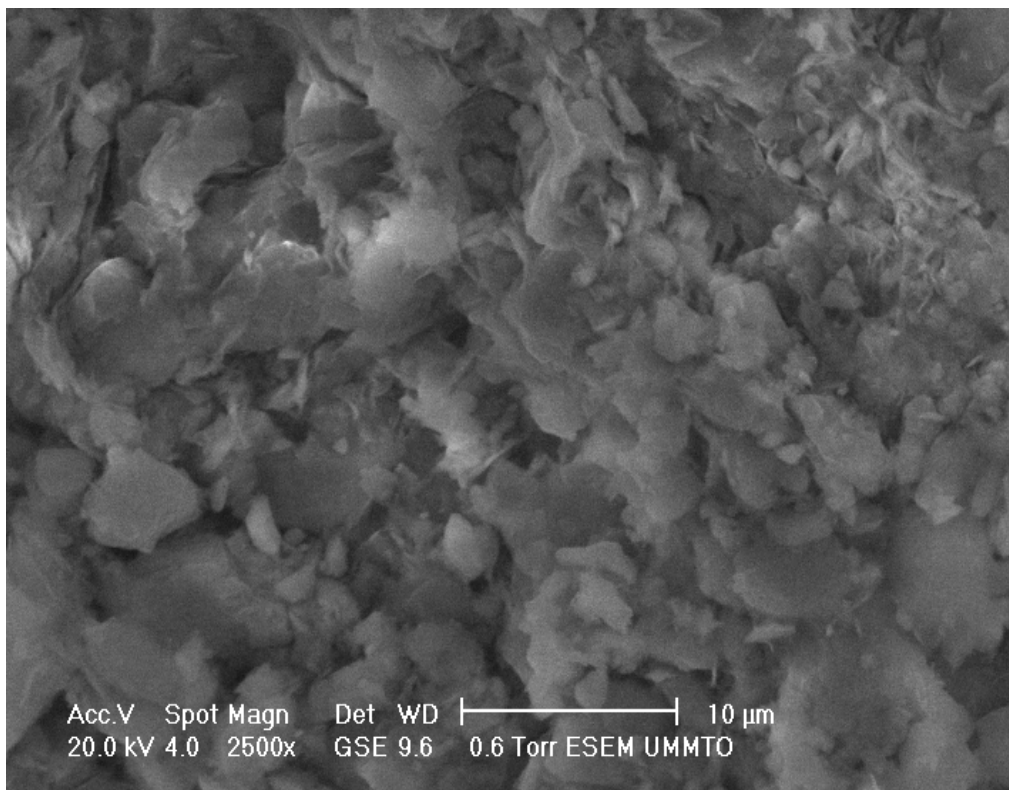


Figure -III.22- : La photographie MEB, puits P10 (0,50/1,00) m.

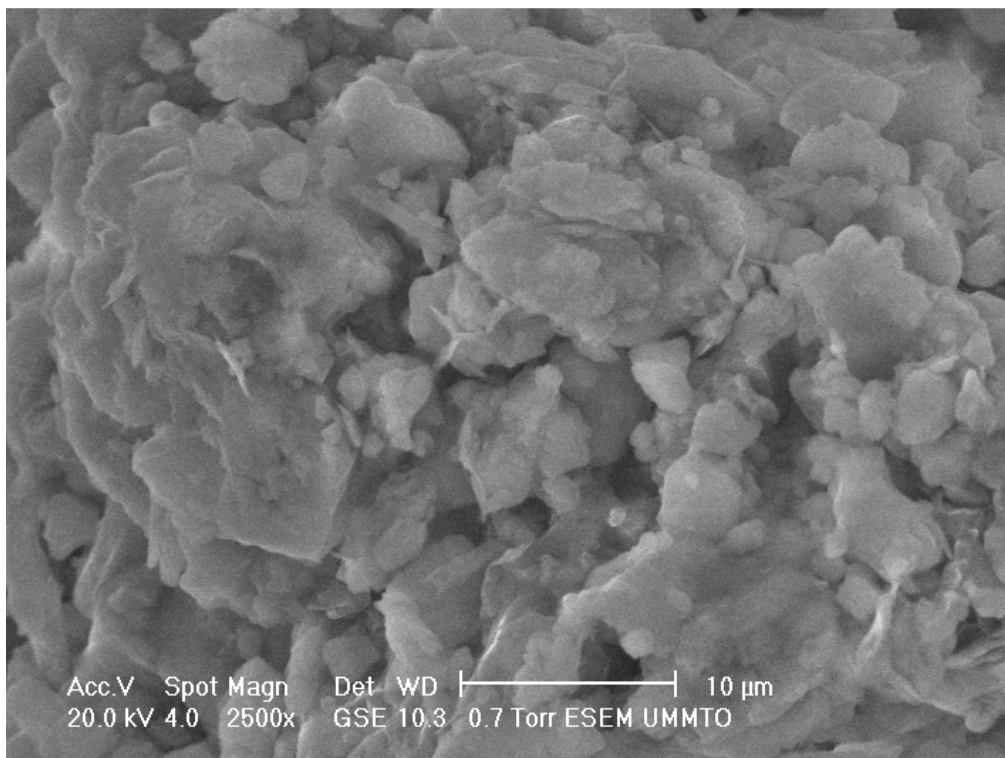


Figure -III.23- : La photographie MEB, puits P13 (0,50/0,70) m.

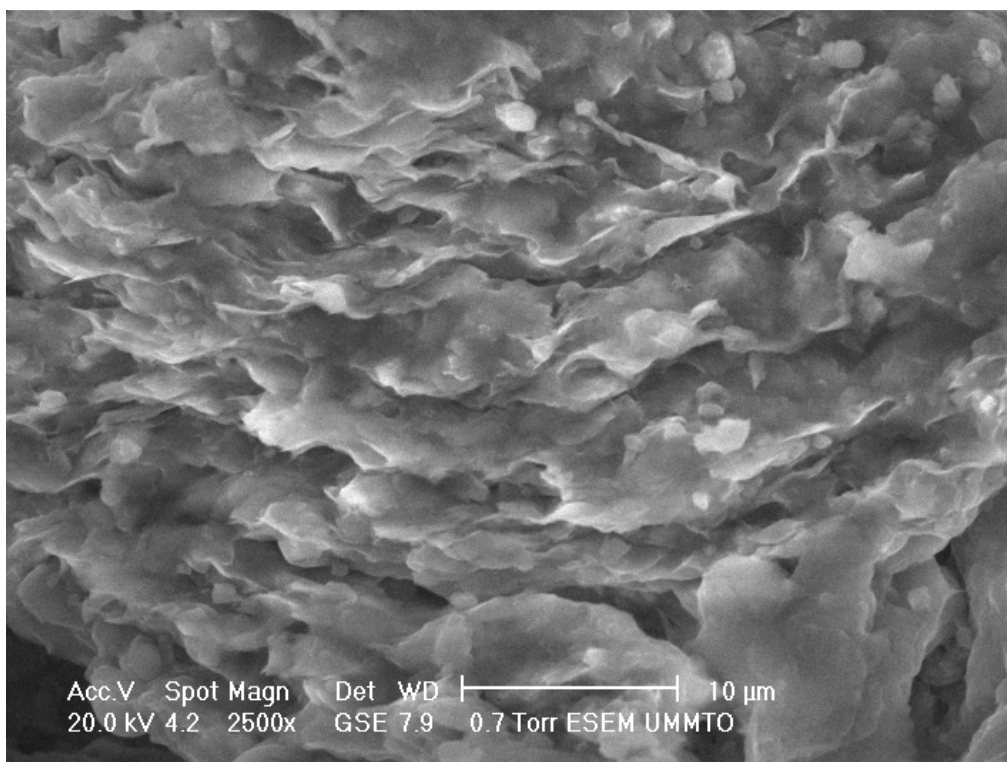


Figure -III.24- : La photographie MEB, puits P20 (0,50/0,80) m.

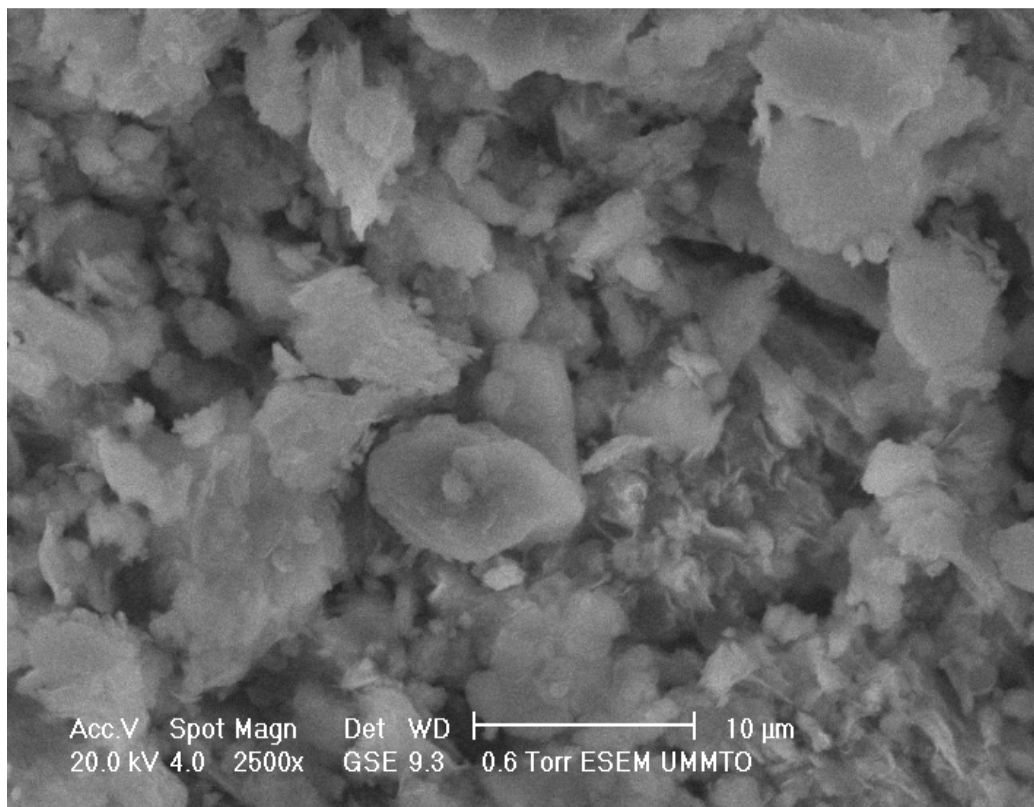


Figure -III.25- : La photographie MEB, puits P28 (0,60/1,00) m.

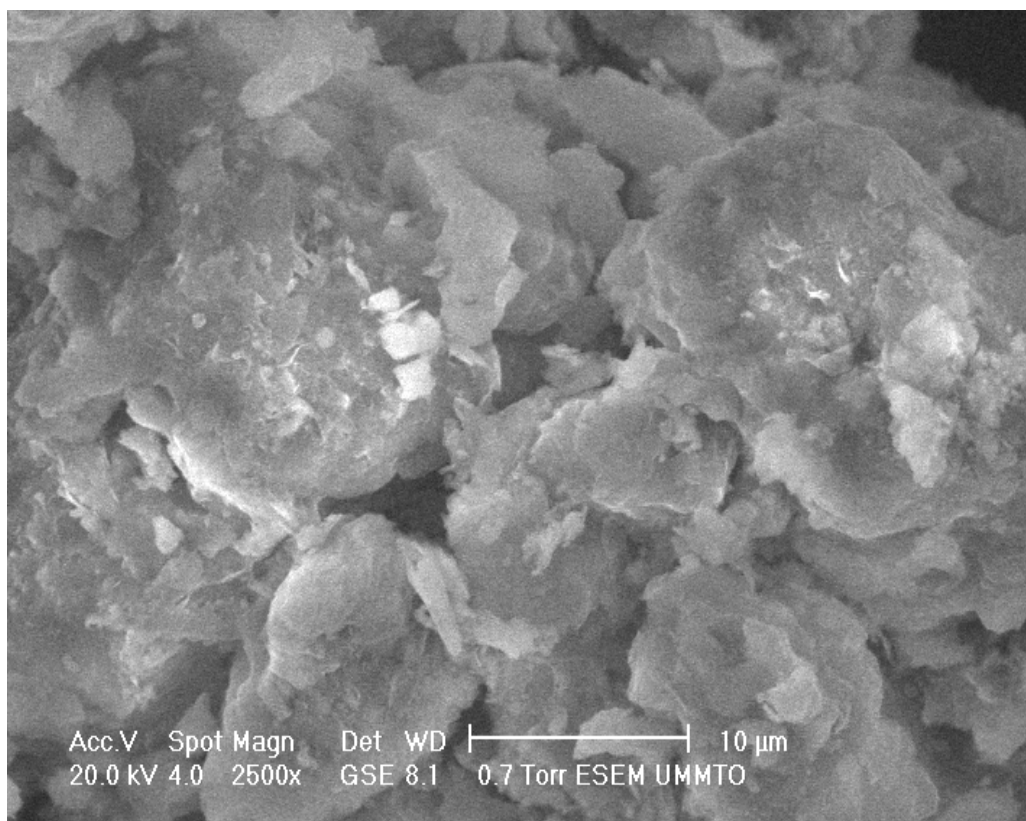


Figure -III.26- : La photographie MEB, puits P42 (0,50/0.80) m.

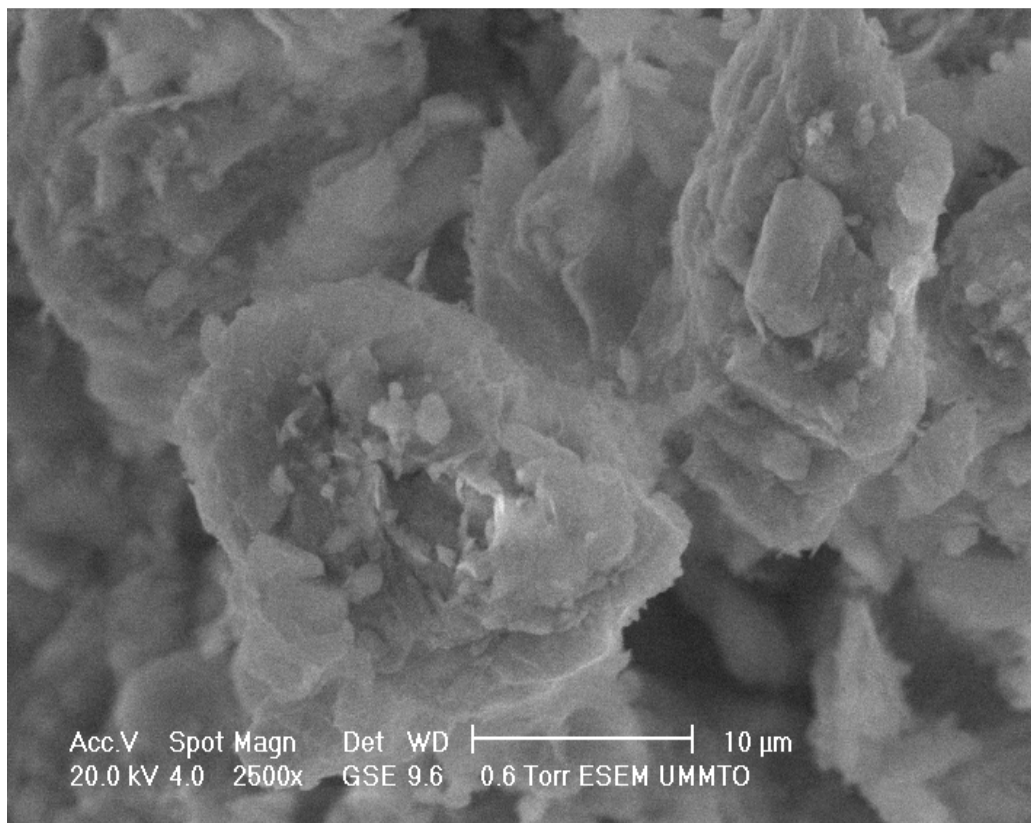


Figure -III.27- : La photographie MEB, puits P49 (0,70/1,00) m.

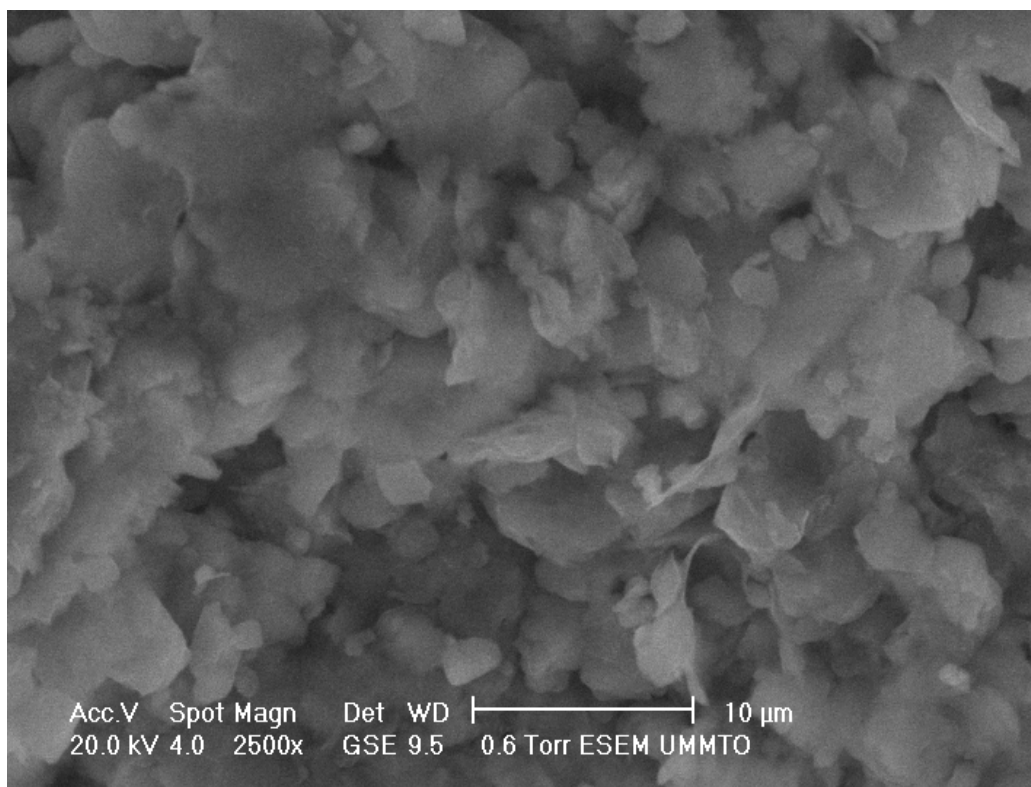


Figure -III.28- : La photographie MEB, puits P56 (0,60/1,00) m.

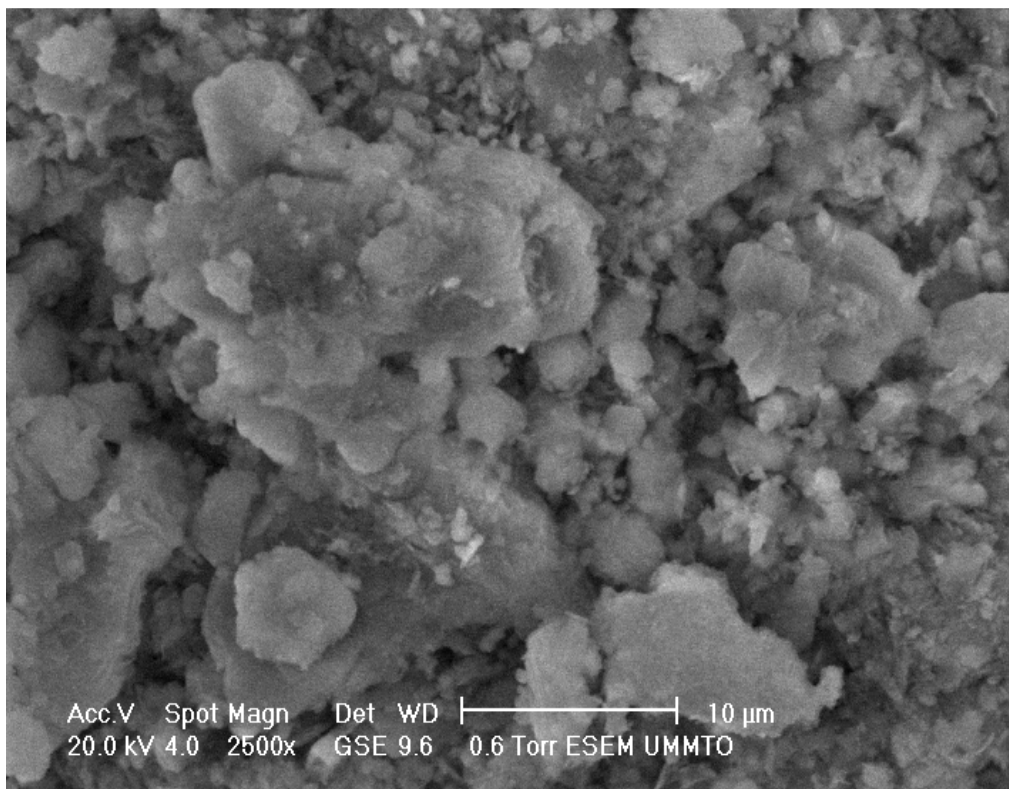


Figure -III.29- : La photographie MEB, puits P58 (1,00/1,20) m.

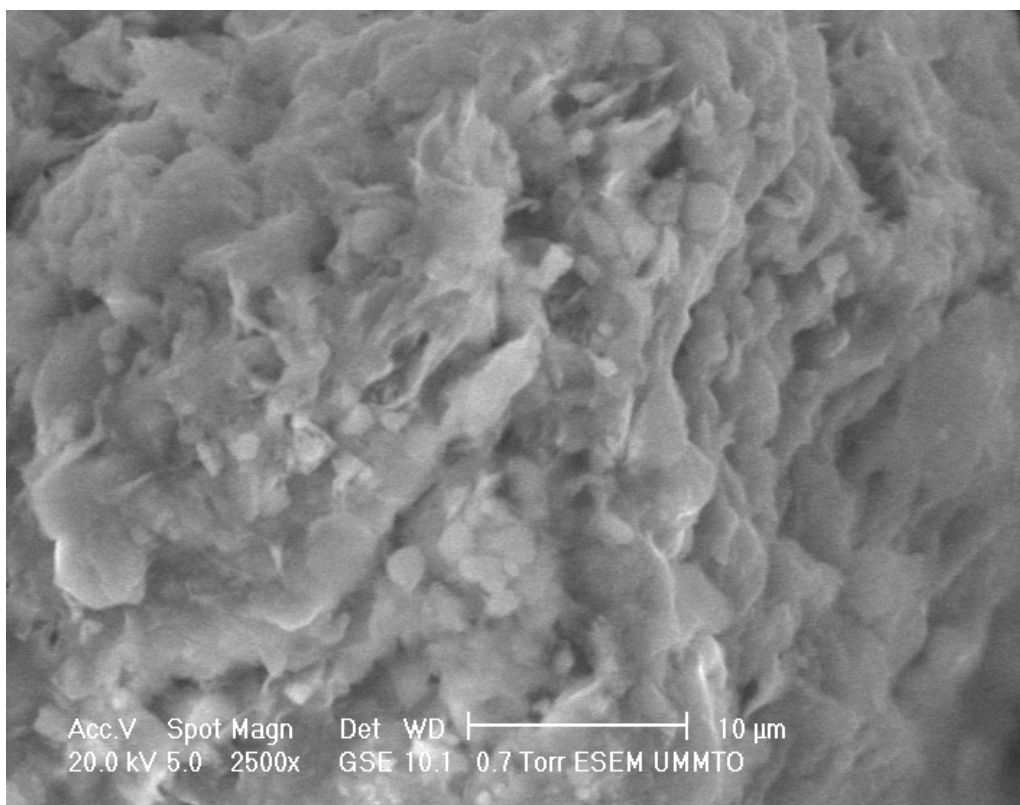


Figure -III.30- : La photographie MEB, puits P60 (0,60/1,20) m.

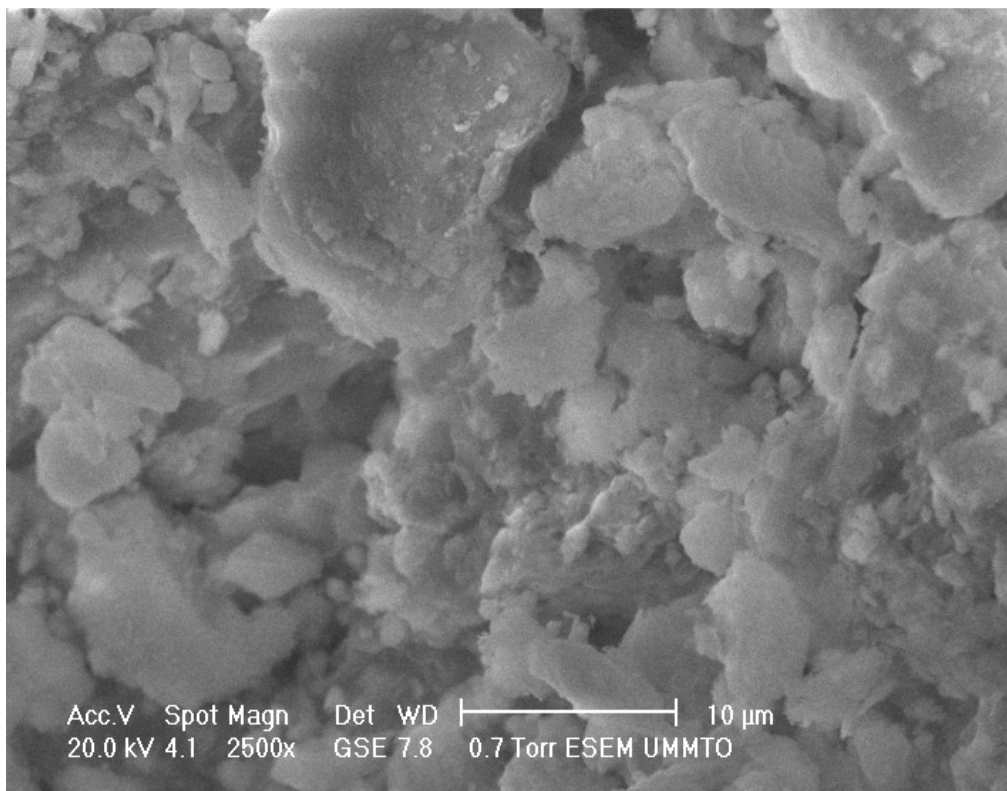


Figure -III.31- : La photographie MEB, puits P61 (0.60/1.20) m.

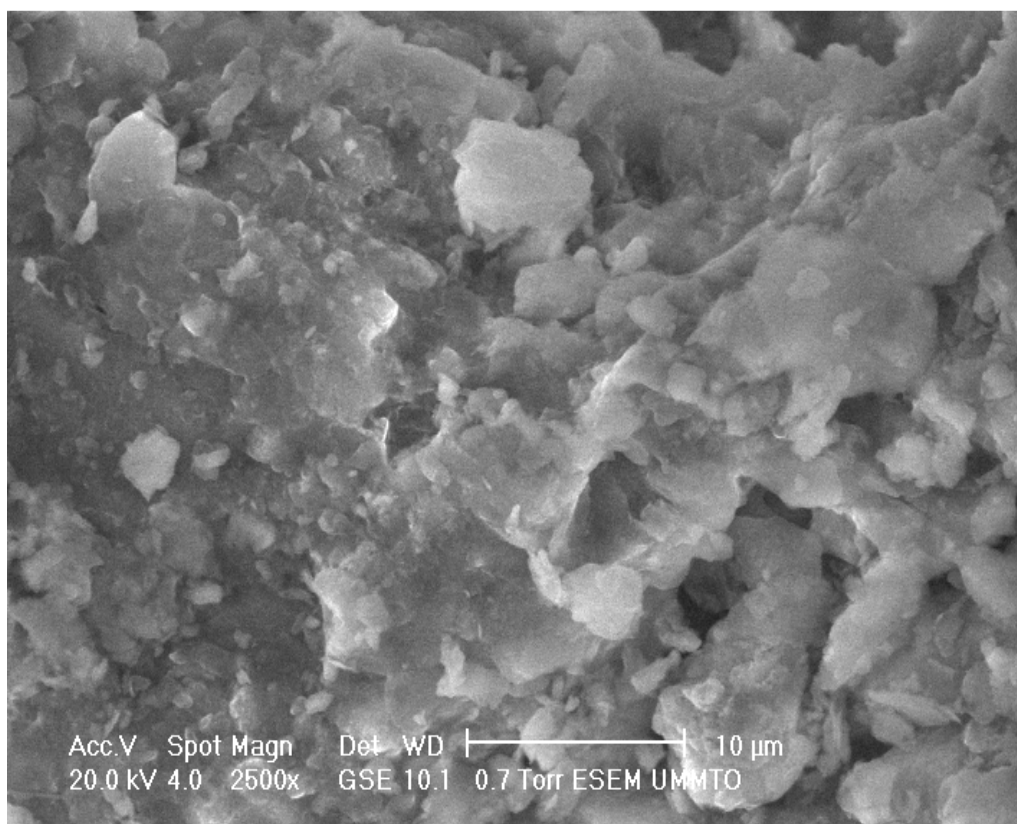


Figure -III.32- : La photographie MEB, puits P66 (1,00/1,20) m.

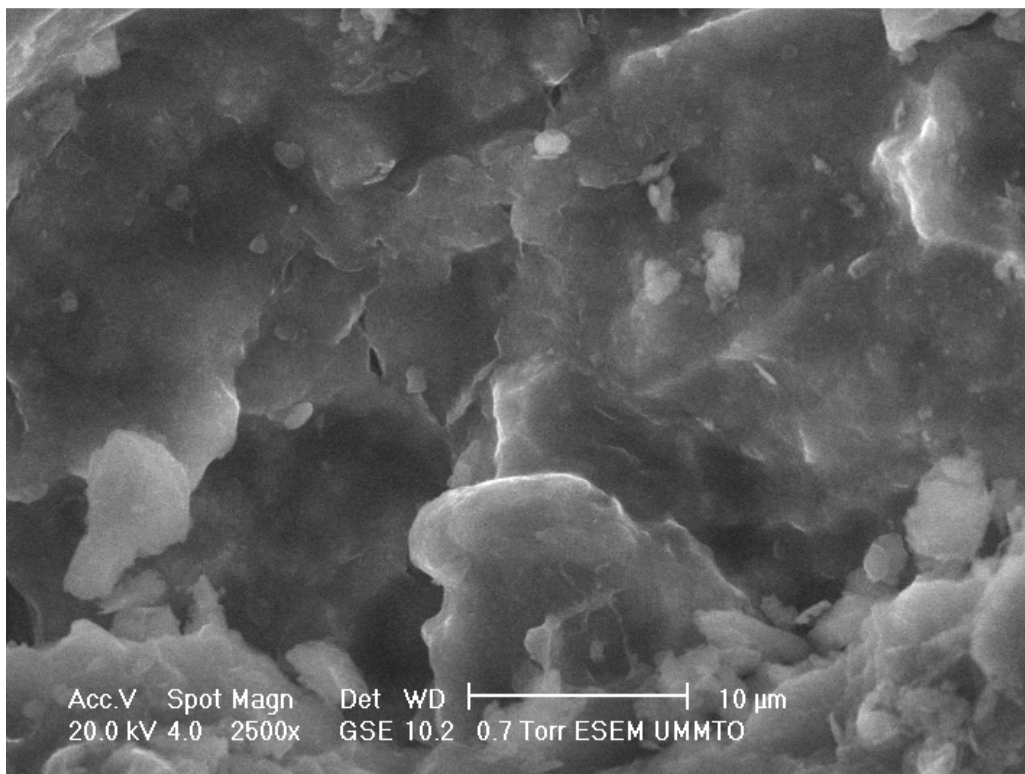


Figure -III.33- : La photographie MEB, puits P67 (0,50/0,80) m.

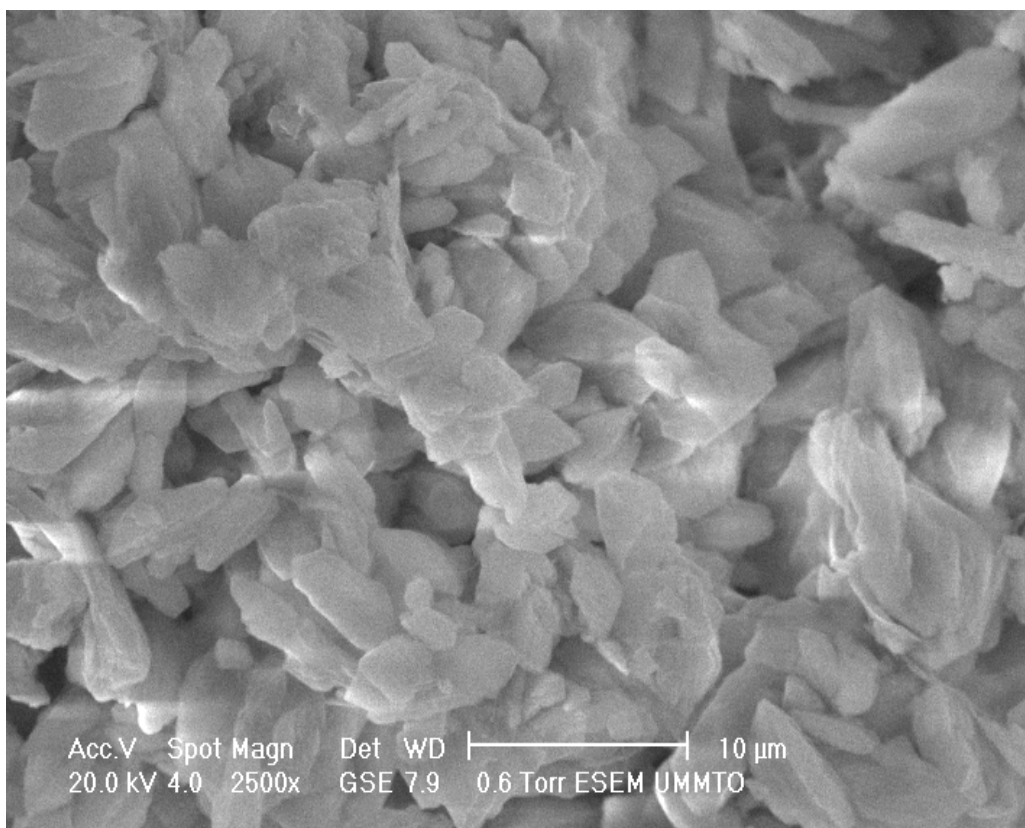


Figure -III.34- : La photographie MEB, puits P70 (0,50/0,80) m.

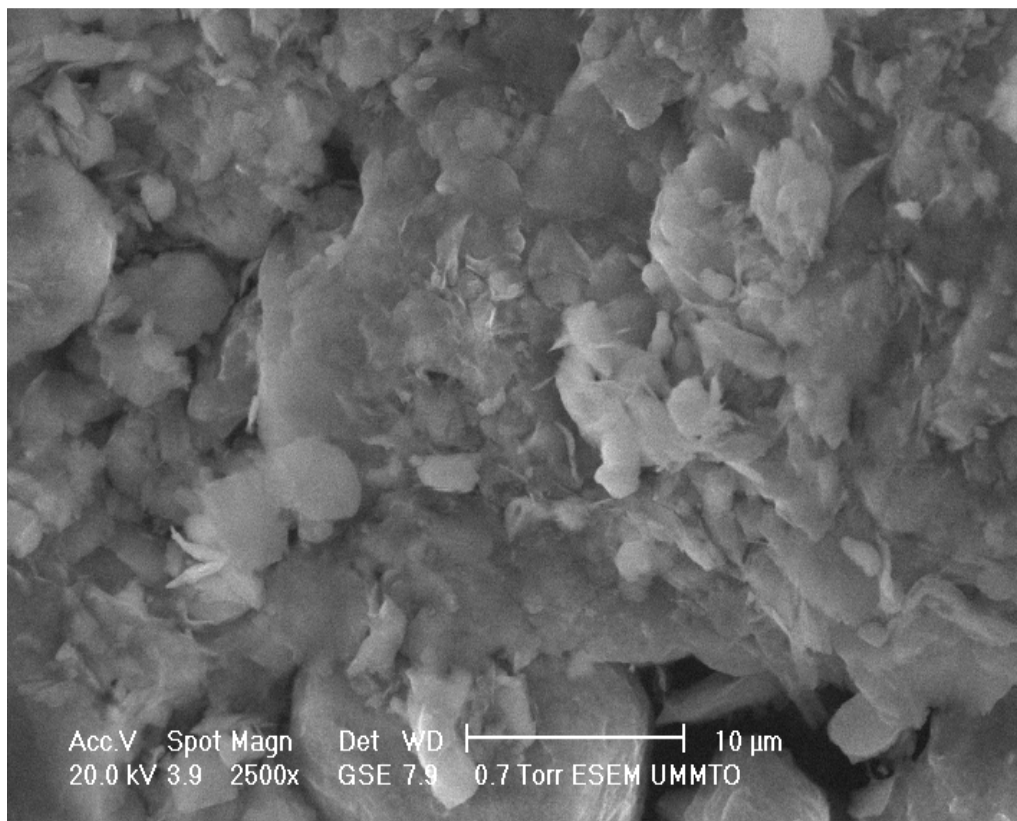


Figure -III.35- : La photographie MEB, puits P71 (0,80/1.00) m.

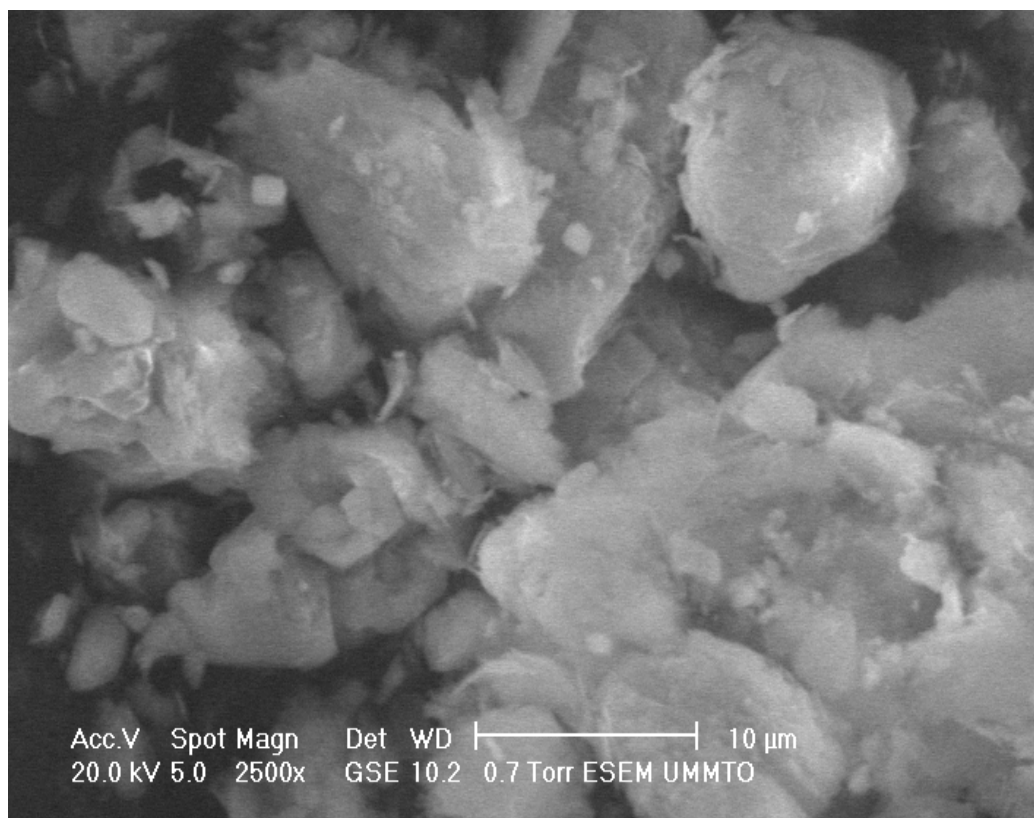


Figure -III.36- : La photographie MEB, puits P73 (0,50/0,80) m.

À vue d'ensemble, on constate que les images des puits P3, P13, P28, P42, P49, P58, P61, P70, P71 et P73 montrent une microstructure pratiquement semblable, correspondant à celle de la kaolinite. Dans le cas des puits P5, P10, P20, P56, P60, P66 et P67, les images MEB présentent une microstructure plutôt en feuillets à différentes largeurs.

III.6. Conclusion

Il nous est difficile de conclure sur la minéralogie de nos échantillons vu le peu de renseignements qu'on a à notre disposition. Les choses auraient été beaucoup plus faciles si on avait reçu les résultats de l'analyse chimique et ceux de la diffraction aux rayons X qui donnent des informations précises sur les caractéristiques minéralogiques des sols.

D'après les valeurs de bleu de méthylène obtenues, on constate que ces sols sont pauvres en minéraux argileux, puisque les éléments non argileux n'adsorbent pas les molécules de bleu de méthylène. D'ailleurs, leur classification suivant la VBS les place dans la catégorie des sols limoneux-argileux. Cela confirme que la portion fine est dominée par la fraction plutôt limoneuse qu'argileuse.

Les surfaces spécifiques des minéraux présents dans ces sols sont également faibles. Selon les plages délimitées par YOUNG et WARKENTIN 1975, ZELAZNY et CALHOUN 1977, MITCHELLE 1993, ces valeurs calculées correspondent à la surface de la kaolinite et l'illite, et ce pour tous les échantillons.

IV.1. Introduction

Certains sols, les remblais en général, posent des problèmes de forte compressibilité, de perméabilité élevée et de faible consistance. Anciennement, on se permettait de choisir un site dont le sol présentait les meilleures caractéristiques. De nos jours, ce choix n'est plus de mise. Il ne reste pratiquement que des sols de mauvaise qualité. Pour pouvoir exploiter ce genre de sites, une amélioration de ces derniers s'avère indispensable. L'une des méthodes les plus fréquemment employées est le compactage. C'est un procédé économique par rapport aux autres méthodes, et de loin le plus rentable. Il est plus utilisé dans la construction des remblais pour augmenter la densité apparente sèche du sol traité, ce qui conduit à la réduction de son volume apparent par diminution de l'indice des vides.

IV.2. La théorie de compactage

Proctor a montré que le compactage est fonction de quatre paramètres : le poids volumique du sol sec, la teneur en eau, l'énergie de compactage et le type de sol (granulométrie, minéralogie...etc.).

IV.2.1. L'influence de la teneur en eau

Lors d'un compactage à énergie constante, le poids volumique du sol augmente avec la teneur en eau (W), jusqu'à atteindre une valeur maximale. Au-delà de cette valeur, la masse volumique du sol sec (γ_d) est inversement proportionnelle à l'accroissement de W . La variation des valeurs W et γ_d donne une courbe en forme de cloche, dénommée courbe de compactage.

Le point situé au sommet de la courbe est appelé l'optimum Proctor, c'est la valeur maximale du poids volumique du sol sec correspondant à une teneur en eau optimale W_{opt} , pour une énergie de compactage donnée. Pour atteindre le γ_{dmax} , la quantité d'eau fournit au sol ne doit pas dépasser ou être inférieure à la valeur de la teneur en eau optimale.

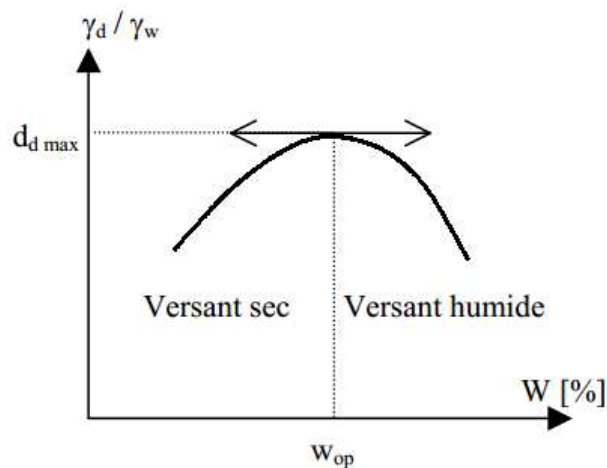


Figure -IV.1- : La courbe de compactage.

(BERGA Abdelmadjid, 2004).

Les teneurs en eau inférieures à la valeur optimale forment le versant sec de la courbe de compactage, où l'eau agit comme un lubrifiant. Elle mouille les particules du sol, glissant alors les unes sur les autres et adoptent une structure plus serrée. Cette action s'atténue avec la diminution de la teneur en eau, entraînant la diminution de γ_d . Quant aux teneurs en eau supérieures, elles forment le versant mouillé de la courbe, où l'eau occupe une grande partie des vides du sol. Étant incompressible, elle absorbe une quantité importante de l'énergie de compactage, ce qui empêche les particules du sol d'adopter une structure plus dense. L'absorption de l'énergie de compactage augmente avec la teneur en eau, ce qui engendre le décroissement du poids volumique du sol sec [ROBITAILLE et TREMLAY. 1997].

IV.2.2. L'influence de la nature du sol

La granulométrie d'un sol influe sur la valeur de l'optimum Proctor. La figure V.2 représente la courbe de compactage de différents types de sols, désignés par les symboles de la classification unifiée, et ce pour une même énergie de compactage.

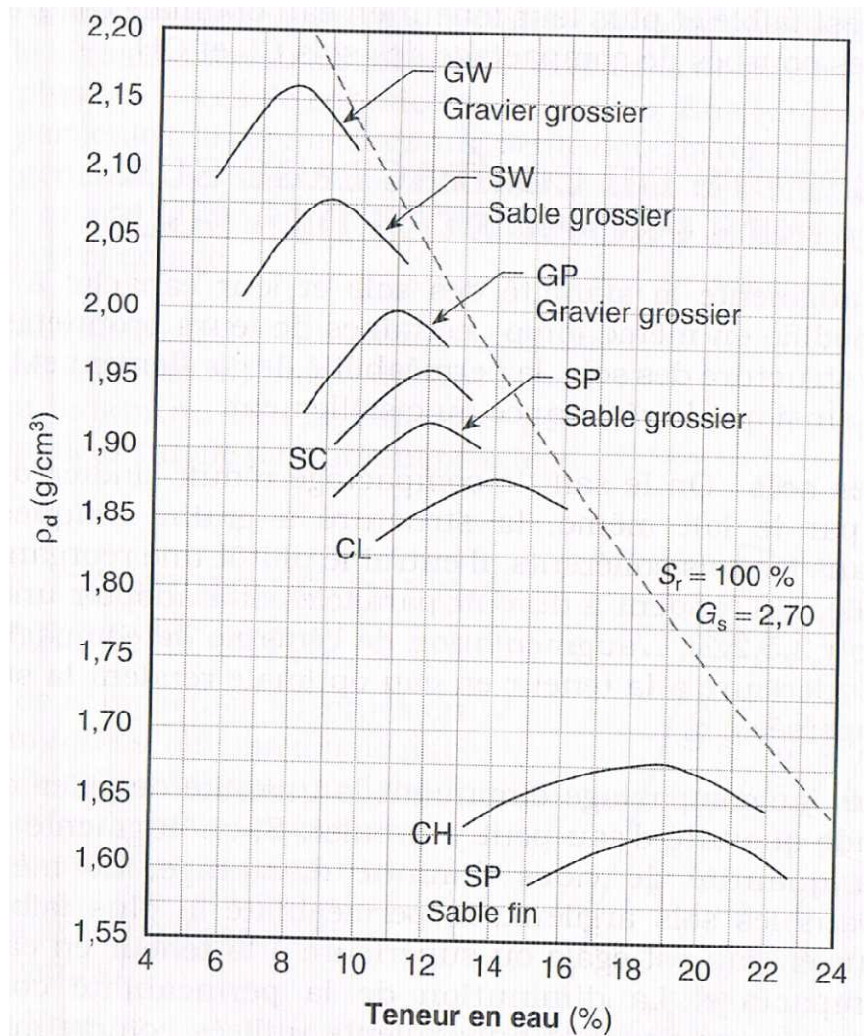


Figure -IV.2- : L'influence de la granulométrie sur l'optimum Proctor.

(ROBITAILLE et TREMLAY. 1997).

Un gravier grossier bien gradué présente une masse volumique sèche maximale supérieure à celle d'un sable grossier bien gradué, tandis que sa teneur en eau optimale y est inférieure. Par ailleurs, plus la granulométrie d'un sol est serrée, plus sa masse volumique sèche maximale diminue, alors que sa teneur en eau optimale s'y accroît. En effet, il est presque impossible d'augmenter la compacité des sols dont le coefficient d'uniformité est inférieur à 4, ce qui explique la valeur plus faible de leur masse volumique sèche maximale.

Dans le cas des sables fins à granulométrie serrée, l'inefficacité du compactage est telle qu'il est difficile d'établir une relation nette entre la masse volumique du sol sec et sa teneur en eau : la convexité de la courbe de compactage est très faible et la position de l'optimum Proctor est difficile à déterminer.

Quant aux sols cohérents, plus ils sont plastiques, plus leur masse volumique sèche maximale est faible et plus leur teneur en eau optimale est grande [ROBITAILLE et TREMLAY. 1997].

IV.2.3. L'influence de l'énergie de compactage

L'énergie de compactage est l'énergie mécanique transmise à un volume de sol pour y réduire l'indice des vides. Une hausse de l'énergie de compactage fait augmenter la masse volumique sèche maximale et diminuer la teneur en eau. Le déplacement de l'optimum Proctor suit une ligne que l'on appelle la ligne de l'optimum Proctor.

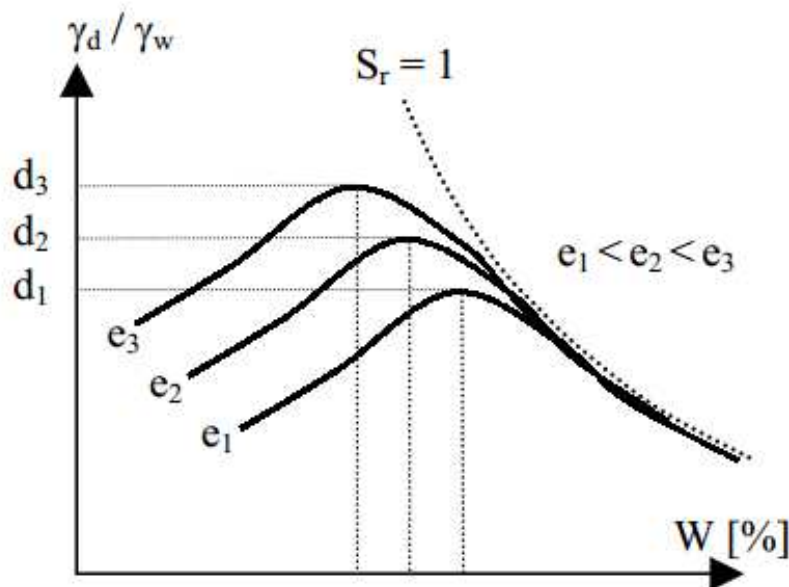


Figure -IV.3- : L'influence de l'énergie de compactage.

(BERGA Abdelmadjid, 2004).

IV.3. L'essai Proctor (NF P 94-093)

L'essai Proctor est un essai de laboratoire mis au point, en 1933, par l'ingénieur Ralph R. Proctor. Il permet de déterminer les caractéristiques de compactage Proctor, à savoir la teneur en eau optimale et la masse volumique sèche maximale d'un sol. Ces paramètres sont très utilisés pour l'identification des matériaux et la définition des spécifications de compactage qui leur sont applicables lorsqu'ils sont utilisés par exemple dans la construction des remblais et des couches de forme. Selon l'énergie de compactage appliquée à l'éprouvette, on distingue l'essai Proctor normal, qui est applicable aux matériaux dont le diamètre D_{\max} ne dépasse pas 5 mm ; et l'essai Proctor modifié où on utilise des matériaux avec un D_{\max} ne dépassant pas 20 mm.

IV.4. La procédure de l'essai

Le principe de ces essais consiste à humidifier des quantités préalablement pesées d'un matériau donné, à plusieurs teneurs en eau, et à les compacter pour chacune des valeurs considérées, selon un procédé et une énergie conventionnels. Pour chacune de ces mesures, on détermine la masse volumique sèche du matériau et on trace la courbe des variations de cette dernière en fonction de la teneur en eau.

Le choix du type de moule est imposé par la granularité du sol en question. Les échantillons pris dans notre étude contiennent des particules grossières dont le D_{\max} est supérieur à 5 mm, le moule CBR est donc celui qu'il faut. Une fois le moule, l'embase et la rehausse sont solidarisés, on place un disque d'espacement et un papier filtre au fond du moule CBR pour faciliter le démoulage. Ensuite, on introduit dans le moule le matériau humidifié, divisé en cinq couches à quantité plus au moins égales, et on les compacte l'une après l'autre. Le compactage se fait à l'aide de la dame Proctor modifiée qui applique des coups par la chute du marteau d'une hauteur constante. Le nombre de coups par couche est de 56, en huit séquences de sept coups, six approximativement tangents à la périphérie et le dernier au centre, suivant le schéma sur la figure (V.4).

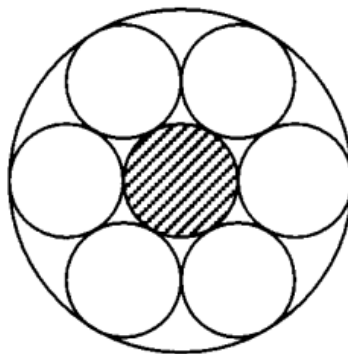


Figure -V.4- : Le Schéma du principe de répartition des coups de la dame sur une couche.

Après compactage de la dernière couche, on retire la rehausse, le matériau doit alors dépasser du moule d'un centimètre au maximum. Cet excédent est arasé soigneusement. Ensuite, on pèse et démolit l'ensemble moule-matériau. Enfin, on extrait un échantillon représentatif pour en déterminer la teneur en eau.

IV.5. Les résultats et l'interprétation

L'essai est effectué au laboratoire de recherche LGEA de l'université Mouloud MAMMERI par Docteur DJERBAL Linda, membre dans ce laboratoire.

On calcule pour chaque échantillon compacté la teneur en eau, la masse du matériau sec contenu dans le moule ainsi que sa masse volumique, en tenant compte du volume réel du moule utilisé, déterminé à partir de mesures géométriques. Nous avons exprimé nos résultats en poids volumiques. Les valeurs de γ_d et des teneurs en eau correspondantes sont portées sur le graphique γ_d (KN/ m³)= f (W%), tel illustré sur la figure ci-dessous qui regroupe toutes les courbes Proctor tracées.

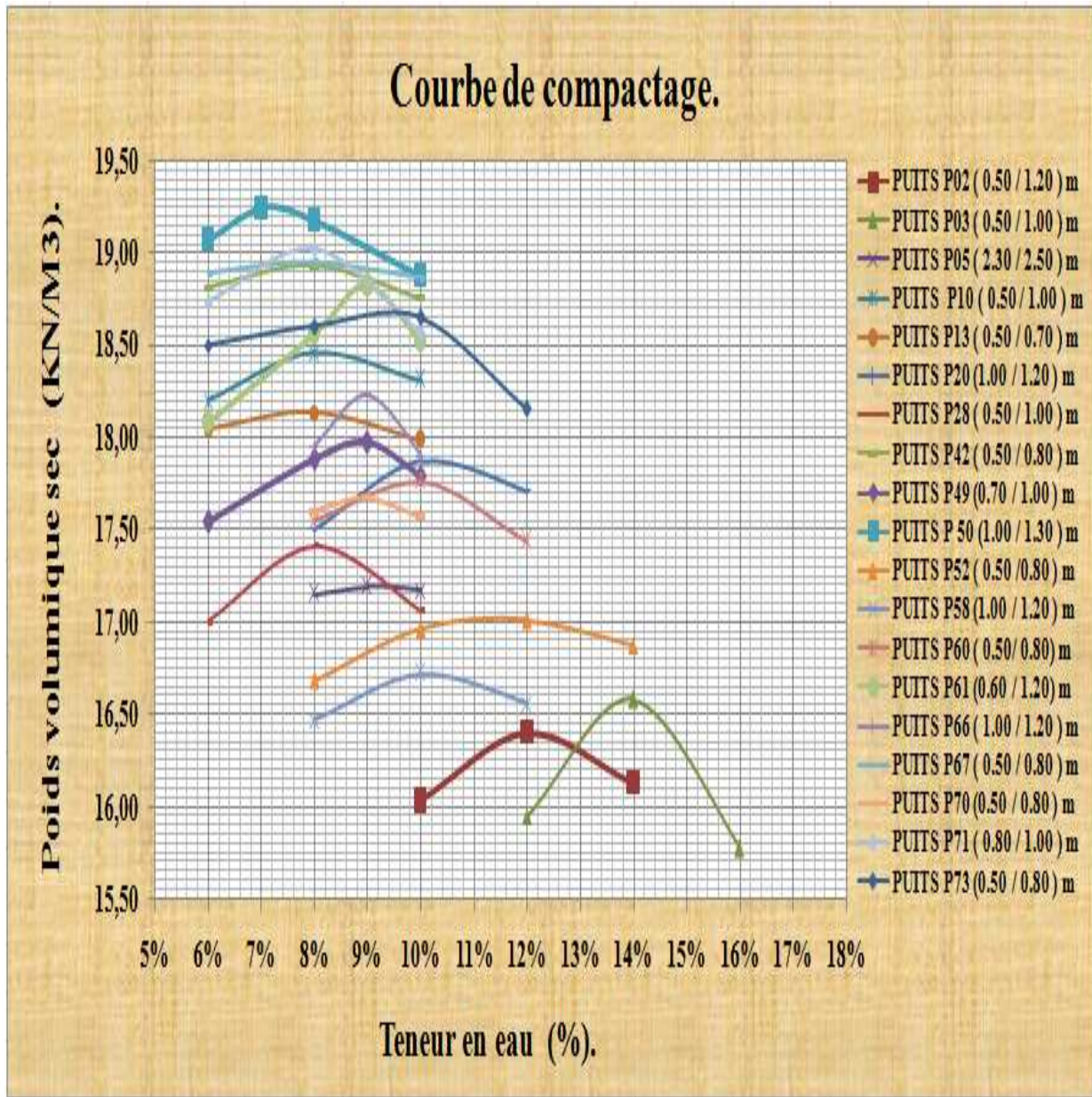


Figure -IV.5- : Les résultats de l'essai Proctor.

Les résultats de nos calculs sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau -V.1- : Les résultats de l'essai Proctor.

Échantillon	Optimum Proctor W_{opt} (%)	Poids volumique sec maximal γ_{dmax} (KN/m³)
P2 (0,50/1,20) m.	12	16,40
P3 (0,50/1,00) m.	14	16,58
P5 (2,30/2,50) m.	9	17,19
P10 (0,50/1,00) m.	8	18,46
P13 (0,50/0,70) m.	8	18,13
P20 (0,50/0,80) m.	10	17,87
P28 (0,60/1,00) m.	8	17,41
P42 (0,50/0,80) m.	8	18,93
P49 (0,70/1,00) m.	9	17,97
P50 (1,00/1,30) m.	7	19,24
P52 (0,50/0,80) m.	12	17,01
P58 (1,00/1,20) m.	10	16,72
P60 (0,60/1,20) m.	10	17,76
P61 (0,60/1,20) m.	9	18,82
P66 (1,00/1,20) m.	9	18,23
P67 (0,50/0,80) m.	8	18,95
P70 (0,50/0,80) m.	9	17,67
P71 (0,50/0,80) m.	8	19,02
P73 (0,80/1,00) m.	10	18,65

IV.6. Conclusion

À un effort de compactage similaire, les sols étudiés donnent des teneurs en humidité optimale et des densités apparentes maximales différentes. Les teneurs en eau et la densité sèche couvrent une plage allant respectivement de 7 à 14 % et de 16,40 à 19,24 (KN/m³).

Les sols présentant un poids volumique sec max élevé et une teneur en eau faible sont, selon leur classification, des graves limoneuses. Leurs courbes de compactage sont plus au moins aplaties où l'optimum Proctor est relativement difficile à repérer.

En revanche, pour les sols contenant une fraction fine importante, plus ils sont plastiques, plus ils ont une densité sèche max faible et une teneur en humidité élevée.

La convexité de la courbe de certains échantillons est mise en évidence du fait de la plasticité de l'argile constituant ces derniers. Cela concorde avec les dires de ROBITAILLE et TREMLAY. 1997.

V.1. Introduction

Les instabilités observées en géotechnique se traduisent en général par une rupture localisée du sol en cisaillement et/ou des déformations verticales. Ces dernières peuvent affecter les ouvrages de soutènement, les remblais, les talus naturels ou les déblais, les barrages en terre, etc., ainsi que les fondations.

Pour un dimensionnement correct des ouvrages, il est nécessaire d'en connaître les propriétés mécaniques du sol afin que les charges qui y seront appliquées ne provoquent ni tassement excessif ni rupture. Ces propriétés peuvent être séparées en deux catégories, à savoir les caractéristiques mécaniques de cisaillement et les caractéristiques mécaniques de compressibilité.

Les caractéristiques mécaniques de cisaillement servent à déterminer la résistance du sol au cisaillement sous diverses sollicitations. Les caractéristiques mécaniques de compressibilité servent, pour leur part, à la détermination des déformations que le sol subit, et ceci à long ou à court terme.

Dans ce chapitre, sont présentés les essais de cisaillement direct à la boîte déterminant la résistance au cisaillement de nos échantillons de sols et leur variation de volume. Sont présentés aussi les essais œdométriques qui évaluent la compressibilité des sols pris comme échantillons.

V.2. Les caractéristiques mécaniques de cisaillement

V.2.1. La résistance au cisaillement

Lorsqu'on applique un système de forces à un volume déterminé d'un sol, il se développe en général des contraintes de cisaillement. Ces dernières entraînent des déformations du sol concerné, qui peuvent être importantes le long de certaines surfaces que l'on appelle surfaces de glissement ou surfaces de rupture [LCPC, 1987]. Ainsi, le cisaillement est le glissement relatif entre deux sections d'un matériau. Ceci est possible si la contrainte tangentielle appliquée dans un plan donné atteint une valeur seuil appelée la résistance au cisaillement du matériau [ESTRADA MEJIA Nicolas, 2008].

La résistance au cisaillement d'un sol est définie comme étant la contrainte de cisaillement dans le plan de la rupture, au moment de la rupture [LCPC, 1987]. Autrement dit, c'est la contrainte de cisaillement maximale qu'un sol peut supporter [HOLTZ Robert, KOVACS William, 1981]. Et selon le LCPC (1987), la résistance au cisaillement peut être définie, sur les courbes de contraintes-déformations, comme étant (figure V.1) :

- Le maximum de la contrainte de cisaillement τ_{\max} ;
- La contrainte de cisaillement correspondant à une déformation très importante ;
- La contrainte de cisaillement correspondant à une déformation plus au moins arbitraire.

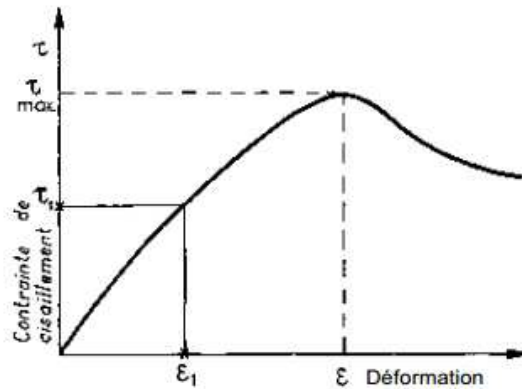


Figure -V.1- : La courbe contrainte-déformation. (LCPC, 1987).

Cette résistance est due en fait aux frottements et l'enchevêtrement et aux forces de cohésion entre les particules [ROBITAILLE et TREMLAY. 1997]. La résistance dépend de nombreux facteurs tels que la nature et l'état du sol, mais aussi de l'intensité des efforts exercés et la manière dont ces efforts sont appliqués [MAGNAN Jean-Pierre, 1991].

V.2.2. La courbe intrinsèque

La représentation graphique des valeurs de la résistance au cisaillement en fonction des contraintes normales, qui sont appliquées sur le plan de la rupture, donne une courbe assimilable à une droite appelée « la droite intrinsèque ». L'angle que forme cette dernière avec l'axe des abscisses est appelé « angle φ » et le point de rencontre entre cette droite et l'axe des ordonnées est appelé « valeur c ». La relation entre τ et σ est donnée par l'équation V.1.

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \qquad \text{Équation (V.1).}$$

Avec :

- φ : Angle de frottement interne du sol.
- c : La cohésion.
- τ : Contrainte de cisaillement.
- σ : Contrainte normale.

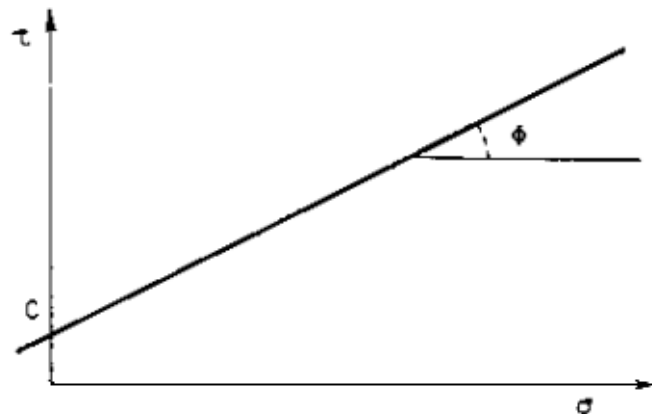


Figure -V.2- : La droite intrinsèque. (LCPC, 1987).

La contrainte de cisaillement à la rupture des milieux pulvérulents est donnée par l'équation V.2.

$$\tau = \sigma \tan \varphi \quad \text{Équation (V.2).}$$

La contrainte de cisaillement pour les milieux cohésifs est donnée par l'équation V.3.

$$\tau = \sigma \tan \varphi + C \quad \text{Équation (V.3).}$$

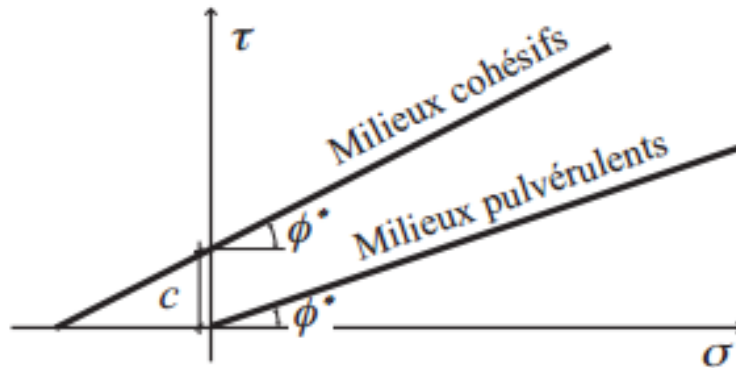


Figure -V.3- : Les courbes intrinsèques des sols pulvérulents et cohérents.

(ESTRADA MEJIA Nicolas, 2008).

V.2.3. Les paramètres intrinsèques

V.2.3.1. L'angle de frottement interne

L'angle de frottement interne φ traduit le frottement lors du glissement des grains, l'un sur l'autre. Il varie d'un sol à un autre. Pour les sols pulvérulents, la valeur de l'angle de frottement interne φ dépend sensiblement de l'état de compacité du sol. Pour un état donné de compacité, φ croît avec l'augmentation du diamètre moyen des grains et l'étalement de la granulométrie du sol. Ce paramètre dépend également de la forme et de la nature de la surface des grains. Il est plus élevé pour les sols à grains anguleux que pour les sols à grains ronds, et pour une surface rugueuse que pour une surface lisse des grains. Par contre, l'angle de frottement interne est pratiquement indépendant de la teneur en eau du sol [MAGNAN Jean-Pierre, 1991], [ROBITAILLE et TREMLAY, 1997].

Dans le cas des sols fins, on a pu mettre en évidence l'influence de la nature minéralogique des composants argileux sur la valeur de φ . On note ainsi que la présence de montmorillonite, qui donne naissance à des valeurs élevées de plasticité, fait diminuer inéluctablement la résistance au cisaillement. Ce matériau ayant, de plus, la faculté de gonfler en présence d'eau, est source de nombreux ennuis [LERAU Jacques, 2005].

V.2.3.2. La cohésion

Elle exprime la résistance au cisaillement du sol sous contrainte normale indépendamment de la contrainte normale σ . Elle constitue la résistance propre de la structure due essentiellement aux liaisons de type physico-chimique pouvant exister entre les grains et créées par la cimentation. La cohésion est nulle dans les sols grenus étant donné qu'ils ne possèdent pas de telles liaisons. En revanche, cette dernière apparaît dans les sables humides ou légèrement cimentés en raison des ménisques d'eau existant aux points de contact entre les grains créant ainsi une certaine adhérence entre ces derniers et qui disparaît dès que la teneur en eau du sable augmente [MAGNAN Jean-Pierre, 1991]. La cohésion est relativement élevée pour les sols cohérents, surtout dans les sols fortement surconsolidés. Mais celle-ci disparaît dès que les liaisons sont cassées par le cisaillement, ce qui correspond approximativement au maximum de la courbe de rupture [LERAU Jacques, 2005].

V.2.4. L'essai de cisaillement direct (NF P 94-071-1, 1994)

L'essai de cisaillement à la boîte trouve son origine dans les expériences de coulomb d'il y a plus de 200 ans. Il est le plus ancien essai employé dans la mécanique des sols et reste encore très utilisé dans l'étude de la rupture des matériaux, du fait de la simplicité de son appareillage. Cet essai s'effectue à l'aide d'une boîte de cisaillement, dont la forme la plus récente est élaborée par Arthur CASAGRANDE en 1932. Cette boîte est constituée de deux parties égales se déplaçant l'une par rapport à l'autre dans un plan horizontal [ROBITAILLE et TREMLAY. 1997]. Ces deux demi-boîtes peuvent être de section circulaire ou carrée (6×6) cm (figure V.4).



Figure -V.4- : Les boîtes de cisaillement.

Le principe de l'essai consiste à placer une éprouvette de sol à l'intérieur des deux demi-boîtes et la soumettre à l'action d'une force normale N maintenue constante pendant l'essai par l'entremise du plateau horizontal de la demi-boîte supérieure. L'essai s'effectue par un entraînement horizontal, à vitesse constante, de cette dernière sous l'action de la force de cisaillement T (figure V.5). La demi-boîte inférieure reste fixe tout au long de l'essai [SCHLOSSER François, 1988].

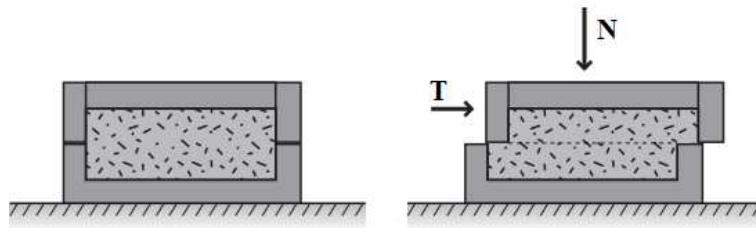


Figure -V.5- : Le principe de l’essai de cisaillement direct à la boîte.

(ESTRADA MEJIA Nicolas, 2008).

L’échantillon est donc cisailé suivant un plan imposé, sur lequel on exerce une contrainte normale et une contrainte tangentielle déterminées par les équations V.4 et V.5. On mesure le déplacement de la demi-boîte supérieure par rapport à celle inférieure en fonction de la force T. Et en même temps, on évalue le tassement ou la dilatation verticale de l’échantillon durant le cisaillement. Cette procédure est répétée sur plusieurs éprouvettes pour différentes valeurs de la contrainte normale, ce qui permet de déterminer la cohésion C et l’angle de frottement ϕ du sol par le traçage de la courbe intrinsèque [SCHLOSSER François, 1988].

$$\sigma = \frac{N}{S} \qquad \text{Équation (V.4).}$$

$$\tau = \frac{T}{S} \qquad \text{Équation (V.5).}$$

Où S est l’aire de la section corrigée de l’éprouvette.

V.2.5. La courbe contrainte-déformation

La courbe contrainte-déformation décrit l’évolution de la résistance au cisaillement en fonction du déplacement relatif de la demi-boîte supérieure. Les courbes obtenues pour les sols cohérents ont de façon générale une allure analogue à celle obtenue dans le cas des sols pulvérulents [MAGNAN Jean-Pierre, 1991].

V.2.5.1. Les sols pulvérulents

Le résultat de l’essai est de deux types, suivant la densité initiale du milieu. Si l’essai est effectué sur un matériau très compact, la courbe contrainte-déformation présente un pic de résistance pour des déformations très faibles. Lorsqu’on continue à cisailier, la résistance du matériau décroît de plus en plus lentement, pour enfin se stabiliser à une valeur plus faible appelée la résistance résiduelle du matériau (figure V.6.). Dans ce cas, l’indice des vides est faible, les grains étant enchevêtrés. Le pic de cette courbe correspond à l’effort de cisaillement qu’il faut appliquer pour provoquer le désenchevêtrement des grains dans le plan de la rupture. Cette désorganisation du matériau est due à l’augmentation du volume V; ce phénomène est connu sous le nom de dilatance (figure V.7) [ESTRADA MEJIA Nicolas, 2008].

En revanche, si le milieu est lâche, on n’observe pas de pic de résistance, mais uniquement une résistance résiduelle ; c’est-à-dire que la courbe croît de plus en plus lentement pour tendre vers la première courbe dans le domaine des grandes déformations (figure V.6.) [ESTRADA MEJIA Nicolas, 2008]. On définit alors la rupture pour une valeur conventionnelle de la déformation ϵ_{\max} , en pratique inférieure à 20 % [MAGNAN Jean-Pierre, 1991]. Dans ce

cas, le serrage des grains est lâche et au cours de l'essai, le volume initial de l'échantillon diminue. Ce phénomène correspond à une dilatance négative ou contractance (figure V.7.).

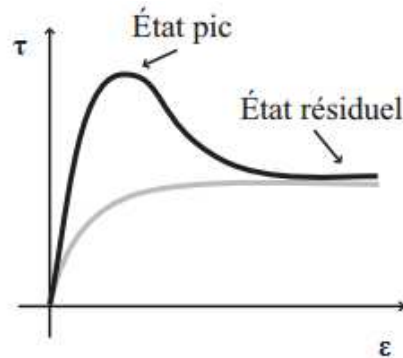


Figure -V.6- : La courbe contrainte-déformation dans un essai de cisaillement.

(ESTRADA MEJIA Nicolas, 2008).

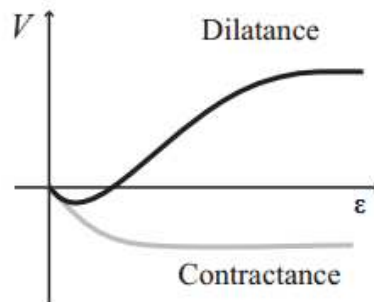


Figure -V.7- : L'évolution du volume lors du cisaillement pour un échantillon initialement dense et un autre lâche. (ESTRADA MEJIA Nicolas, 2008).

V.2.5.2. Les sols cohérents

Les courbes contraintes-déformations des sols cohérents ont la même allure que celles des sols pulvérulents. Elles présentent ou non un maximum suivant l'état de compacité et la structure du sol. La rupture se déduit de la même façon. Les argiles non remaniées ont une courbe semblable à celle d'un sable compact. Toutefois, le pic ne correspond plus au travail de désenchevêtrement des grains mais à la destruction progressive de l'échantillon. Dans le cas des argiles non remaniées, on obtient une courbe ne présentant pas de pic (figure V.8). Les essais de cisaillement conduits sur les sols cohérents s'accompagnent de variations de volume décroissantes, sauf pour les sols très consolidés [LCPC, 1987].

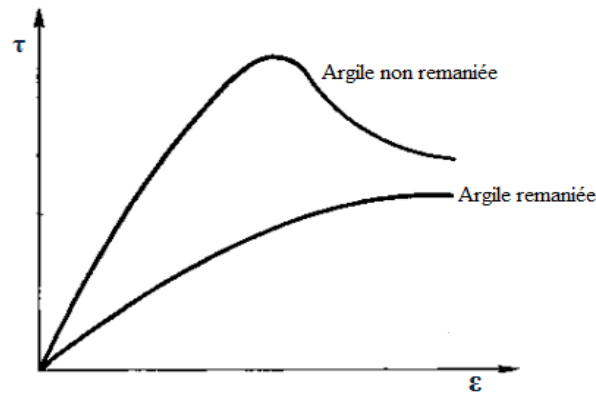


Figure -V.8- : Les courbes contraintes-déformations d'un sol cohérent. (LCPC, 1987).

V.2.6. Les types d'essais de cisaillement

L'essai comprend deux phases, la première est l'application des contraintes normales, la deuxième est relative au cisaillement proprement dit. Selon qu'on doit, et ceci pendant ces deux phases, empêcher tout drainage ou au contraire laisser l'eau s'évacuer sans aucune pression, on distingue plusieurs types d'essais [LCPC, 1987].

V.2.6.1. Les essais de cisaillement non consolidés non drainés UU

Ce sont des essais rapides pendant lesquels l'éprouvette ne subit aucune consolidation, ni drainage durant les deux phases. La première phase est alors ce que l'on pourrait appeler « la remise sous contraintes ». Dans des cas très particuliers concernant les sols cohérents saturés, la droite de coulomb dans le diagramme (τ, σ) est horizontale, dont l'équation est comme suit :

$$\tau = C_u \qquad \text{Équation (V.4).}$$

V.2.6.2. Les essais de cisaillement consolidés non drainés CU

Ce sont des essais lors desquels l'éprouvette de sol est consolidée avant l'expérience sous la même contrainte normale σ qu'elle subira durant l'essai. Le drainage n'est permis que pendant cette phase. Lors de la deuxième phase, la contrainte de cisaillement est suffisamment rapide pour que le drainage n'ait pas le temps de s'effectuer, et ceci dans le but d'éviter la dissipation de la pression interstitielle u de l'eau. La contrainte de cisaillement à la rupture est donnée par l'équation V.5

$$\tau = C + \sigma \tan \varphi \qquad \text{Équation (V.5).}$$

Avec : $\sigma = \sigma' + u$

- u= la pression interstitielle de l'eau.
- σ'= la contrainte effective.

V.2.6.3. Les essais de cisaillement consolidés drainés CD

Lorsqu'on effectue ce genre d'essais, l'évacuation de l'eau est permis aussi bien durant l'application de la contrainte normale que pendant l'application de la contrainte de cisaillement. La vitesse de cisaillement est suffisamment lente pour que la pression interstitielle de l'eau puisse se dissiper et être considérée comme nulle à chaque instant ($u = 0$). L'essai, étant mené sous contraintes effectives, donne une cohésion et un angle de frottement effectifs. L'équation de coulomb devient alors comme suit :

$$\tau = C' + \sigma \tan \varphi' \quad \text{Équation (V.6).}$$

$$\text{Avec : } \sigma = \sigma'$$

V.2.7. La procédure de l'essai

Dans notre étude, on s'intéresse à la détermination des caractéristiques non consolidées non drainées d'un sol humidifié à une teneur en eau optimale et compacté d'une manière à obtenir la densité sèche optimale ou une valeur qui lui est proche , déterminée préalablement à partir de l'essai Proctor modifié.

Comme les sols à qui on a à faire sont des sols cohérents, on choisit la boîte de cisaillement à section intérieure circulaire qui convient à ce type de sol. L'essai est effectué sur vingt échantillons de sol représentatifs tamisés au tamis 5mm, qui sont ensuite humidifiés à leurs teneurs en eau optimales et compactés couche par couche dans la boîte de Casagrande déjà montée. Le compactage se fait à l'aide d'un pilon dont la surface de contact est légèrement inférieure à la surface de la section intérieure de la boîte. Les plaques drainantes sont placées de manière à empêcher le drainage du sol et les pierres poreuses sont utilisées pour permettre l'évacuation de l'eau hors du système.

Cette boîte est placée par la suite dans l'appareil de cisaillement (figure V.9). Le cisaillement est lancé après avoir rempli le châssis contenant la boîte de cisaillement avec de l'eau déminéralisée (figure V.10). L'éprouvette est donc cisailée sous la force N appliquée. L'essai comporte le cisaillement de quatre éprouvettes de mêmes dimensions, préparées dans les mêmes conditions, cisailées à la même vitesse mais qui sont soumises à des efforts verticaux différents.



Figure -V.9- : L'appareil de cisaillement.

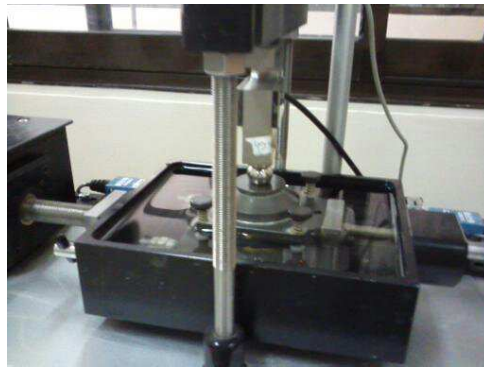


Figure -V.10- : L'essai de cisaillement.

V.2.8. Les résultats et l'interprétation

Les figures ci-dessous décrivent l'évolution de la contrainte tangentielle (τ) en fonction des déplacements horizontaux (ΔL), et ceci pour les vingt échantillons et sous différentes contraintes normales (100, 200, 300 et 400 KPa).

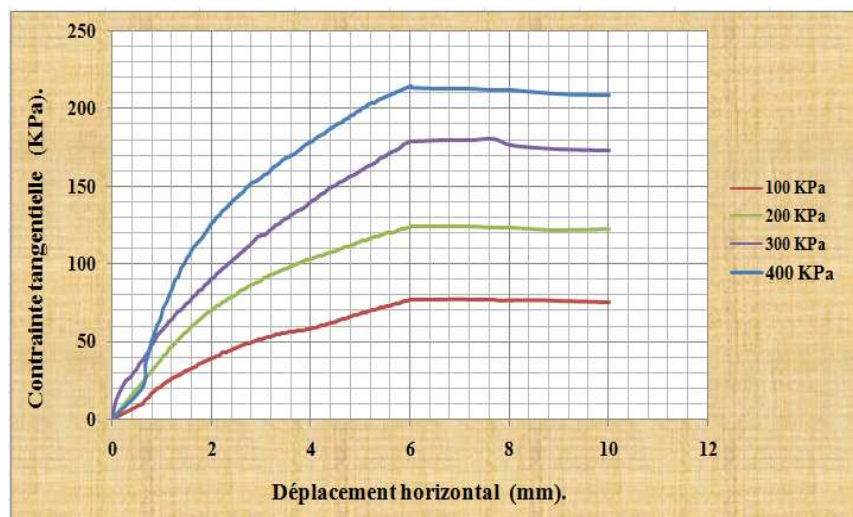


Figure -V.11- : La courbe contrainte-déformation pour le puits P2 (0,50 /1,20) m.

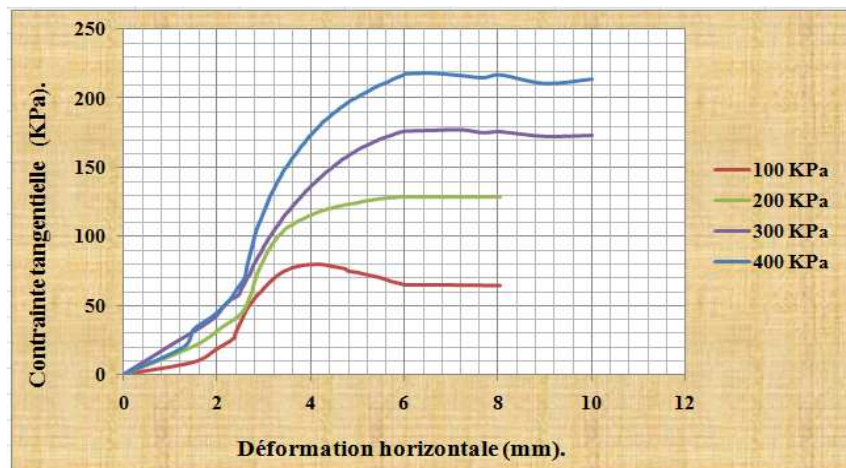


Figure -V.12- : La courbe contrainte-déformation pour le puits P3 (0,50 / 1,00) m.

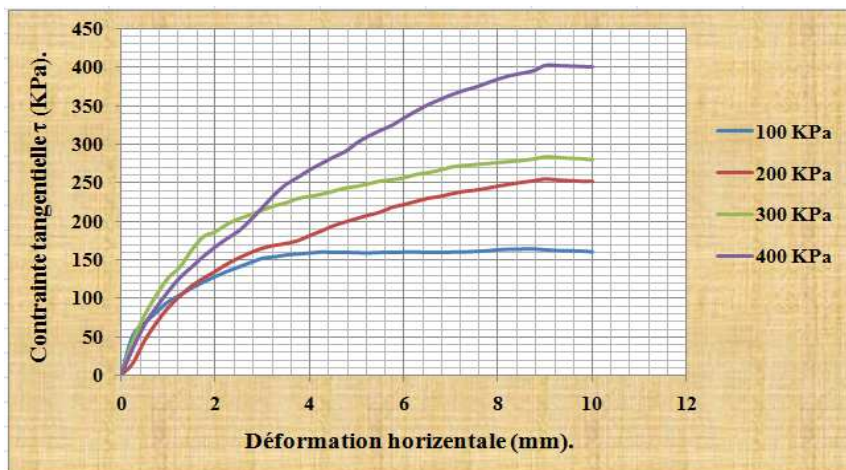


Figure -V.13- : La courbe contrainte-déformation pour le puits P5 (2,30 / 2,50) m.

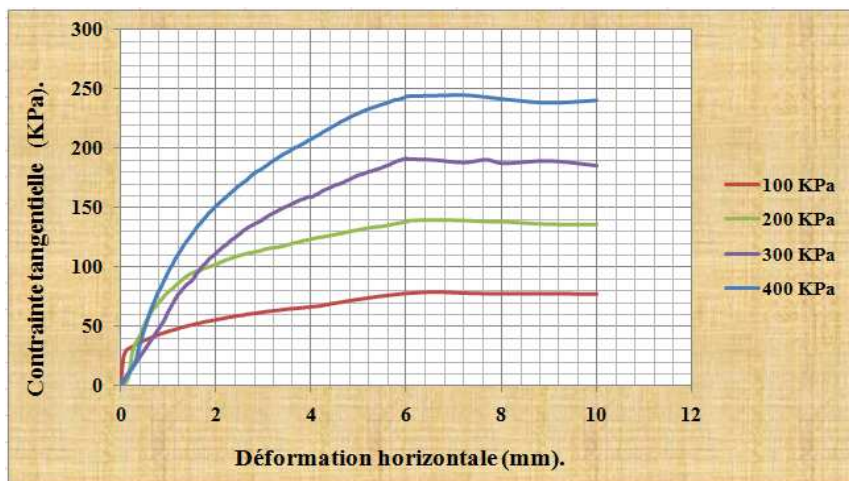


Figure -V.14- : La courbe contrainte-déformation pour le puits P10 (0,50 / 1,00) m.

Les courbes obtenues ont toutes la même forme, à savoir celle d'un sol cohérent remanié décrite dans le paragraphe IV.2.5.2. Ces courbes sont étalées et ne présentent pas de pic de résistance. L'augmentation de la résistance est très faible en fonction du déplacement horizontal. La résistance au cisaillement est prise dans ce cas comme étant la contrainte tangentielle max que ces sols peuvent supporter avant la rupture.

On remarque aussi que la résistance au cisaillement est proportionnelle à l'augmentation de la contrainte normale, ceci est bien illustré sur les figures précédentes. En effet, l'accroissement de la contrainte normale ramène le matériau à un état plus compact où le serrage des grains les uns contre les autres augmente les forces d'enchevêtrement, de frottement et de cohésion entre les grains d'une part, et entre les grains et les particules d'autre part.

Les figures ci-après représentent la variation du volume des éprouvettes du sol testé au cours du cisaillement, sous différentes contraintes normales appliquées.

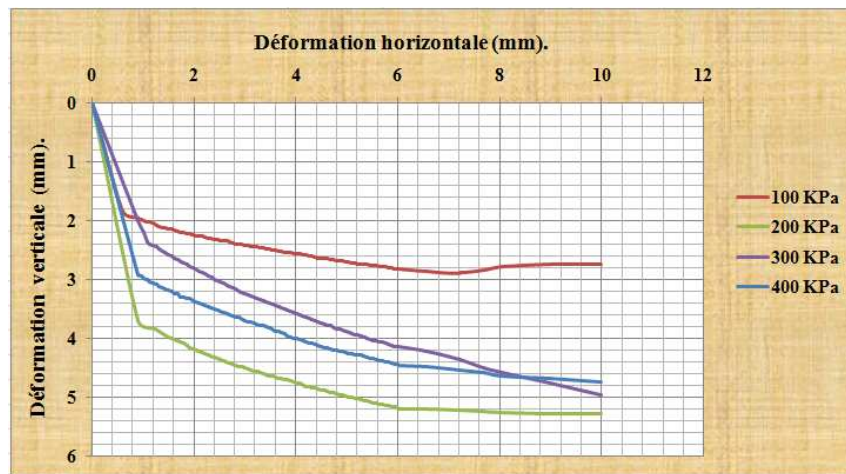


Figure -V.15- : La courbe de la variation de volume pour le puits P2 (0,50 / 1,20) m.

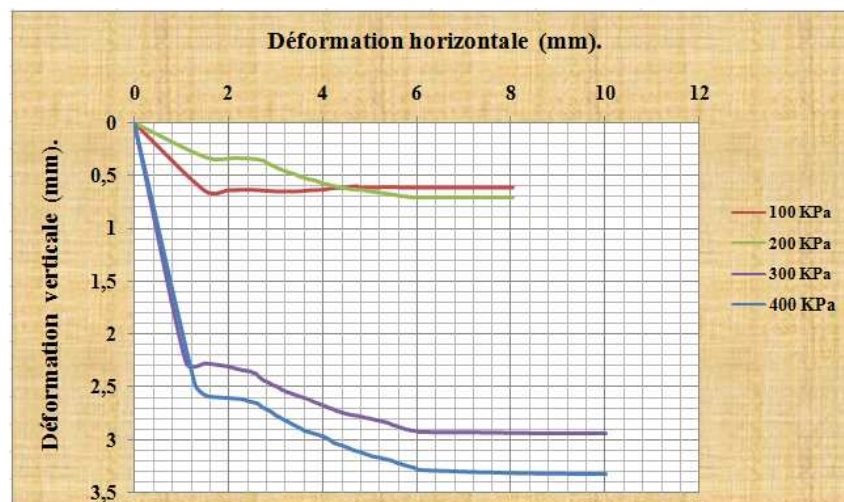


Figure -V.16- : La courbe de la variation de volume pour le puits P3 (0,50 / 1,00) m.

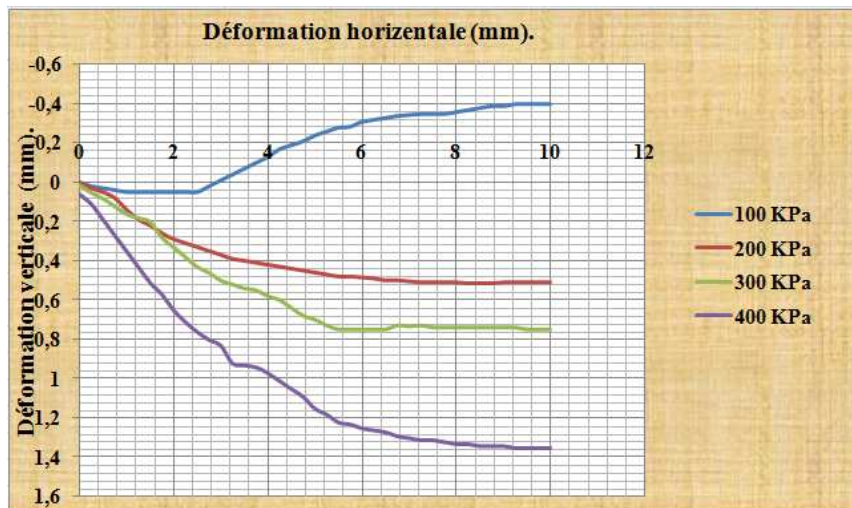


Figure -V.17- : La courbe de la variation de volume pour le puits P5 (2,30 / 2,50) m.



Figure -V.18- : La courbe de la variation de volume pour le puits P10 (0,50 / 1,00) m.

On constate que pratiquement tous les échantillons traités ont subi des variations de volume positives et cela quelle que soit la contrainte normale appliquée, à l'exception des sols extraits des puits P5, P50, P56, P66, P67 et P73 qui présentent une dilatance au début ou durant tout l'essai, et ce sous de faibles contraintes normales (100 KPa et 200 KPa).

Les variations de volume négatives observées au début de l'essai, dans le cas de l'échantillon P73 et sous une contrainte normale d'une valeur de 100 KPa, trouvent leur explication dans le fait que les grains se désenchevêtrent et montent les uns sur les autres en se déplaçant pour éviter le cisaillement, ce qui provoque l'augmentation du volume de l'échantillon. Le même phénomène se produit pour les échantillons P5, P50, P56, P66 et P67, sauf qu'il est observé pendant tout l'essai.

Le comportement purement contractant développé par les autres échantillons, tout au long de l'essai, peut être dû à la compressibilité des particules argileuses, à structure en feuillets, qui ont tendance à se compresser sous l'effet de la contrainte normale. Ce comportement peut être également expliqué par l'état de la surface des grains et des particules, les particules argileuses

étant lisses. MM. PEYNEAU et ROUX, (2008) ont montré qu'un milieu composé de particules sans frottement peut être cisailé sans se dilater, tout en ayant un angle de frottement interne non nul.

Ci-dessous, on expose les courbes intrinsèques $\tau = f(\sigma)$.

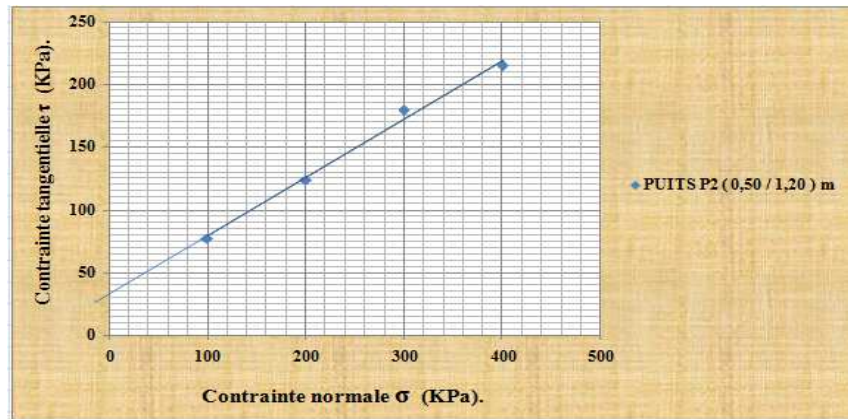


Figure -V.19- : La courbe intrinsèque, puits P2 (0,50 / 1,20) m.

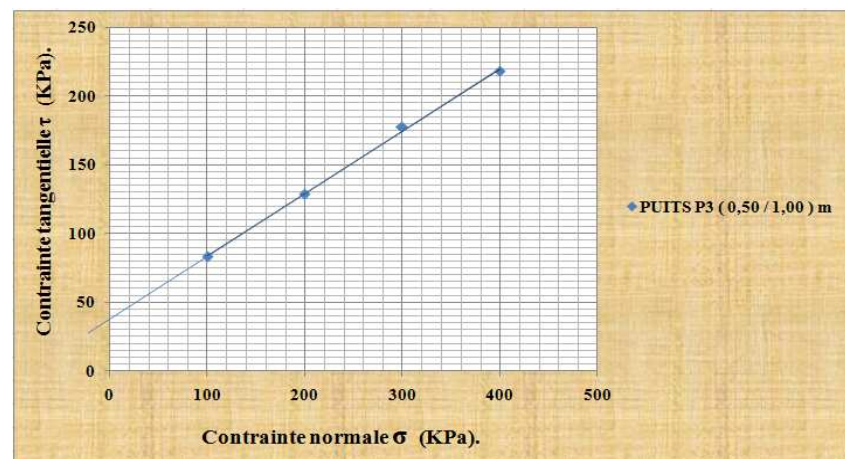


Figure -V.20- : La courbe intrinsèque, puits P3 (0,50 / 1,00) m.

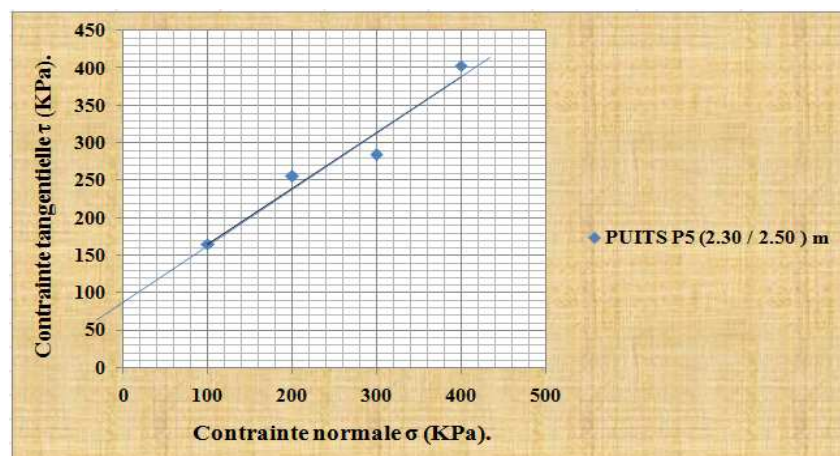


Figure -V.21- : La courbe intrinsèque, puits P5 (2,30 / 2,50) m.

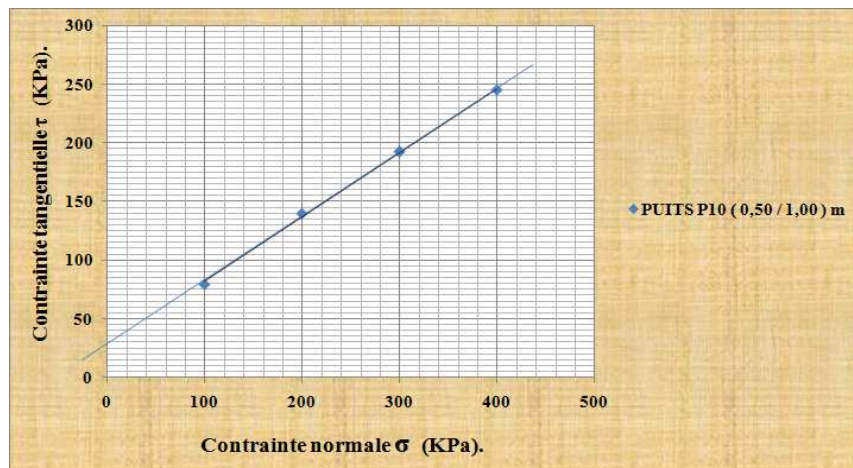


Figure -V.22- : La courbe intrinsèque, puits P10 (0,50 / 1,00) m.

Après traçage des courbes intrinsèques, il est facile de déduire l'angle de frottement interne et la cohésion des sols traités. Les valeurs obtenues sont portées sur le tableau V.1.

Tableau -V.1- : Les caractéristiques mécaniques de cisaillement.

Échantillon	L'angle de frottement interne φ (°)	La cohésion (KPa)
P2 (0,50/1,20) m.	25	35
P3 (0,50/1,00) m.	24	40
P5 (2,30/2,50) m.	39	90
P10 (0,50/1,00) m.	29	30
P13 (0,50/0,70) m.	22	25
P20 (0,50/0,80) m.	25	25
P28 (0,60/1,00) m.	16	55
P42 (0,50/0,80) m.	33	15
P49 (0,70/1,00) m.	28	25
P50 (1,00/1,30) m.	24	130
P52 (0,50/0,80) m.	28	110
P56 (0,60/1,00) m.	32	80
P58 (1,00/1,20) m.	24	25
P60 (0,60/1,20) m.	17	170
P61 (0,60/1,20) m.	29	35
P66 (1,00/1,20) m.	40	67
P67 (0,50/0,80) m.	26	140
P70 (0,50/0,80) m.	28	25
P71 (0,80/1,00) m.	28	30
P73 (0,50/0,80) m.	21	120

On constate que certains sols donnent des valeurs de cohésion nettement plus élevées par rapport aux autres. Chose qui peut être expliquée par la nature et la portion, qui reste relativement importante, des particules fines constituant ces sols et qui influent grandement sur la nature des liaisons physico-chimiques pouvant exister entre les grains et créées par la cimentation.

D'autre part, on enregistre des valeurs de l'angle de frottement plus au moins importante et où ϕ atteint une valeur maximale pour le puits P66. D'après les résultats de l'analyse granulométrique, on remarque que la valeur de ϕ est proportionnelle à l'étalement de la granulométrie de ces sols. Cela corrobore les résultats obtenus par MAGNAN (1991) et ROBITAILLE et TREMLAY (1997) dans leurs travaux respectifs.

V.3. Les caractéristiques mécaniques de compressibilité

V.3.1. La compressibilité des sols

Tous les sols se déforment sous les charges qui leur sont appliquées, avec des amplitudes allant de quelques millimètres à quelques mètres. L'amplitude des déformations du sol dépend de la nature et de l'état du sol et des charges appliquées (fondation, remblais, digues,...etc.) [MAGNAN Jean-Pierre, 2000]. Les sols déformés ont un comportement irréversible vu que la déformation subie reste permanente même après relâchement des contraintes. Ces déformations peuvent se traduire soit par un changement de forme (distorsion), soit par un changement de volume (compression) ou les deux en même temps [HOLTZ Robert, 1981].

Lorsqu'un sol est soumis à une sollicitation externe, ses particules adoptent une structure plus compacte. Cette capacité qu'ont les sols d'être comprimés peut résulter de trois phénomènes, qui sont la compression du squelette solide, c'est-à-dire la déformation des grains du sol, la compression de l'eau et de l'air qui remplissent les vides ou l'expulsion de l'air et l'eau contenus dans les vides. Mais comme les charges que l'on rencontre ordinairement dans les applications du génie civil ne causent généralement qu'une très faible compression des grains, on ne tiendra pas compte de la compressibilité du fluide interstitiel car les sols compressibles se trouvent souvent sous la nappe phréatique. C'est donc le troisième facteur qui contribuera le plus au changement de volume des sols comprimés. À mesure que le fluide interstitiel est chassé, les grains de sol sont réarrangés suivant une configuration plus dense et par conséquent plus stable ; il en résulte une diminution de volume et un tassement de la surface. La vitesse à laquelle se produira ce tassement dépend de la perméabilité du sol, de l'ampleur du réarrangement des grains et de la compression. Celle-ci dépend de la rigidité du squelette, elle-même fonction de la structure du sol [HOLTZ Robert, 1981].

La compressibilité d'un sol est donc la propriété qu'il a de réagir à une augmentation de la contrainte effective par un resserrement de ses particules solides, les plus petites s'insérant entre les plus grosses, et une réduction de son indice des vides, ce qui correspond à une augmentation de la masse volumique [ROBITAILLE et TREMLAY. 1997].

Pour estimer les déformations verticales, les ingénieurs ont souvent recours aux essais de compressibilité à l'œdomètre. Ces derniers permettent d'étudier le comportement d'un sol soumis à un accroissement de chargement et d'en déduire l'amplitude des tassements et la durée nécessaire pour leur stabilisation [BOUDLAL Omar, 2013].

V.3.1.1. La compressibilité des sols cohérents

Les sols à grains fins (silts et argiles) sont peu perméables. De ce fait, l'eau se trouvant dans leurs vides est expulsée très lentement lorsqu'un réaménagement des particules fait suite à l'augmentation des contraintes. Ainsi donc, la compression de ces sols ou réduction de leur volume évolue avec le temps. Autrement dit, elle est déterminée par la vitesse à laquelle l'eau est chassée des pores, c'est ce qu'on appelle un tassement de consolidation [ROBITAILLE et TREMLAY. 1997].

V.3.1.2. La compressibilité des sols pulvérulents

Les tassements surviennent très vite dans les sols à gros grains. Comme il s'agit de sols suffisamment perméables, l'eau quitte rapidement les vides sous la poussée des particules solides bousculées par l'augmentation de la contrainte effective s'exerçant sur leurs points de contact. Les tassements dans ces sols ont donc lieu essentiellement pendant les travaux de construction, ce sont des tassements immédiats. Il n'y aura pas de tassements supplémentaires, à moins qu'un phénomène naturel ou artificiel n'entraîne une nouvelle augmentation de la contrainte effective [ROBITAILLE et TREMLAY. 1997].

La granulométrie joue un rôle dans l'ampleur des tassements de ces sols et cette dernière dépend de l'arrangement et de la grosseur des particules. En effet, dans les sols à granulométrie étalée, les vides entre les grosses particules sont aisément occupés par des particules plus petites. La réduction de l'indice des vides y est donc plus importante que dans les sols à granulométrie plus uniforme. D'une manière plus explicite, les sols ayant un indice des vides plus petit sont à priori moins compressibles que ceux dont l'indice est élevé, puisque leur volume potentiel de vides à réduire est moindre. De plus, le tassement sous un chargement statique est d'autant plus important que la compacité initiale est lâche. Enfin, et comme la stabilité des sols à gros grains est assurée par la friction et l'enchevêtrement des particules, de fortes vibrations causées par les séismes ou par l'activité humaine peuvent y entraîner des tassements [ROBITAILLE et TREMLAY. 1997].

V.3.2. L'essai œdométrique (XP P 94-090-1)

Les essais œdométriques, appelés aussi les essais de compressibilité, sont introduits au début du vingtième siècle dans l'usage de la mécanique des sols. Ce sont les essais les plus utilisés dans les études géotechniques de sols compressibles et peu perméables. Cet essai reproduit les conditions de déformation des sols dans le cas d'un massif à surface horizontale, chargé par une pression uniforme et où le sol ne peut se déplacer que verticalement [MAGNAN Jean-Pierre, 2000].

Le principe de cet essai consiste à charger axialement une éprouvette de forme cylindrique, placée dans l'anneau de confinement et dont la déformation radiale est nulle, et à mesurer la variation Δh de sa hauteur h_0 au cours du temps. L'éprouvette est drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai. La charge est appliquée par paliers maintenus constants et successivement croissants et décroissants suivant un programme défini. Les variations de la hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai, et ce en fonction de la durée d'application de la charge.

Le tassement de l'éprouvette dans un essai œdométrique est dû, dans un premier temps, à la variation de la contrainte effective dans l'éprouvette (consolidation primaire) et au fluage (consolidation secondaire), dans un deuxième temps, qui est causé par le réarrangement du squelette granulaire du sol [NGUYEN PHAM Phuong Thao, 2008].

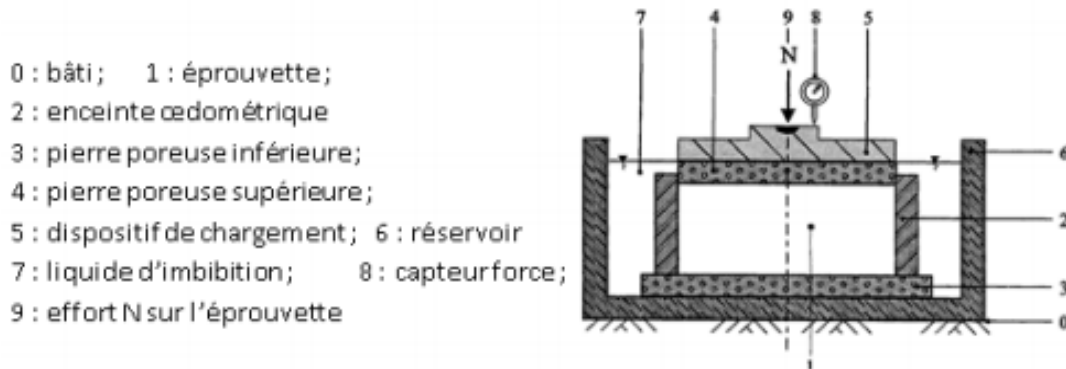


Figure -V.23- : Le principe de l'essai œdométrique.

L'interprétation de l'essai consiste à tracer la courbe donnant la variation de l'indice des vides de l'éprouvette en fonction de la contrainte de consolidation appliquée. Cette courbe est nommée « courbe de compressibilité œdométrique » ou « courbe œdométrique » [MAGNAN Jean-Pierre, 2000]. Les indices de gonflement C_s et de compression C_c et les modules œdométriques y sont déduits. La pression de préconsolidation σ_p , qui est un paramètre très important reflétant l'histoire de chargement du sol dans le passé, est aussi identifiée.

V.3.2.1. Les courbes de compressibilité

D'une manière générale, les courbes de compressibilité traduisent les variations de l'indice des vides du sol mesuré à la fin de chaque palier de chargement, et ceci en fonction de la contrainte verticale effective correspondante [MAGNAN Jean-Pierre, 2000].

V.3.2.1.2. Les courbes de compressibilité des sols cohérents

La perméabilité faible des sols fins empêche l'écoulement immédiat de l'eau à travers leurs pores. Ceci se traduit alors par le fait que les charges appliquées à la surface d'une éprouvette confectionnée à partir de ces sols se transmettent d'abord à l'eau puis, progressivement au squelette solide, au fur et à mesure que l'eau sorte du sol. Les déformations obtenues dépendent donc du temps.

La courbe est composée de deux parties sensiblement rectilignes, AB à faible pente et CD à forte pente, raccordées par une partie courbe (BC) (figure V.72). On constate en outre, lors d'un cycle de chargement-déchargement DEFGH, que le matériau n'a pas un comportement élastique et présente une boucle d'hystérésis [MAGNAN Jean-Pierre, 2000].

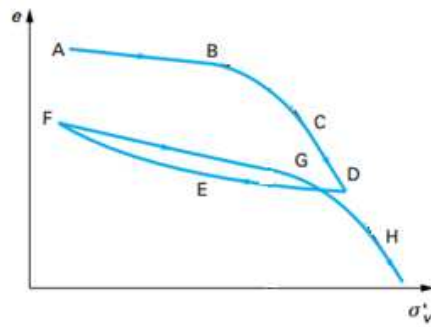


Figure -V.24- : La courbe de compressibilité d'un sol fin.

(MAGNAN Jean-Pierre, 2000).

V.3.2.1.1. Les courbes de compressibilité des sols pulvérulents

La courbe de compressibilité œdométrique d'un sol pulvérulent a l'allure générale indiquée sur la figure V.73. Dans la partie AB de la courbe, la variation de volume est notable et provient surtout du réarrangement des grains. Dans la partie EF, cette variation est faible et elle est due à la déformation élastique des grains. Dans le cas où l'éprouvette est déchargée puis rechargée, le comportement du sol est irréversible (trajets BC et CD) ; seule la partie liée à la déformation élastique des grains est récupérée. En pratique, l'essai œdométrique est peu utilisé pour les sables [MAGNAN Jean-Pierre, 2000].

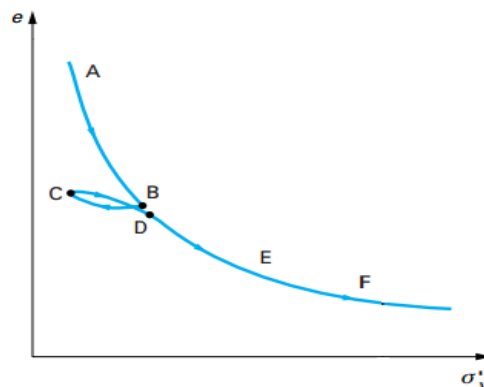


Figure -V.25- : La courbe de compressibilité d'un sol pulvérulent.

(MAGNAN Jean-Pierre, 2000).

V.3.2.2. Les paramètres de compressibilité

Les courbes de compressibilité sont caractérisées par la pression de préconsolidation σ_p , l'indice de gonflement C_s et l'indice de compression C_c .

V.3.2.2.1. La pression de préconsolidation

La contrainte de préconsolidation, notée σ_p , correspond au coude de la courbe œdométrique. Autrement dit, c'est l'abscisse du point d'intersection P des deux parties rectilignes de la courbe de compressibilité œdométrique (figure V.74). Cette contrainte est très importante en géotechnique. Elle donne une indication sur la pression verticale effective maximale que le sol a subie au cours de son histoire géologique [ARABET Leila, 2010].

La pression de préconsolidation n'est pas nécessairement égale à la contrainte effective initiale existant actuellement dans le sol d'où l'on a prélevé l'échantillon testé. Au cours de son histoire, le sol a pu être soumis au poids de couches de terrains ou de glace qui ont disparu par la suite. Le vieillissement du sol sous son propre poids peut aussi avoir produit un effet comparable. Lorsque la pression de préconsolidation est supérieure à la contrainte effective verticale actuelle σ'_{v0} , on dit que le sol est surconsolidé. Si les deux contraintes sont égales, le sol est dit normalement consolidé. La pression de préconsolidation ne peut être inférieure à la contrainte effective verticale actuelle σ'_{v0} [MAGNAN Jean-Pierre, 2000].

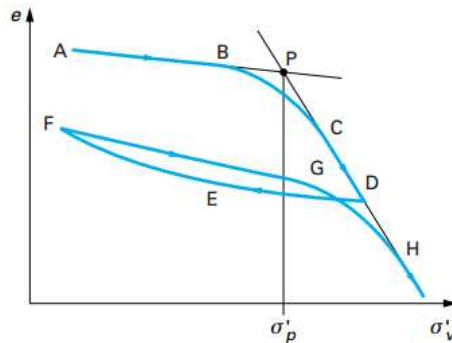


Figure -V.26- : La courbe de compressibilité d'un sol fin.

(MAGNAN Jean-Pierre, 2000).

V.3.2.2.2. L'indice de gonflement (recompression)

La pente de la partie initiale de la courbe, C_s , appelée indice de gonflement (indice de recompression), traduit le gonflement ou la recompression du sol au cours du déchargement. Il est défini par l'équation V.7 :

$$C_s = \left| \frac{\Delta e}{\Delta (\log \sigma'_v)} \right| \quad \text{Équation (V.7).}$$

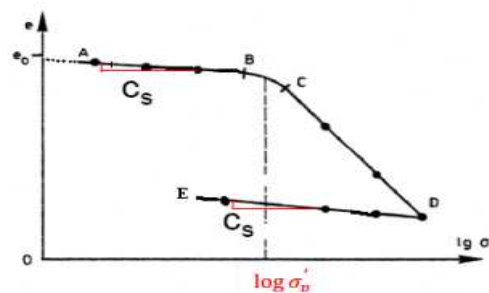


Figure -V.27- : L'indice de gonflement C_s .

V.3.2.2.3. L'indice de compression

On appelle indice de compressibilité C_c , la pente de la partie finale de la courbe BC (figure V.75). Il traduit la compression du sol en phase de chargement. Il est donné par l'équation V.8 :

$$C_c = \left| \frac{\Delta e}{\Delta (\log \sigma'_v)} \right| \quad \text{Équation (V.8)}$$

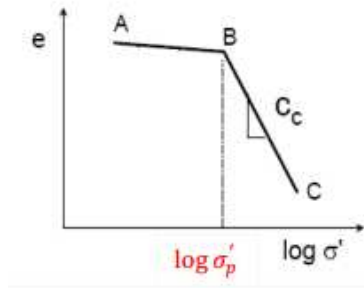


Figure -V.28- : L'indice de compression C_c .

Le tableau V.2 décrit l'ordre de grandeur de l'indice de compression de différents types de sols et le tableau V.3 décrit la variation de la compressibilité de certains minéraux argileux.

Tableau -V.2- : L'indice de compression de différents types de sols.

Type de sol	Compressibilité	Ordre de grandeur de C_c
Sable	Incompressible	$0.01 < C_c < 0.02$
	Très peu compressible	$0.02 < C_c < 0.05$
	Peu compressible	$0.05 < C_c < 0.10$
Argile raide (Kaolinites)	Moyennement compressible	$0.10 < C_c < 0.25$
Argile moyenne (Illites)	Assez fortement compressible	$0.25 < C_c < 0.30$
	Très compressible	$0.30 < C_c < 0.80$
Argile molle (Montmorillonite)	Extrêmement compressible	$0.80 < C_c < 2.50$

Tableau -V.3- : La variation de la compressibilité suivant la nature minéralogique, selon MITCHEL (1993).

Minéraux argileux	Indice de compressibilité
Kaolinites	0,19 à 0,28
Illites	0,50 à 1,10
Montmorillonites	1,0 à 2,6

V.3.3. La procédure de l'essai

L'essai est effectué sur vingt échantillons préparés identiquement à l'essai de cisaillement direct. Chacun de ces sols a été tamisé au tamis 5 mm et humidifié par une quantité d'eau correspondant à sa teneur en eau optimale. Ensuite, le sol est compacté couche par couche dans un anneau rigide, d'une manière à obtenir une densité plus au moins proche de γ_d optimum. Le compactage se fait à l'aide d'un pilon dont la surface de contact est légèrement inférieure à la surface de la section intérieure de l'anneau.

Une fois l'éprouvette confectionnée, on prend le poids de l'échantillon humide et place l'éprouvette dans la cellule œdométrique. Puis, l'ensemble est placé sur le bâti de consolidation. Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical. Cette dernière étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant tout l'essai. La charge est appliquée par paliers maintenus constants et successivement croissants (chargement) et décroissant (déchargement).



Figure -V.29- : L'essai œdométrique.

Au cours de l'essai, sont mesurés et enregistrés :

- L'effort normal N (capteur force) ;
- Le déplacement vertical du vérin et par conséquent les variations de la hauteur de l'échantillon selon qu'il est en phase de chargement (compression) ou en phase de déchargement (gonflement).

Une fois l'essai terminé (fin des cycles de chargement-déchargement introduits), les données recueillies par l'unité d'acquisition sont traitées par le logiciel approprié. Un rapport est ensuite généré, présentant les différents détails de l'essai sous forme de tableaux et de courbes.

V.3.4. Les résultats et l'interprétation

Les résultats obtenus sont présentés sous forme de courbes de compressibilité œdométriques, $e = f(\log \sigma')$.

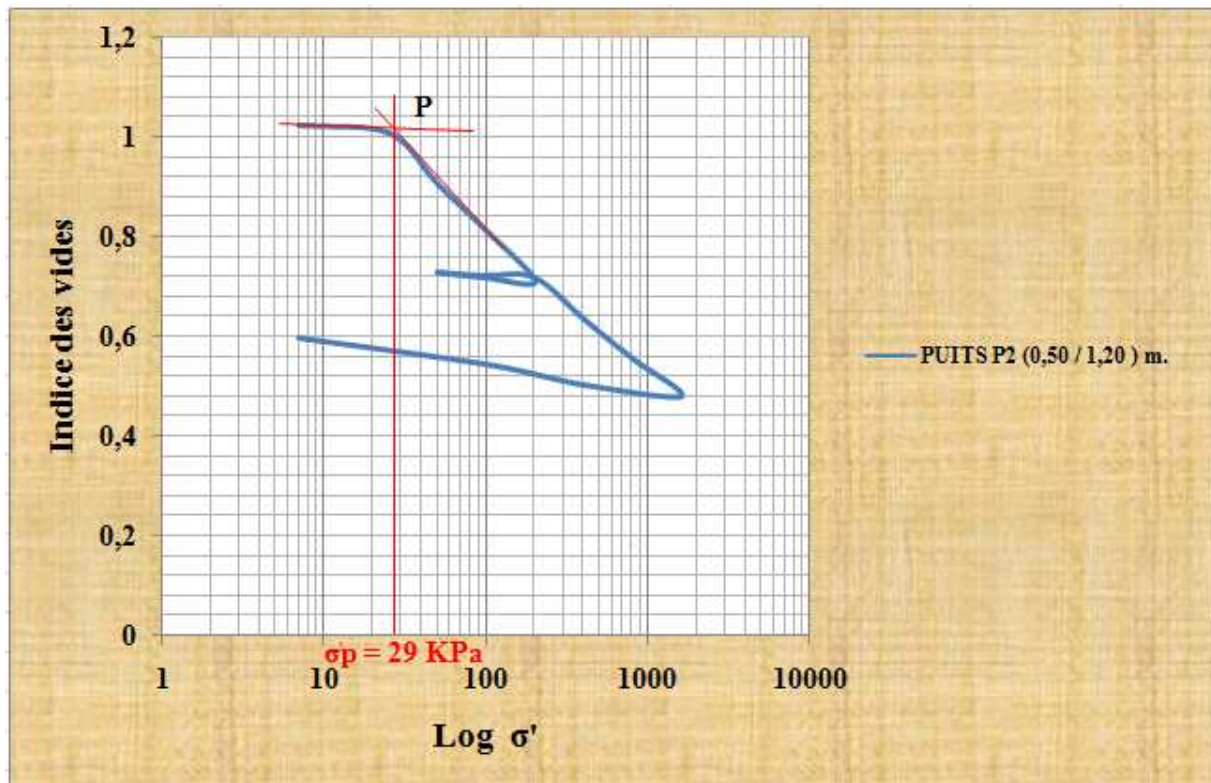


Figure -V.30- : La courbe de compressibilité œdométrique, puits P2 (0,50 / 1,20) m.

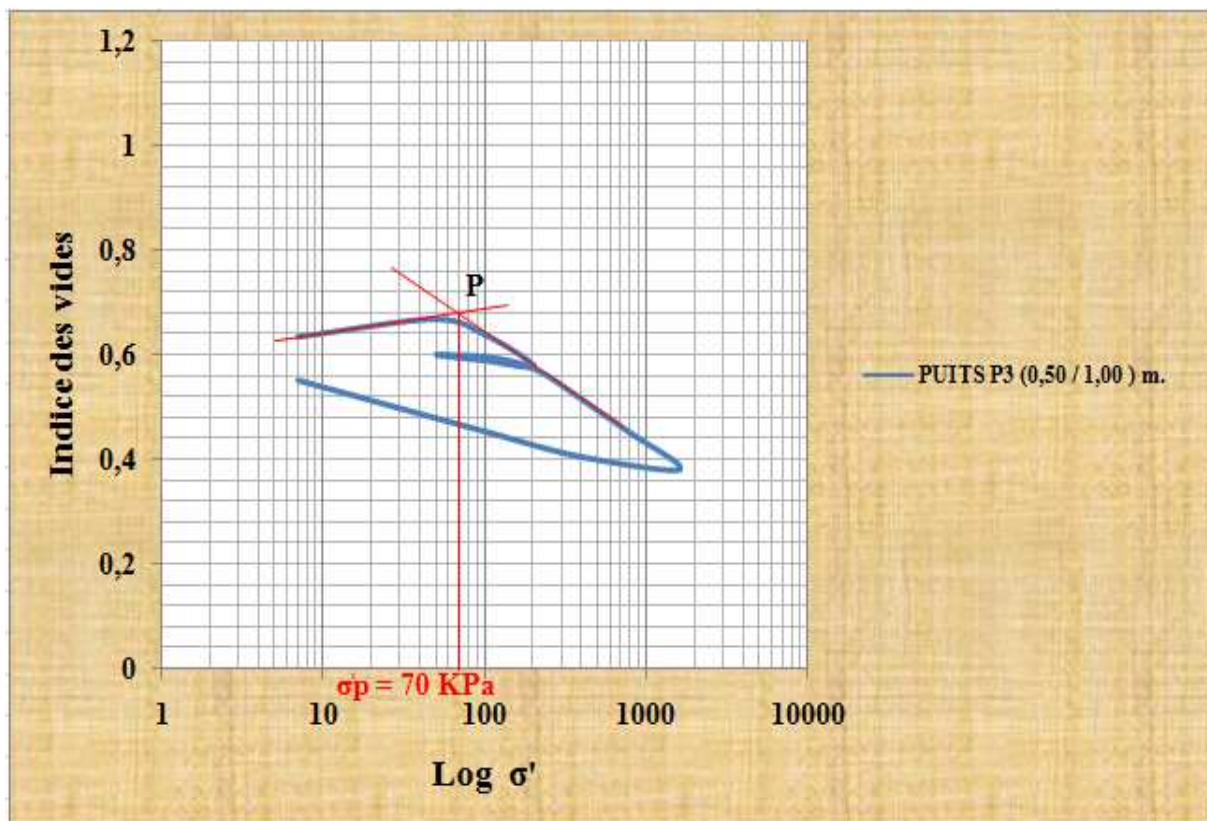


Figure -V.31- : La courbe de compressibilité œdométrique, puits P3 (0,50 / 1,00) m.

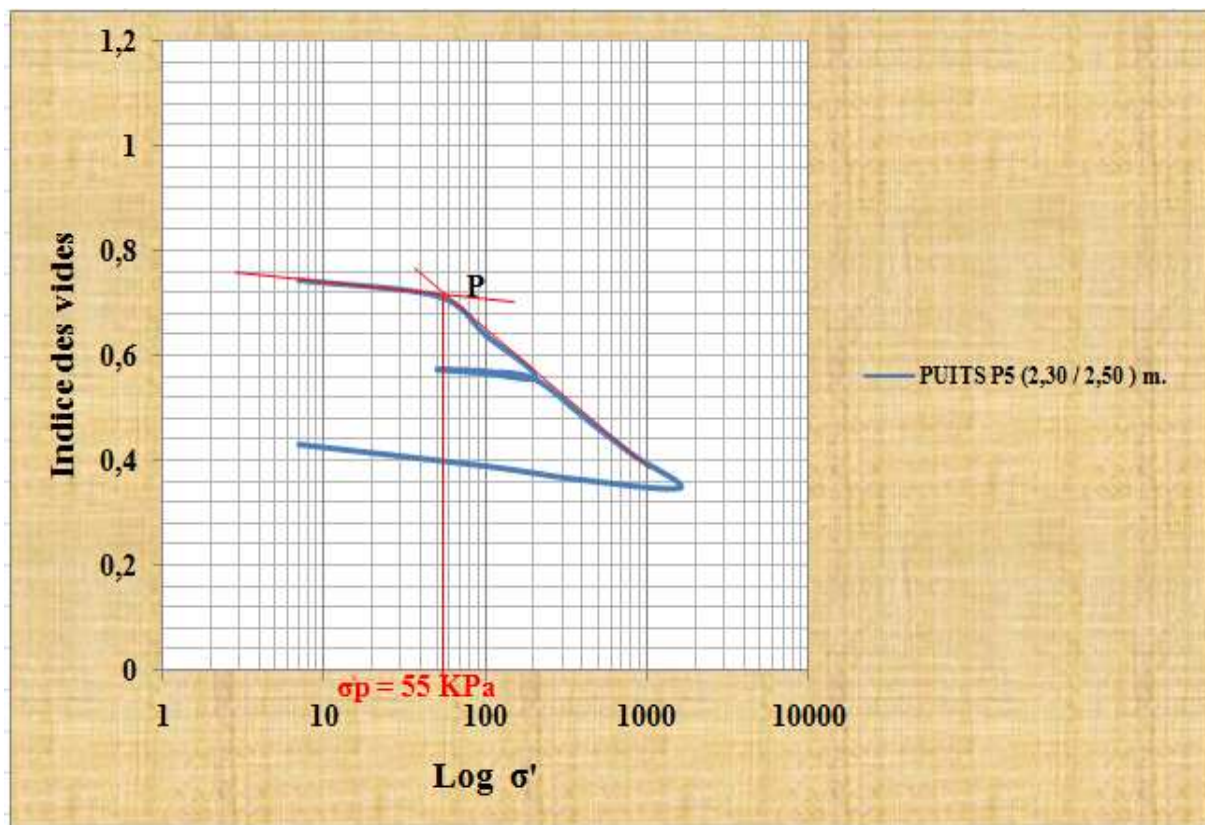


Figure -V.32- : La courbe de compressibilité œdométrique, puits P5 (2,30 / 2,50) m.

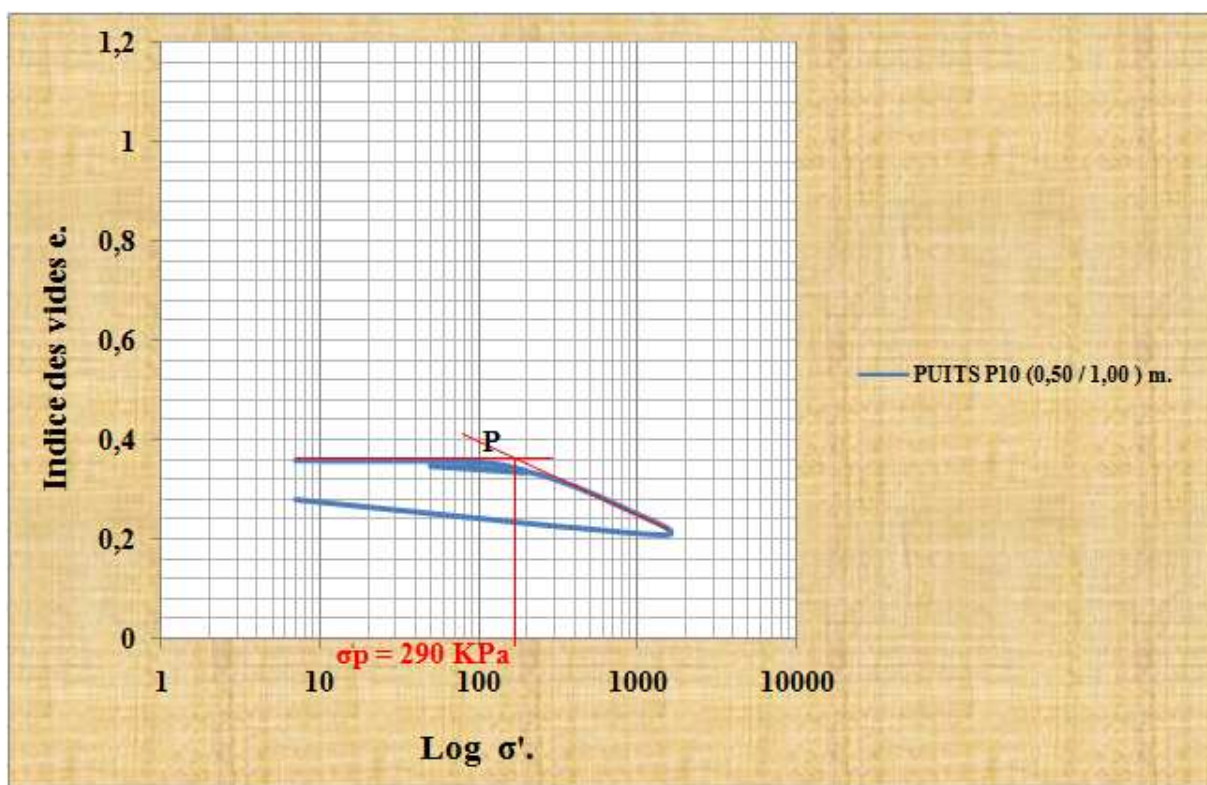


Figure -V.33- : La courbe de compressibilité œdométrique, puits P10 (0,50 / 1,00) m.

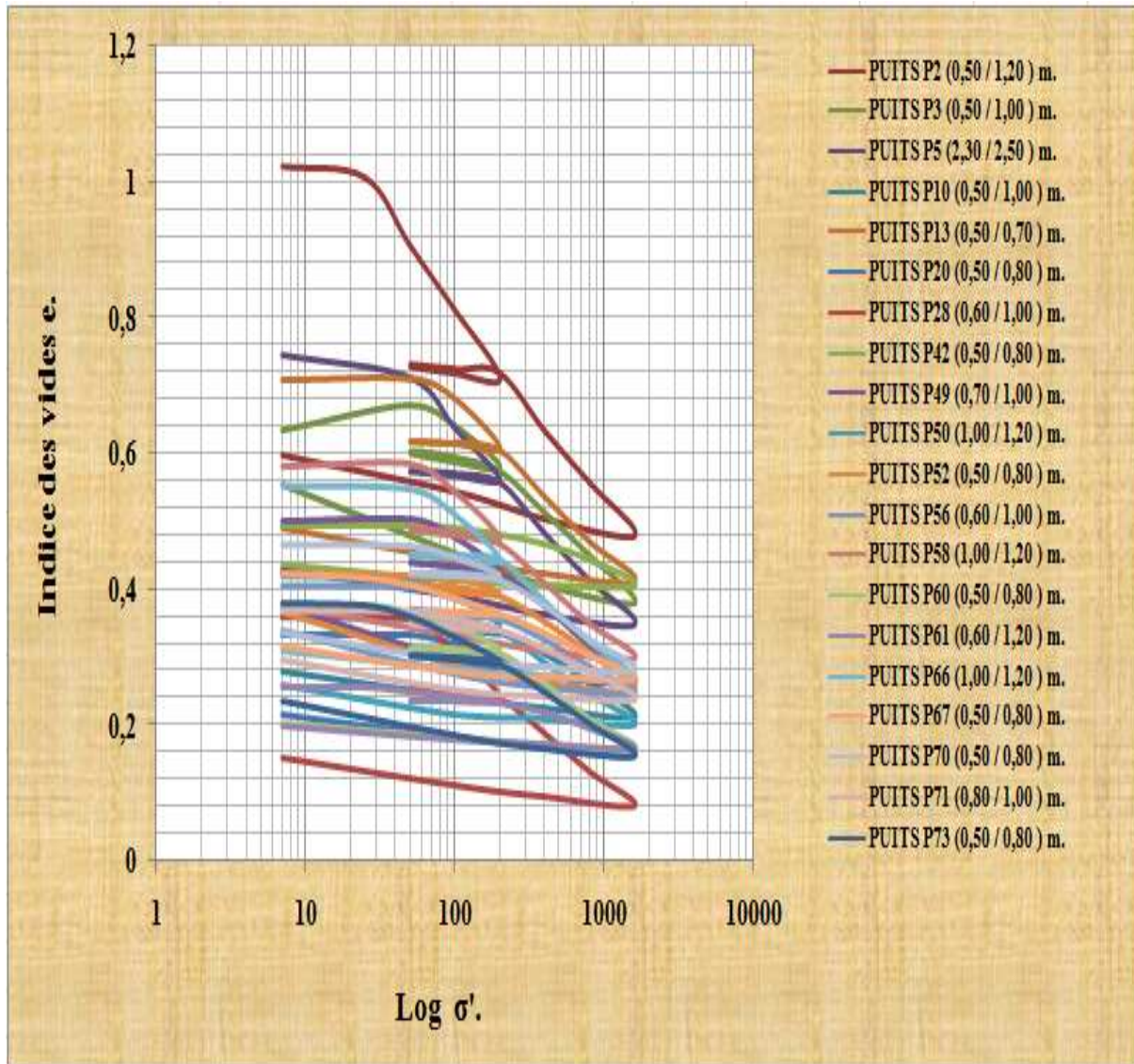


Figure -V.34- : Les résultats de l'essai œdométrique.

Tableau -V.3- : Les caractéristiques de compressibilité.

Échantillon	La contrainte de préconsolidation (KPa)	L'indice de gonflement C_s	L'indice de compression C_c
P2 (0,50/1,20) m.	29	0,02	0,199
P3 (0,50/1,00) m.	70	0,042	0,167
P5 (2,30/2,50) m.	55	0,041	0,251
P10 (0,50/1,00) m.	290	0,032	0,18
P13 (0,50/0,70) m.	65	0,04	0,217
P20 (0,50/0,80) m.	100	0,03	0,187
P28 (0,60/1,00) m.	59	0,036	0,167
P42 (0,50/0,80) m.	180	0,02	0,07
P49 (0,70/1,00) m.	70	0,07	0,217
P50 (1,00/1,30) m.	70	0,03	0,187
P52 (0,50/0,80) m.	160	0,067	0,152
P56 (0,60/1,00) m.	65	0,057	0,1
P58 (1,00/1,20) m.	60	0,03	0,217
P60 (0,60/1,20) m.	55	0,019	0,167
P61 (0,60/1,20) m.	55	0,01	0,081
P66 (1,00/1,20) m.	60	0,02	0,187
P67 (0,50/0,80) m.	50	0,033	0,111
P70 (0,50/0,80) m.	78	0,034	0,164
P71 (0,80/1,00) m.	130	0,03	0,093
P73 (0,50/0,80) m.	45	0,04	0,164

Tableau -V.4- : La classification selon la compressibilité.

Échantillon	L'indice de compression C_c	La classification selon la compressibilité	Le type de minéraux le constituant
P2 (0,50/1,20) m.	0,199	Moyennement compressible	Argile raide (Kaolinites).
P3 (0,50/1,00) m.	0,167	Moyennement compressible	Argile raide (Kaolinites).
P5 (2,30/2,50) m.	0,251	Assez fortement compressible	Argile raide (Kaolinites).
P10 (0,50/1,00) m.	0,18	Moyennement compressible	Argile raide (Kaolinites).
P13 (0,50/0,70) m.	0,217	Moyennement compressible	Argile raide (Kaolinites).
P20 (0,50/0,80) m.	0,187	Moyennement compressible	Argile raide (Kaolinites).
P28 (0,60/1,00) m.	0,167	Moyennement compressible	Argile raide (Kaolinites).
P42 (0,50/0,80) m.	0,07	Sable peu compressible	Argile raide (Kaolinites).
P49 (0,70/1,00) m.	0,217	Moyennement compressible	Argile raide (Kaolinites).
P50 (1,00/1,30) m.	0,187	Moyennement compressible	Argile raide (Kaolinites).
P52 (0,50/0,80) m.	0,152	Moyennement compressible	Argile raide (Kaolinites).
P56 (0,60/1,00) m.	0,1	Moyennement compressible	Argile raide (Kaolinites).
P58 (1,00/1,20) m.	0,217	Moyennement compressible	Argile raide (Kaolinites).
P60 (0,60/1,20) m.	0,167	Moyennement compressible	Argile raide (Kaolinites).
P61 (0,60/1,20) m.	0,081	Sable peu compressible	Argile raide (Kaolinites).
P66 (1,00/1,20) m.	0,187	Moyennement compressible	Argile raide (Kaolinites).
P67 (0,50/0,80) m.	0,111	Moyennement compressible	Argile raide (Kaolinites).
P70 (0,50/0,80) m.	0,164	Moyennement compressible	Argile raide (Kaolinites).
P71 (0,80/1,00) m.	0,13	Moyennement compressible	Argile raide (Kaolinites).
P73 (0,50/0,80) m.	0,164	Moyennement compressible	Argile raide (Kaolinites).

Dans la plupart des cas, les courbes de compressibilité obtenues, et cela en terme d'évolution de l'indice des vides en fonction du logarithme de la contrainte effective, ont la même allure. Les cycles de déchargement-rechargement sont traduits par des segments de droite presque confondus (superposés) sans apparition de la boucle d'hystérésis. Ceci indique que lors du rechargement, le matériau reprend les mêmes déformations qu'au cours du chargement, traduisant la stabilité du matériau après les premières déformations causées par le réarrangement des grains.

La classification selon la compressibilité montre que les sols traités sont moyennement compressibles, à l'exception de P42 et P61 qui adoptent le comportement des sables. Cela est dû à la quantité élevée des grosses particules, à savoir plus de 50%. Les valeurs obtenues du coefficient de compressibilité indiquent que la kaolinite est le minéral dominant dans la composition minéralogique des sols en question.

V.4. Conclusion

Les sols étudiés sont hétérogènes. Ils sont constitués de sable, de limon et d'argile puisque la fraction utilisée est celle passée à travers un tamis d'ouverture nominale égale à 5 mm ; où la portion des particules fines est notablement élevée.

Les courbes de contraintes-déformations des sols cisailés ont toutes la même allure et montrent que l'augmentation de la résistance au cisaillement est très faible en fonction du déplacement horizontal et est proportionnelle à l'augmentation de la contrainte normale. Tous les échantillons traités développent un comportement contractant dû à la compressibilité des particules argileuses et/ou aux densités obtenues après le compactage de ces sols qui n'ont pas pu atteindre l'optimum. La déformation plastique des grains, notamment ceux de nature schisteuse, peut être aussi la cause de ce comportement.

Les résultats des essais œdométriques effectués ont montré que ces sols sont moyennement compressibles et non gonflants.

VI.1. Introduction

Pour pouvoir juger bien connaître l'ensemble d'un massif de sol, il faut mesurer en un nombre de points suffisant tous les paramètres le caractérisant, à savoir les paramètres d'identification et d'état, de déformabilité, de résistance et de perméabilité. Habituellement, la reconnaissance géotechnique est rarement complète et suffisante sur un point donné, et l'on dispose des valeurs de certains paramètres en certains points et d'autres paramètres en d'autres points. L'ingénieur géotechnicien doit tirer le meilleur parti possible de ces informations éparses et établir une coupe géotechnique représentative du site étudié. C'est dans ce cadre général que l'utilisation de corrélations entre les propriétés des sols peut contribuer efficacement au travail de synthèse du géotechnicien.

L'étude des corrélations entre deux ou plusieurs variables aléatoires est l'étude de l'intensité de la liaison qui peut exister entre ces variables. La mesure de la corrélation linéaire entre les deux se fait alors par le calcul du coefficient de corrélation linéaire. Ce coefficient est égal au rapport de leur covariance au produit non nul de leurs écarts types. Le coefficient de corrélation est compris entre -1 et 1.

Dans ce chapitre, nous essayerons de mettre en évidence la nature des relations qui peuvent bien exister entre les caractéristiques Proctor et les caractéristiques physiques et mécaniques des sols traités.

VI.2. Les corrélations entre les caractéristiques Proctor et les caractéristiques physiques

VI.2.1. Le pourcentage des éléments fins

La figure VI.1 et figure VI.2 étudient respectivement la relation entre le pourcentage des éléments fins et le poids volumique sec maximum γ_{dmax} et entre le pourcentage des éléments fins et la teneur en eau optimale.

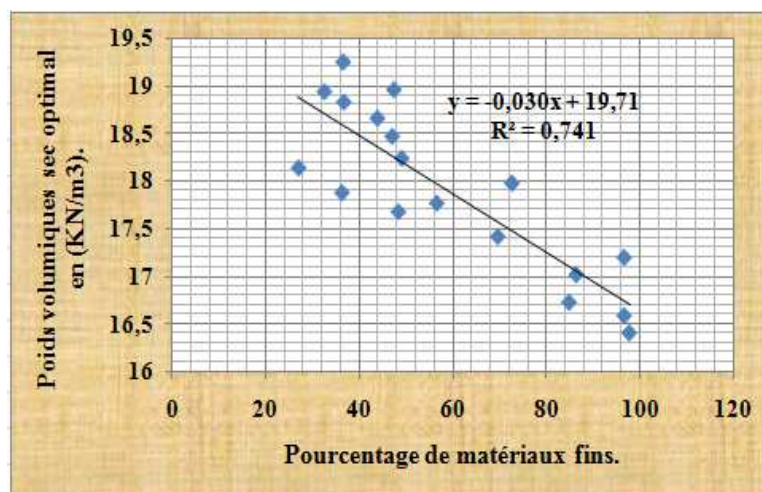


Figure -VI.1- : La relation entre γ_{dmax} et le pourcentage de matériaux fins.

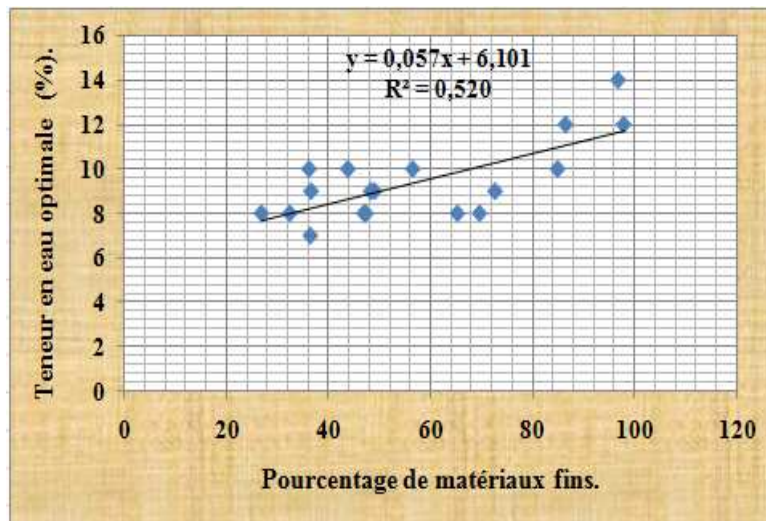


Figure -VI.2- : La relation entre W_{opt} et le pourcentage de matériaux fins.

L'examen de ces graphiques montre que le poids volumique sec optimal diminue avec l'augmentation du pourcentage des particules fines, traduisant la compressibilité des sols cohérents. D'autre part, on remarque que la teneur ne eau optimale est proportionnelle à l'augmentation de la quantité des particules fines. Cela traduit la faculté de ces dernières à adsorber les molécules d'eau. Ainsi donc, on note que la compressibilité des sols est proportionnelle à l'augmentation de la teneur en eau qui est à son tour liée à l'augmentation du pourcentage des particules fines [HOLTZ Robert, 1981].

VI.2.2. Le pourcentage des gros éléments

Contrairement à ce qui a été constaté sur les figures précédentes, on remarque sur les figures ci-après que la densité croît avec l'augmentation du pourcentage des matériaux à gros grains et la diminution de la teneur en eau. Cela correspond aux dires de ROBITAILLE et TREMLAY. 1997 qui estiment que plus les particules d'un sol sont grosses, plus son poids volumique maximal est élevé et plus sa teneur en eau optimale est faible.

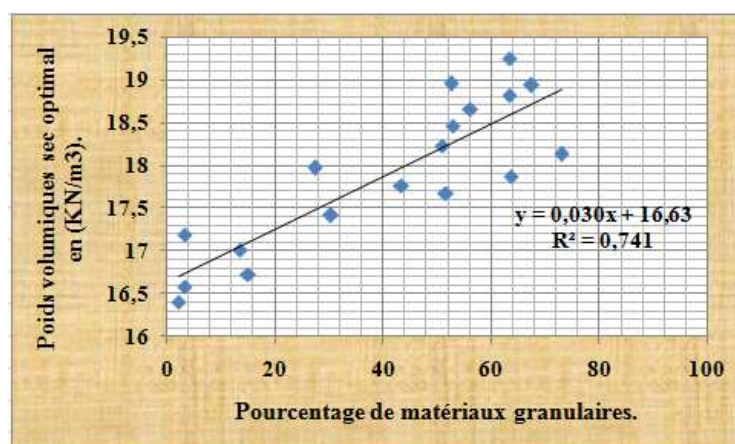


Figure -VI.3- : La relation entre γ_{dmax} et le pourcentage de matériaux granulaires.

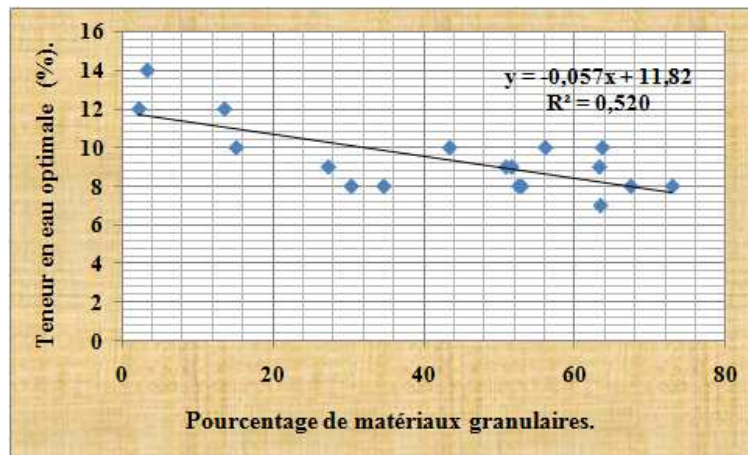


Figure -VI.4- : La relation entre W_{opt} et le pourcentage de matériaux granulaires.

Donc, on peut dire que les relations obtenues à travers les quatre figures ci-dessus peuvent présenter un intérêt pratique. Ces pourcentages qu'on obtient à partir d'un simple essai d'identification, permettent d'estimer la quantité d'eau nécessaire pour atteindre la teneur en eau optimale et la densité sèche optimale.

VI.2.3. La teneur en eau

Les deux figures suivantes représentent deux liaisons linéaires, l'une est négative et l'autre est positive. La figure VI.5 montre une corrélation négative modérée entre la teneur en humidité et le γ_{dmax} , dans la mesure où plus la teneur en humidité est forte, plus la densité sèche optimale est faible.

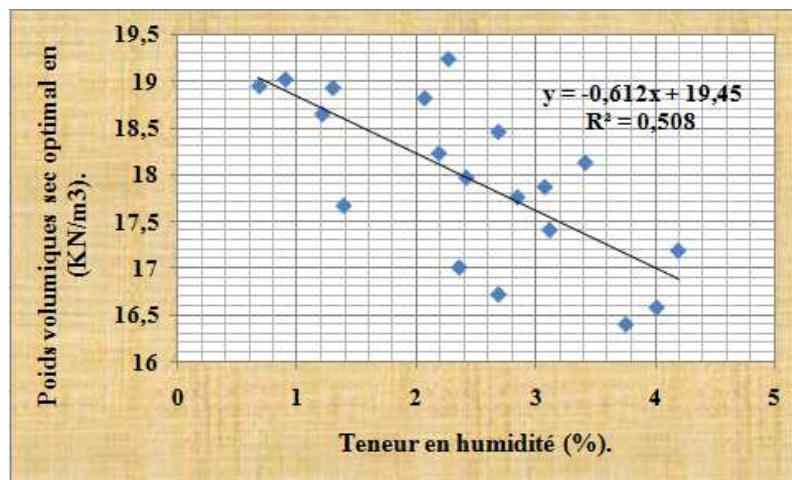


Figure -VI.5- : La relation entre γ_{dmax} et la teneur en humidité.

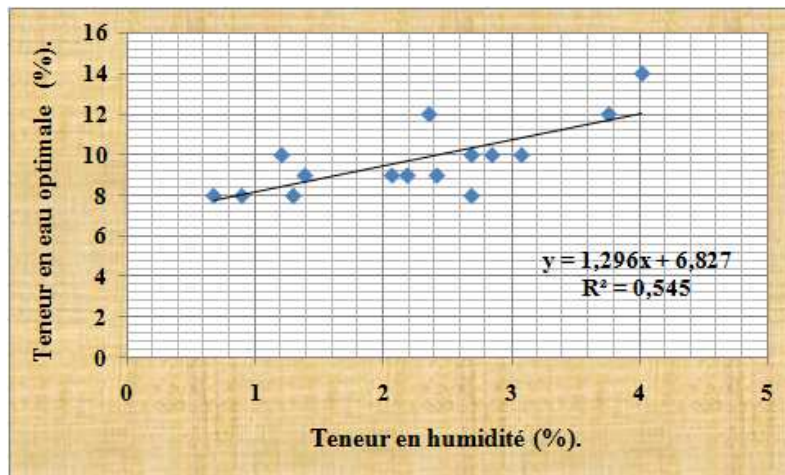


Figure -VI.6- : La relation entre W_{opt} et la teneur en humidité.

Mais au niveau de la figure VI.6, on constate que la teneur en eau optimale est proportionnelle à la teneur en humidité. Les essais menés au laboratoire ont démontré que les sols à teneur en humidité importante sont des sols avec un taux de particules fines très élevé. Ces derniers nécessitent une quantité d'eau relativement importante pour atteindre la teneur en eau optimale. Ceci peut être expliqué par le fait que les sols traités sont organiques, chose constatée lors des essais effectués au laboratoire, lesquels sols étant connus pour leur grande capacité de rétention d'eau. Ou bien cela est dû aux différents types de minéraux argileux constituant ces sols qui ont cette capacité d'adsorber les molécules d'eau.

VI.2.4. La limite de liquidité

L'évolution de la limite de liquidité est représentée sur les figures VI.7 et VI.8, respectivement en fonction de γ_{dmax} et de W_{opt} . Sont tirés de ces figures les points suivants :

- La forte corrélation ($R^2 = 0,735$) entre la densité sèche optimale et la limite de liquidité décroît avec l'augmentation de cette dernière.
- La corrélation modérée ($R^2 = 0,570$) entre la limite de liquidité et la teneur en eau optimale est proportionnelle à l'augmentation de cette dernière.

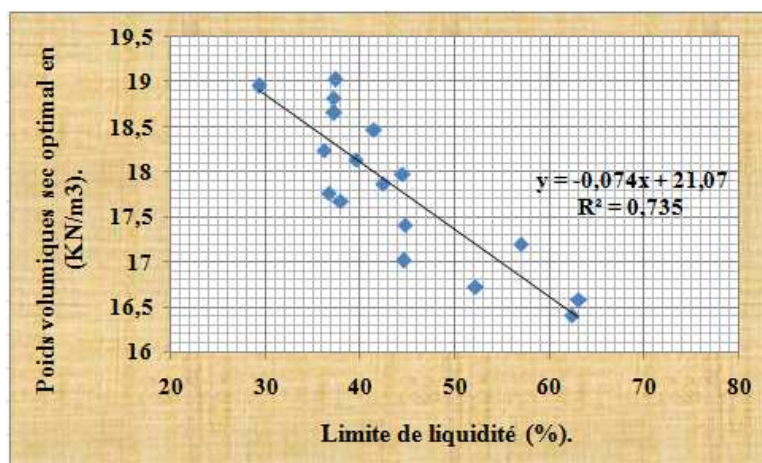


Figure -VI.7- : La relation entre γ_{dmax} et la limite de liquidité.

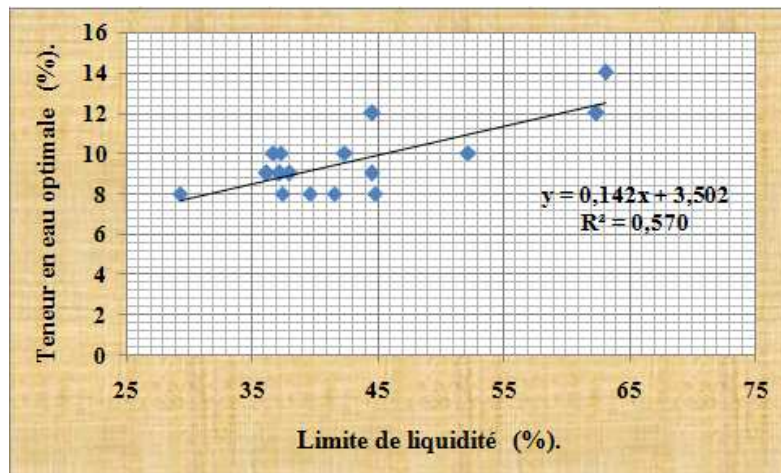


Figure -VI.8- : La relation entre W_{opt} et la limite de liquidité.

VI.2.5. La limite de plasticité

Les figures suivantes décrivent l'évolution de la limite de plasticité en fonction de la densité sèche et la teneur en eau optimales. Il existe respectivement de fortes corrélations entre ce paramètre et les caractéristiques Proctor, où $R^2 = 0,743$ et $R^2 = 0,638$. On constate que :

- Le poids volumique sec maximal décroît avec l'accroissement de la limite de plasticité.
- La teneur en eau optimale est proportionnelle à l'augmentation de la limite de plasticité.

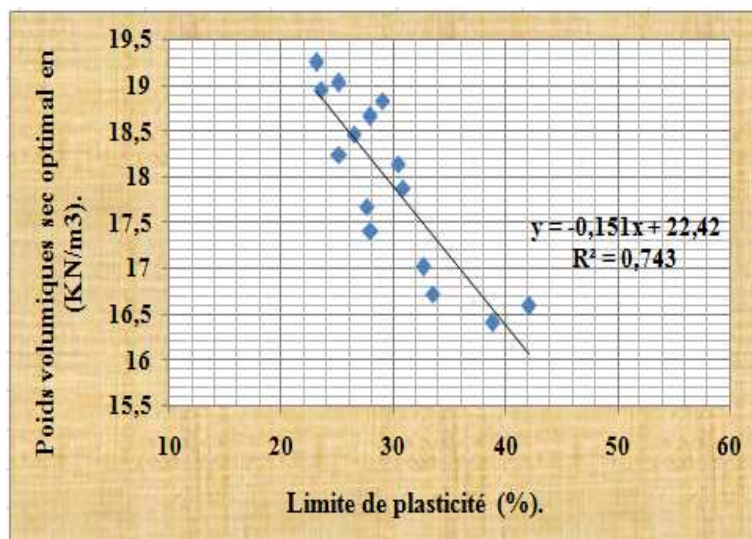


Figure -VI.9- : La relation entre γ_{dmax} et la limite de plasticité.

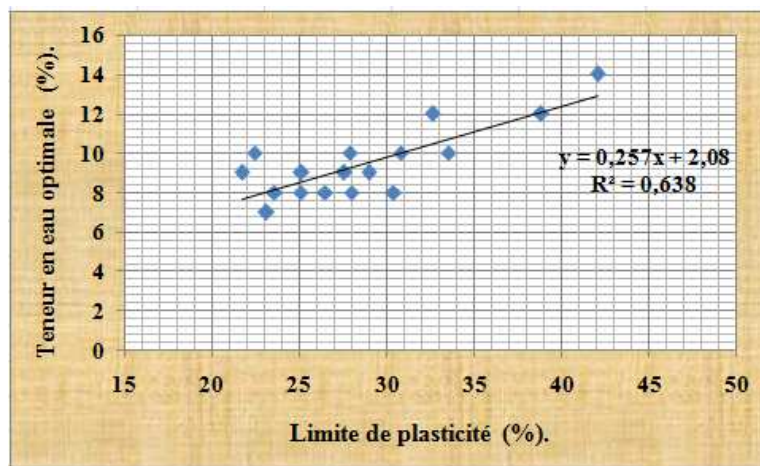


Figure -VI.10- : La relation entre W_{opt} et la limite de plasticité.

La même interprétation faite pour la teneur en humidité sera reproduite pour la limite de liquidité et la limite de plasticité.

VI.2.6. L'indice de plasticité

Les figures suivantes décrivent l'évolution de l'indice de plasticité en fonction de la densité sèche et la teneur en eau optimales. On note que :

- Le poids volumique sec maximal décroît avec l'accroissement de l'indice de plasticité.
- La teneur en eau optimale est proportionnelle à l'augmentation de l'indice de plasticité.

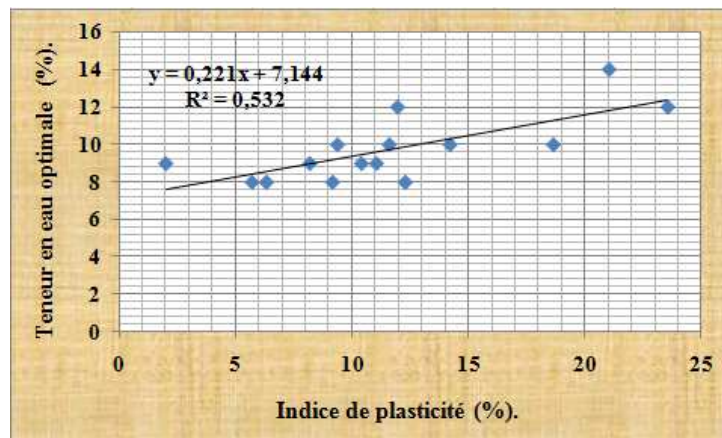


Figure -VI.11- : La relation entre γ_{dmax} et l'indice de plasticité.

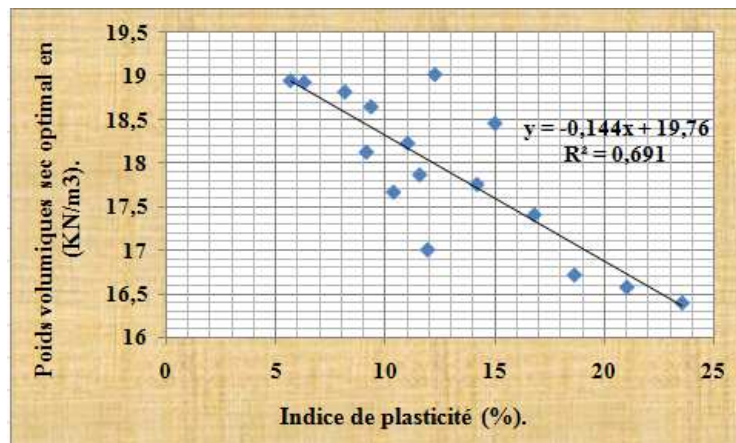


Figure -VI.12- : La relation entre W_{opt} et la l'indice de plasticité.

Les sols traités sont considérés comme étant des sols cohérents, vu que plus ils sont plastiques plus leur poids volumique sec maximum est faible, tandis que leur teneur en eau optimale est élevée [ROBITAILLE et TREMLAY. 1997].

VI.2.7. L'indice de consistance

Au niveau de la figure VI.13 est étudiée la relation entre l'indice de consistance et le poids volumique sec maximum γ_{dmax} et la figure VI.14 représente la relation entre la teneur en eau optimale et l'indice de consistance. On constate que :

- Le poids volumique sec augmente avec l'augmentation de l'indice de consistance.
- La teneur en eau optimale diminue avec l'augmentation de l'indice de consistance.

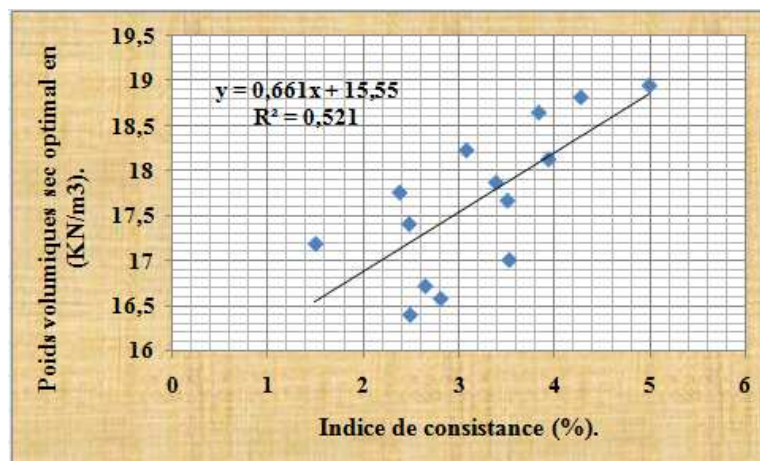


Figure -VI.13- : La relation entre γ_{dmax} et l'indice de consistance.

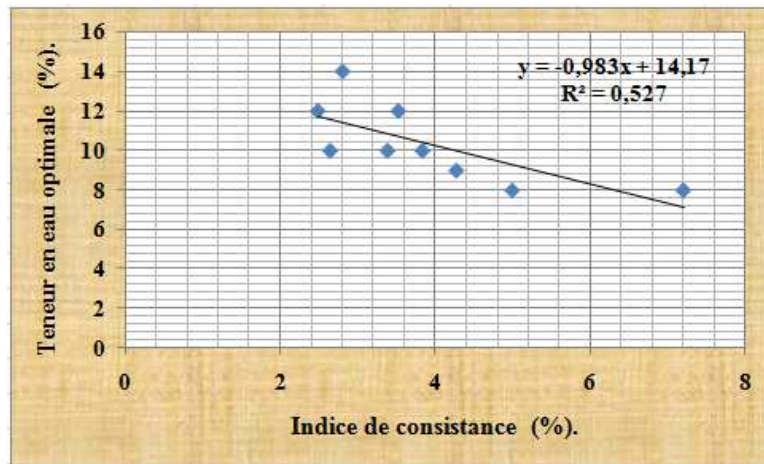


Figure -VI.14- : La relation entre W_{opt} et l'indice de consistance.

VI.2.8. Le pourcentage des particules ayant un diamètre inférieur à 2 μm

Les figures VI.15 et VI.16 étudient les relations entre les caractéristiques Proctor et le pourcentage des particules dont le diamètre est inférieur à 2 μm . on constate qu'il n'existe pas de corrélations entre ces paramètres.

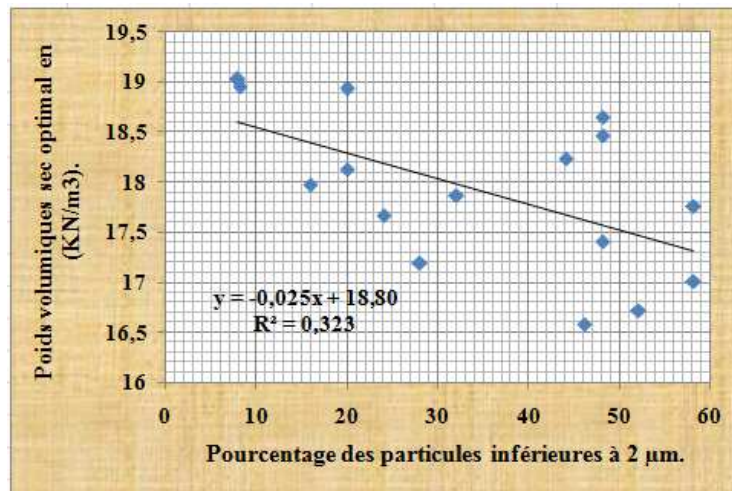


Figure -VI.15- : La relation entre γ_{dmax} et le pourcentage des particules inférieures à 2 μm .

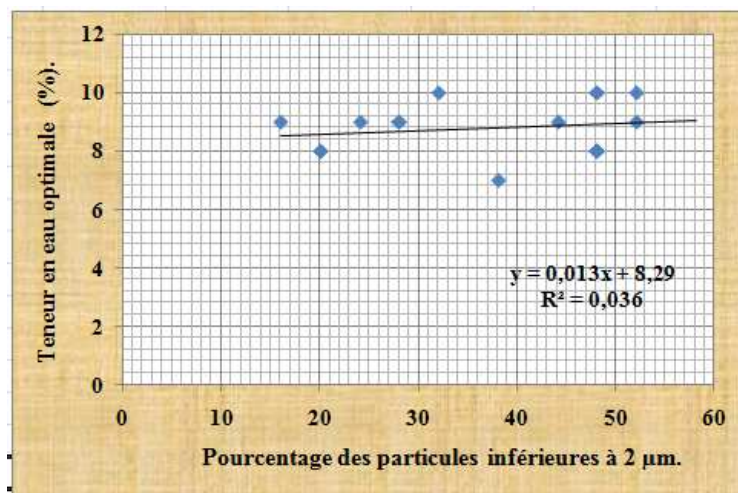


Figure -VI.16- : La relation entre W_{opt} et le pourcentage des particules inférieures à 2 µm.

Les coefficients de ces deux corrélations sont très faibles. Les points sont dispersés sur la figure VI.15, cela est expliqué par la quantité d’argile contenue dans chaque échantillon. Au niveau de la figure VI.16, ces points sont alignés parce que la majorité des teneurs en eau optimales des sols en question tourne autour de ces deux valeurs (8 et 10 %).

VI.2.9. La valeur du bleu de méthylène

Au niveau de la figure VI.17, on note une corrélation modérée entre la valeur du bleu de méthylène et la densité sèche maximale qui est inversement proportionnelle à l’augmentation de la valeur du bleu de méthylène.

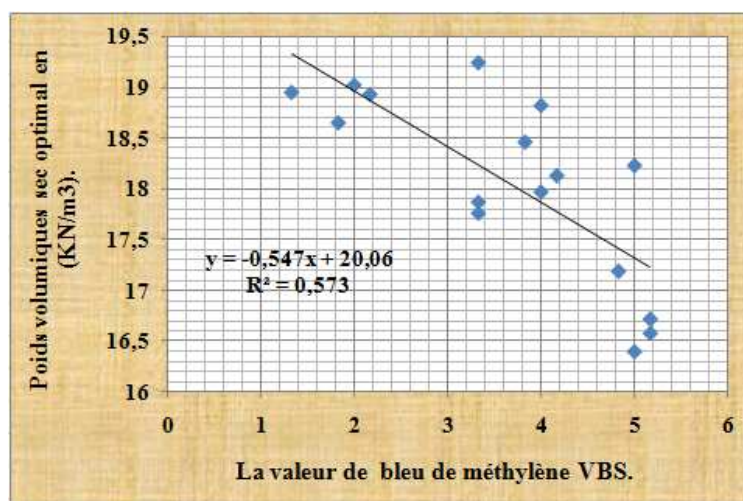


Figure -VI.17- : La relation entre γ_{dmax} et la valeur de bleu de méthylène.

La valeur de bleu traduit l’argilosité d’un sol donné. Plus un sol est argileux, plus il est plastique et plus la densité sèche optimale est faible.

VI.3. Les corrélations entre les caractéristiques Proctor et les caractéristiques mécaniques

VI.3.1. L'angle de frottement interne

L'évolution de l'angle de frottement interne ϕ est représentée sur les figures VI.18 en fonction de γ_{dmax} . On constate sur la figure ci-dessous, que la densité sèche est proportionnelle à l'augmentation de l'angle de frottement interne.

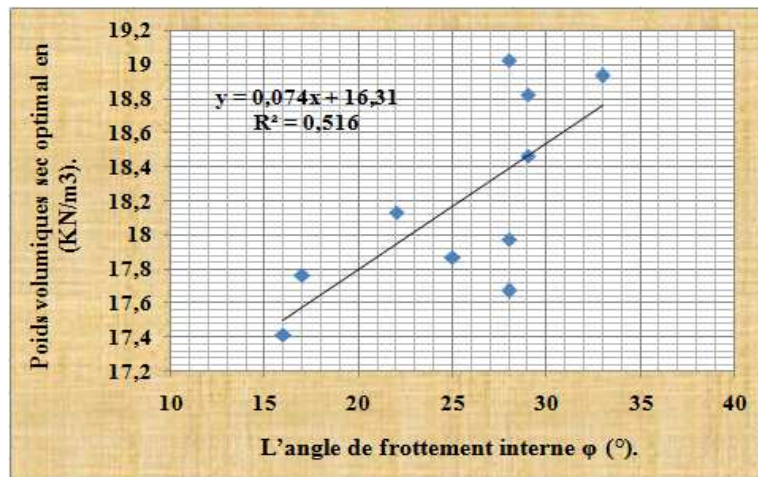


Figure -VI.18- : La relation entre γ_{dmax} et l'angle de frottement interne.

On sait que l'angle de frottement interne dépend sensiblement de l'état de compacité du sol. Le resserrement des particules les unes contre les autres par le compactage rend le frottement et l'enchevêtrement plus importants et avec eux ϕ (MAGNAN Jean-Pierre, 1991) et (ROBITAILLE et TREMLAY, 1997).

VI.3.2. La cohésion

La figure suivante décrit l'évolution de la cohésion en fonction de la densité sèche optimale. On constate qu'une corrélation modérée existe entre la densité sèche optimale et la cohésion et que cette dernière croît avec l'accroissement du poids volumique sec maximal.

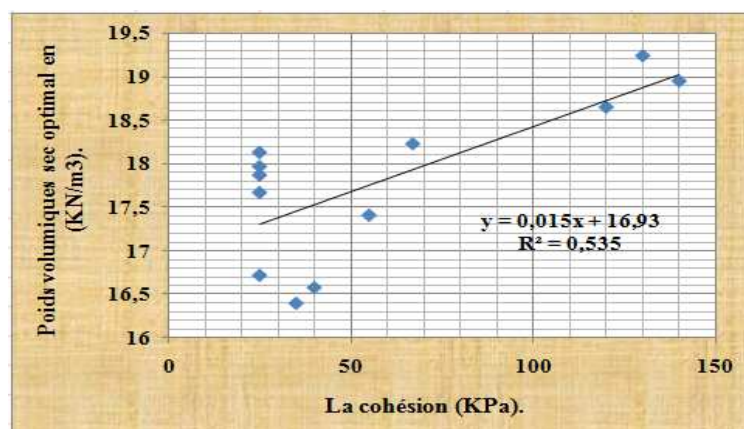


Figure -VI.19- : La relation entre γ_{dmax} et la cohésion.

La cohésion est proportionnelle à la distance qui sépare les particules. Comme le compactage réduit cette dernière, donc les forces de cohésions deviennent plus importantes.

VI.3.3. Le coefficient de compression

En examinant les figures ci-dessous, on constate des corrélations modérées entre l'indice de compression et les paramètres Proctor où le poids volumique sec diminue en fonction de l'indice de compression C_c et le coefficient de compression augmente en présence d'eau.

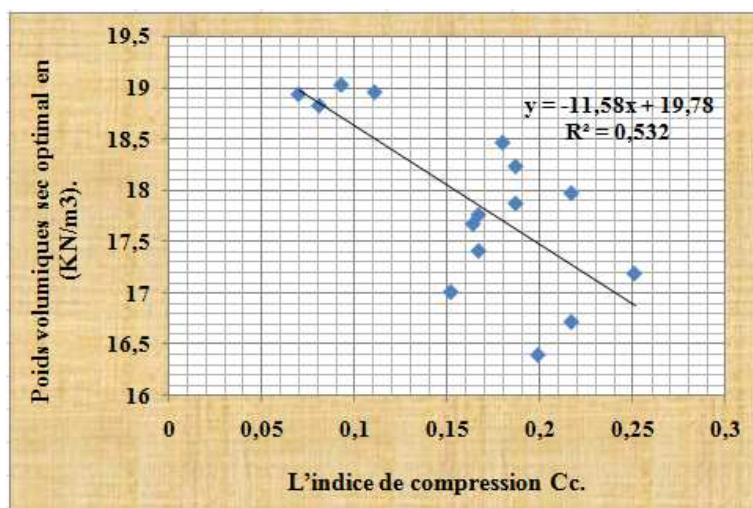


Figure -VI.20- : La relation entre γ_{dmax} et l'indice de compression.

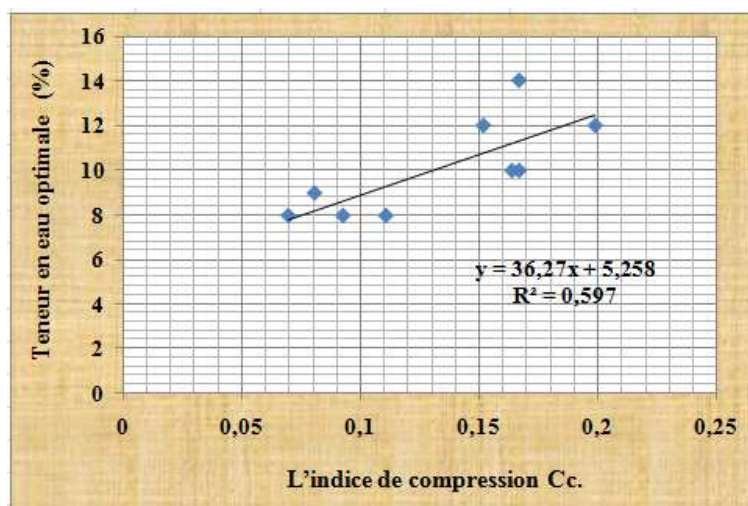


Figure -VI.21- : La relation entre W_{opt} et l'indice de compression.

Les sols à volume élevé des vides ont tendance à se comprimer sous un chargement donné. La teneur en matériaux fins influe sur la compressibilité qui influe à son tour sur la densité. Les sols ayant une teneur en eau optimale élevée sont plus compressibles par rapport à ceux qui ont une valeur faible. Ceci se manifeste dans les sols argileux qui sont sensibles à l'eau.

VI.3.4. Le coefficient de gonflement

Les figures VI.22 et VI.23 étudient respectivement la relation entre l'indice de gonflement et le poids volumique sec max et entre l'indice de gonflement et la teneur en eau optimale. L'examen de ces figures montre :

- Une corrélation négative où γ_{dmax} diminue avec l'augmentation de l'indice de gonflement.
- Une corrélation positive où l'indice de gonflement augmente avec l'augmentation de la teneur en eau optimale.

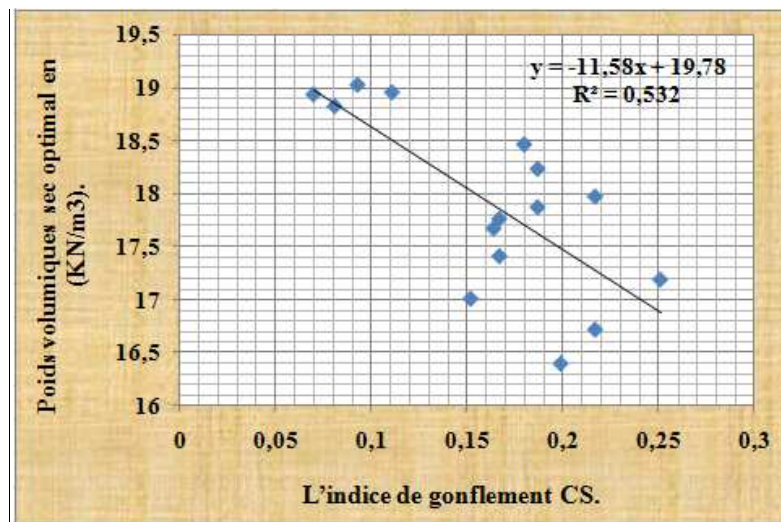


Figure -VI.22- : La relation entre γ_{dmax} et l'indice de gonflement.

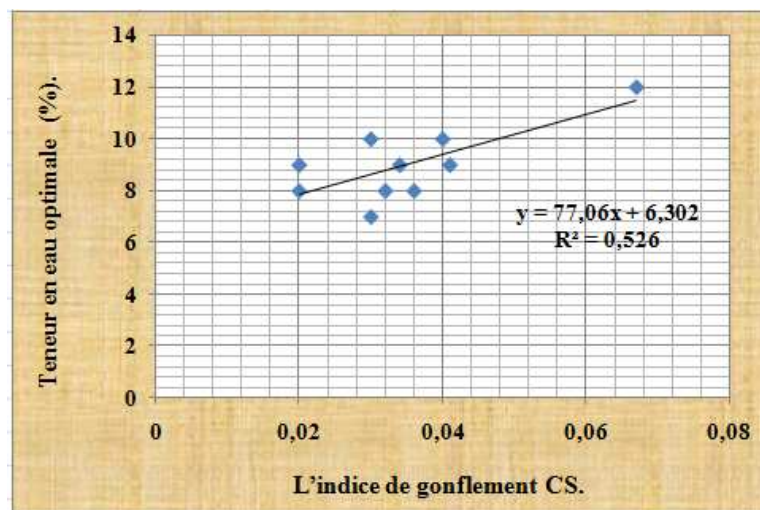


Figure -VI.23- : La relation entre W_{opt} et l'indice de gonflement.

Le compactage par définition est une réduction de l'indice des vides, ce qui permet un accroissement de la densité du matériau. Le gonflement est la faculté qu'ont certains sols, spécifiquement les sols cohérents, à augmenter leur volume en contact de l'eau grâce à la structure des minéraux argileux. Ceci explique la diminution de γ_{dmax} en fonction de l'augmentation de Cs et de W_{opt} .

VI.4. Conclusion

Les corrélations entre les caractéristiques Proctor et les caractéristiques physiques et mécaniques des sols étudiés sont majoritairement fortes. On constate que lorsqu'un paramètre est proportionnel à la densité sèche optimale, de l'autre côté il devient inversement proportionnel à la teneur en eau optimale.

Les corrélations étudiées mettent en évidence des tendances qui sont connues. Les sols à teneur en eau assez élevée sont des sols cohérents. Ces derniers sont riches en minéraux argileux qui ont la faculté d'adsorber les molécules d'eau, ce qui influe sur les paramètres géotechniques. Ainsi donc, un simple essai de laboratoire qui est la détermination de la teneur en eau, peut donner une idée sur la valeur de la teneur en eau optimale, les limites d'Atterberg...etc. Les teneurs en eau optimales augmentent avec l'accroissement des autres teneurs en eau, à savoir la teneur en humidité et les limites d'Atterberg.

Le poids volumique sec des sols aux taux élevés de particules fines est faible [ROBITAILLE et TREMLAY. 1997]. En conséquence, plus un sol est argileux et plus les argiles qu'il contient sont actives, moins il constitue un bon matériau routier.

Conclusion générale

Au terme de ce modeste travail, il en ressort que certaines propriétés des sols étudiés peuvent être modifiées par la présence d'eau sous l'une de ces formes, et par conséquent, en changer leur comportement. De plus, les résultats de l'analyse granulométrique et des limites de consistance ont montré que certains des sols analysés sont des graves limoneuses faiblement à moyennement argileuses plastiques, alors que d'autres sont des argiles et des limons argileux très plastiques. Aussi, les valeurs de bleu de méthylène obtenues confirment que la portion fine, pour tous les échantillons, est dominée par la fraction plutôt limoneuse qu'argileuse.

Il est à noter que le compactage des sols à gros grains donne des valeurs du poids volumique sec max très élevées et une teneur en eau faible, en comparaison aux sols contenant une fraction fine importante. En effet, plus ces derniers sont plastiques, plus ils ont une densité sèche max faible et une teneur en humidité élevée. De même, il est constaté que l'hétérogénéité des sols étudiés influe grandement sur les caractéristiques mécaniques de cisaillement, notamment les particules fines qui accentuent la compressibilité des échantillons cisailés après compactage. Les résultats des essais œdométriques effectués au laboratoire ont montré que ces sols sont moyennement compressibles et non gonflants.

Il est à signaler aussi que les valeurs obtenues du coefficient de compressibilité classifient la kaolinite comme le minéral dominant dans la composition minéralogique des sols en question. Cela ne concorde pas avec les résultats obtenus lors du calcul de la surface spécifique qui indiquent que c'est plutôt l'illite qui en est le principal minéral. Malheureusement, des doutes subsistent là-dessus vu qu'on n'a pas reçu les résultats de la diffraction aux rayons X qui auront certainement tranché la question.

Enfin, les corrélations étudiées sont majoritairement satisfaisantes. Elles montrent que la densité sèche optimale est fortement influencée par les taux relativement élevés de particules fines qui caractérisent nos échantillons, lesquelles particules sont connues pour leur forte sensibilité à l'eau. Elles montrent aussi que les teneurs en eau optimales augmentent avec l'accroissement des autres teneurs en eau, à savoir la teneur en humidité et les limites d'Atterberg.

En définitive, les sols analysés sont de mauvaise qualité en matière de compressibilité même après compactage, cela s'est traduit d'ailleurs par un comportement purement contractant lors du cisaillement. Il faudrait peut-être penser à d'autres méthodes d'amélioration pour une utilisation routière efficiente et sans danger pour les usagers.

Références bibliographiques

1. AMIROUCHE Leila, mémoire de Magister, « Étude du pouvoir de sorption du cuivre (II), du zinc (II) et des polyphénols par les bentonites sous l'effet des irradiations micro-ondes. », Université Mouloud MAMMARI ZIZI OUZOU, Algérie, 2011.
2. ARABET Leila, mémoire de Magister, « Modélisation numérique du tassement et de la consolidation des sols sous l'oedomètre », Université 20 Août 1955 de SKIKDA, Algérie, 2010.
3. ASSASSI Fatima, mémoire de Magister, « Synthèses et caractérisations des nanocomposites poly-pyrrole / montmorillonite organomodifiée à stabilité thermique améliorée », Université Mohammed BOUDIAF, Algérie, 2010.
4. AZZOUZ Fatima Zohra, mémoire de Magister, « Contribution à l'étude de la stabilisation chimique de quelques argiles gonflants de la région de Tlemcen. », Université ABOU BEKR BELKAID, Algérie, 2006.
5. BELHANNACHI CHIKHI Nassira, thèse de doctorat, « Caractérisation des formations argileuses de la région de Constantine », Université MENTOURI, Algérie, 2010.
6. BELMARI Zehira, mémoire de Magister, « Élaboration et caractérisation des matériaux poly-cristallins à base de kaolin DD et KT2. », Université MENTOURI-CONSTANTINE, Algérie, 2008.
7. BERGA Abdelmadjid, Cours de mécanique des sols, « Élément de mécanique des sols », Centre Universitaire de BECHAR, Algérie, 2003.
8. BOUCLY-NOROTTE Véronique, thèse de doctorat, « Évaluation des caractéristiques mécaniques et de la perméabilité de matériaux argileux sous l'effet de sollicitations thermiques. », ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES, France, 1991.
9. BOUDLAL Omar, thèse de doctorat, « Étude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations. », Université Mouloud MAMMARI, Algérie, 2013.
10. BOUNA Lahcen, thèse de doctorat, « Fonctionnalisation des minéraux argileux d'origine marocaine par TiO_2 en vue de l'élimination par photocatalysation de micropolluants organiques des milieux aqueux. », Université de TOULOUSE, France, 2012.
11. DEGOUTTE Gérard, ROYET Paul, aide-mémoire de mécanique des sols, France 2009.
12. DUHAIME François, thèse de doctorat, « Mesure de la conductivité hydrique du dépôt d'argile Champlain de LACHENAIRE, QUEBEC : théorie et applications », Université de MONTREAL, Canada, 2012.
13. DURVILLE Jean-Louis, POTHERAT Pierre, techniques de l'ingénieur, « Géologie », France ,1997.
14. ESTRADA MEJIA Nicolas, thèse de doctorat, « Étude numérique du cisaillement des géo-matériaux granulaires cohésifs : relation micro-macro, microstructure, et application à la modélisation de glissements de terrain. », Université de MONTPELLIER II, France, 2008.

Références bibliographiques

15. GIRARD Michel-Claude, WALTER Christian, REMY Jean-Claude, BERTHELIN Jaques, MOREL Jean-Louis ; « Sol et environnement » ; Sciences Sup, Dunod, paris, 2005.
16. HAZMOUNE Hanane, mémoire de Magister, « Approches des études géotechniques liées à la pathologie des ouvrages : étude de cas. », Université MENTOURI CONSTANTINE, Algérie, 2008.
17. HOLTZ Robert, KOVACS William, livre, « Introduction à la géotechnique », Éditions de l'école polytechnique de Montréal, 1981.
18. KONRAD Jean-Marie, GABEZAS Fabian Alonso Valencia, rapport GCT-2008-01, « Caractérisation des particules fines d'un matériau granulaire de fondation par l'essai de bleu de méthylène », Université LAVAL, Canada, 2008.
19. LAUTRIN Danielle, article, « Une procédure rapide d'identification des argiles. », Centre national du machinisme agricole du génie rural des eaux et forêts Groupement de Bordeaux, France, 1987.
20. LERAU Jacques, cours de mécanique des sols, « Géotechnique 1 », Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse, France, 2005.
21. LI Xiang-Ling, thèse de doctorat, « Comportement Hydromécanique des Sols Fins : de l'état saturé à l'état non saturé », Université de Liège, France, 1999.
22. MAGNAN Jean-Pierre, article, techniques de l'ingénieur, « Résistance au cisaillement. », France, 1991.
23. MAGNAN Jean-Pierre, article, techniques de l'ingénieur, « Description, identification et classification des sols. », France, 1997.
24. MAGNAN Jean-Pierre, article, techniques de l'ingénieur, « L'eau dans le sol », France, 1999.
25. MAGNAN Jean-Pierre, article, techniques de l'ingénieur, « Déformabilité des sols. Tassement. Consolidation. », France, 2000.
26. MERMOUD A, cours de physique du sol, « Généralités », École polytechnique fédérale de LAUSANNE, ,2006.
27. MICHOT Aurélie, thèse de doctorat, « Caractéristiques thermophysiques de matériaux à base d'argile : évolution avec des traitements thermiques jusqu'à 1400°C. », Université de LIMOGES, France, 2008.
28. NGUYEN PHAM Phuong Thao, thèse de doctorat, « Étude en place et au laboratoire du comportement en petites déformations des sols argileux naturels. », École nationale des ponts et des chaussées, France, 2008.
29. PELISSIER Laurent, Projet de Fin d'Études, « Étude des corrélations en géotechnique dans le cadre de la géologie de toulousaine. », Université INSA Strasbourg, France, 2009.
30. SCHLOSSER. F, aide mémoire, « Essais de laboratoire et en place de mécanique des sols. », Laboratoire central des ponts et chaussées LCPC, France, 1973.
31. SCHLOSSER François, livre, « Éléments de mécanique des sols », Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 1988.

Références bibliographiques

32. SEDIK Rezika, mémoire de Magister, « Caractérisation de la perméabilité des matériaux à l'écrasement. », Université Mouloud MAMMERI, Algérie, 2011.
33. SIRVEN Jean-Baptiste, thèse de doctorat, « Détection de métaux lourds dans les sols par spectroscopie d'émission sur plasma induit par laser (LIBS). », Université BORDEAUX 1, France, 2006.
34. TCHOUANI NANA. J.M, Cours de mécanique des sols, Tome I, « Propriétés des sols », Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement, 1999.
35. VOIVRET Charles, thèse de doctorat, « Texture et comportement des matériaux granulaires à grande polydispersité », UNIVERSITE MONTPELLIER 2, France, 2008.

ANNEXES

ANNEXE 1

Présentation des résultats :

On présente dans l'annexe 1 les résultats de l'analyse granulométrique par tamisage et par sédimentométrie ainsi que les courbes obtenues pour chaque puits.

Tableau -1- : Les résultats du tamisage du puits P2 (0,50 / 1,20) m.

PUITS P2 (0,50 /1,20) m.				
Diamètre nominale des tamis ϕ (mm).	Refus (g).	Refus cumulé (g).	Tamisât cumulé (g).	Tamisât cumulé (%).
5	1,398	1,398	19,641	93,36
4	1,098	2,496	18,543	88,14
3,15	1,298	3,794	17,245	81,97
2,5	0,799	4,593	16,446	78,17
2	1,198	5,791	15,248	72,47
1,6	1,198	6,989	14,05	66,78
1	2,097	9,086	11,953	56,81
0,8	0,799	9,885	11,154	53,02
0,63	1,098	10,983	10,056	47,80
0,5	0,899	11,882	9,157	43,52
0,4	1,098	12,98	8,059	38,31
0,315	0,799	13,779	7,26	34,51
0,25	0,998	14,777	6,262	29,76
0,2	1,198	15,975	5,064	24,07
0,16	1,098	17,073	3,966	18,85
0,125	1,597	18,67	2,369	11,26
0,08	2,369	21,039	0	0,00
Fond	0,300	-	-	-

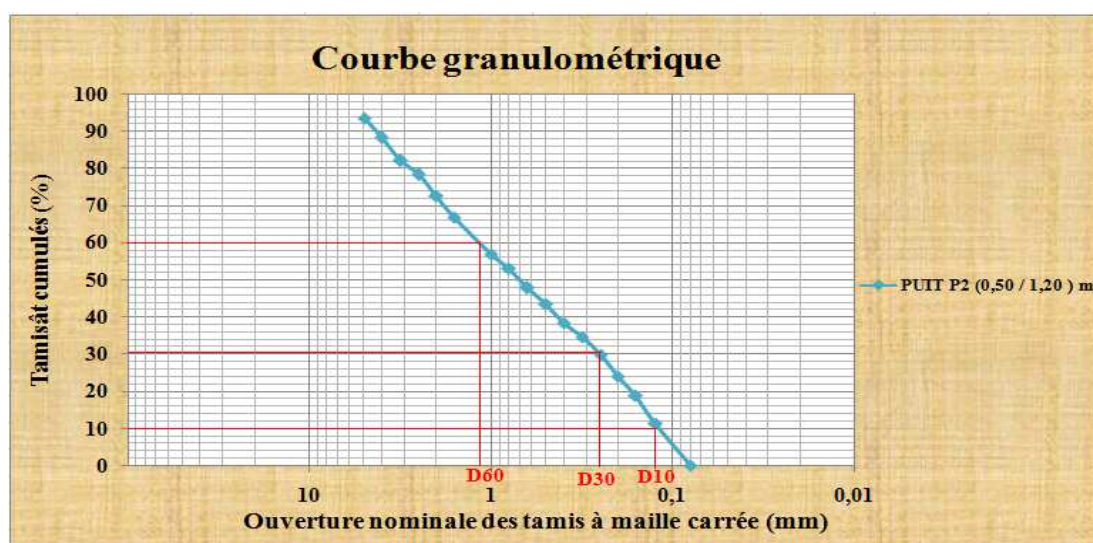


Figure -1- : La courbe granulométrique du puits P2 (0,50 / 1,20) m.

ANNEXES

Tableau -2- : Les résultats du tamisage du puits P3 (0,50 / 1,00) m.

PUITS P3 (0,50 / 1,00) m.				
Diamètre nominale des tamis ϕ (mm).	Refus (g).	Refus cumulé (g).	Tamisât cumulé (g).	Tamisât cumulé (%).
8	0,998	0,998	30,952	96,88
6,3	0,599	1,597	30,353	95,00
5	2,196	3,793	28,157	88,13
4	2,097	5,89	26,06	81,56
3,15	1,597	7,487	24,463	76,57
2,5	1,498	8,985	22,965	71,88
2	1,597	10,582	21,368	66,88
1,6	1,498	12,08	19,87	62,19
1	3,395	15,475	16,475	51,56
0,8	1,198	16,673	15,277	47,82
0,63	1,597	18,27	13,68	42,82
0,5	1,398	19,668	12,282	38,44
0,4	1,198	20,866	11,084	34,69
0,315	1,498	22,364	9,586	30,00
0,25	1,298	23,662	8,288	25,94
0,2	1,498	25,16	6,79	21,25
0,16	1,398	26,558	5,392	16,88
0,125	2,097	28,655	3,295	10,31
0,08	3,295	31,95	0	0,00
Fond	-	-	-	-

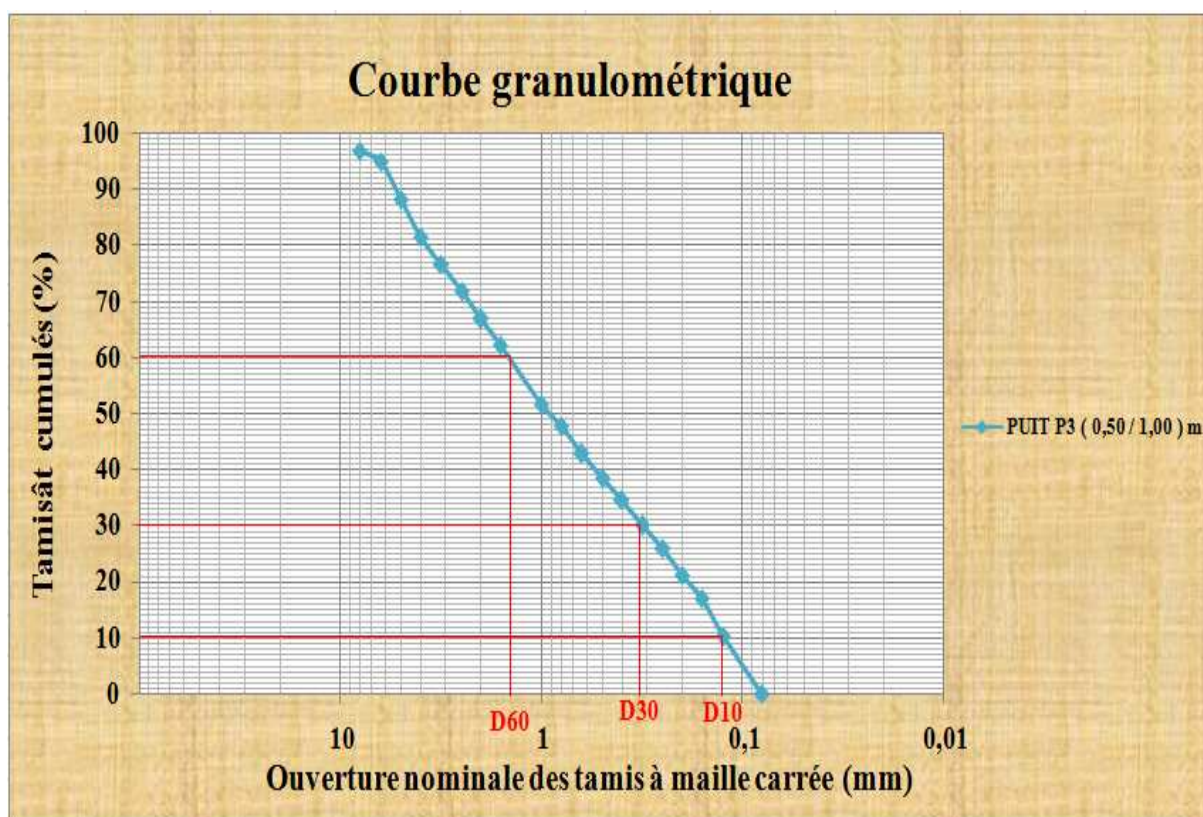


Figure -2 - : La courbe granulométrique du puits P3 (0,50 / 1,00) m.

ANNEXES

Tableau -3- : Les résultats du tamisage du puits P5 (2,30 / 2,50) m.

PUITS P5 (2,30 / 2,50) m.				
Diamètre nominale des tamis ϕ (mm).	Refus (g).	Refus cumulé (g).	Tamisât cumulé (g).	Tamisât cumulé (%).
6,3	0,899	0,899	30,841	97,17
5	1,098	1,997	29,743	93,71
4	0,699	2,696	29,044	91,51
3,15	1,498	4,194	27,546	86,79
2,5	0,798	4,992	26,748	84,27
2	1,597	6,589	25,151	79,24
1,6	0,989	7,578	24,162	76,12
1	2,396	9,974	21,766	68,58
0,8	0,799	10,773	20,967	66,06
0,63	1,098	11,871	19,869	62,60
0,5	0,998	12,869	18,871	59,45
0,4	0,899	13,768	17,972	56,62
0,315	1,298	15,066	16,674	52,53
0,25	1,398	16,464	15,276	48,13
0,2	1,298	17,762	13,978	44,04
0,16	1,298	19,06	12,68	39,95
0,125	2,496	21,556	10,184	32,09
0,08	10,184	31,74	0	0,00
Fond	-	-	-	-

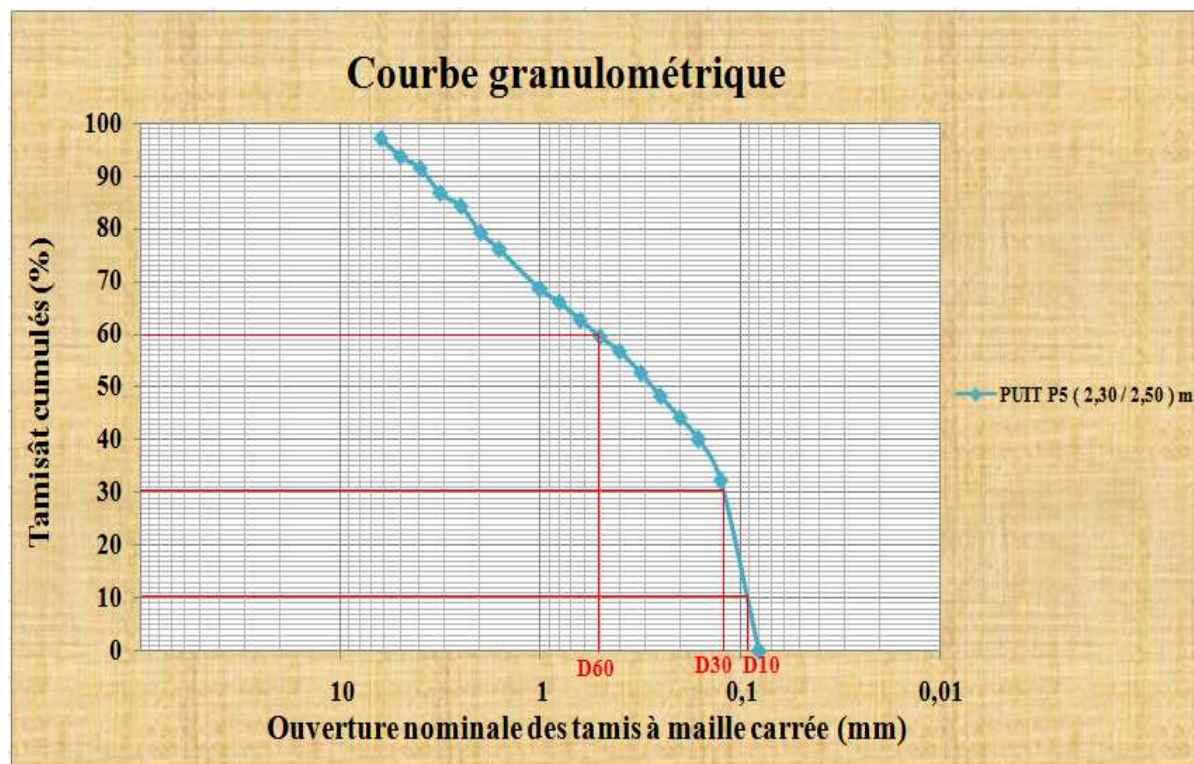


Figure -3- : La courbe granulométrique du puits P5 (2,30 / 2,50) m.

ANNEXES

Tableau -4 : Les résultats du tamisage du puits P10 (0,50 / 1,00) m.

PUITS P10 (0,50 / 1,00) m.				
Diamètre nominale des tamis ϕ (mm).	Refus (g).	Refus cumulé (g).	Tamisât cumulé (g).	Tamisât cumulé (%).
16	8,586	8,586	515,174	98,36
12,5	14,477	23,063	500,697	95,60
10	25,16	48,223	475,537	90,79
8	27,356	75,579	448,181	85,57
6,3	31,649	107,228	416,532	79,53
5	34,345	141,573	382,187	72,97
4	37,839	179,412	344,348	65,75
3,15	35,743	215,155	308,605	58,92
2,5	40,136	255,291	268,469	51,26
2	39,537	294,828	228,932	43,71
1,6	35,343	330,171	193,589	36,96
1	65,994	396,165	127,595	24,36
0,8	20,966	417,131	106,629	20,36
0,63	21,665	438,796	84,964	16,22
0,5	16,374	455,17	68,59	13,10
0,4	9,784	464,954	58,806	11,23
0,315	13,978	478,932	44,828	8,56
0,25	9,585	488,517	35,243	6,73
0,2	7,688	496,205	27,555	5,26
0,16	6,589	502,794	20,966	4,00
0,125	7,488	510,282	13,478	2,57
0,08	13,478	523,76	0	0,00
Fond	-	-	-	-

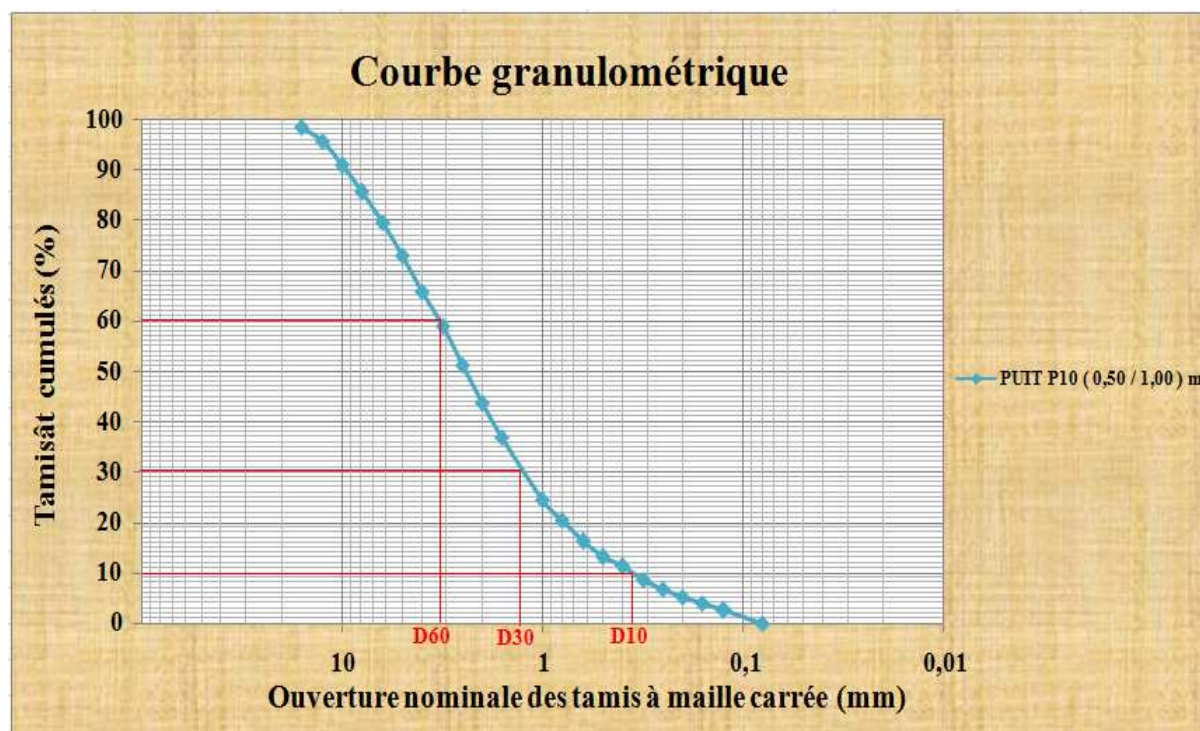


Figure -4- : La courbe granulométrique du puits P10 (0,50 / 1,00) m.

ANNEXES

Tableau -5- : Les résultats du tamisage du puits P13 (0,50 / 0,70) m.

PUITS P13 (0,50 / 0,70) m.				
Diamètre nominale des tamis ϕ (mm).	Refus (g).	Refus cumulé (g).	Tamisât cumulé (g).	Tamisât cumulé (%).
12,5	11,382	11,382	701,563	98,40
10	39,237	50,619	662,326	92,90
8	46,825	97,444	615,501	86,33
6,3	60,204	157,648	555,297	77,89
5	57,508	215,156	497,789	69,82
4	55,811	270,967	441,978	61,99
3,15	43,415	314,382	398,563	55,90
2,5	51,218	365,6	347,345	48,72
2	49,621	415,221	297,724	41,76
1,6	43,63	458,851	254,094	35,64
1	73,183	532,034	180,911	25,38
0,8	24,661	556,695	156,25	21,92
0,63	26,657	583,352	129,593	18,18
0,5	21,865	605,217	107,728	15,11
0,4	16,474	621,691	91,254	12,80
0,315	19,569	641,26	71,685	10,05
0,25	16,773	658,033	54,912	7,70
0,2	11,382	669,415	43,53	6,11
0,16	11,082	680,497	32,448	4,55
0,125	13,478	693,975	18,97	2,66
0,08	18,97	712,945	0	0,00
Fond	-	-	-	-

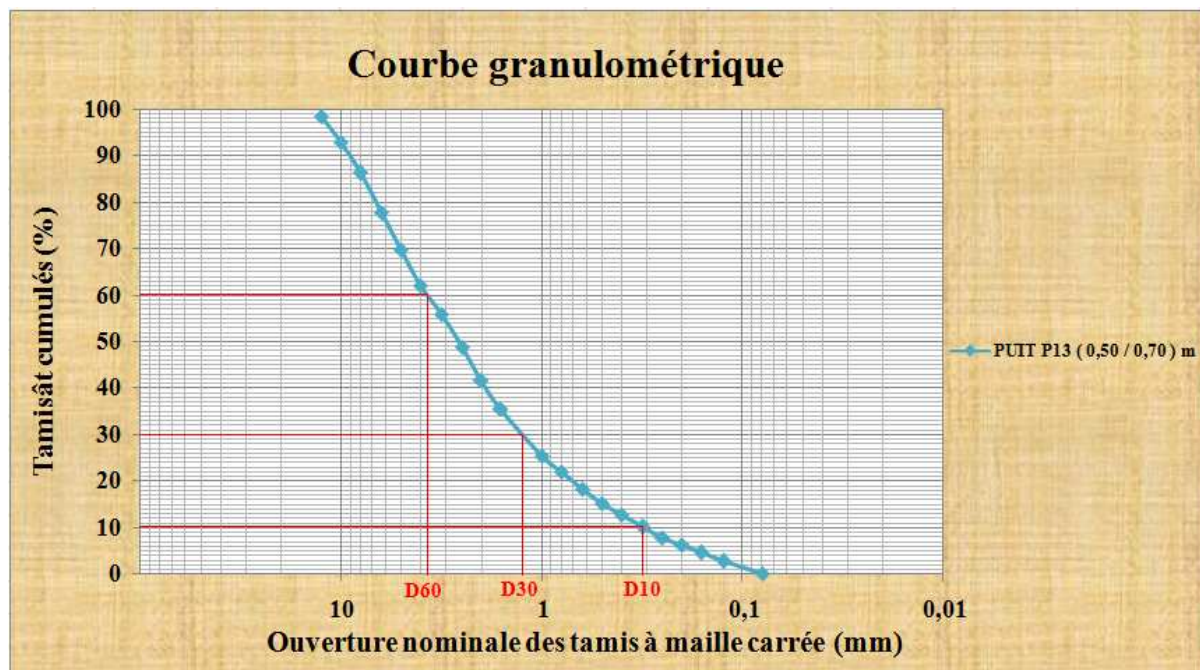


Figure -5- : La courbe granulométrique du puits P13 (0,50 / 0,70) m.

ANNEXES

Tableau -6- : Les résultats du tamisage du puits P20 (0,50 / 0,80) m.

PUITS P20 (0,50 / 0,80) m.				
Diamètre nominale des tamis ϕ (mm).	Refus (g).	Refus cumulé (g).	Tamisât cumulé (g).	Tamisât cumulé (%).
12,5	4,293	4,293	629,195	99,32
10	6,19	10,483	623,005	98,35
8	14,876	25,359	608,129	96,00
6,3	26,757	52,116	581,372	91,77
5	28,855	80,971	552,517	87,22
4	30,451	111,422	522,066	82,41
3,15	34,345	145,767	487,721	76,99
2,5	40,835	186,602	446,886	70,54
2	42,432	229,034	404,454	63,85
1,6	42,732	271,766	361,722	57,10
1	96,246	368,012	265,476	41,91
0,8	38,738	406,75	226,738	35,79
0,63	48,323	455,073	178,415	28,16
0,5	38,838	493,911	139,577	22,03
0,4	42,532	536,443	97,045	15,32
0,315	23,462	559,905	73,583	11,62
0,25	20,068	579,973	53,515	8,45
0,2	12,68	592,653	40,835	6,45
0,16	11,981	604,634	28,854	4,55
0,125	12,48	617,114	16,374	2,58
0,08	16,374	633,488	0	0,00
Fond	-	-	-	-

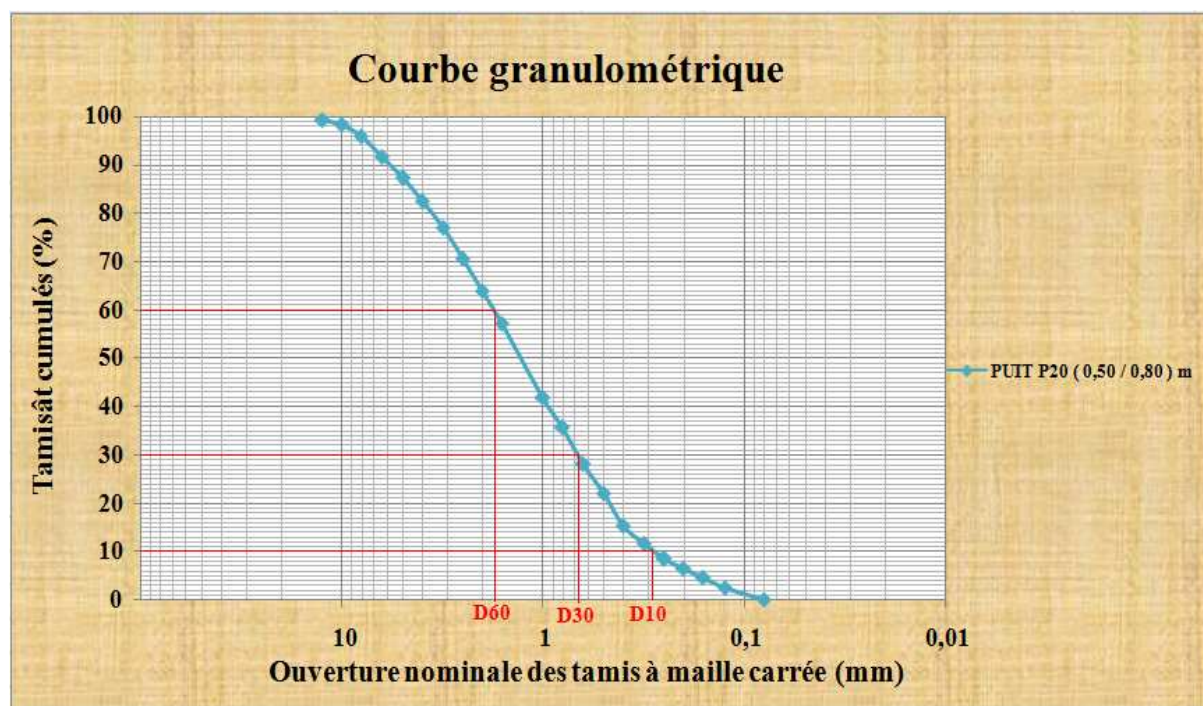


Figure -6- : La courbe granulométrique du puits P20 (0,50 / 0,80) m.

ANNEXES

Tableau -7- : Les résultats du tamisage du puits P28 (0,60 / 1,00) m.

PUITS P28 (0,60 / 1,00) m.				
Diamètre nominale des tamis ϕ (mm).	Refus (g).	Refus cumulé (g).	Tamisât cumulé (g).	Tamisât cumulé (%).
16	20,068	20,068	280,724	93,33
12,5	21,066	41,134	259,658	86,32
10	9,385	50,519	250,273	83,20
8	19,469	69,988	230,804	76,73
6,3	20,867	90,855	209,937	69,79
5	18,271	109,126	191,666	63,72
4	14,776	123,902	176,89	58,81
3,15	18,77	142,672	158,12	52,57
2,5	16,174	158,846	141,946	47,19
2	14,876	173,722	127,07	42,25
1,6	13,678	187,4	113,392	37,70
1	26,458	213,858	86,934	28,90
0,8	9,385	223,243	77,549	25,78
0,63	11,581	234,824	65,968	21,93
0,5	9,858	244,682	56,11	18,65
0,4	7,887	252,569	48,223	16,03
0,315	9,285	261,854	38,938	12,95
0,25	7,388	269,242	31,55	10,49
0,2	6,989	276,231	24,561	8,17
0,16	5,491	281,722	19,07	6,34
0,125	6,889	288,611	12,181	4,05
0,08	12,181	300,792	0	0,00
Fond	-	-	-	-

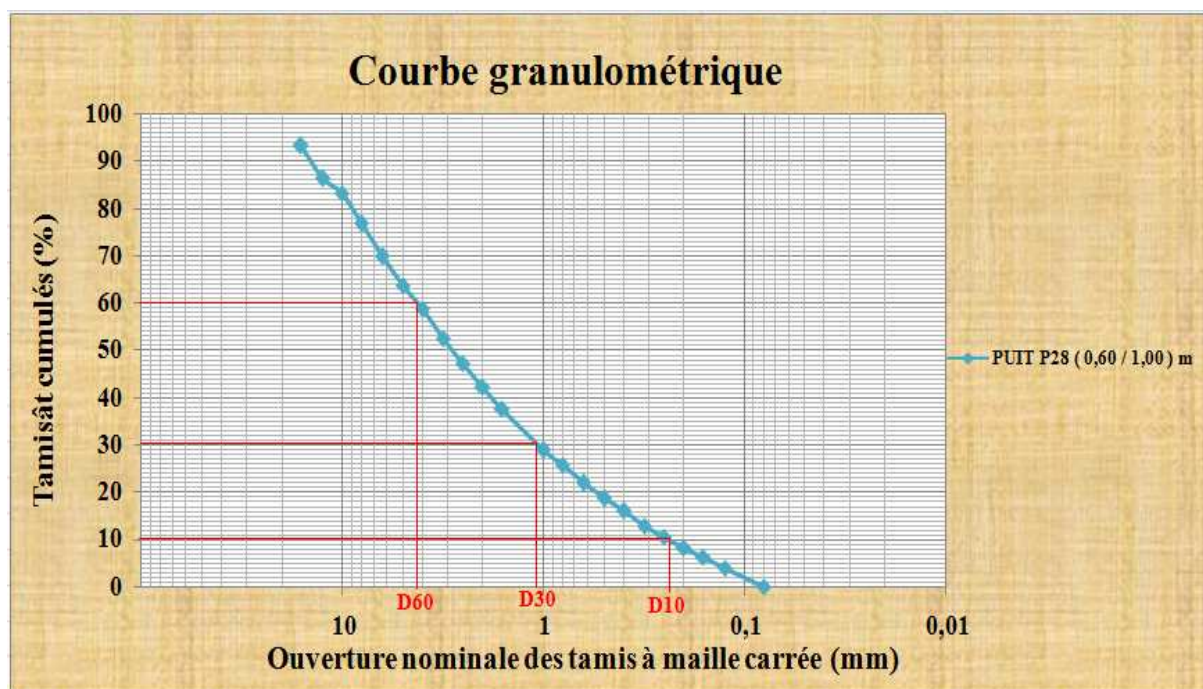


Figure -7 - : La courbe granulométrique du puits P28 (0,60 / 1,00) m.

ANNEXES

Tableau -8- : Les résultats du tamisage du puits P42 (0,50 / 0,80) m.

PUITS P42 (0,50 / 0,80) m.				
Diamètre nominale des tamis ϕ (mm).	Refus (g).	Refus cumulé (g).	Tamisât cumulé (g).	Tamisât cumulé (%).
16	8,786	8,786	656,849	98,68
12,5	27,656	36,442	629,193	94,53
10	43,53	79,972	585,663	87,99
8	38,039	118,011	547,624	82,27
6,3	49,421	167,432	498,203	74,85
5	29,453	196,885	468,75	70,42
4	32,947	229,832	435,803	65,47
3,15	29,453	259,285	406,35	61,05
2,5	24,86	284,145	381,49	57,31
2	21,166	305,311	360,324	54,13
1,6	19,569	324,88	340,755	51,19
1	34,145	359,025	306,61	46,06
0,8	12,181	371,206	294,429	44,23
0,63	14,876	386,082	279,553	42,00
0,5	14,177	400,259	265,376	39,87
0,4	12,38	412,639	252,996	38,01
0,315	20,867	433,506	232,129	34,87
0,25	27,356	460,862	204,773	30,76
0,2	37,74	498,602	167,033	25,09
0,16	52,316	550,918	114,717	17,23
0,125	53,315	604,233	61,402	9,22
0,08	61,402	665,635	0	0,00
Fond	-	-	-	-

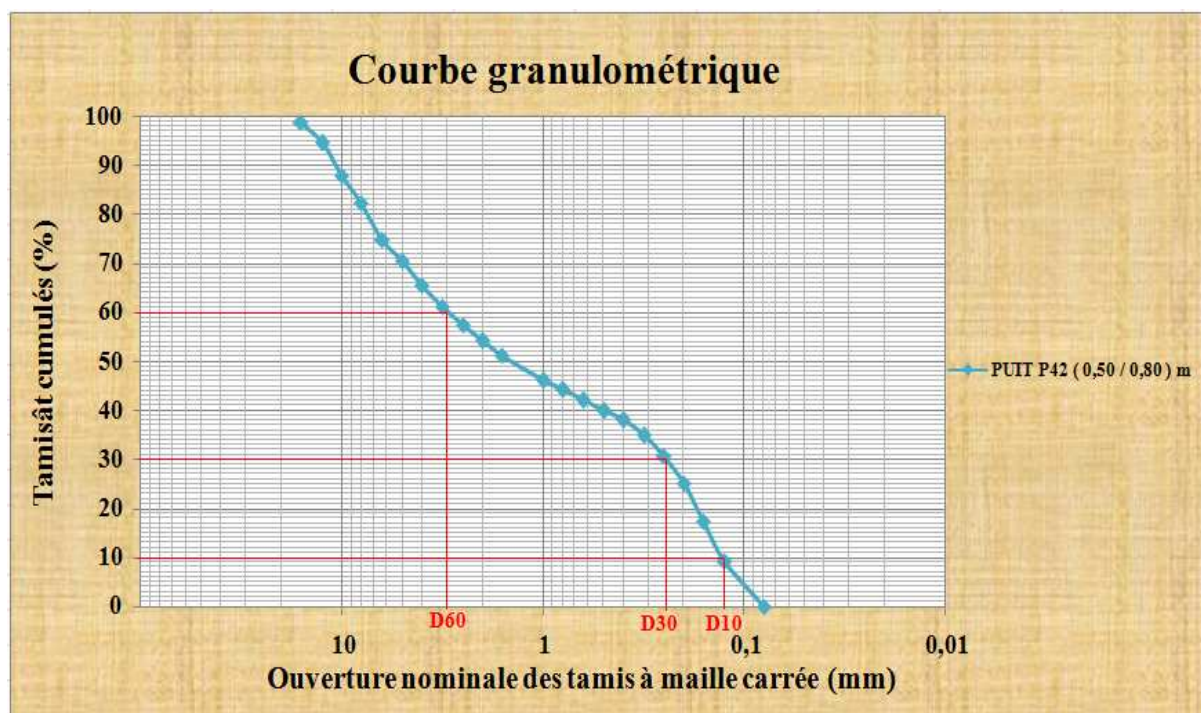


Figure -8- : La courbe granulométrique du puits P42 (0,50 / 0,80) m.

ANNEXES

Tableau -9- : Les résultats du tamisage du puits P49 (0,70 / 1,00) m.

PUITS P49 (0,70 / 1,00) m.				
Diamètre nominale des tamis ϕ (mm).	Refus (g).	Refus cumulé (g).	Tamisât cumulé (g).	Tamisât cumulé (%).
16	5,791	5,791	264,185	97,85
12,5	2,796	8,587	261,389	96,82
10	17,572	26,159	243,817	90,31
8	18,371	44,53	225,446	83,51
6,3	16,074	60,604	209,372	77,55
5	16,573	77,177	192,799	71,41
4	14,277	91,454	178,522	66,13
3,15	12,979	104,433	165,543	61,32
2,5	13,978	118,411	151,565	56,14
2	12,48	130,891	139,085	51,52
1,6	12,38	143,271	126,705	46,93
1	24,86	168,131	101,845	37,72
0,8	9,185	177,316	92,66	34,32
0,63	11,689	189,005	80,971	29,99
0,5	10,084	199,089	70,887	26,26
0,4	8,586	207,675	62,301	23,08
0,315	11,082	218,757	51,219	18,97
0,25	10,084	228,841	41,135	15,24
0,2	8,187	237,028	32,948	12,20
0,16	7,488	244,516	25,46	9,43
0,125	9,585	254,101	15,875	5,88
0,08	15,875	269,976	0	0,00
Fond	-	-	-	-

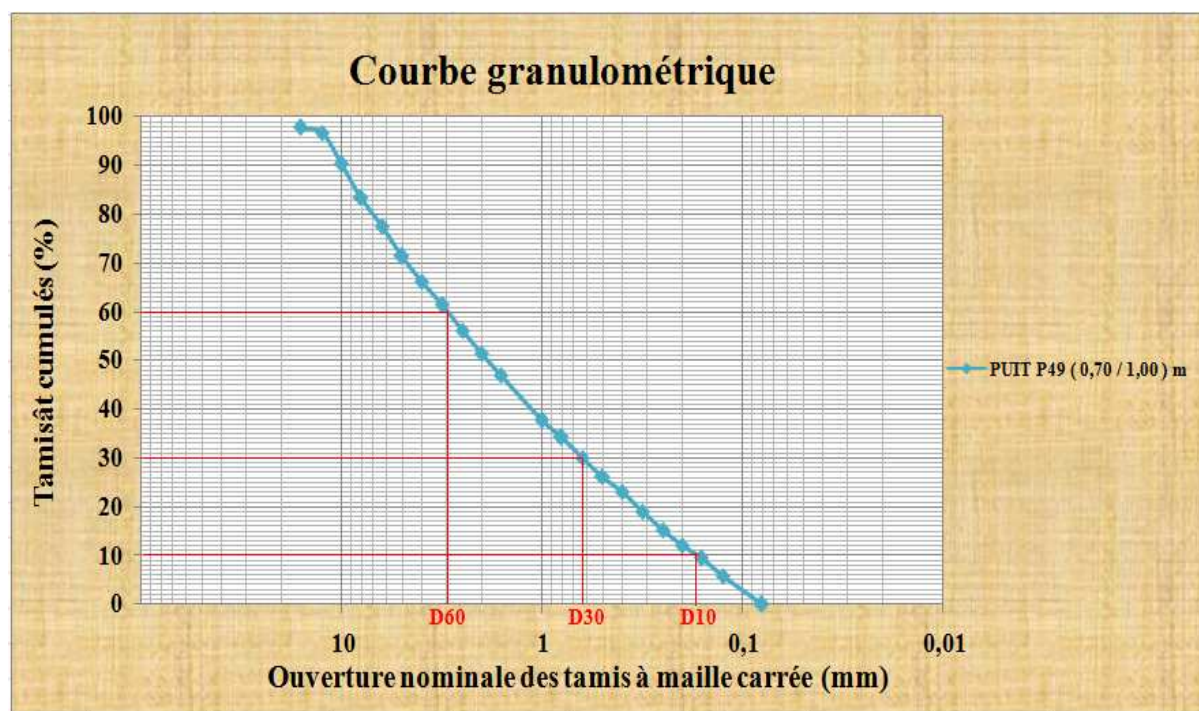


Figure -9- : La courbe granulométrique du puits P49 (0,70 / 1,00) m.

ANNEXES

Tableau -10- : Les résultats du tamisage du puits P50 (1,00 / 1,30) m.

PUITS P50 (1,00 / 1,30) m.				
Diamètre nominale des tamis ϕ (mm).	Refus (g).	Refus cumulé (g).	Tamisât cumulé (g).	Tamisât cumulé (%).
12,5	47,324	47,324	582,674	92,49
10	43,63	90,954	539,044	85,56
8	39,237	130,191	499,807	79,33
6,3	70,687	200,878	429,12	68,11
5	100,04	300,918	329,08	52,24
4	47,724	348,642	281,356	44,66
3,15	44,03	392,672	237,326	37,67
2,5	38,438	431,11	198,888	31,57
2	32,847	463,957	166,041	26,36
1,6	3,095	467,052	162,946	23,86
1	54,912	521,964	108,034	17,15
0,8	18,071	540,035	89,963	14,28
0,63	20,667	560,702	69,296	11,00
0,5	14,677	575,379	54,619	8,67
0,4	10,989	586,368	43,63	6,93
0,315	11,581	597,949	32,049	5,09
0,25	8,187	606,136	23,862	3,79
0,2	6,39	612,526	17,472	2,77
0,16	4,892	617,418	12,58	2,00
0,125	5,292	622,71	7,288	1,16
0,08	7,288	629,998	0	0,00
Fond	-	-	-	-

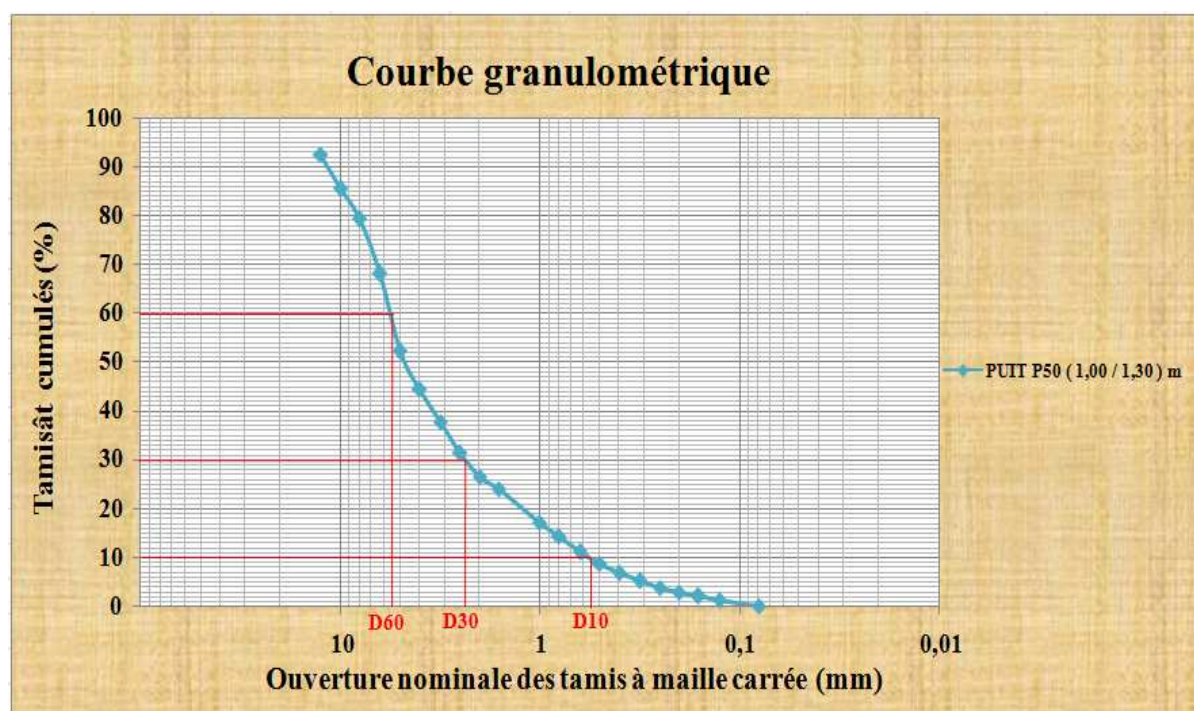


Figure -10- : La courbe granulométrique du puits P50 (1,00 / 1,30) m.

ANNEXES

Tableau -11- : Les résultats du tamisage du puits P52 (0,50 / 0,80) m.

PUITS P52 (0,50 / 0,80) m.				
Diamètre nominale des tamis ϕ (mm).	Refus (g).	Refus cumulé (g).	Tamisât cumulé (g).	Tamisât cumulé (%).
12,5	8,586	8,586	122,681	93,46
10	3,594	12,18	119,087	90,72
8	5,391	17,571	113,696	86,61
6,3	10,383	27,954	103,313	78,70
5	10,388	38,342	92,925	70,79
4	8,087	46,429	84,838	64,63
3,15	9,884	56,313	74,954	57,10
2,5	9,585	65,898	65,369	49,80
2	8,387	74,285	56,982	43,41
1,6	6,889	81,174	50,093	38,16
1	12,979	94,153	37,114	28,27
0,8	4,193	98,346	32,921	25,08
0,63	4,393	102,739	28,528	21,73
0,5	3,395	106,134	25,133	19,15
0,4	2,196	108,33	22,937	17,47
0,315	2,696	111,026	20,241	15,42
0,25	1,797	112,823	18,444	14,05
0,2	1,67	114,493	16,774	12,78
0,16	1,498	115,991	15,276	11,64
0,125	2,696	118,687	12,58	9,58
0,08	12,58	131,267	0	0,00
Fond	-	-	-	-

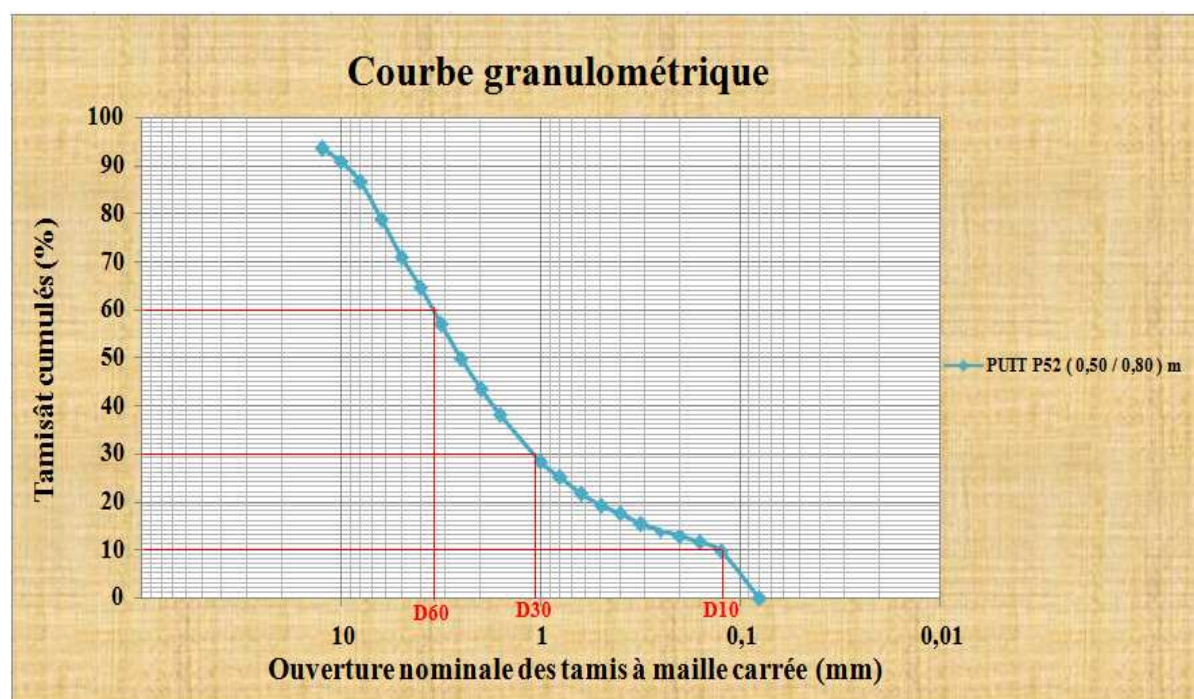


Figure -11- : La courbe granulométrique du puits P52 (0,50 / 0,80) m.

ANNEXES

Tableau -12- : Les résultats du tamisage du puits P56 (0,60 / 1,00) m.

PUITS P56 (0,60 / 1,00) m.				
Diamètre nominale des tamis ϕ (mm).	Refus (g).	Refus cumulé (g).	Tamisât cumulé (g).	Tamisât cumulé (%).
16	3,494	3,494	228,535	98,49
12,5	10,783	14,277	217,752	93,85
10	7,688	21,965	210,064	90,53
8	16,973	38,938	193,091	83,22
6,3	12,68	51,618	180,411	77,75
5	13,578	65,196	166,833	71,90
4	11,282	76,478	155,551	67,04
3,15	12,28	88,758	143,271	61,75
2,5	10,783	99,541	132,488	57,10
2	10,583	110,124	121,905	52,54
1,6	19,868	117,712	114,317	49,27
1	7,588	126,298	105,731	45,57
0,8	8,586	134,784	97,245	41,91
0,63	8,486	142,372	89,657	38,64
0,5	7,588	146,965	85,064	36,66
0,4	4,593	154,952	77,077	33,22
0,315	7,987	160,943	71,086	30,64
0,25	5,991	166,834	65,195	28,10
0,2	5,891	172,924	59,105	25,47
0,16	6,09	186,303	45,726	19,71
0,125	13,379	209,166	22,863	9,85
0,08	22,863	232,029	0	0,00
Fond	-	-	-	-

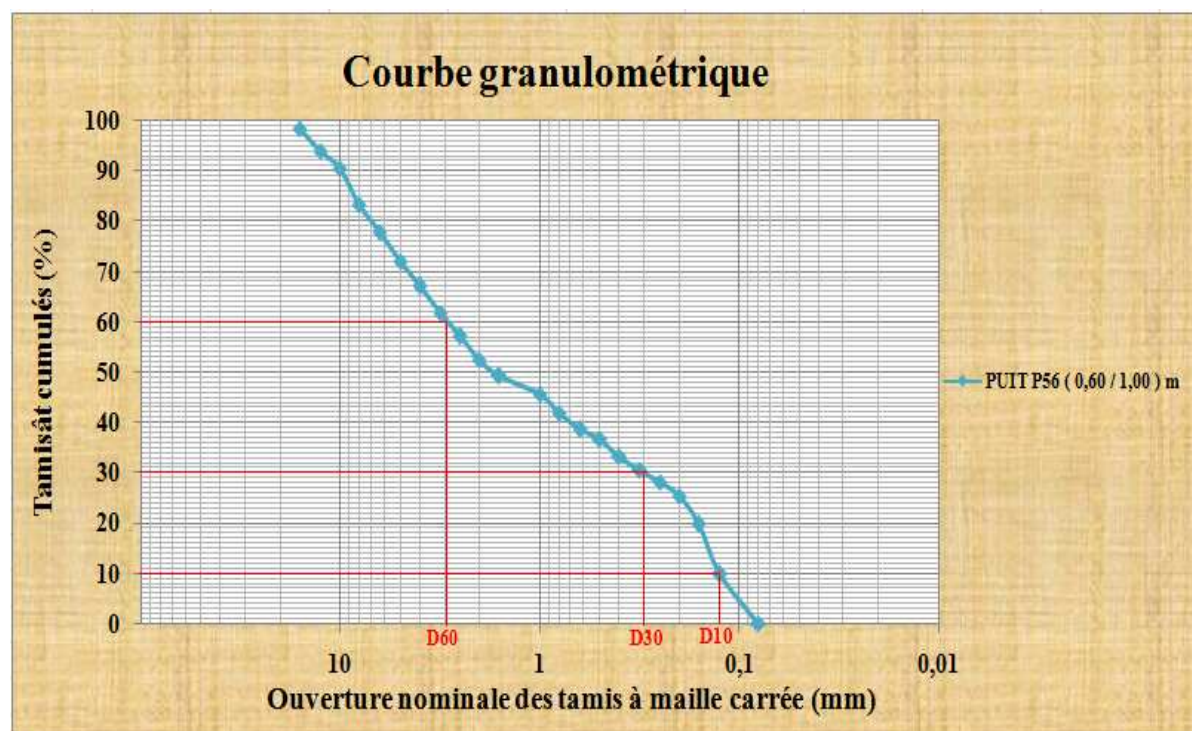


Figure -12- : La courbe granulométrique du puits P56 (0,60 / 1,00) m.

ANNEXES

Tableau -13- : Les résultats du tamisage du puits P58 (1,00 / 1,20) m.

PUITS P58 (1,00 / 1,20) m.				
Diamètre nominale des tamis ϕ (mm).	Refus (g).	Refus cumulé (g).	Tamisât cumulé (g).	Tamisât cumulé (%).
12,5	9,485	9,485	138,176	93,58
10	4,792	14,277	133,384	90,33
8	3,794	18,071	129,59	87,76
6,3	14,077	32,148	115,513	78,23
5	10,483	42,631	105,03	71,13
4	8,986	51,617	96,044	65,04
3,15	7,089	58,706	88,955	60,24
2,5	6,889	65,595	82,066	55,58
2	5,99	71,585	76,076	51,52
1,6	6,19	77,775	69,886	47,33
1	11,581	89,356	58,305	39,49
0,8	4,393	93,749	53,912	36,51
0,63	5,591	99,34	48,321	32,72
0,5	4,992	104,332	43,329	29,34
0,4	4,293	108,625	39,036	26,44
0,315	5,791	114,416	33,245	22,51
0,25	4,792	119,208	28,453	19,27
0,2	4,792	124	23,661	16,02
0,16	4,692	128,692	18,969	12,85
0,125	6,589	135,281	12,38	8,38
0,08	12,38	147,661	0	0,00
Fond	-	-	-	-

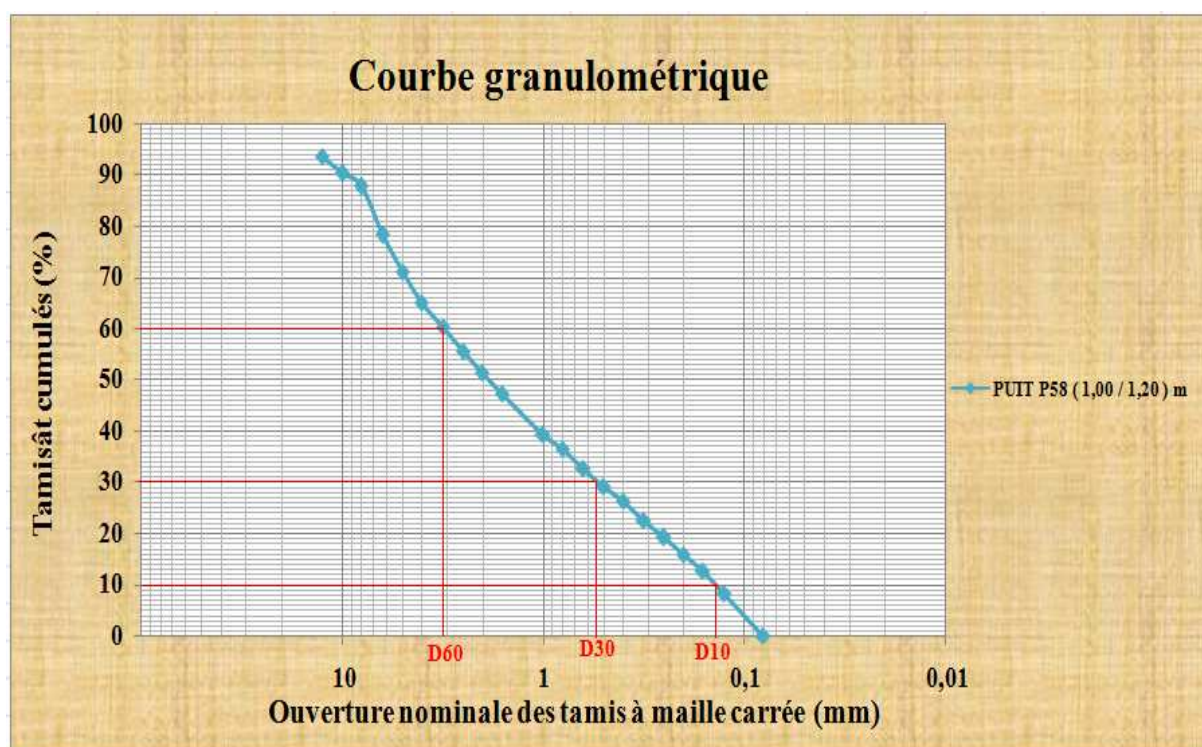


Figure -13- : La courbe granulométrique du puits P58 (1,00 / 1,20) m.

ANNEXES

Tableau -14- : Les résultats du tamisage du puits P60 (0,60 / 1,20) m.

PUITS P60 (0,60 / 1,20) m.				
Diamètre nominale des tamis ϕ (mm).	Refus (g).	Refus cumulé (g).	Tamisât cumulé (g).	Tamisât cumulé (%).
12,5	8,686	8,686	420,911	97,98
10	11,581	20,267	409,33	95,28
8	13,379	33,646	395,951	92,17
6,3	11,781	45,427	384,17	89,43
5	15,375	60,802	368,795	85,85
4	12,78	73,582	356,015	82,87
3,15	13,978	87,56	342,037	79,62
2,5	13,878	101,438	328,159	76,39
2	11,981	113,419	316,178	73,60
1,6	12,48	125,899	303,698	70,69
1	24,86	150,759	278,838	64,91
0,8	11,082	161,841	267,756	62,33
0,63	16,474	178,315	251,282	58,49
0,5	17,772	196,087	233,51	54,36
0,4	8,57	204,657	224,94	52,36
0,315	29,952	234,609	194,988	45,39
0,25	33,846	268,455	161,142	37,51
0,2	36,841	305,296	124,301	28,93
0,16	35,643	340,939	88,658	20,64
0,125	45,128	386,067	43,53	10,13
0,08	43,53	429,597	0	0,00
Fond	-	-	-	-

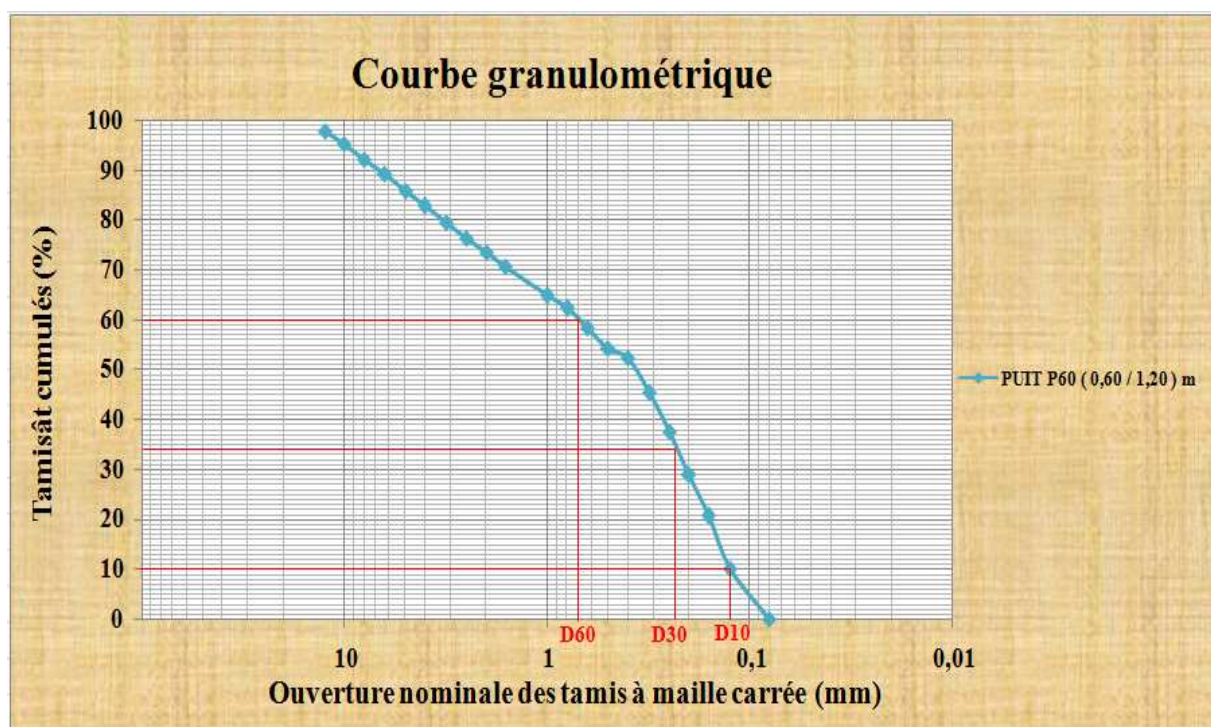


Figure -14- : La courbe granulométrique du puits P60 (0,60 / 1,20) m.

ANNEXES

Tableau -15- : Les résultats du tamisage du puits P61 (0,60 / 1,20) m.

PUITS P61 (0,60 / 1,20) m.				
Diamètre nominale des tamis ϕ (mm).	Refus (g).	Refus cumulé (g).	Tamisât cumulé (g).	Tamisât cumulé (%).
12,5	36,442	36,442	592,651	94,21
10	35,244	71,686	557,407	88,60
8	22,764	94,45	534,643	84,99
6,3	53,514	147,964	481,129	76,48
5	44,828	192,792	436,301	69,35
4	49,92	242,712	386,381	61,42
3,15	42,532	285,244	343,849	54,66
2,5	41,633	326,877	302,216	48,04
2	38,139	365,016	264,077	41,98
1,6	33,546	398,562	230,531	36,64
1	62,8	461,362	167,731	26,66
0,8	20,667	482,029	147,064	23,38
0,63	24,76	506,789	122,304	19,44
0,5	20,767	527,556	101,537	16,14
0,4	16,474	544,03	85,063	13,52
0,315	18,57	562,6	66,493	10,57
0,25	15,475	578,075	51,018	8,11
0,2	12,979	591,054	38,039	6,05
0,16	11,082	602,136	26,957	4,29
0,125	12,48	614,616	14,477	2,30
0,08	14,477	629,093	0	0,00
Fond	-	-	-	-

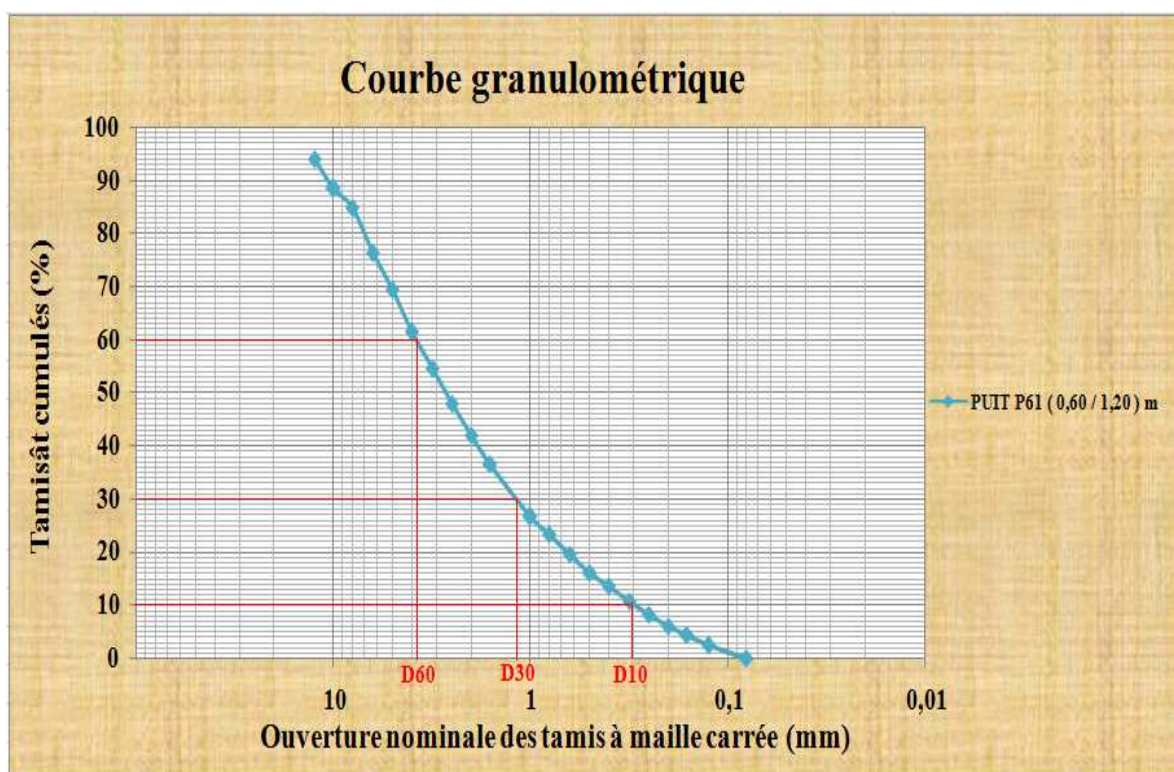


Figure -15- : La courbe granulométrique du puits P61 (0,60 / 1,20) m.

ANNEXES

Tableau -16- : Les résultats du tamisage du puits P66 (1,00 / 1,20) m.

PUITS P66 (1,00 / 1,20) m.				
Diamètre nominale des tamis ϕ (mm).	Refus (g).	Refus cumulé (g).	Tamisât cumulé (g).	Tamisât cumulé (%).
12,5	27,756	27,756	479,082	94,52
10	37,09	64,846	441,992	87,21
8	24,76	89,606	417,232	82,32
6,3	34,046	123,652	383,186	75,60
5	34,145	157,797	349,041	68,87
4	28,255	186,052	320,786	63,29
3,15	25,559	211,611	295,227	58,25
2,5	26,558	238,169	268,669	53,01
2	25,958	264,127	242,711	47,89
1,6	25,16	289,287	217,551	42,92
1	51,218	340,505	166,333	32,82
0,8	19,369	359,874	146,964	29,00
0,63	24,261	384,135	122,703	24,21
0,5	20,467	404,602	102,236	20,17
0,4	18,071	422,673	84,165	16,61
0,315	17,372	440,045	66,793	13,18
0,25	15,475	455,52	51,318	10,13
0,2	12,081	467,601	39,237	7,74
0,16	9,984	477,585	29,253	5,77
0,125	11,382	488,967	17,871	3,53
0,08	17,871	506,838	0	0,00
Fond	-	-	-	-

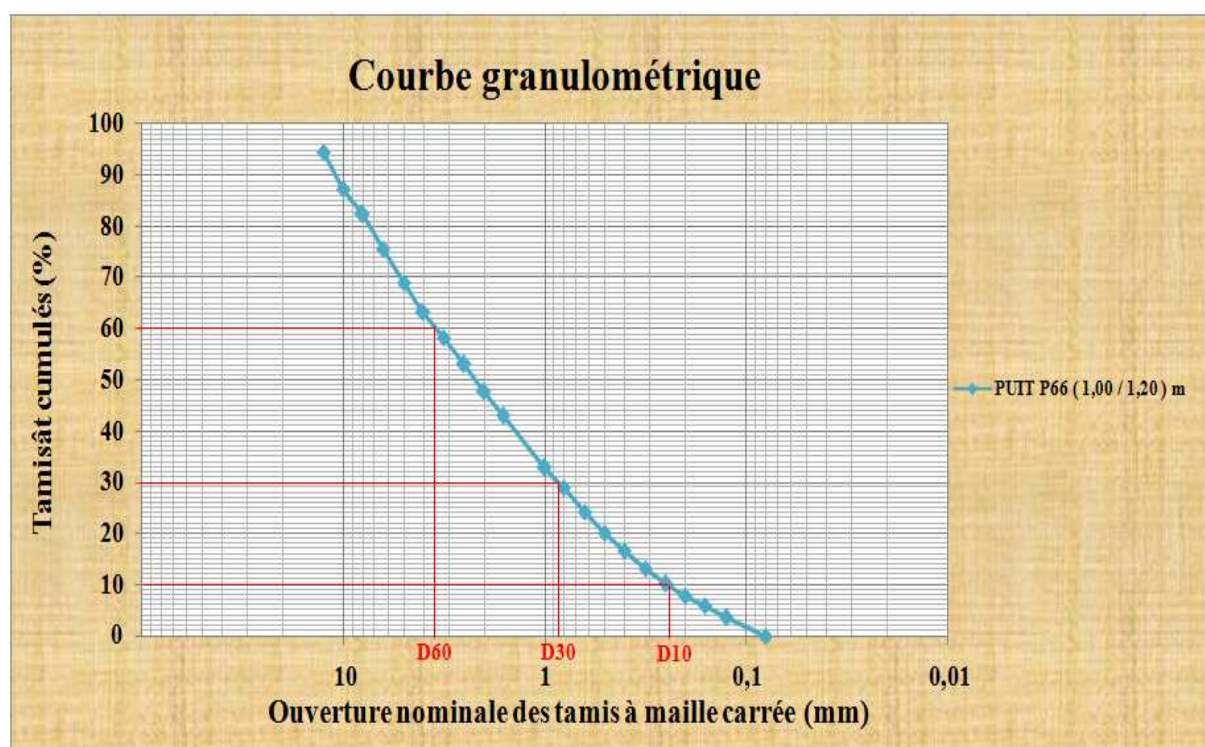


Figure -16- : La courbe granulométrique du puits P66 (1,00 / 1,20) m.

ANNEXES

Tableau -17- : Les résultats du tamisage du puits P67 (0,50 / 0,80) m.

PUITS P67 (0,50 / 0,80) m.				
Diamètre nominale des tamis ϕ (mm).	Refus (g).	Refus cumulé en (g).	Tamisât cumulé (g).	Tamisât cumulé (%).
12,5	31,05	31,05	488,619	94,03
10	40,136	71,186	448,483	86,30
8	25,659	96,845	422,824	81,36
6,3	40,735	137,58	382,089	73,53
5	32,648	170,228	349,441	67,24
4	38,638	208,866	310,803	59,81
3,15	33,347	242,213	277,456	53,39
2,5	32,947	275,16	244,509	47,05
2	27,456	302,616	217,053	41,77
1,6	24,561	327,177	192,492	37,04
1	44,229	371,406	148,263	28,53
0,8	15,575	386,981	132,688	25,53
0,63	18,171	405,152	114,517	22,04
0,5	15,675	420,827	98,842	19,02
0,4	14,177	435,004	84,665	16,29
0,315	14,977	449,981	69,688	13,41
0,25	12,38	462,361	57,308	11,03
0,2	10,383	472,744	46,925	9,03
0,16	9,485	482,229	37,44	7,20
0,125	12,58	494,809	24,86	4,78
0,08	24,86	519,669	0	0,00
Fond	-	-	-	-

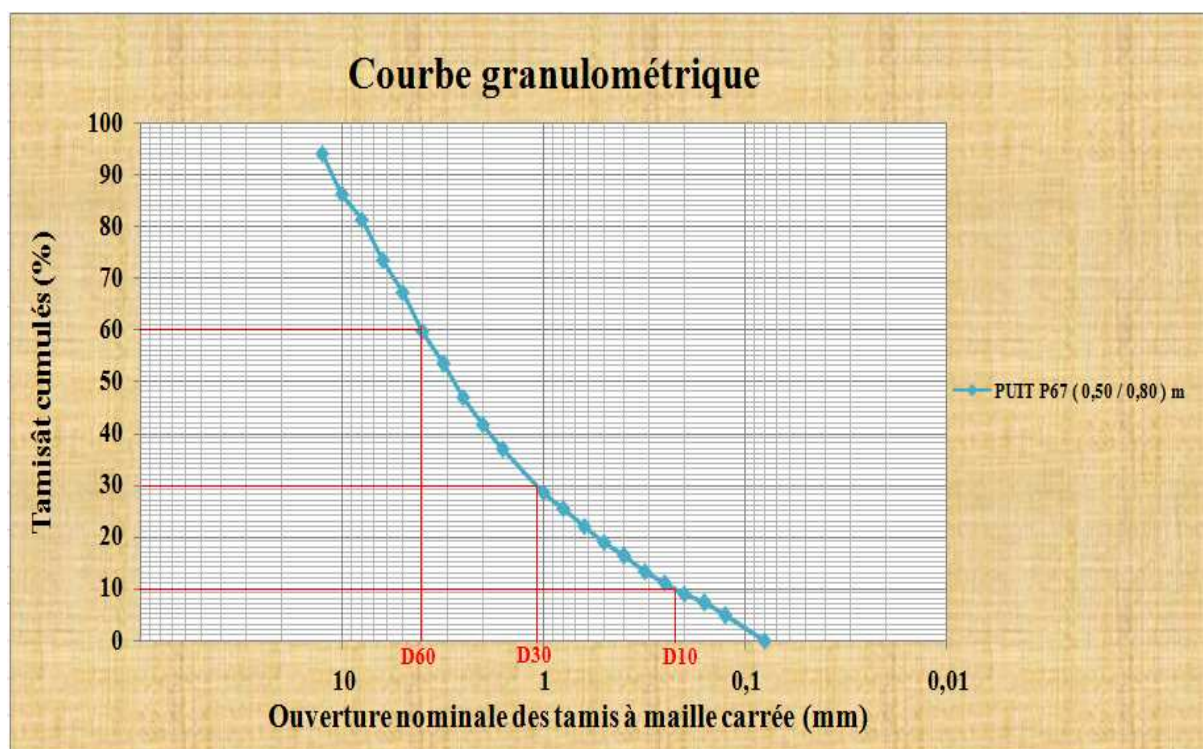


Figure -17- : La courbe granulométrique du puits P67 (0,50 / 0,80) m.

ANNEXES

Tableau -18- : Les résultats du tamisage du puits P70 (0,50 / 0,80) m.

PUITS P70 (0,50 / 0,80) m.				
Diamètre nominale des tamis ϕ (mm).	Refus (g).	Refus cumulé (g).	Tamisât cumulé (g).	Tamisât cumulé (%).
16	41,334	41,334	470,251	91,92
12,5	48,023	89,357	422,228	82,53
10	33,646	123,003	388,582	75,96
8	24,76	147,763	363,822	71,12
6,3	25,759	173,522	338,063	66,08
5	19,768	193,29	318,295	62,22
4	21,565	214,855	296,73	58,00
3,15	17,772	232,627	278,958	54,53
2,5	18,676	251,303	260,282	50,88
2	18,271	269,574	242,011	47,31
1,6	17,871	287,445	224,14	43,81
1	42,232	329,677	181,908	35,56
0,8	18,171	347,848	163,737	32,01
0,63	23,562	371,41	140,175	27,40
0,5	21,266	392,676	118,909	23,24
0,4	17,971	410,647	100,938	19,73
0,315	19,569	430,216	81,369	15,91
0,25	17,173	447,389	64,196	12,55
0,2	14,377	461,766	49,819	9,74
0,16	12,279	474,045	37,54	7,34
0,125	15,176	489,221	22,364	4,37
0,08	22,364	511,585	0	0,00
Fond	-	-	-	-

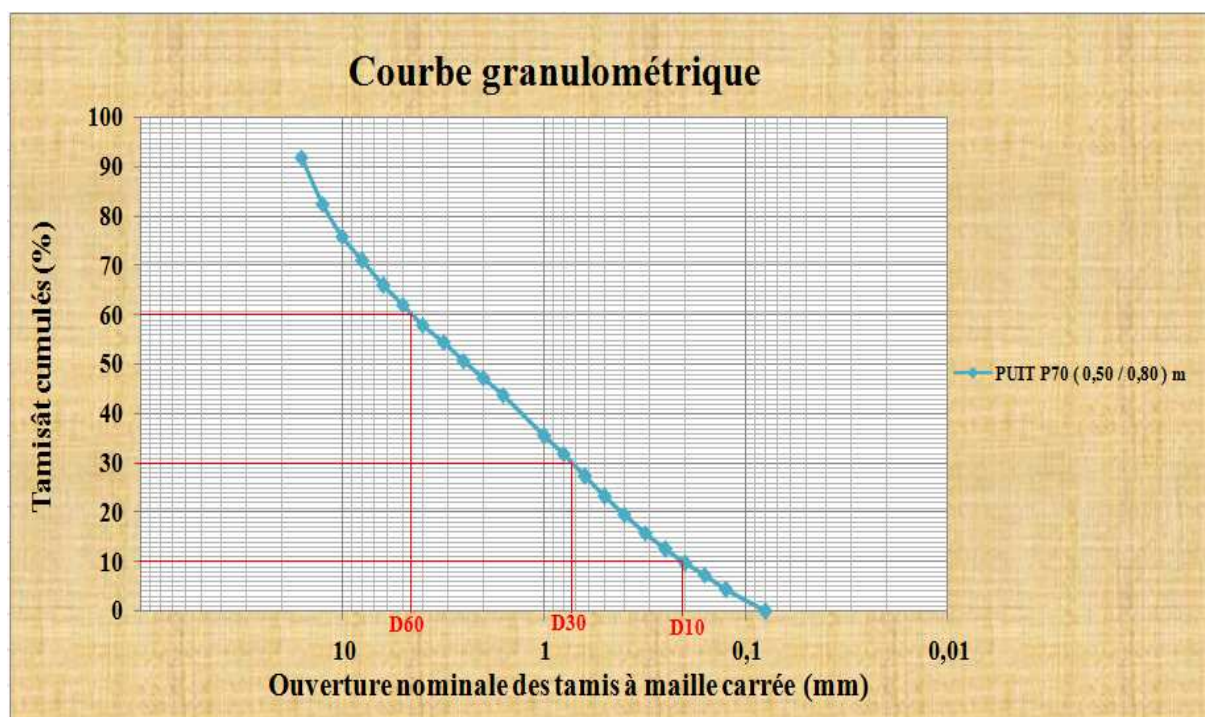


Figure -18- : La courbe granulométrique du puits P70 (0,50 / 0,80) m.

ANNEXES

Tableau -19- : Les résultats du tamisage du puits P71 (0,80 / 1,00) m.

PUITS P71 (0,80 / 1,00) m.				
Diamètre nominale des tamis ϕ (mm).	Refus (g).	Refus cumulé (g).	Tamisât cumulé (g).	Tamisât cumulé (%).
16	7,688	7,688	334,465	97,75
12,5	10,184	17,872	324,281	94,78
10	1,498	19,37	322,783	94,34
8	10,483	29,853	312,3	91,27
6,3	14,776	44,629	297,524	86,96
5	18,87	63,499	278,654	81,44
4	23,562	87,061	255,092	74,55
3,15	19,369	106,43	235,723	68,89
2,5	23,562	129,992	212,161	62,01
2	22,764	152,756	189,397	55,35
1,6	21,466	174,222	167,931	49,08
1	42,033	216,255	125,898	36,80
0,8	14,876	231,131	111,022	32,45
0,63	16,873	248,004	94,149	27,52
0,5	14,377	262,381	79,772	23,31
0,4	10,184	272,565	69,588	20,34
0,315	13,279	285,844	56,309	16,46
0,25	9,784	295,628	46,525	13,60
0,2	8,686	304,314	37,839	11,06
0,16	7,488	311,802	30,351	8,87
0,125	11,282	323,084	19,069	5,57
0,08	19,069	342,153	0	0,00
Fond	-	-	-	-

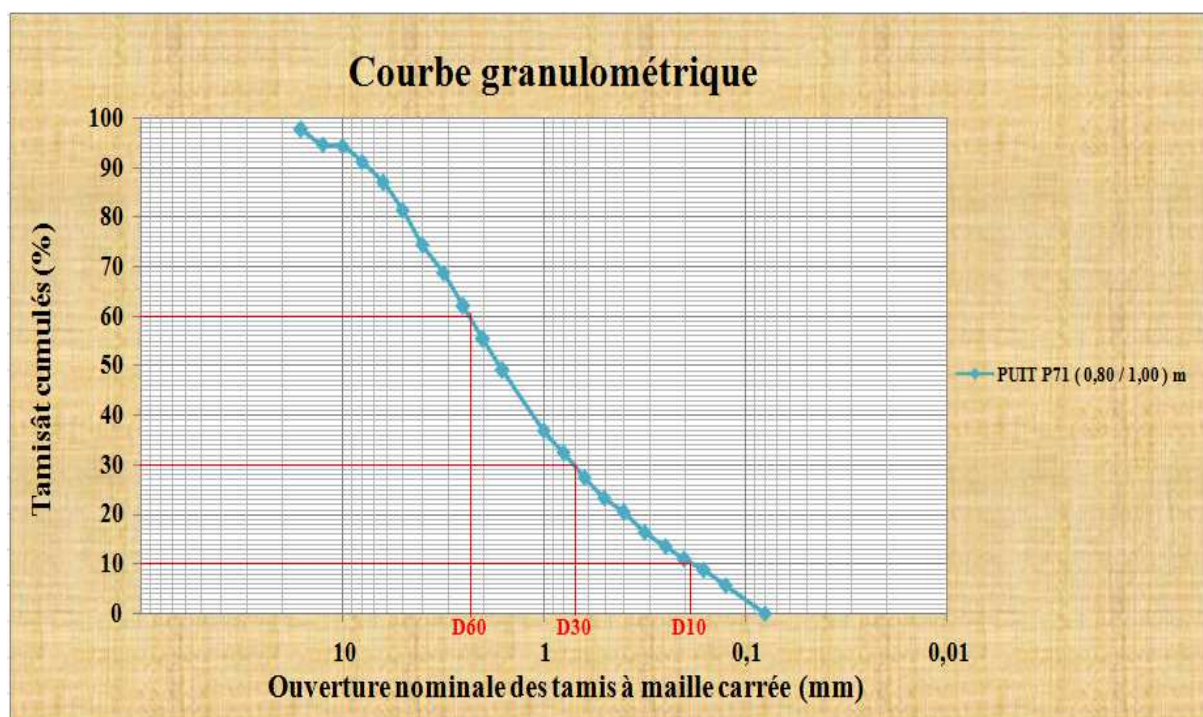


Figure -19- : La courbe granulométrique du puits P71 (0,80 / 1,00) m.

ANNEXES

Tableau -20- : Les résultats du tamisage du puits P73 (0,50 / 0,80) m.

PUITS P73 (0,50 / 0,80) m.				
Diamètre nominale des tamis ϕ (mm).	Refus (g).	Refus cumulé (g).	Tamisât cumulé (g).	Tamisât cumulé (%).
12,5	38,239	38,239	517,273	93,12
10	40,535	78,774	476,738	85,82
8	50,919	129,693	425,819	76,65
6,3	60,603	190,296	365,216	65,74
5	51,518	241,814	313,698	56,47
4	43,431	285,245	270,267	48,65
3,15	39,836	325,081	230,431	41,48
2,5	38,339	363,42	192,092	34,58
2	33,646	397,066	158,446	28,52
1,6	24,561	421,627	133,885	24,10
1	40,935	462,562	92,95	16,73
0,8	13,778	476,34	79,172	14,25
0,63	14,177	490,517	64,995	11,70
0,5	11,082	501,599	53,913	9,71
0,4	8,686	510,285	45,227	8,14
0,315	9,585	519,87	35,642	6,42
0,25	7,388	527,258	28,254	5,09
0,2	5,99	533,248	22,264	4,01
0,16	5,391	538,639	16,873	3,04
0,125	6,589	545,228	10,284	1,85
0,08	10,284	555,512	0	0,00
Fond	-	-	-	-

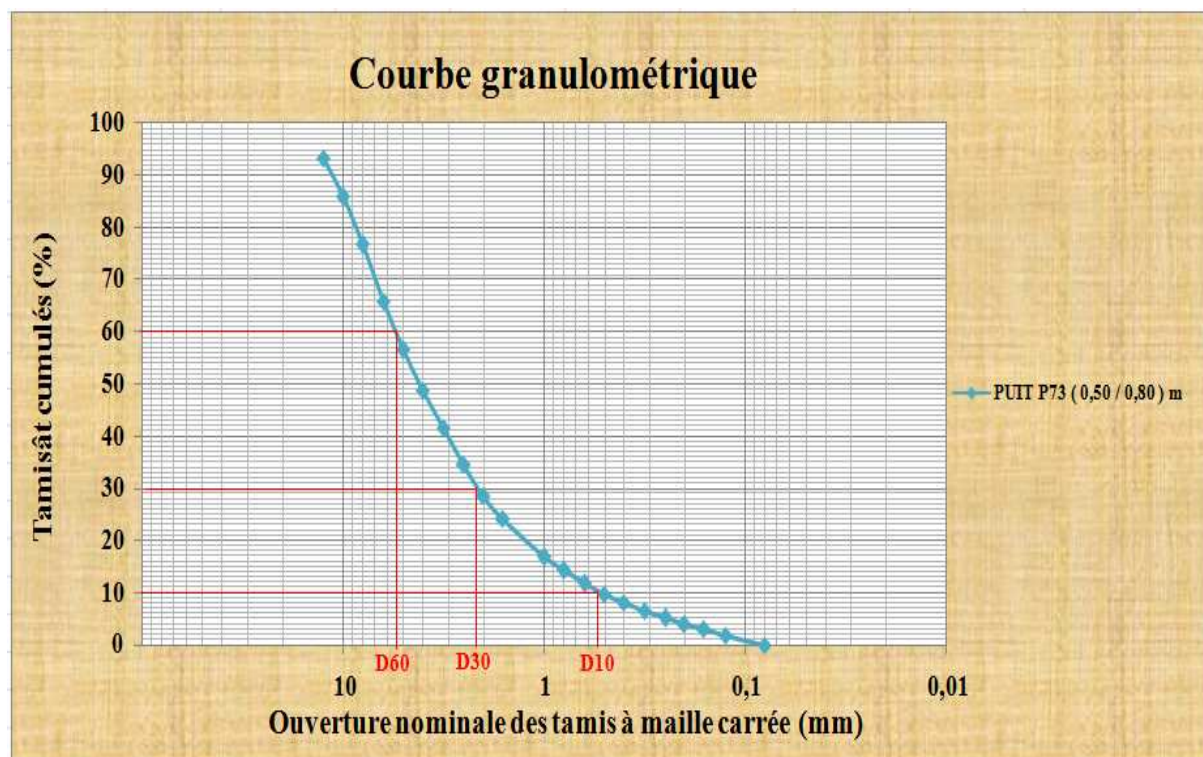


Figure -20- : La courbe granulométrique du puits P73 (0,50 / 0,80) m.

ANNEXES

Tableau -21- : Les résultats de la sédimentométrie du puits P2 (0,50 / 1,20) m.

PUITS P2 (0,50 / 1,20) m.	
Pourcentage des particules fines (%).	Diamètre des particules fines (mm).
96,36	0,06
96,36	0,04
94,36	0,03
92,35	0,02
90,34	0,01
88,33	0,009
84,32	0,007
76,29	0,005
64,24	0,003
36,14	0,001

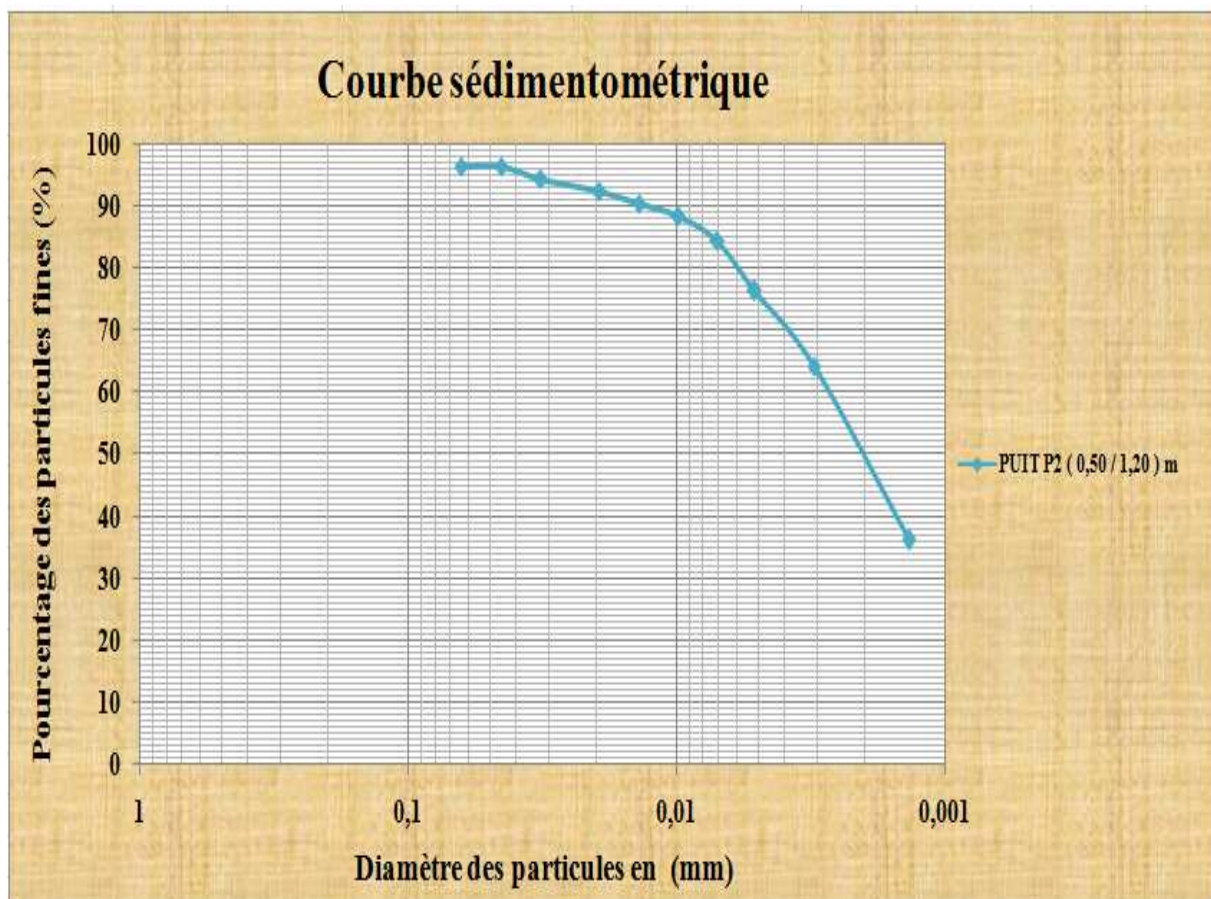


Figure -21- : La courbe sédimentométrique du puits P2 (0,50 / 1,20) m.

ANNEXES

Tableau -22- : Les résultats de la sédimentométrie du puits P3 (0,50 / 1,00) m.

PUITS P3 (0,50 / 1,00) m.	
Pourcentage des particules fines (%).	Diamètre des particules fines (mm).
80,30	0,06
80,30	0,04
80,30	0,03
80,30	0,02
80,30	0,01
80,30	0,01
78,30	0,007
72,27	0,005
46,17	0,003
46,17	0,001

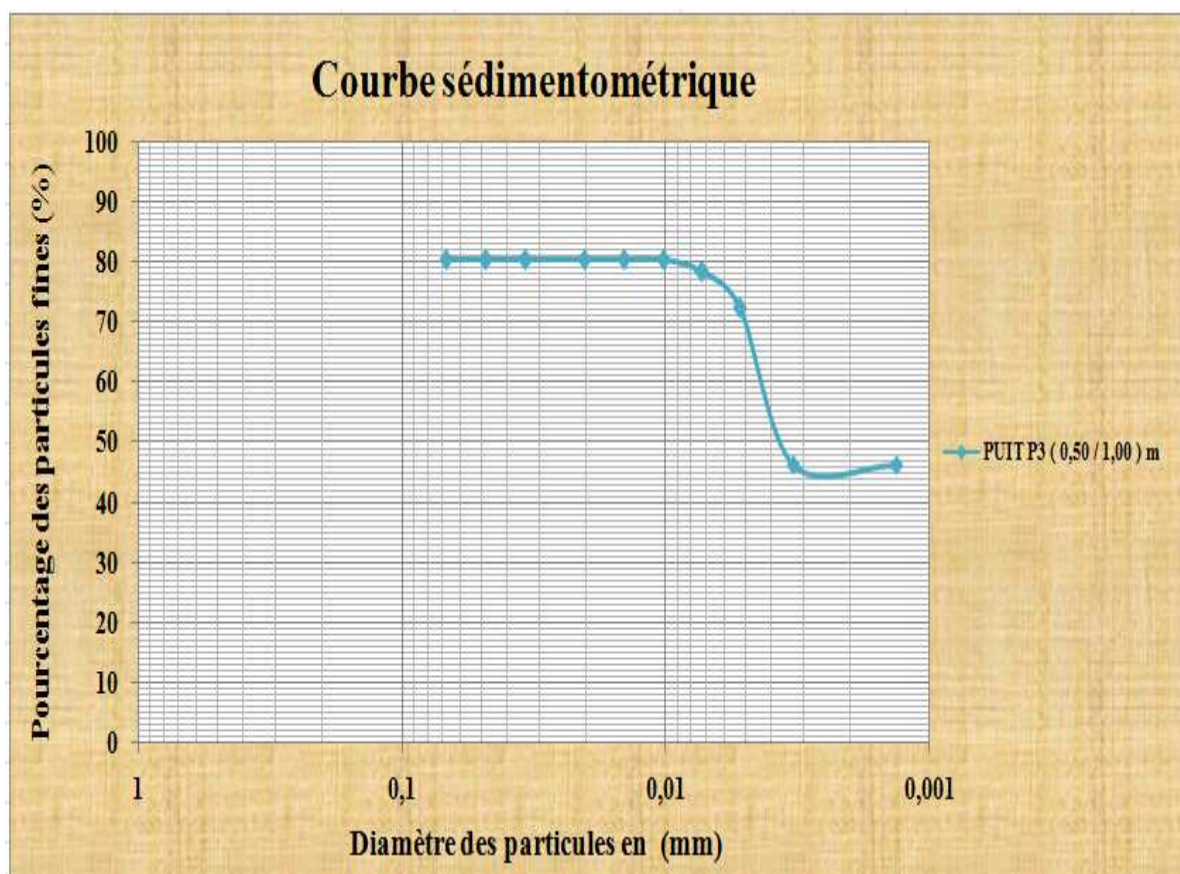


Figure -22- : La courbe sédimentométrique du puits P3 (0,50 / 1,00) m.

ANNEXES

Tableau -23- : Les résultats de la sédimentométrie du puits P5 (2,30 / 2,30) m.

PUITS P5 (2,30 / 2,30) m.	
Pourcentage des particules fines (%).	Diamètre des particules fines (mm).
76,29	0,06
74,28	0,04
70,27	0,03
62,23	0,02
56,21	0,01
52,20	0,01
50,19	0,008
48,18	0,006
36,14	0,003
28,11	0,001

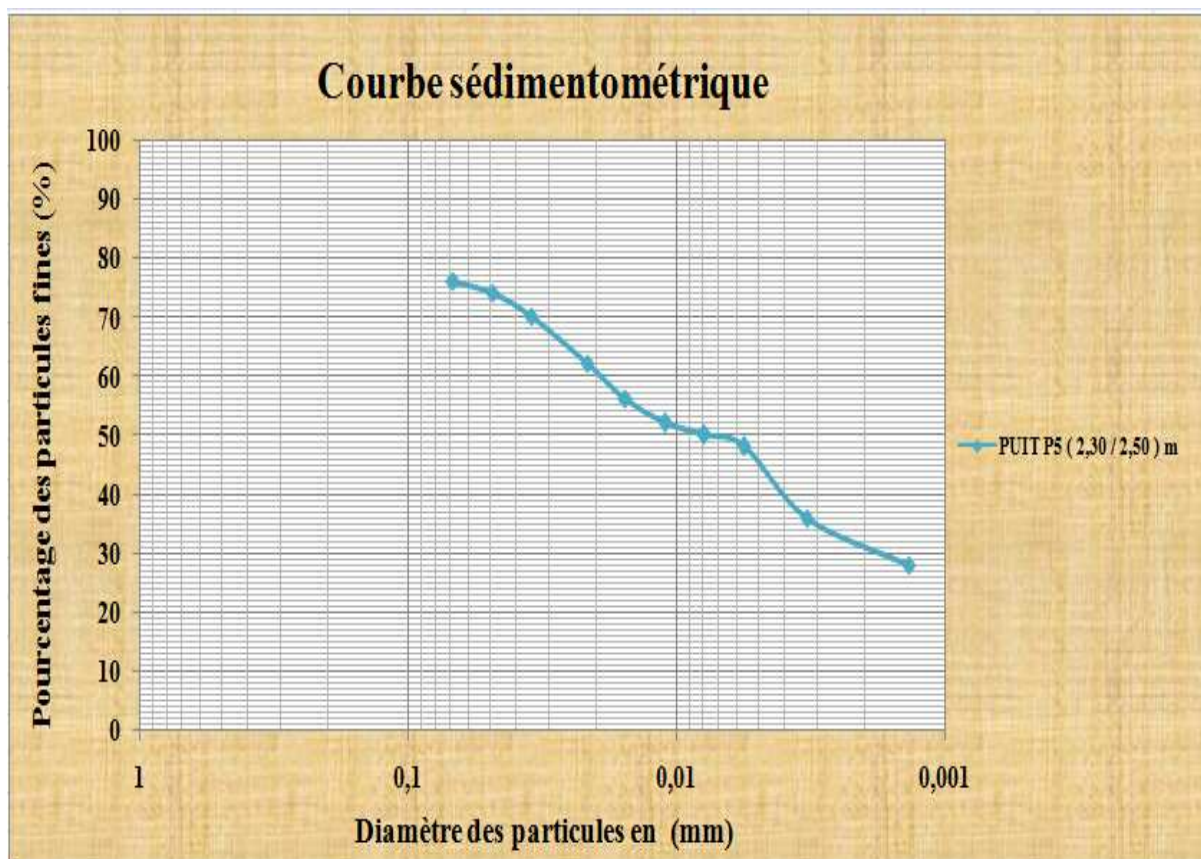


Figure -23- : La courbe sédimentométrique du puits P5 (2,30 / 2,30) m.

ANNEXES

Tableau -24- : Les résultats de la sédimentométrie du puits P10 (0,50 / 1,00) m.

PUITS P10 (0,50 / 1,00) m.	
Pourcentage des particules fines (%).	Diamètre des particules fines (mm).
88,33	0,06
84,32	0,04
82,31	0,03
80,30	0,02
72,27	0,01
66,25	0,01
64,24	0,008
56,21	0,005
52,20	0,003
48,18	0,001

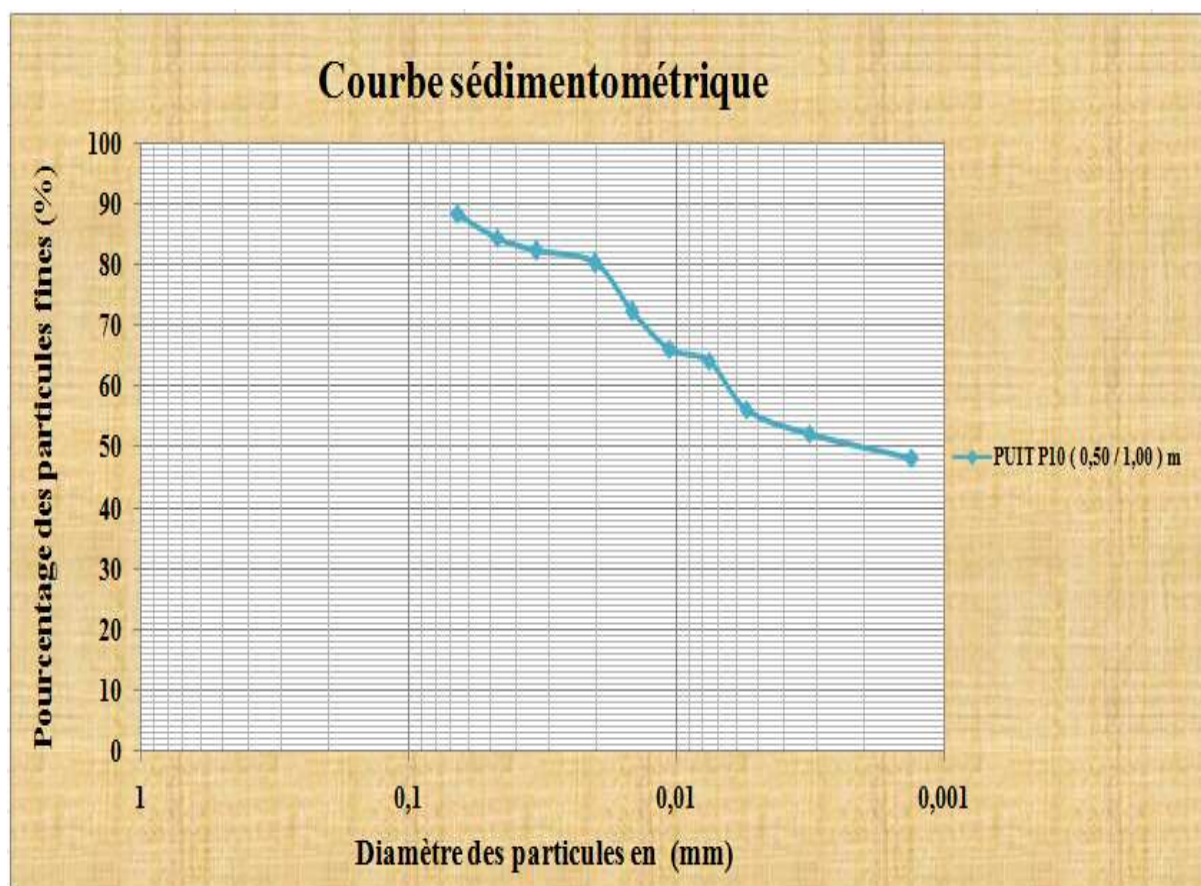


Figure -24- : La courbe sédimentométrique du puits P10 (0,50 / 1,00) m.

ANNEXES

Tableau -25- : Les résultats de la sédimentométrie du puits P13 (0,50 / 0,70) m.

PUITS P13 (0,50 / 0,70) m.	
Pourcentage des particules fines (%).	Diamètre des particules fines (mm).
86,33	0,06
84,32	0,04
80,30	0,03
72,27	0,02
64,24	0,01
60,23	0,01
52,20	0,007
44,17	0,005
32,12	0,003
20,08	0,001

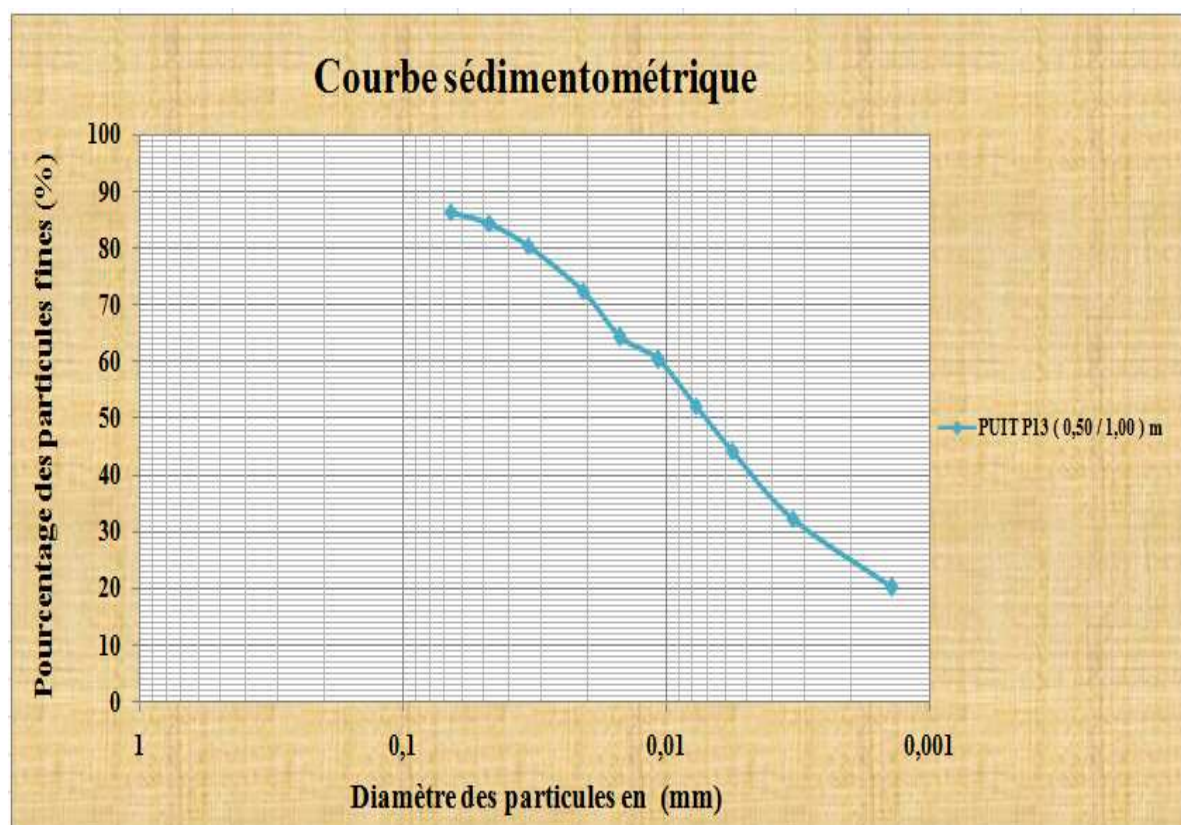


Figure -25- : La courbe sédimentométrique du puits P13 (0,50 / 0,70) m.

ANNEXES

Tableau -26- : Les résultats de la sédimentométrie du puits P20 (0,50 / 0,80) m.

PUITS P20 (0,50 / 0,80) m.	
Pourcentage des particules fines (%).	Diamètre des particules fines (mm).
70,27	0,07
68,26	0,04
64,24	0,03
66,25	0,02
60,23	0,01
62,23	0,01
52,20	0,007
44,17	0,005
40,15	0,003
32,12	0,001

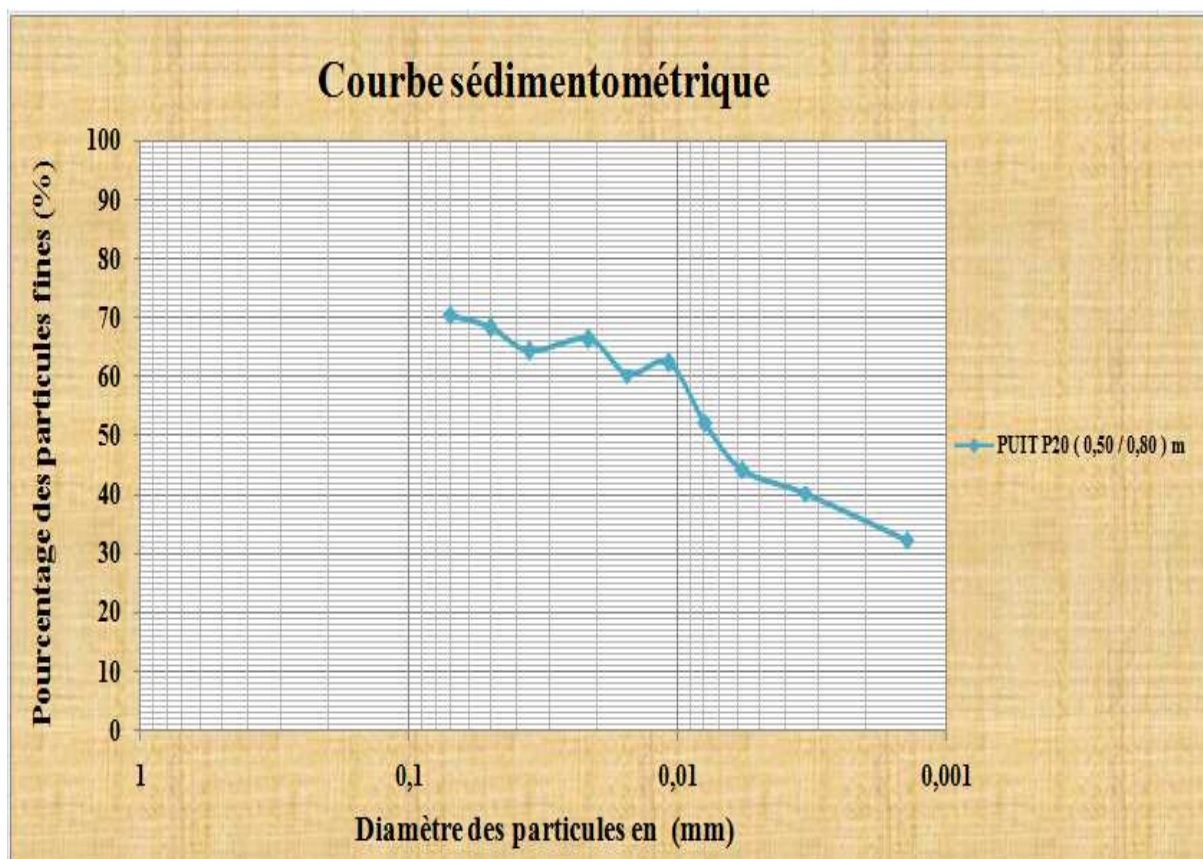


Figure -26- : La courbe sédimentométrique du puits P20 (0,50 / 0,80) m.

ANNEXES

Tableau -27- : Les résultats de la sédimentométrie du puits P28 (0,60 / 1,00) m.

PUITS P28 (0,60 / 1,00) m.	
Pourcentage des particules fines (%).	Diamètre des particules fines (mm).
90,34	0,06
88,33	0,04
86,33	0,03
82,31	0,02
80,30	0,01
72,27	0,01
68,26	0,007
64,24	0,005
56,21	0,003
48,18	0,001

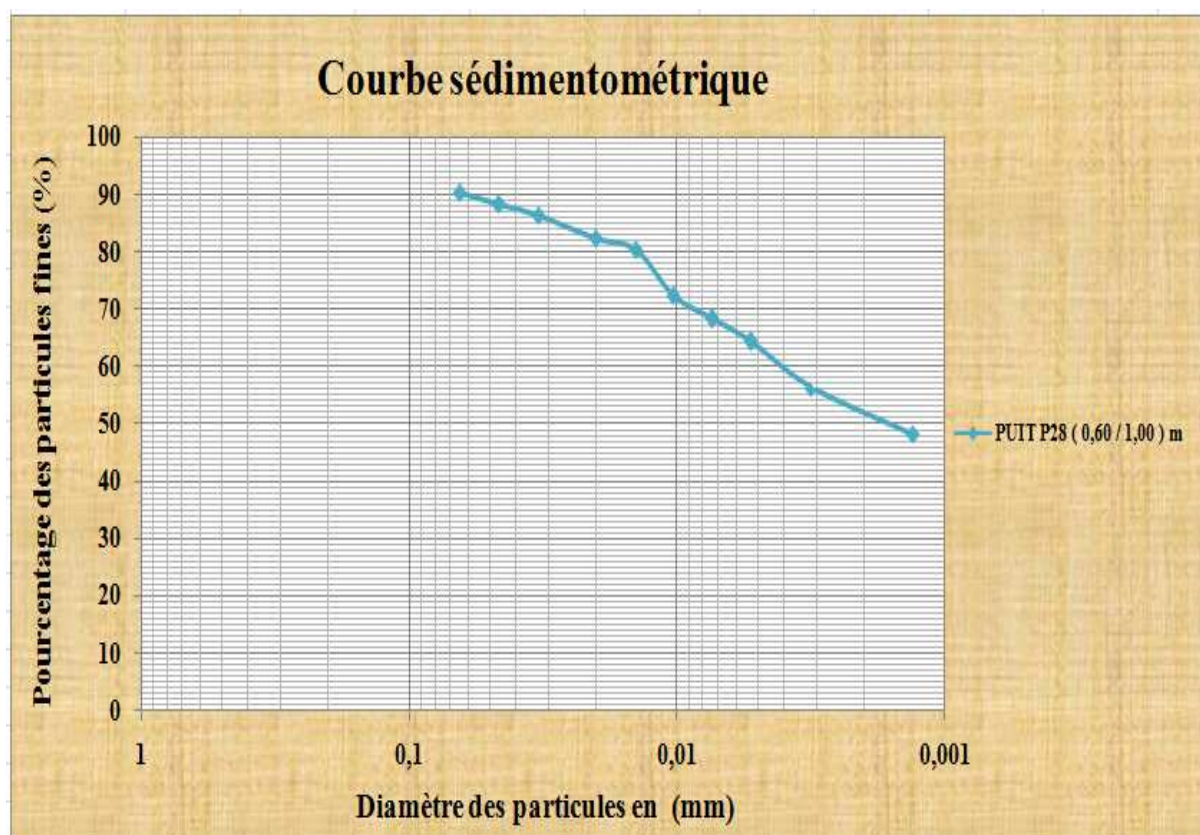


Figure -27- : La courbe sédimentométrique du puits P28 (0,60 / 1,00) m.

ANNEXES

Tableau -28- : Les résultats de la sédimentométrie du puits P42 (0,50 / 0,80) m.

PUITS P42 (0,50 / 0,80) m.	
Pourcentage des particules fines (%).	Diamètre des particules fines (mm).
68,26	0,07
62,23	0,05
56,21	0,04
54,20	0,03
50,19	0,02
46,17	0,01
40,15	0,007
36,14	0,005
28,11	0,003
20,08	0,001

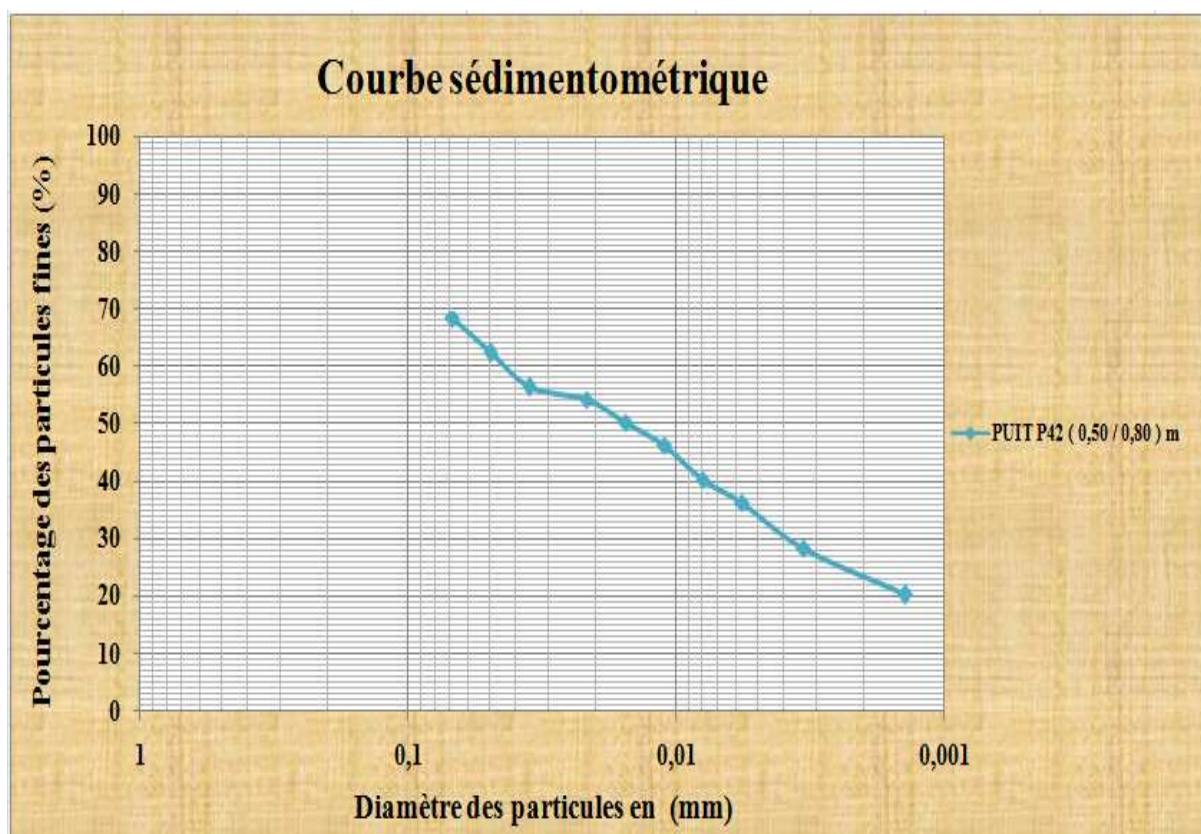


Figure -28- : La courbe sédimentométrique du puits P42 (0,50 / 0,80) m.

ANNEXES

Tableau -29- : Les résultats de la sédimentométrie du puits P49 (0,70 / 1,00) m.

PUITS P49 (0,70 / 1,00) m.	
Pourcentage des particules fines (%).	Diamètre des particules fines (mm).
60,23	0,07
40,15	0,05
38,14	0,04
34,13	0,03
32,12	0,02
30,11	0,01
28,11	0,008
26,10	0,005
20,08	0,003
16,06	0,001

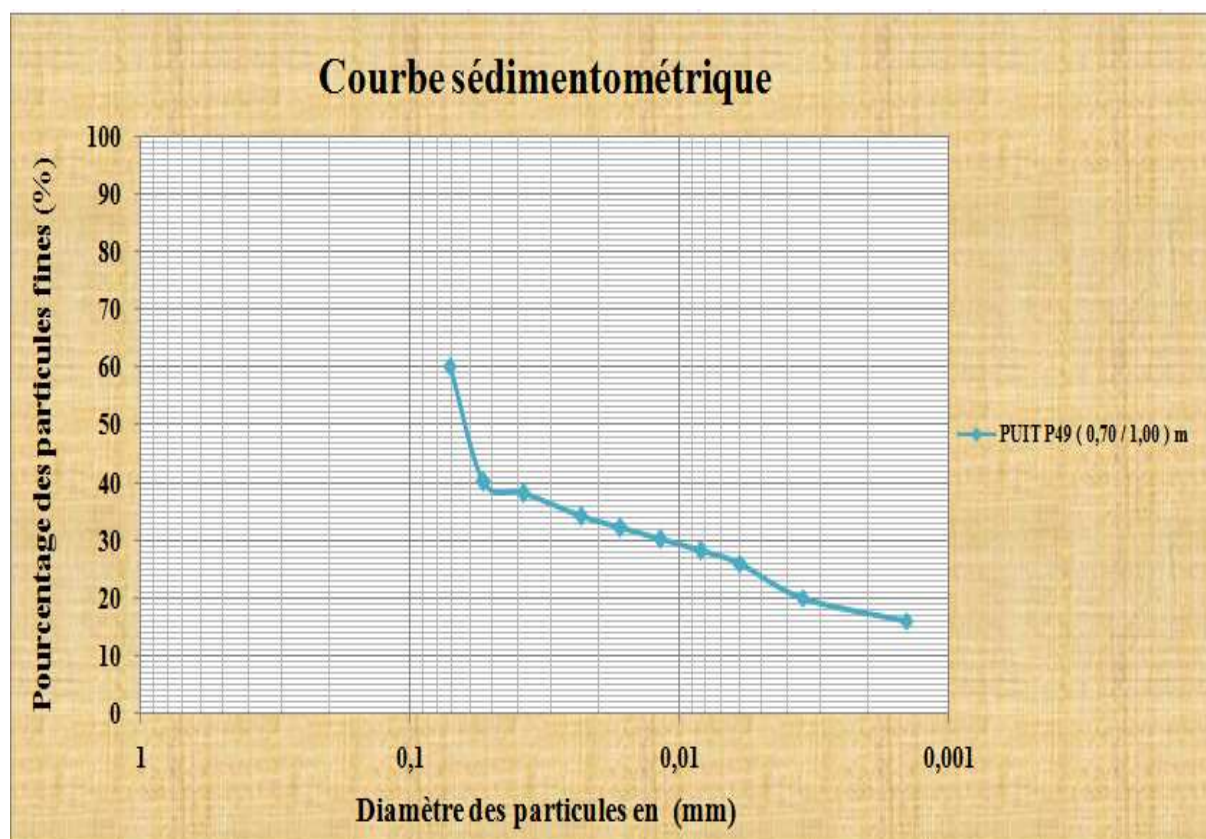


Figure -29- : La courbe sédimentométrique du puits P49 (0,70 / 1,00) m.

ANNEXES

Tableau -30- : Les résultats de la sédimentométrie du puits P50 (1,00 / 1,30) m.

PUITS P50 (1,00 / 1,30) m.	
Pourcentage des particules fines (%).	Diamètre des particules fines (mm).
98,37	0,06
96,36	0,04
88,33	0,03
86,33	0,02
78,30	0,01
72,27	0,01
70,27	0,007
60,23	0,005
52,20	0,003
38,14	0,001

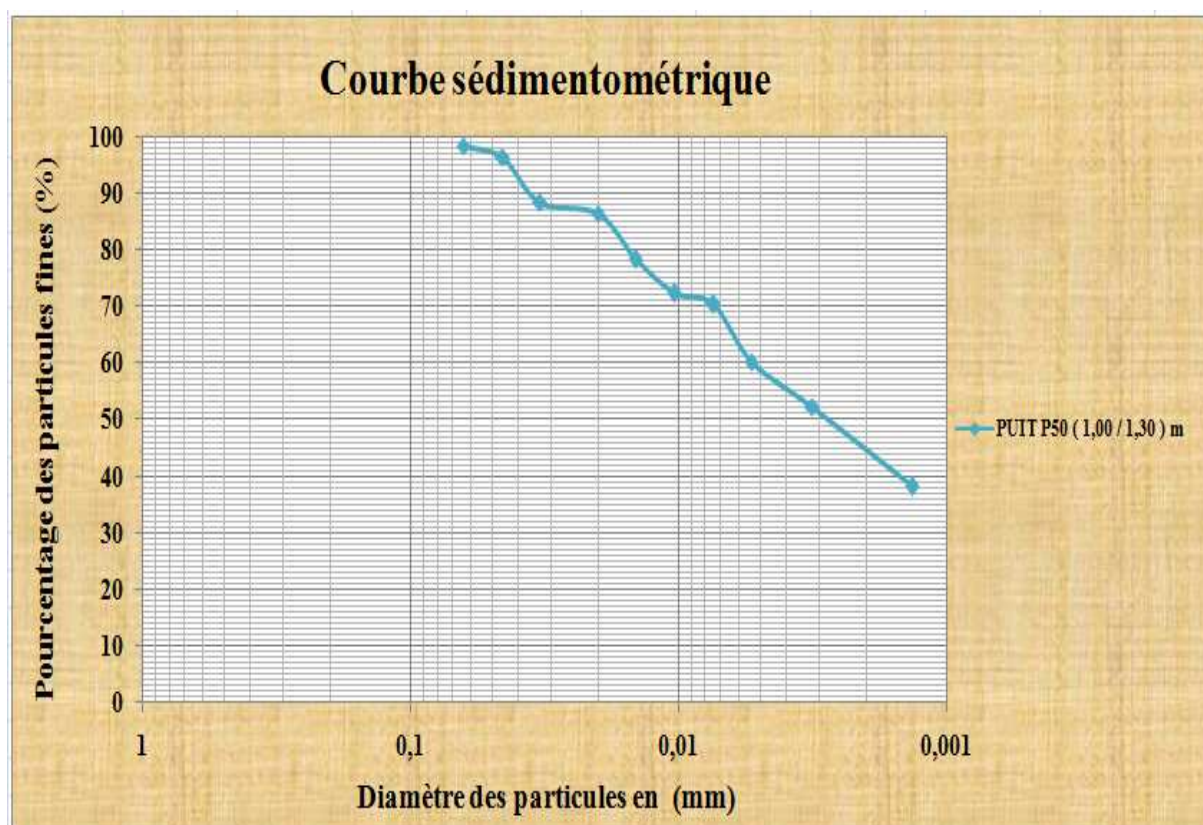


Figure -30- : La courbe sédimentométrique du puits P50 (1,00 / 1,30) m.

ANNEXES

Tableau -31- : Les résultats de la sédimentométrie du puits P52 (0,50 / 0,80) m.

PUITS P52 (0,50 / 0,80) m.	
Pourcentage des particules fines (%).	Diamètre des particules fines (mm).
92,35	0,06
94,36	0,04
88,33	0,03
80,30	0,02
76,29	0,01
68,26	0,01
70,27	0,007
66,25	0,005
60,23	0,003
58,22	0,001

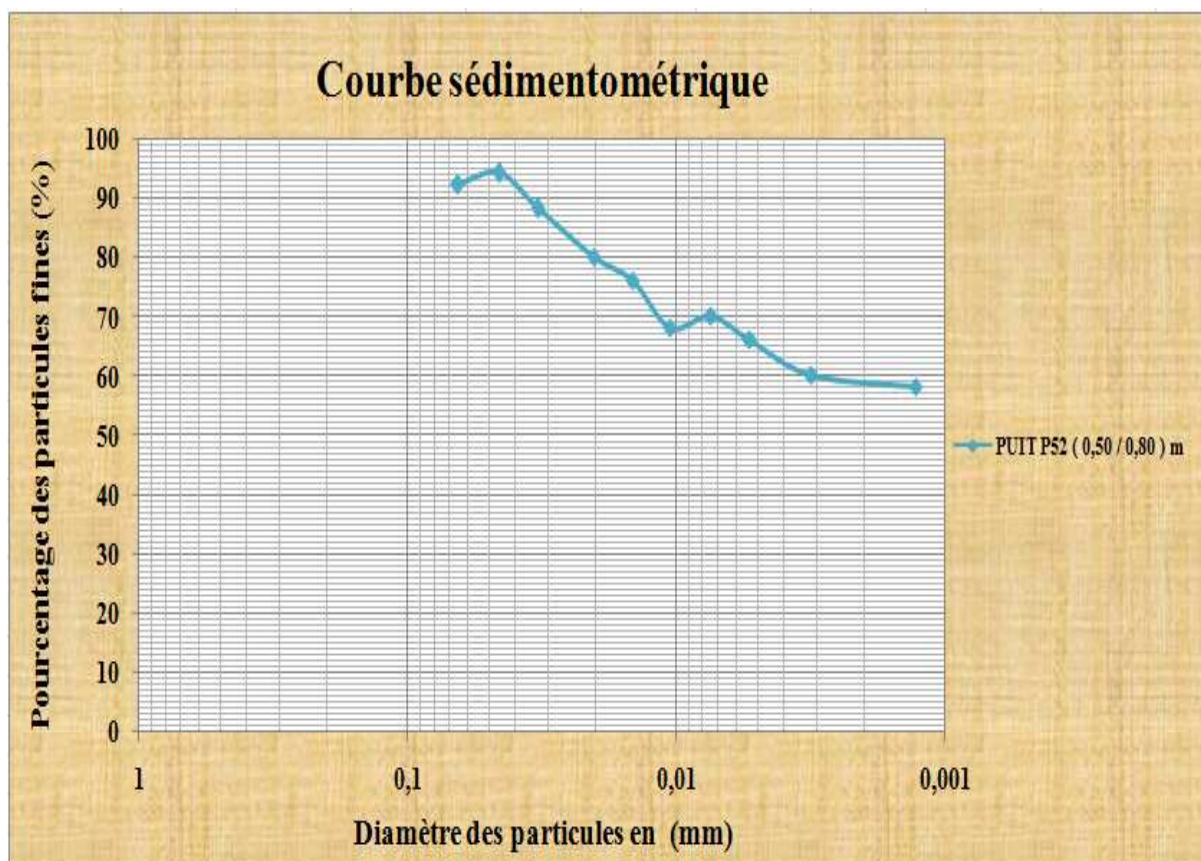


Figure -31- : La courbe sédimentométrique du puits P52 (0,50 / 0,80) m.

ANNEXES

Tableau -32- : Les résultats de la sédimentométrie du puits P56 (0,60 / 1,00) m.

PUITS P56 (0,60 / 1,00) m.	
Pourcentage des particules fines (%).	Diamètre des particules fines (mm).
40,15	0,07
36,14	0,05
34,13	0,04
34,13	0,03
32,12	0,02
28,11	0,01
24,09	0,008
20,08	0,005
12,05	0,003
8,03	0,001

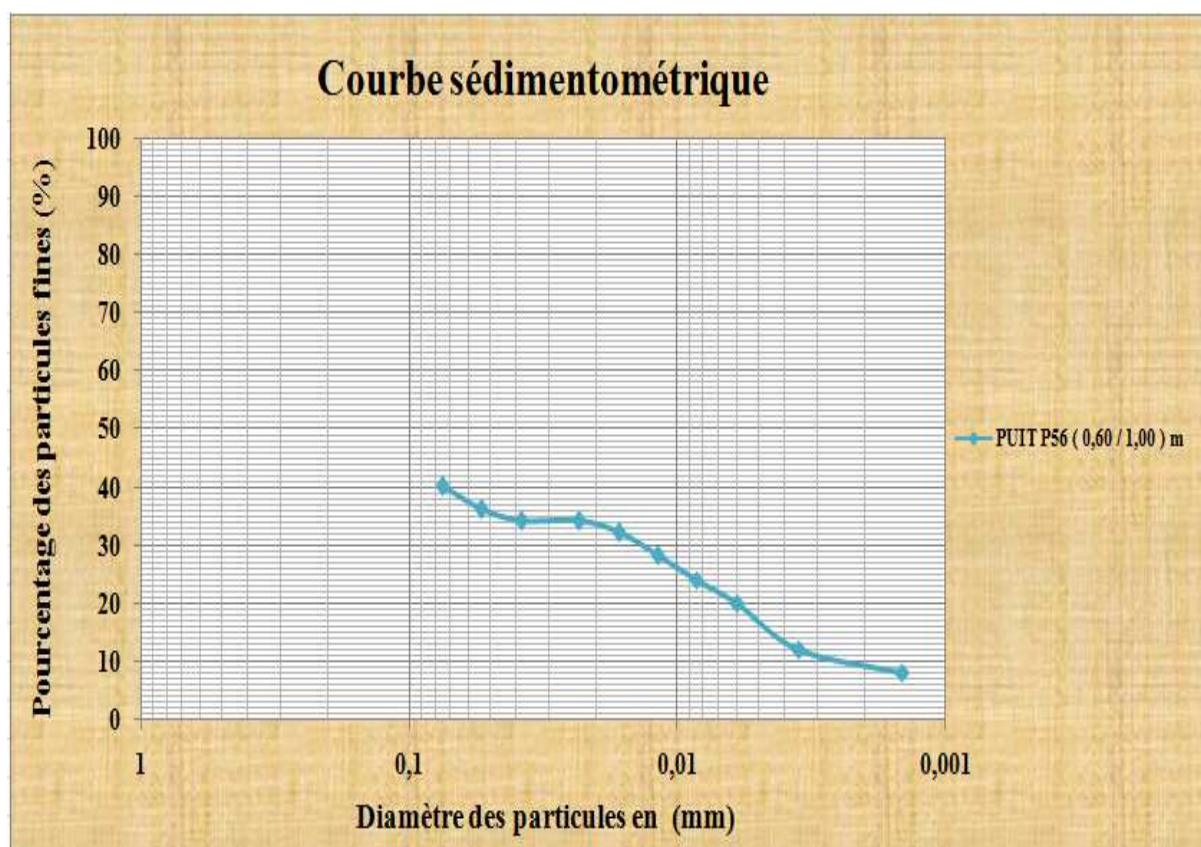


Figure -32- : La courbe sédimentométrique du puits P56 (0,60 / 1,00) m.

ANNEXES

Tableau -33- : Les résultats de la sédimentométrie du puits P58 (1,00 / 1,20) m.

PUITS P58 (1,00 / 1,20) m.	
Pourcentage des particules fines (%).	Diamètre des particules fines (mm).
92,35	0,06
92,35	0,04
90,34	0,03
88,33	0,02
84,32	0,01
80,30	0,01
78,30	0,007
72,27	0,005
64,24	0,003
52,20	0,001

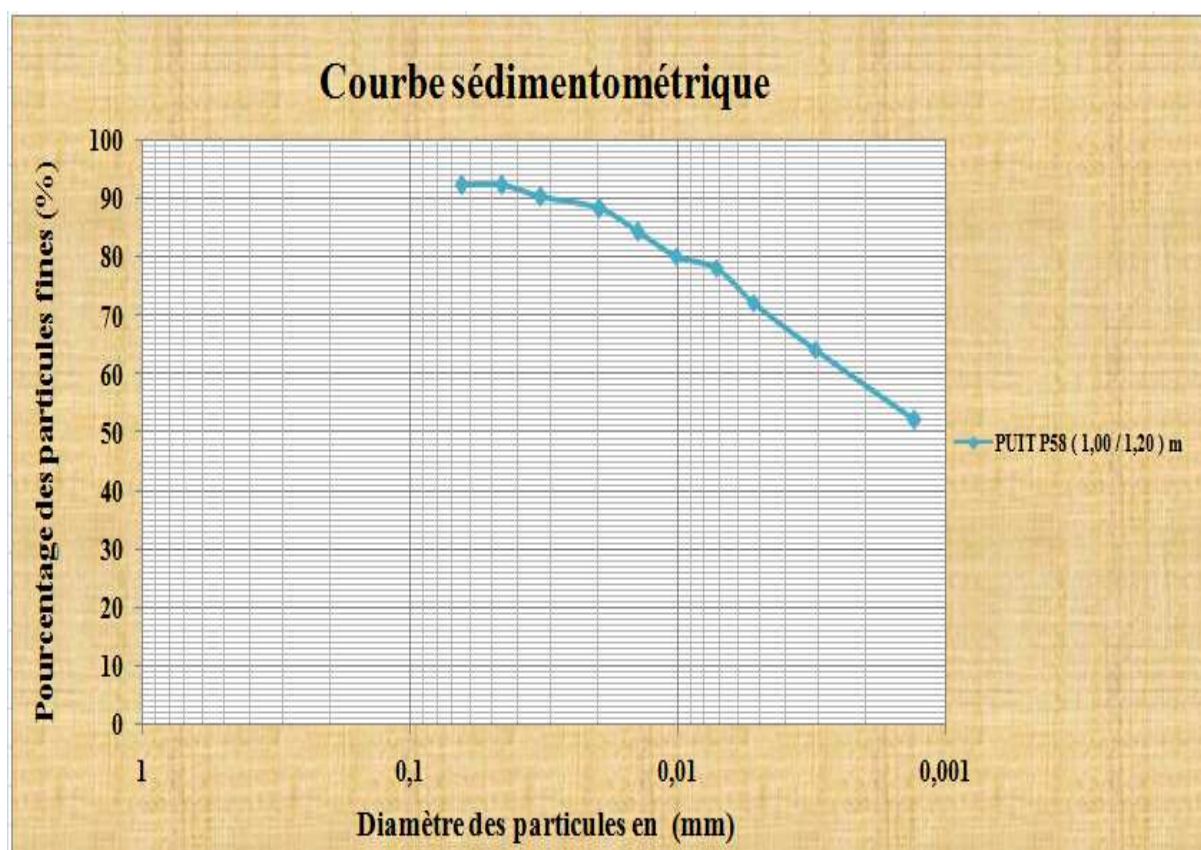


Figure -33- : La courbe sédimentométrique du puits P58 (1,00 / 1,20) m.

ANNEXES

Tableau -34- : Les résultats de la sédimentométrie du puits P60 (0,60 / 1,20) m.

PUITS P60 (0,60 / 1,20) m.	
Pourcentage des particules fines (%).	Diamètre des particules fines (mm).
86,33	0,06
84,32	0,04
82,31	0,03
80,30	0,02
76,29	0,01
72,27	0,01
70,27	0,007
66,25	0,005
60,23	0,003
58,22	0,001

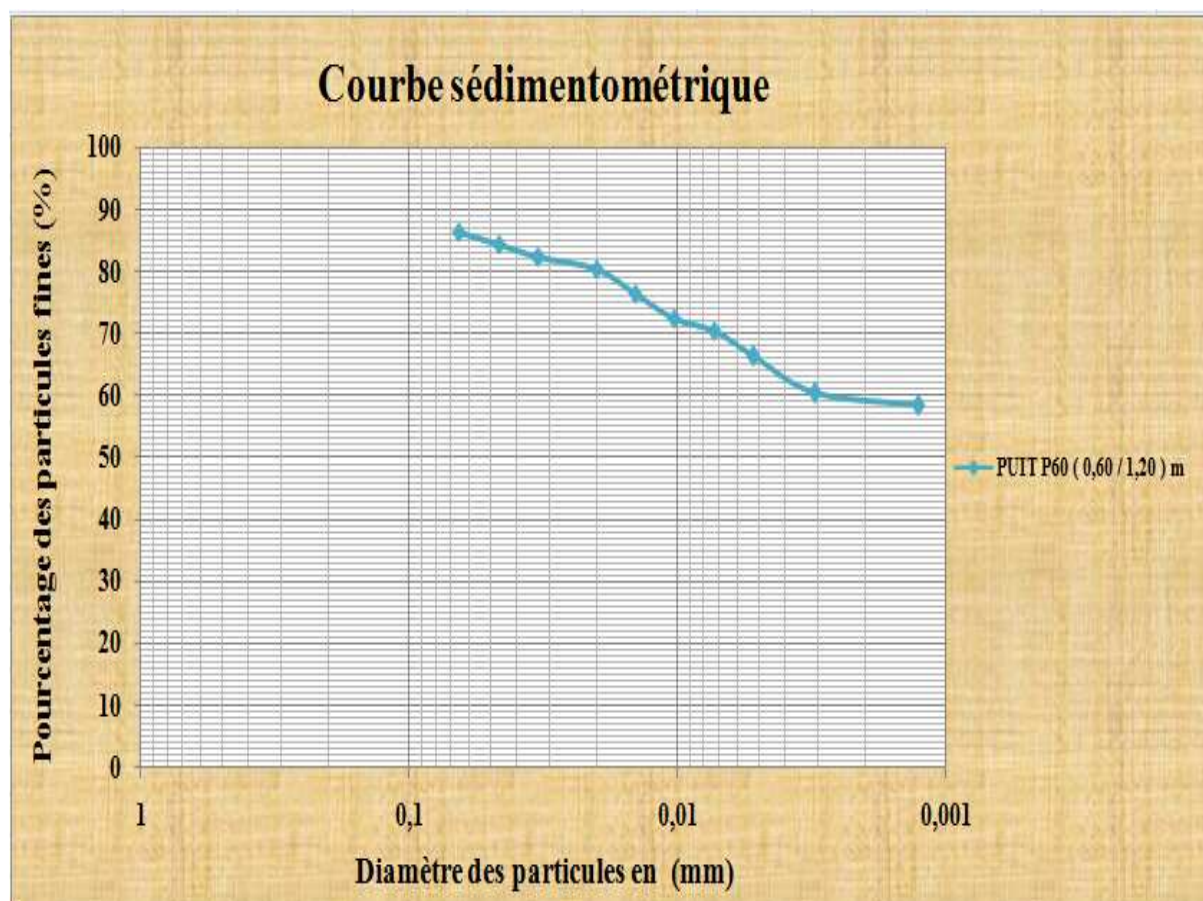


Figure -34- : La courbe sédimentométrique du puits P60 (0,60 / 1,20) m.

ANNEXES

Tableau -35- : Les résultats de la sédimentométrie du puits P61 (0,60 / 1,20) m.

PUITS P61 (0,60 / 1,20) m.	
Pourcentage des particules fines (%).	Diamètre des particules fines (mm).
78,30	0,06
76,29	0,05
76,29	0,03
74,28	0,02
72,27	0,01
68,26	0,01
62,23	0,007
60,23	0,005
56,21	0,003
52,20	0,001

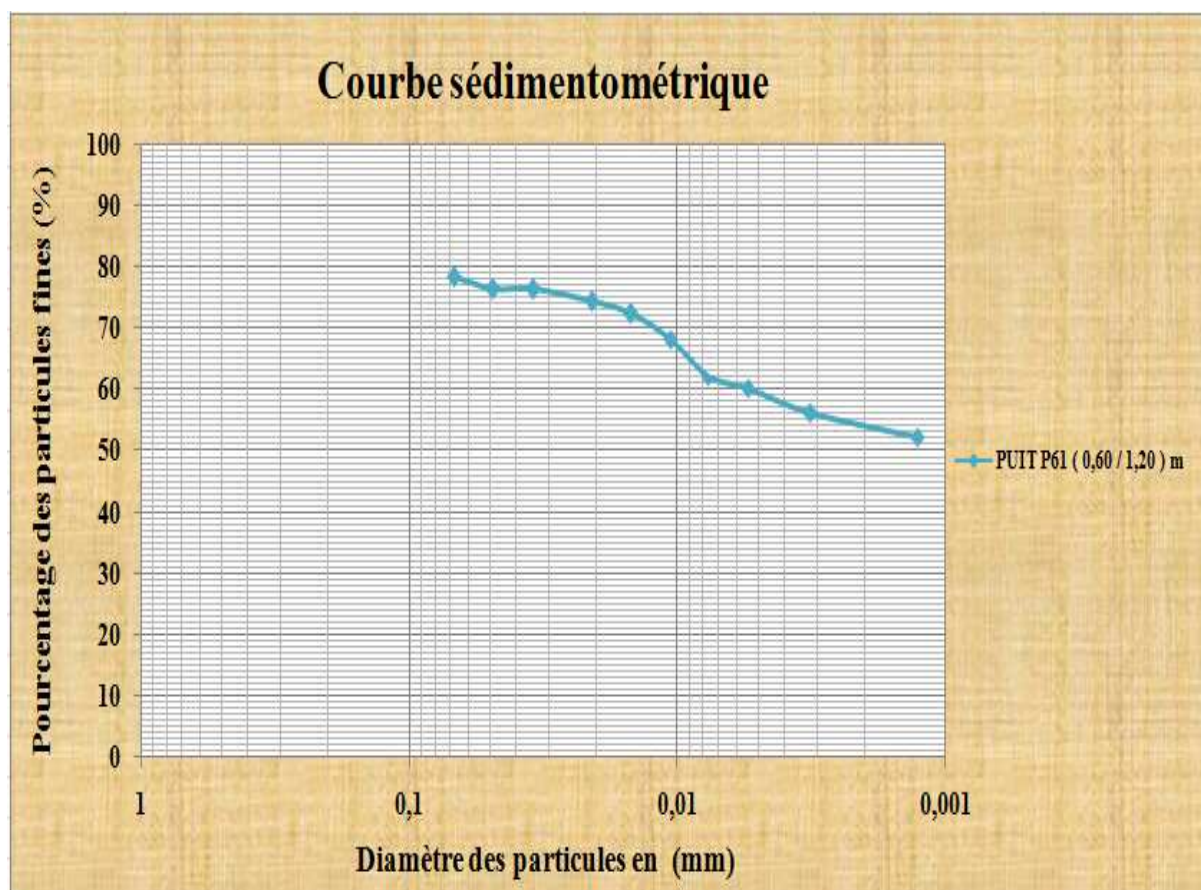


Figure -35- : La courbe sédimentométrique du puits P61 (0,60 / 1,20) m.

ANNEXES

Tableau -36- : Les résultats de la sédimentométrie du puits P66 (1,00 / 1,20) m.

PUITS P66 (1,00 / 1,20) m.	
Pourcentage des particules fines (%).	Diamètre des particules fines (mm).
88,33	0,06
84,32	0,04
80,30	0,03
78,30	0,02
70,27	0,01
68,26	0,01
64,24	0,007
60,23	0,005
56,21	0,003
44,17	0,001

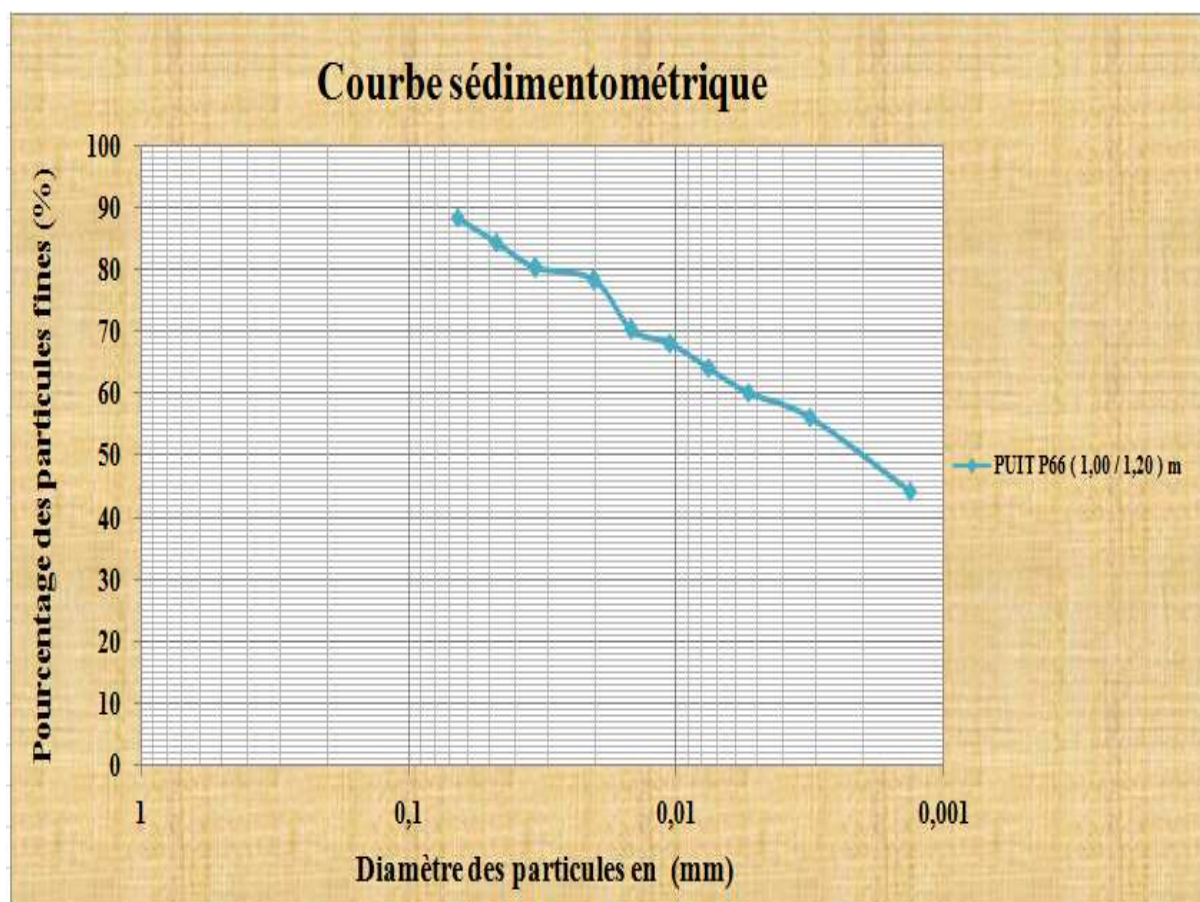


Figure -36- : La courbe sédimentométrique du puits P66 (1,00 / 1,20) m.

ANNEXES

Tableau -37- : Les résultats de la sédimentométrie du puits P67 (0,50 / 0,80) m.

PUITS P67 (0,50 / 0,80) m.	
Pourcentage des particules fines (%).	Diamètre des particules fines (mm).
40,15	0,07
36,14	0,05
32,12	0,03
28,11	0,02
28,11	0,01
24,09	0,01
20,08	0,008
12,05	0,006
8,03	0,003
8,03	0,001

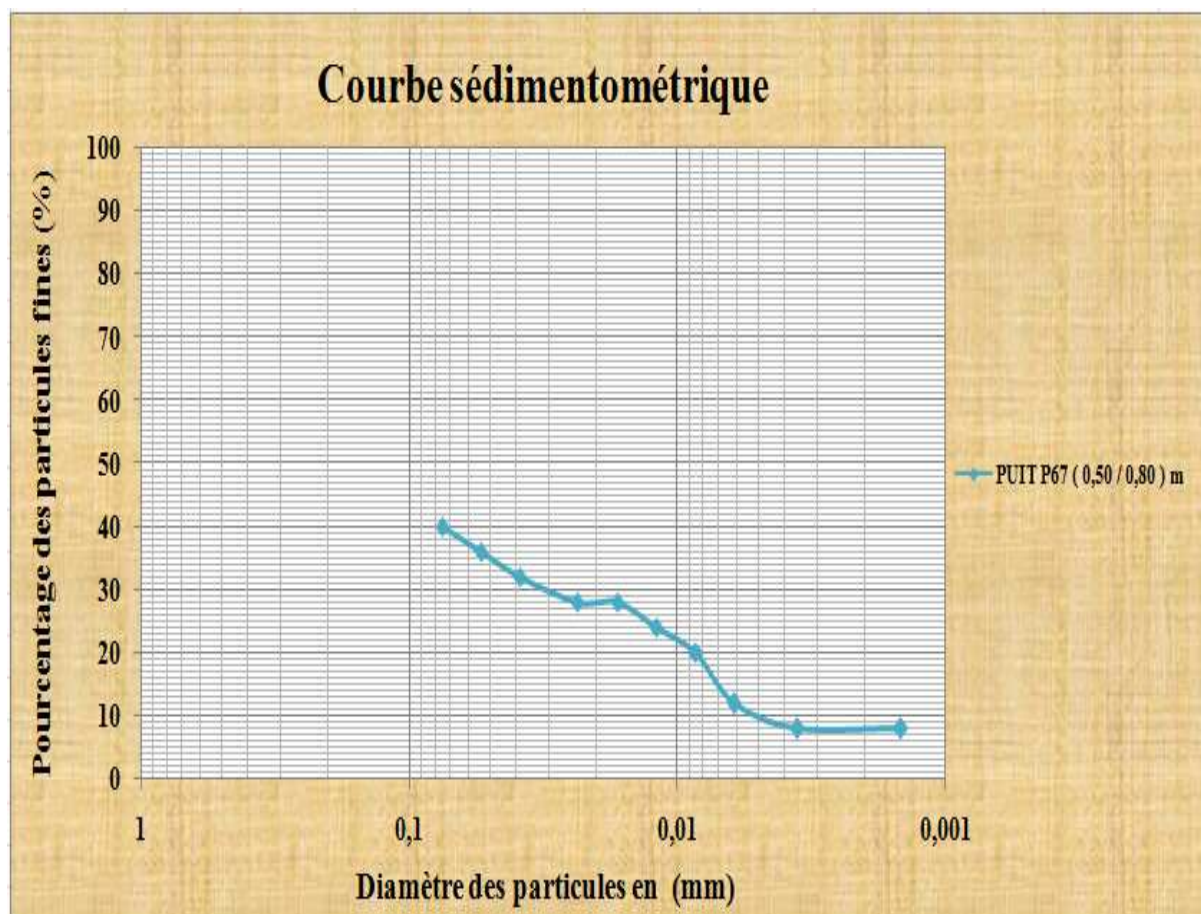


Figure -37- : La courbe sédimentométrique du puits P67 (0,50 / 0,80) m.

ANNEXES

Tableau -38- : Les résultats de la sédimentométrie du puits P70 (0,50 / 0,80) m.

PUITS P70 (0,50 / 0,80) m.	
Pourcentage des particules fines (%).	Diamètre des particules fines (mm).
74,28	0,07
72,27	0,05
68,26	0,04
66,25	0,02
64,24	0,01
52,20	0,01
44,17	0,008
40,15	0,005
36,14	0,003
24,09	0,001

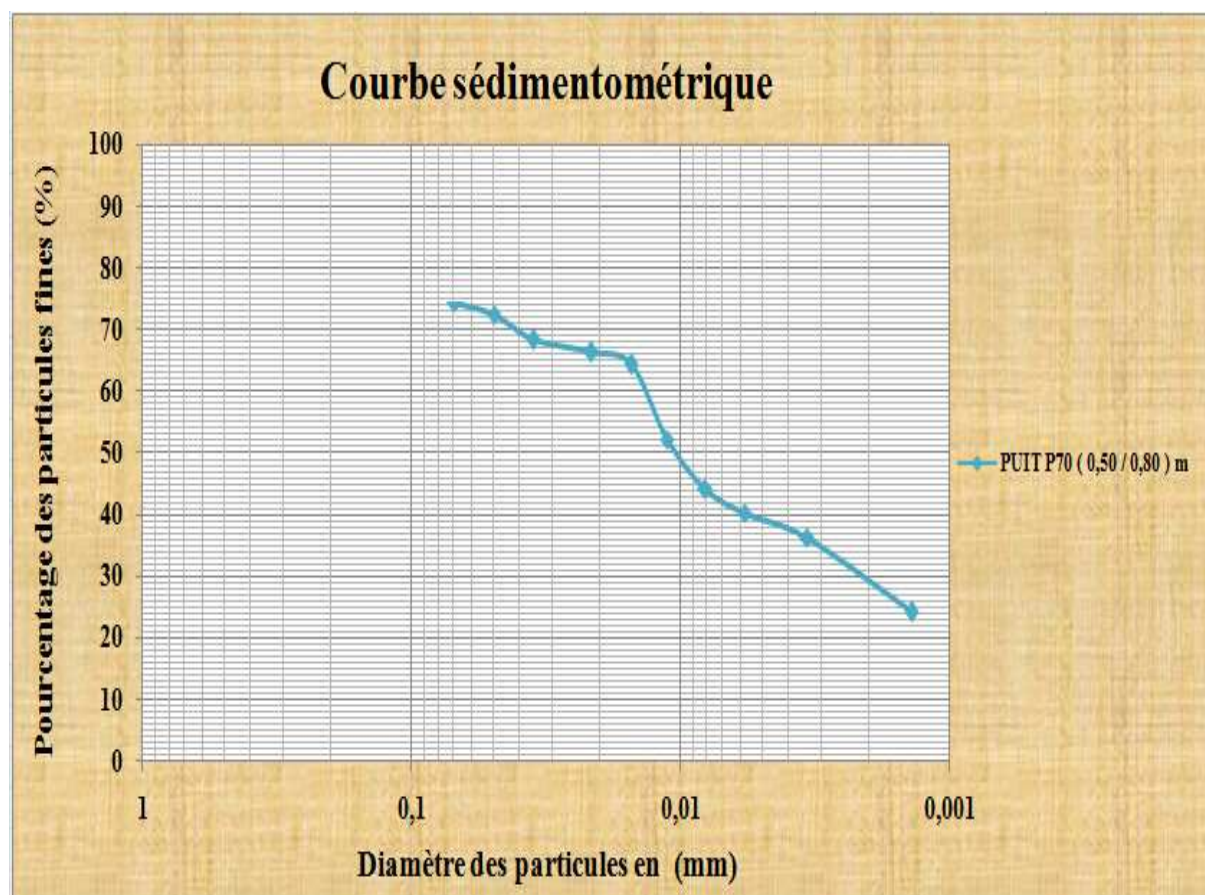


Figure -38- : La courbe sédimentométrique du puits P70 (0,50 / 0,80) m.

ANNEXES

Tableau -39- : Les résultats de la sédimentométrie du puits P71 (0,80 / 1,00) m.

PUITS P71 (0,80 / 1,00) m.	
Pourcentage des particules fines (%)	Diamètre des particules fines (mm)
72,27	0,067
68,26	0,048
64,24	0,034
58,22	0,021
52,20	0,015
42,16	0,011
32,12	0,008
24,09	0,005
16,06	0,003
8,03	0,001

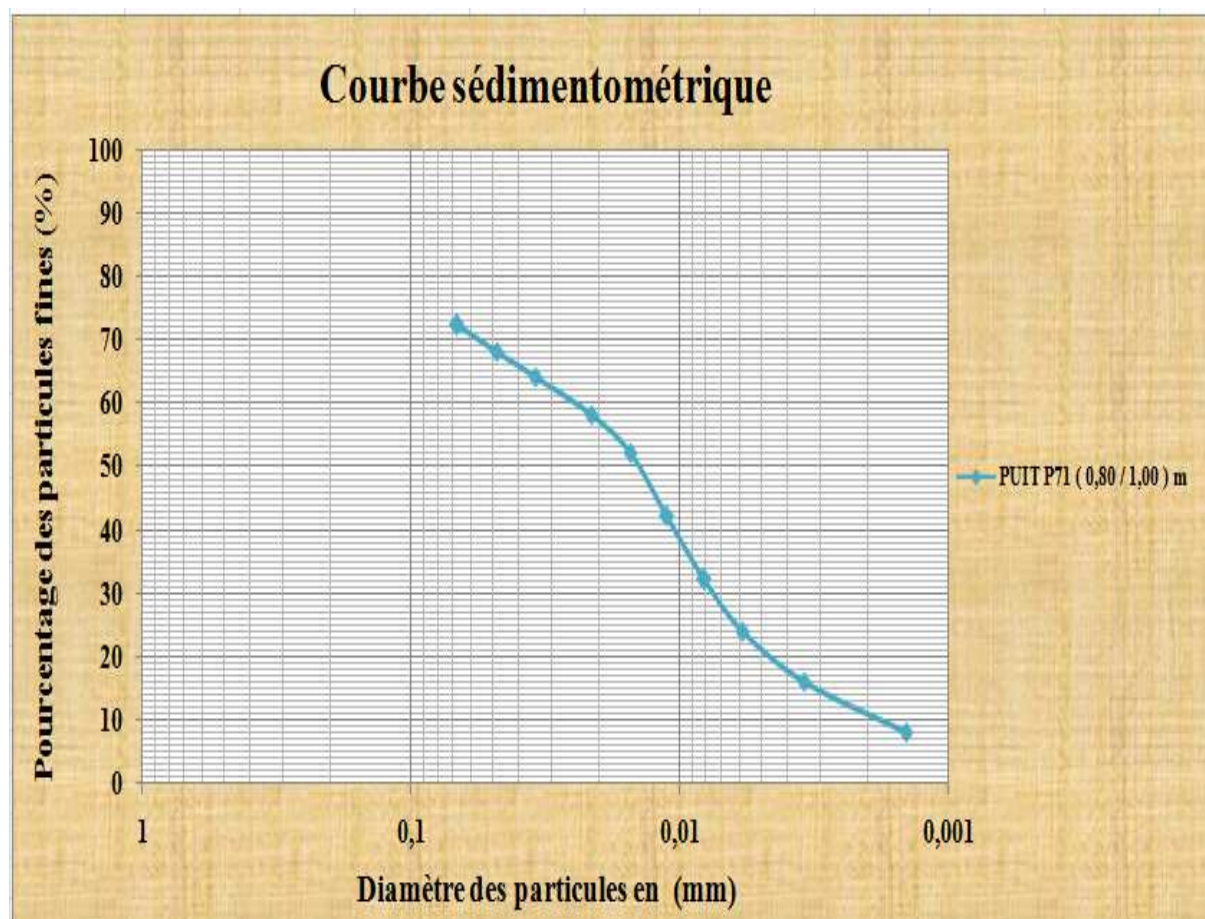


Figure -39- : La courbe sédimentométrique du puits P71 (0,80 / 1,00) m.

ANNEXES

Tableau -40- : Les résultats du tamisage du puits P73 (0,50 / 0,80) m.

PUITS P73 (0,50 / 0,80) m.	
Pourcentage des particules fines (%).	Diamètre des particules fines (mm).
94,36	0,06
92,35	0,04
88,33	0,03
86,33	0,02
78,30	0,01
70,27	0,01
62,23	0,007
52,20	0,005
54,20	0,003
48,18	0,001

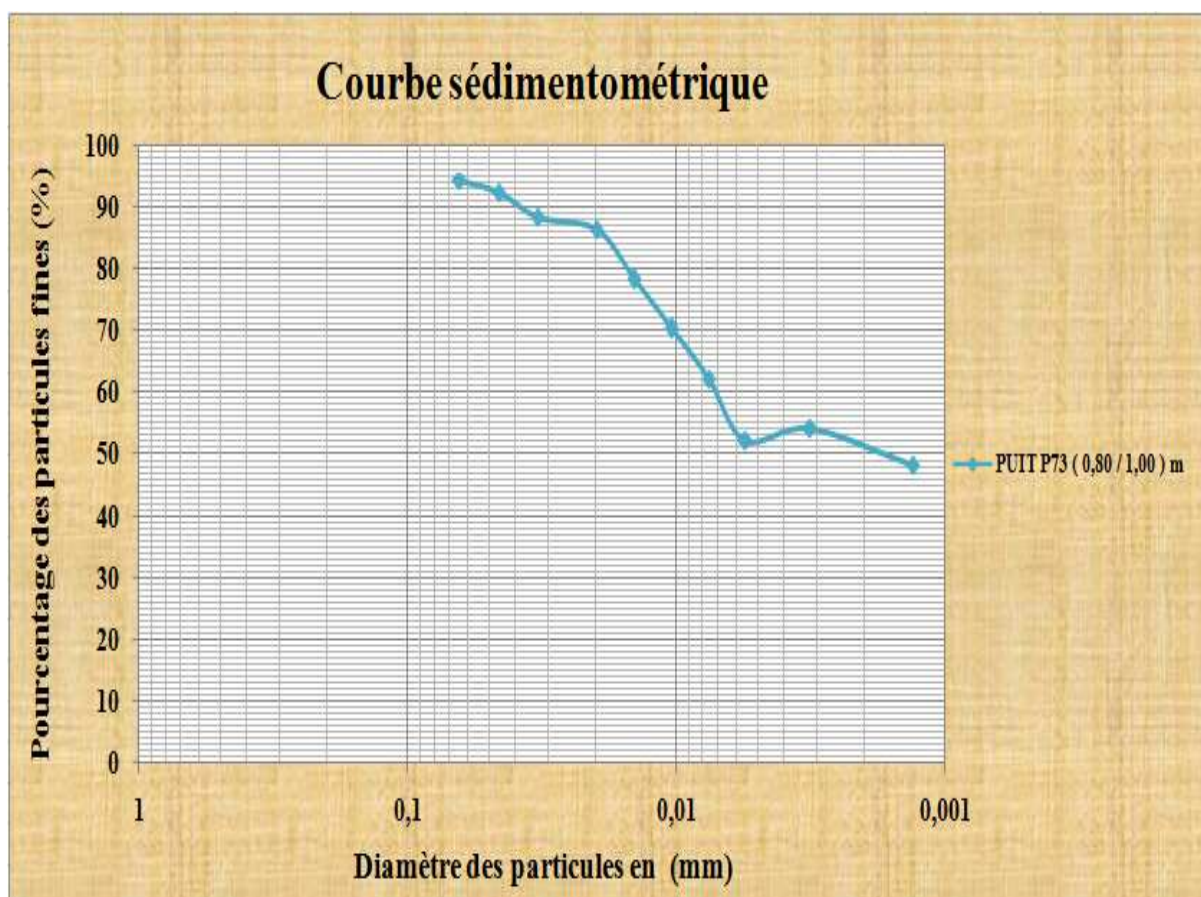


Figure -40- : La courbe sédimentométrique du puits P73 (0,50 / 0,80) m.

ANNEXES

ANNEXE 2

Dans l'annexe 2, on présente les résultats de l'essai Proctor pour chaque puits.

Tableau -1- : Les résultats de l'essai Proctor du puits P2 (0,50 /1,20) m.

PUITS P2 (0,50 / 1,20) m.	
Teneur en eau optimale (%)	Poids volumique sec (KN/m ³).
10	16,03
12	16,40
14	16,13

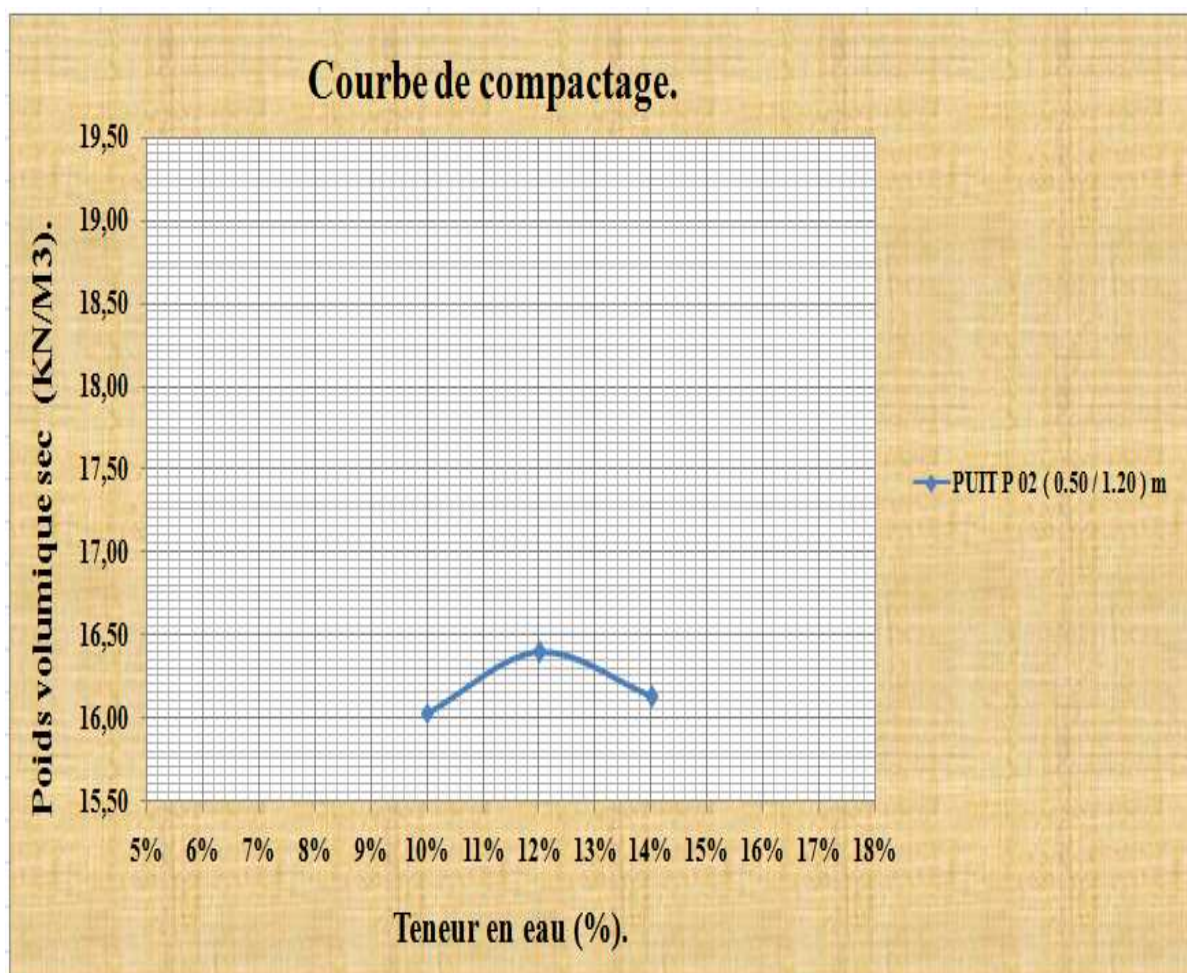


Figure -1- : La courbe Proctor du puits P2 (0,50 /1,20) m.

ANNEXES

Tableau -2- : Les résultats de l'essai Proctor du puits P3 (0,50 /1,00) m.

PUITS P3 (0,50 /1,00) m.	
Teneur en eau optimale (%)	Poids volumique sec (KN/m ³).
12	15,95
14	16,58
16	15,77

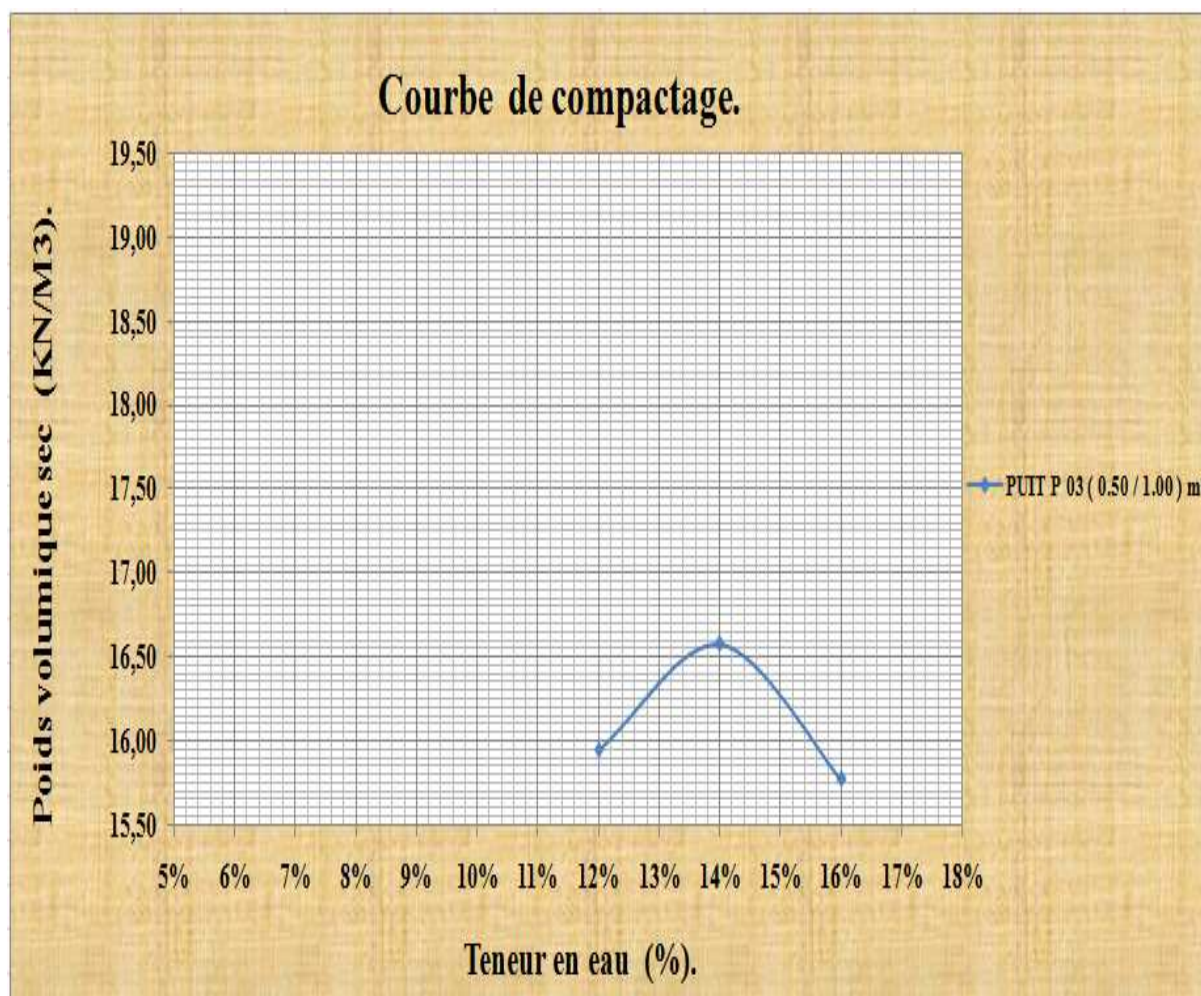


Figure -2- : La courbe Proctor du puits P3 (0,50 /1,00) m.

ANNEXES

Tableau -3- : Les résultats de l'essai Proctor du puits P5 (2,30 /2,50) m.

PUITS P5 (2,30 /2,50) m.	
Teneur en eau optimale (%)	Poids volumique sec (KN/m ³).
8	17,15
9	17,19
10	17,17

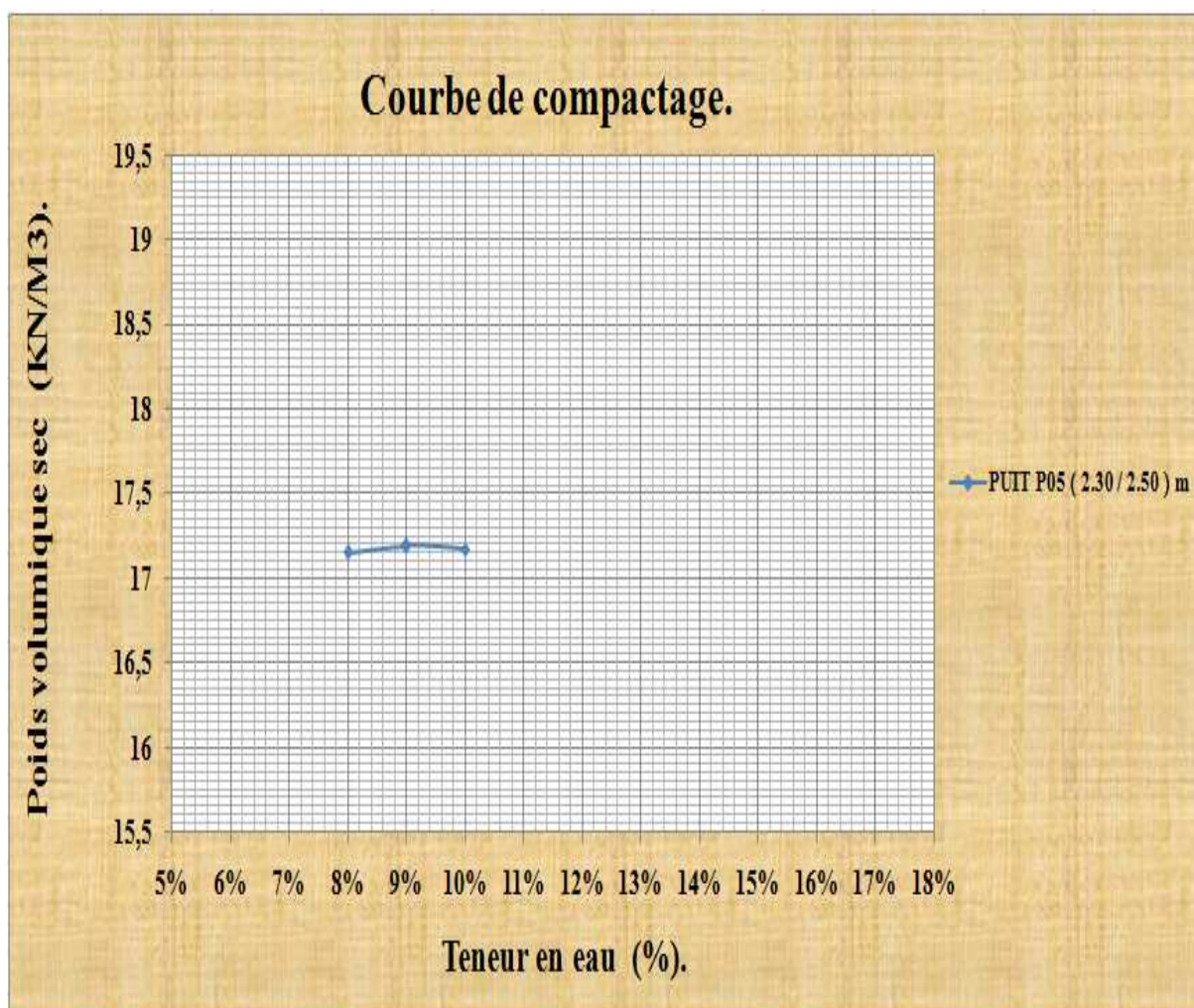


Figure -3- : La courbe Proctor du puits P5 (2,30 /2,50) m.

ANNEXES

Tableau -4- : Les résultats de l'essai Proctor du puits P10 (0,50 /1,00) m.

PUITSP10 (0,50 /1,00) m.	
Teneur en eau optimale (%)	Poids volumique sec (KN/m ³).
6	18,20
8	18,46
10	18,31

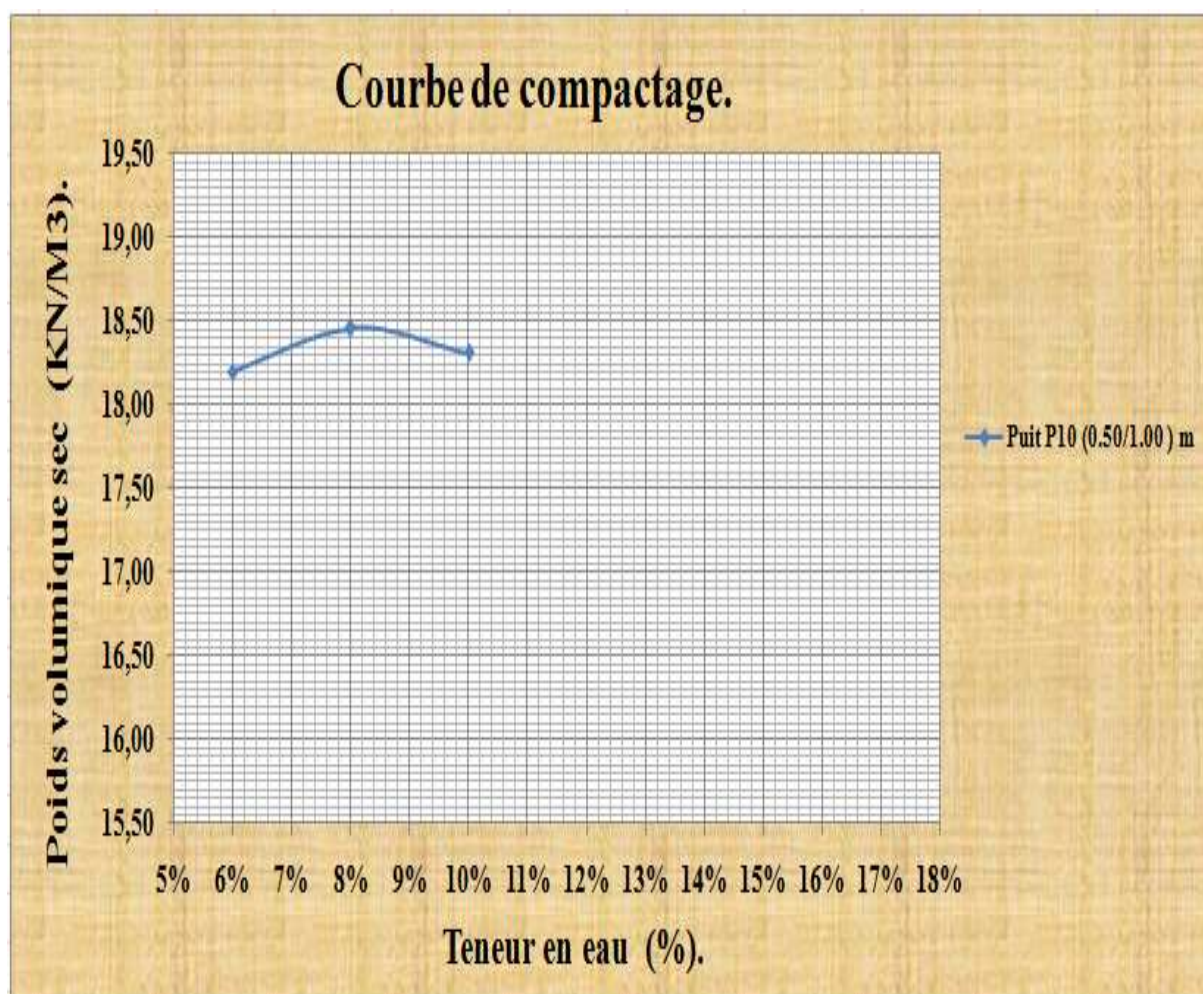


Figure -4- : La courbe Proctor du puits P10 (0,50 /1,00) m.

ANNEXES

Tableau -5- : Les résultats de l'essai Proctor du puits P13 (0,50 /0,70) m.

PUITS P13 (0,50 /0,70) m.	
Teneur en eau optimale (%)	Poids volumique sec (KN/m ³).
6	18,04
8	18,13
10	17,98

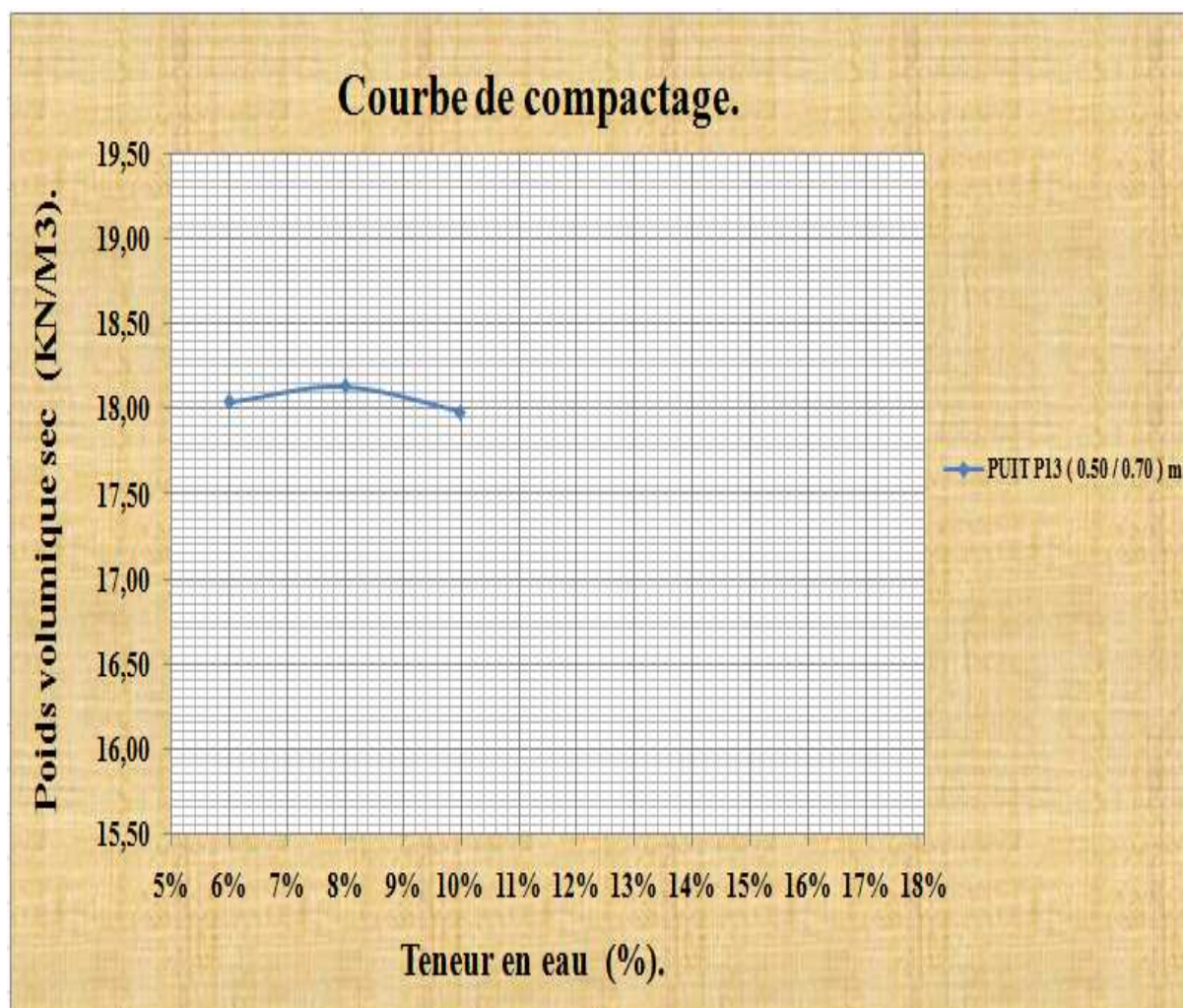


Figure -5- : La courbe Proctor du puits P13 (0,50 /0,70) m.

ANNEXES

Tableau -6- : Les résultats de l'essai Proctor du puits P20 (1,00 /1,20) m.

PUITSP20 (1,00 /1,20) m.	
Teneur en eau optimale (%).	Poids volumique sec (KN/m ³).
8	17,50
10	17,87
12	17,71

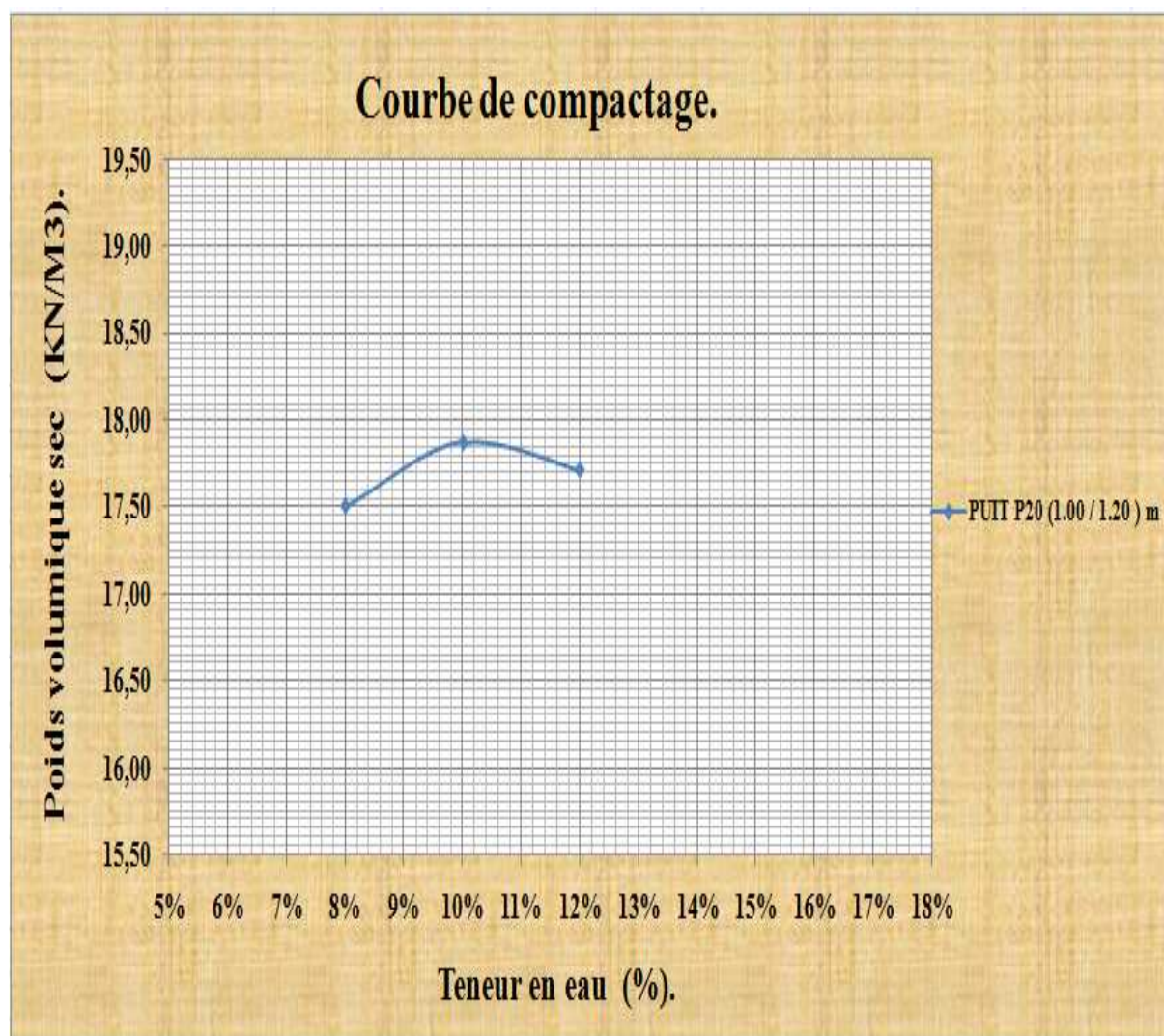


Figure -6- : La courbe Proctor du puits P20 (1,00 /1,20) m.

ANNEXES

Tableau -7- : Les résultats de l'essai Proctor du puits P28 (0,50 /1,00) m.

PUITSP28 (0,50 /1,00) m.	
Teneur en eau optimale (%)	Poids volumique sec (KN/m ³).
6	17
8	17,41
10	17,06

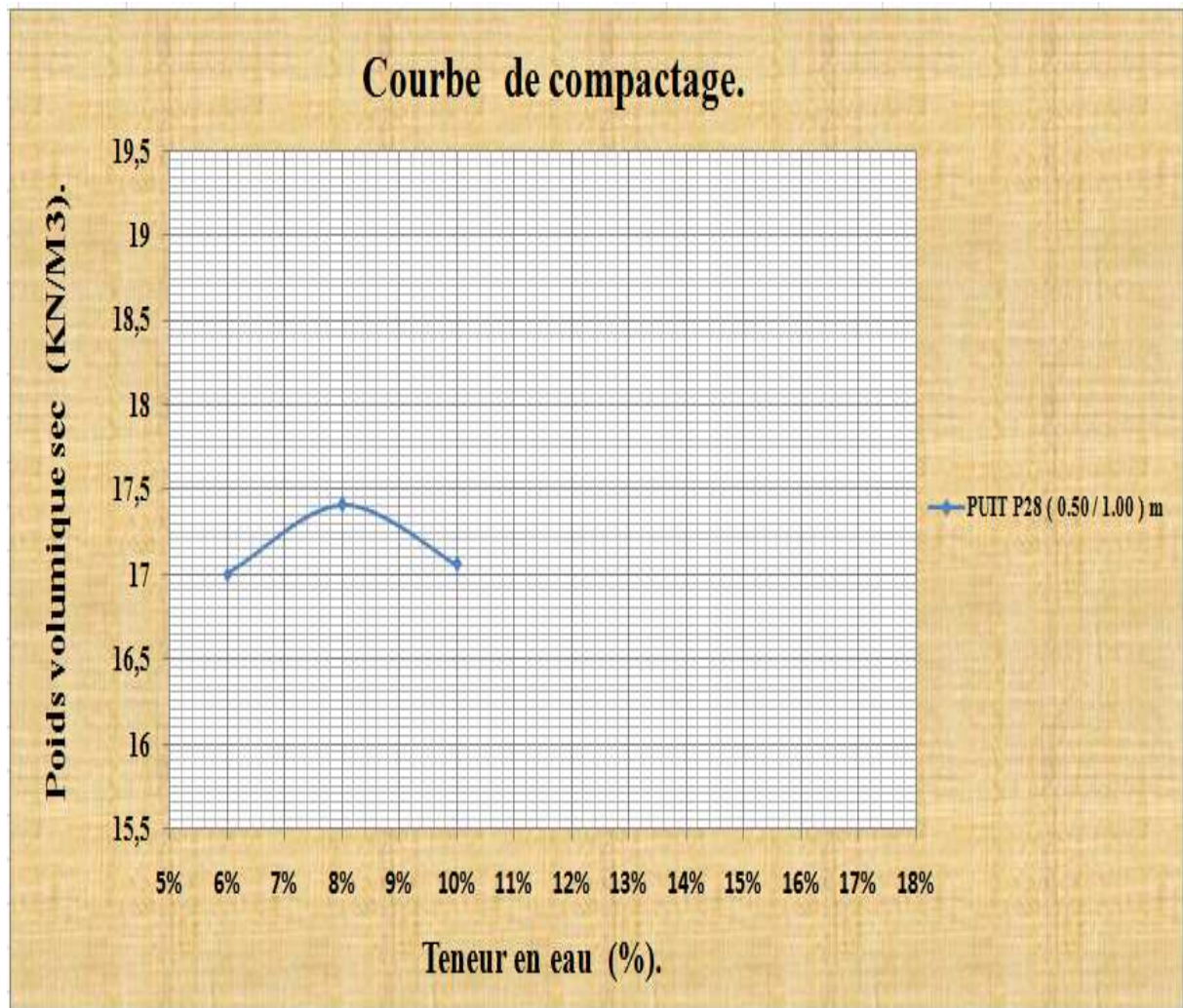


Figure -7- : La courbe Proctor du puits P28 (0,50 /1,00) m.

ANNEXES

Tableau -8- : Les résultats de l'essai Proctor du puits P42 (0,50 /0,80) m.

PUITS P42 (0,50 /0,80) m.	
Teneur en eau optimale (%)	Poids volumique sec (KN/m ³).
6	18,81
8	18,93
10	18,75

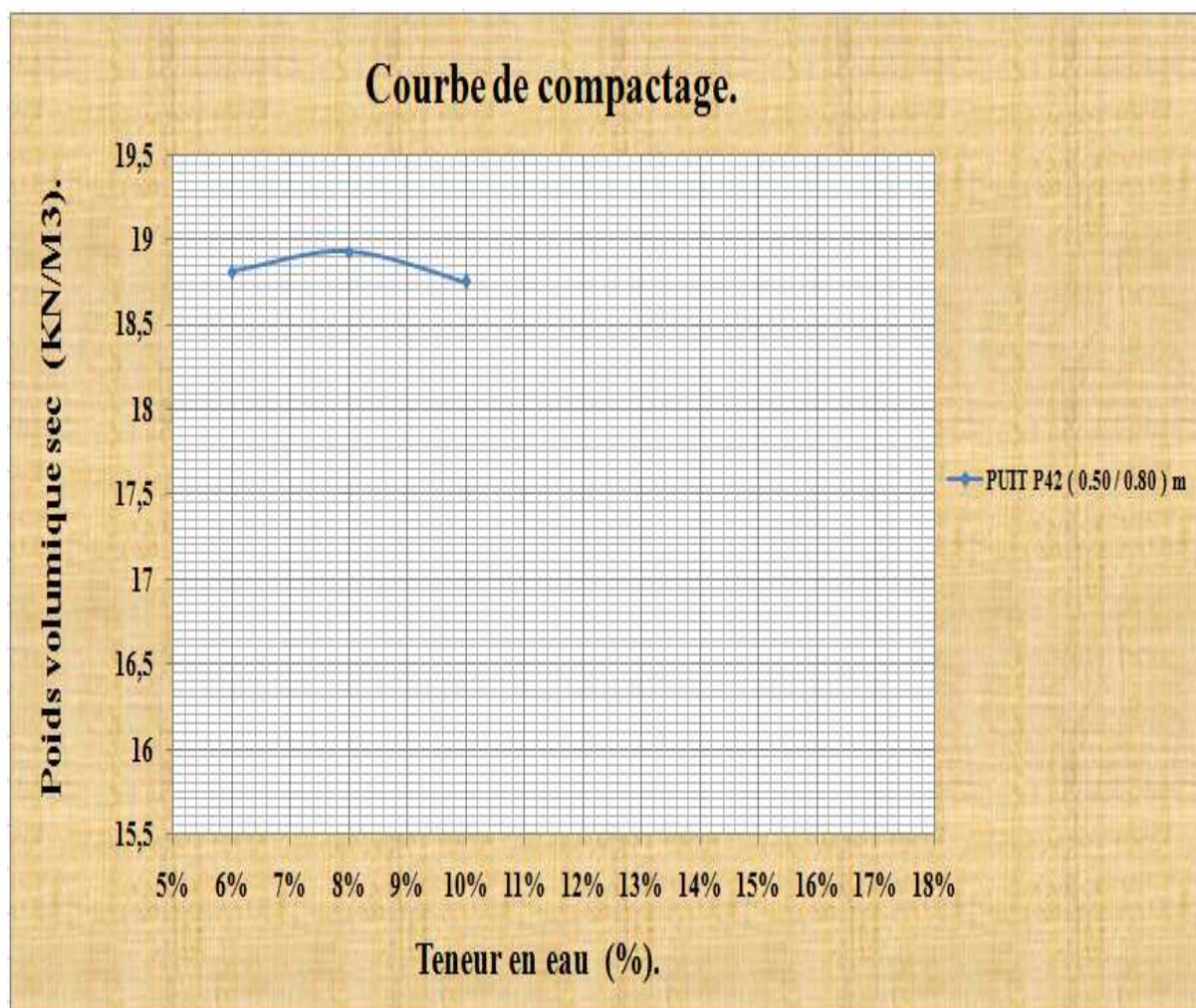


Figure -8- : La courbe Proctor du puits P42 (0,50 /0,80) m.

ANNEXES

Tableau -9- : Les résultats de l'essai Proctor du puits P49 (0,70 /1,00) m.

PUITS P49 (0,70 /1,00) m.	
Teneur en eau optimale (%)	Poids volumique sec (KN/m ³).
6	17,54
8	17,88
9	17,97
10	17,79

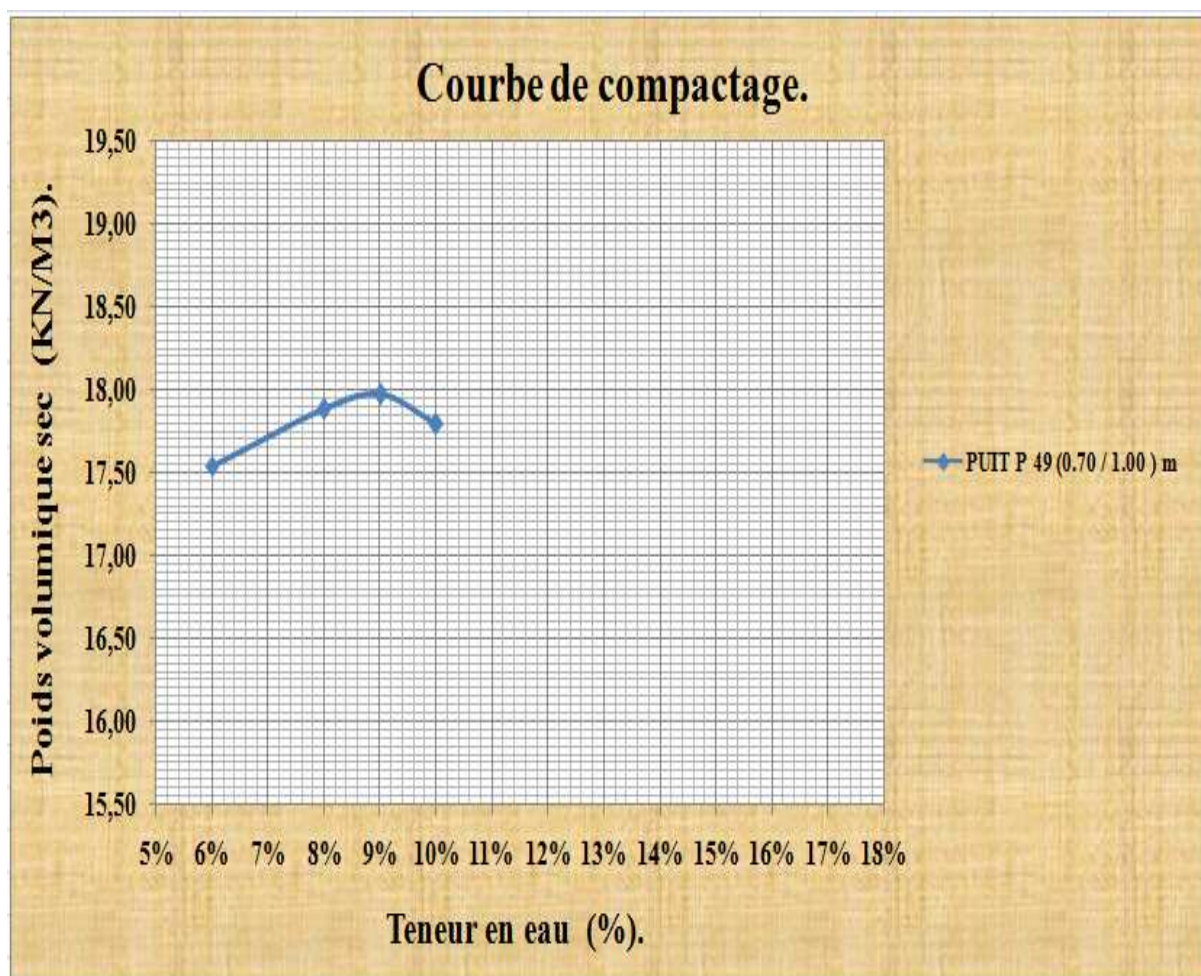


Figure -9- : La courbe Proctor du puits P49 (0,70 /1,00) m.

ANNEXES

Tableau -10- : Les résultats de l'essai Proctor du puits P50 (1,00 /1,30) m.

PUITS P50 (1,00 /1,30) m.	
Teneur en eau optimale (%).	Poids volumique sec (KN/m ³).
6	19,07
7	19,24
8	19,17
10	18,87

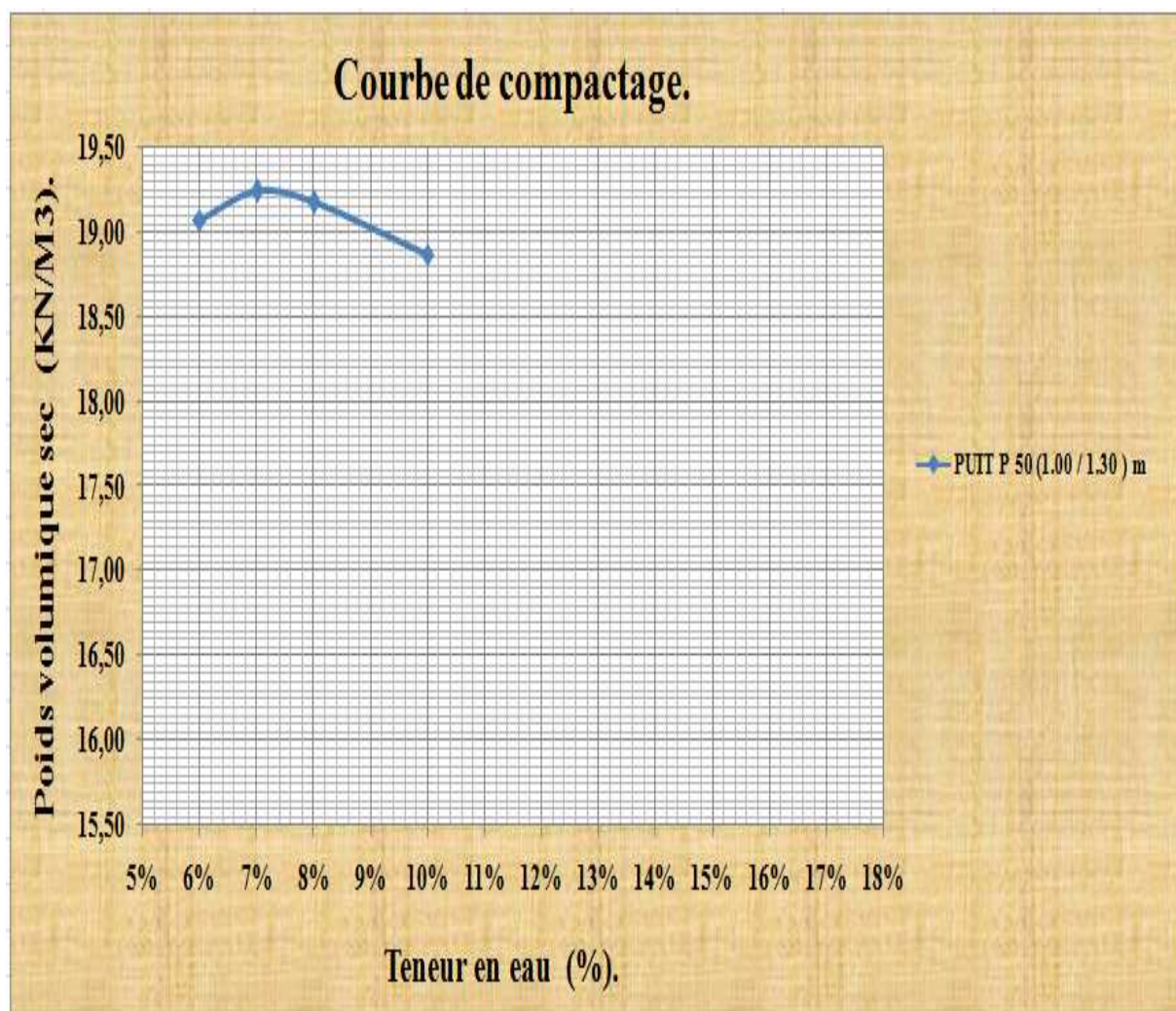


Figure -10- : La courbe Proctor du puits P50 (1,00 /1,30) m.

ANNEXES

Tableau -11- : Les résultats de l'essai Proctor du puits P52 (0,50 /0,80) m.

PUITSP52 (0,50 /0,80) m.	
Teneur en eau optimale (%)	Poids volumique sec (KN/m ³).
8	16,68
10	16,96
12	17,01
14	16,87

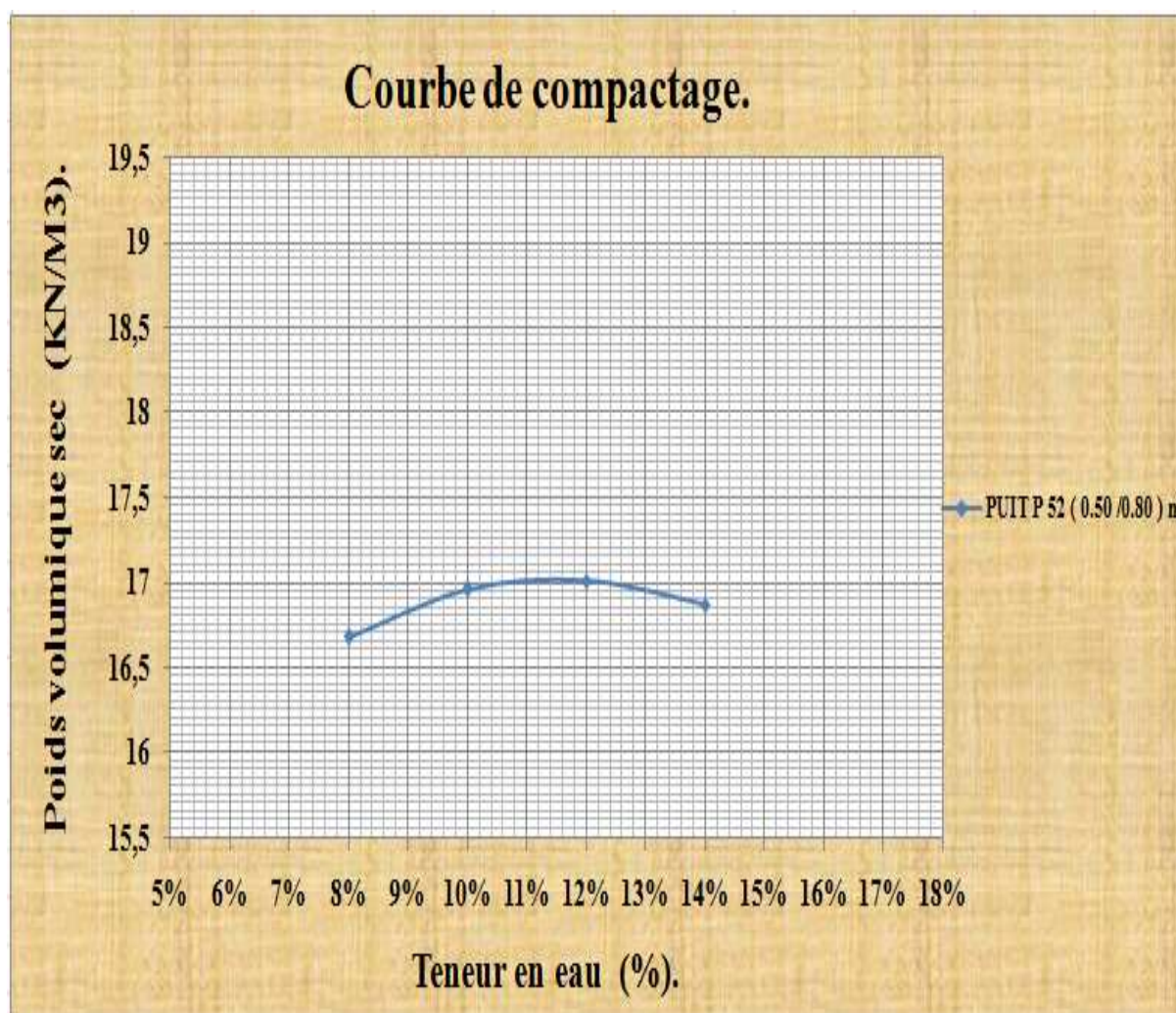


Figure -11- : La courbe Proctor du puits P52 (0,50 /0,80) m.

ANNEXES

Tableau -12- : Les résultats de l'essai Proctor du puits P58 (1,00 /1,20) m.

PUITS P58 (1,00 /1,20) m.	
Teneur en eau optimale (%).	Poids volumique sec (KN/m ³).
8	16,47
10	16,72
12	16,56

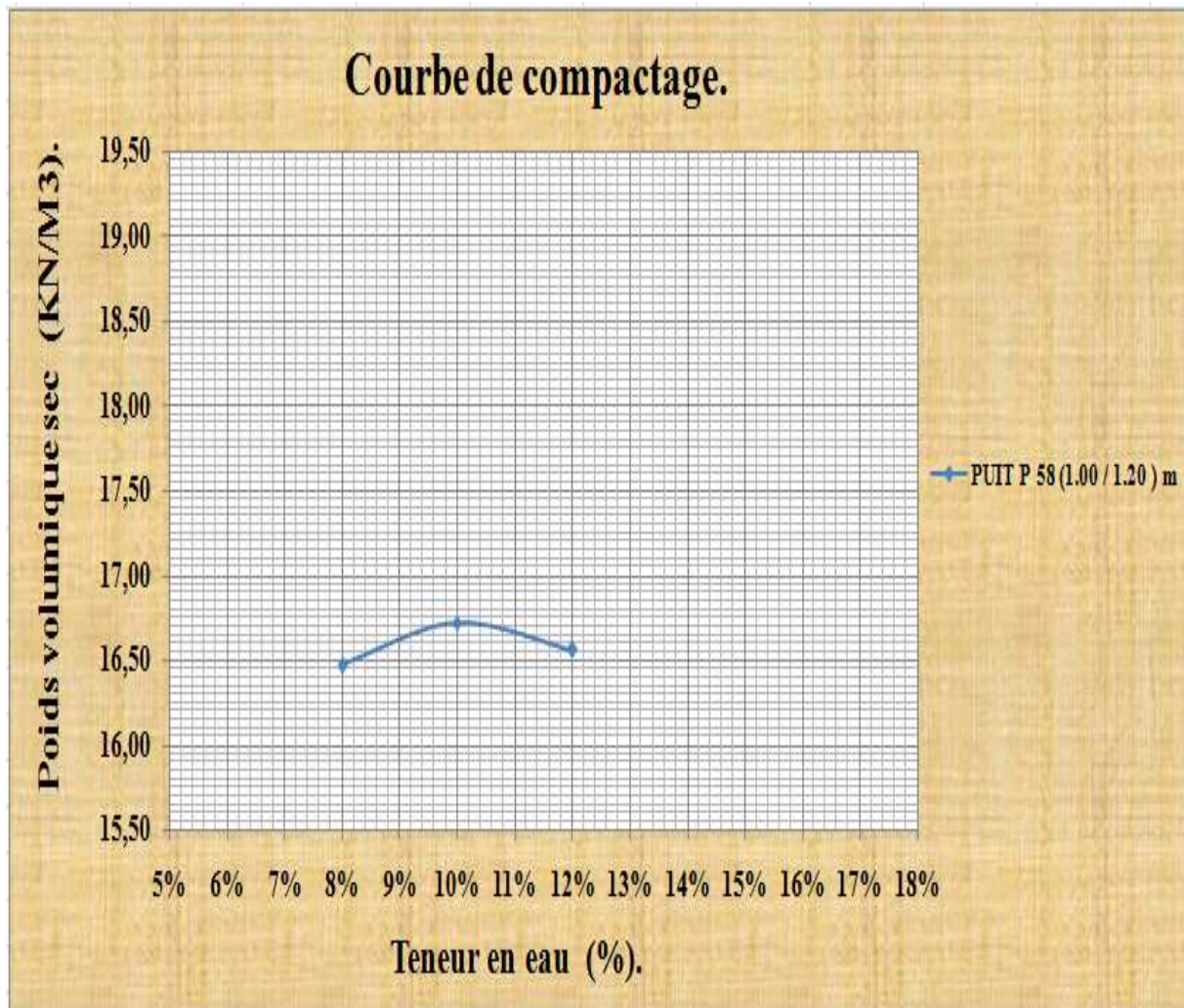


Figure -12- : La courbe Proctor du puits P58 (1,00 /1,20) m.

ANNEXES

Tableau -13- : Les résultats de l'essai Proctor du puits P60 (0,50 /0,80) m.

PUITS P60 (0,50 /0,80) m.	
Teneur en eau optimale (%).	Poids volumique sec (KN/m ³).
8	17,55
10	17,76
12	17,44

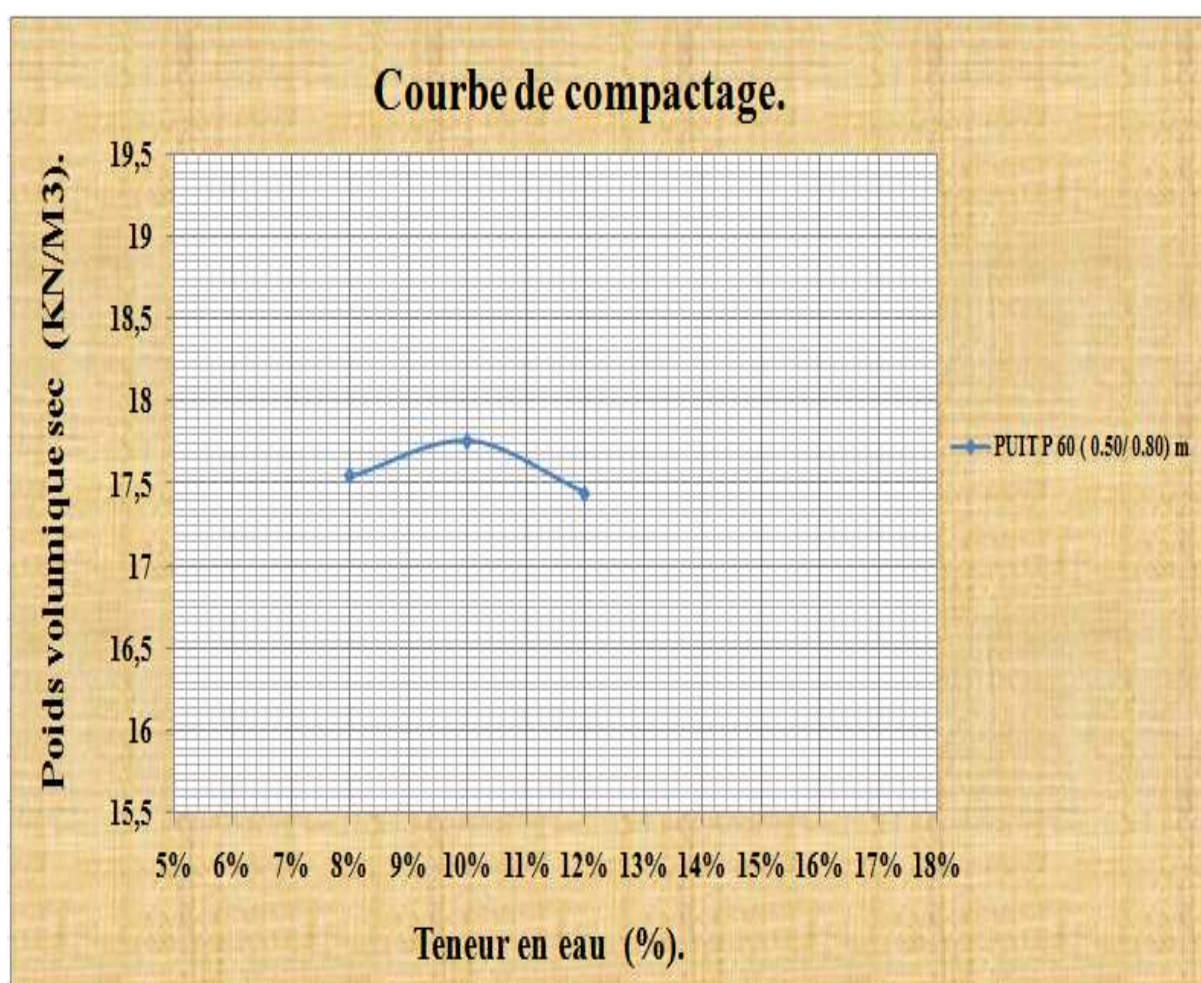


Figure -13- : La courbe Proctor du puits P60 (0,50 /0,80) m.

ANNEXES

Tableau -14- : Les résultats de l'essai Proctor du puits P61 (0,60 /1,20) m.

PUITS P61 (0,60 /1,20) m.	
Teneur en eau optimale (%)	Poids volumique sec (KN/m ³).
6	18,08
8	18,56
9	18,82
10	18,52

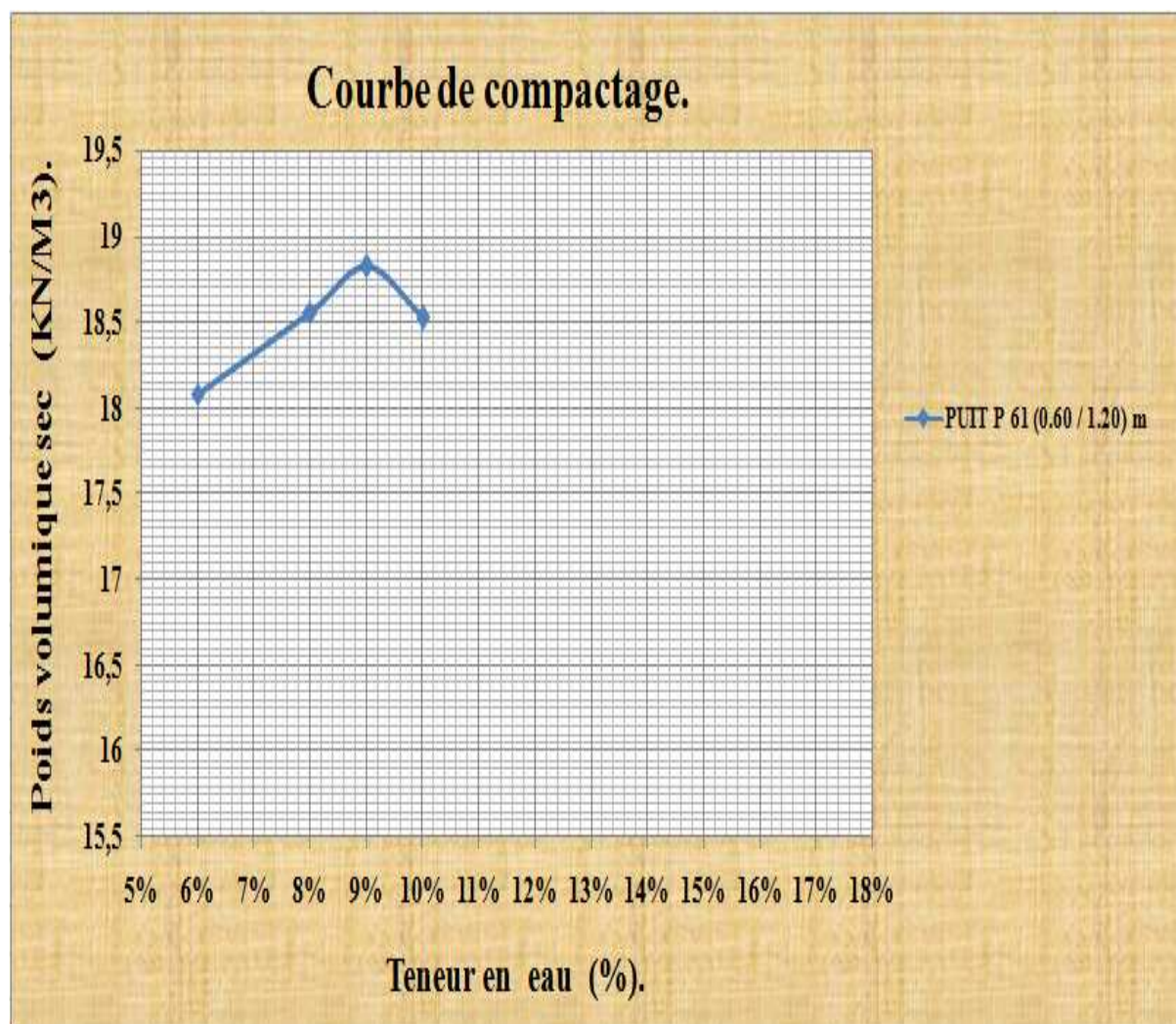


Figure -14- : La courbe Proctor du puits P61 (0,60 /1,20) m.

ANNEXES

Tableau -15- : Les résultats de l'essai Proctor du puits P66 (1,00 /1,20) m.

PUITSP66 (1,00 /1,20) m.	
Teneur en eau optimale (%)	Poids volumique sec (KN/m ³).
8	17,95
9	18,23
10	17,9

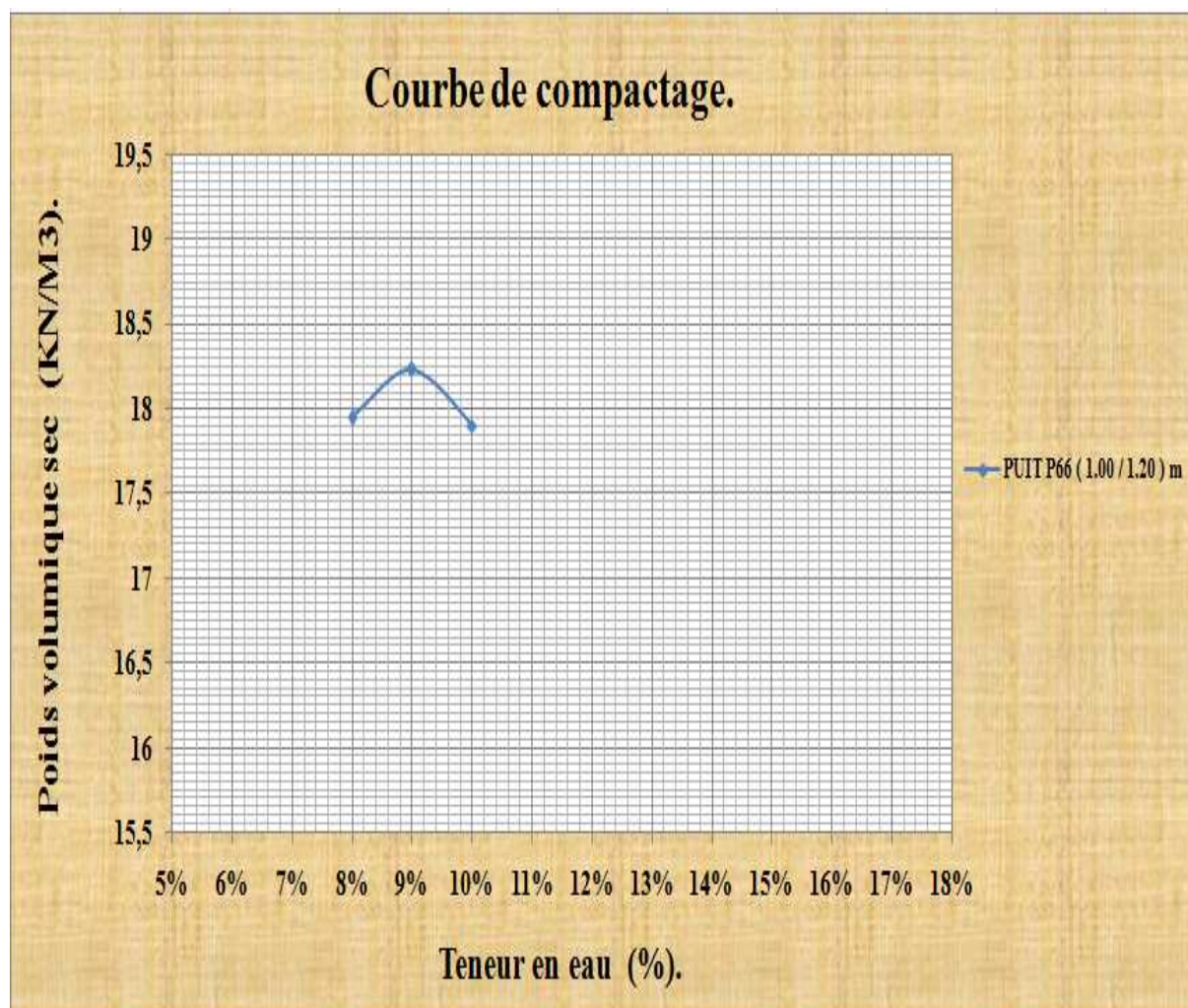


Figure -15- : La courbe Proctor du puits P66 (1,00 /1,20) m.

ANNEXES

Tableau -16- : Les résultats de l'essai Proctor du puits P67 (0,50 /0,80) m.

PUITS P67 (0,50 /0,80) m.	
Teneur en eau optimale (%).	Poids volumique sec (KN/m ³).
12	15,95
14	16,58
16	15,77

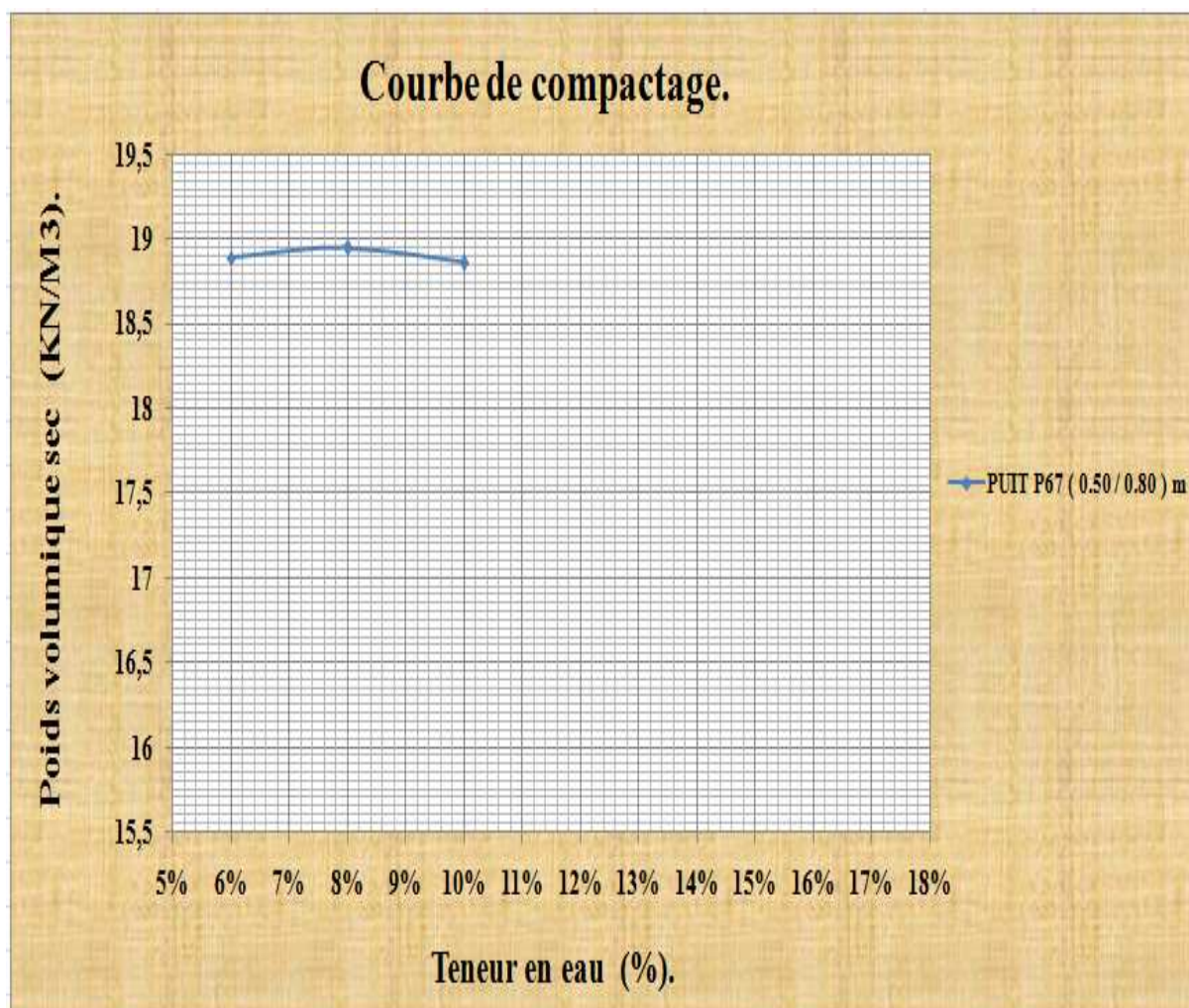


Figure -16- : La courbe Proctor du puits P67 (0,50 /0,80) m.

ANNEXES

Tableau -17- : Les résultats de l'essai Proctor du puits P70 (0,50 /0,80) m.

PUITS P70 (0,50 /0,80) m.	
Teneur en eau optimale (%).	Poids volumique sec (KN/m ³).
8	17,6
9	17,67
10	17,57

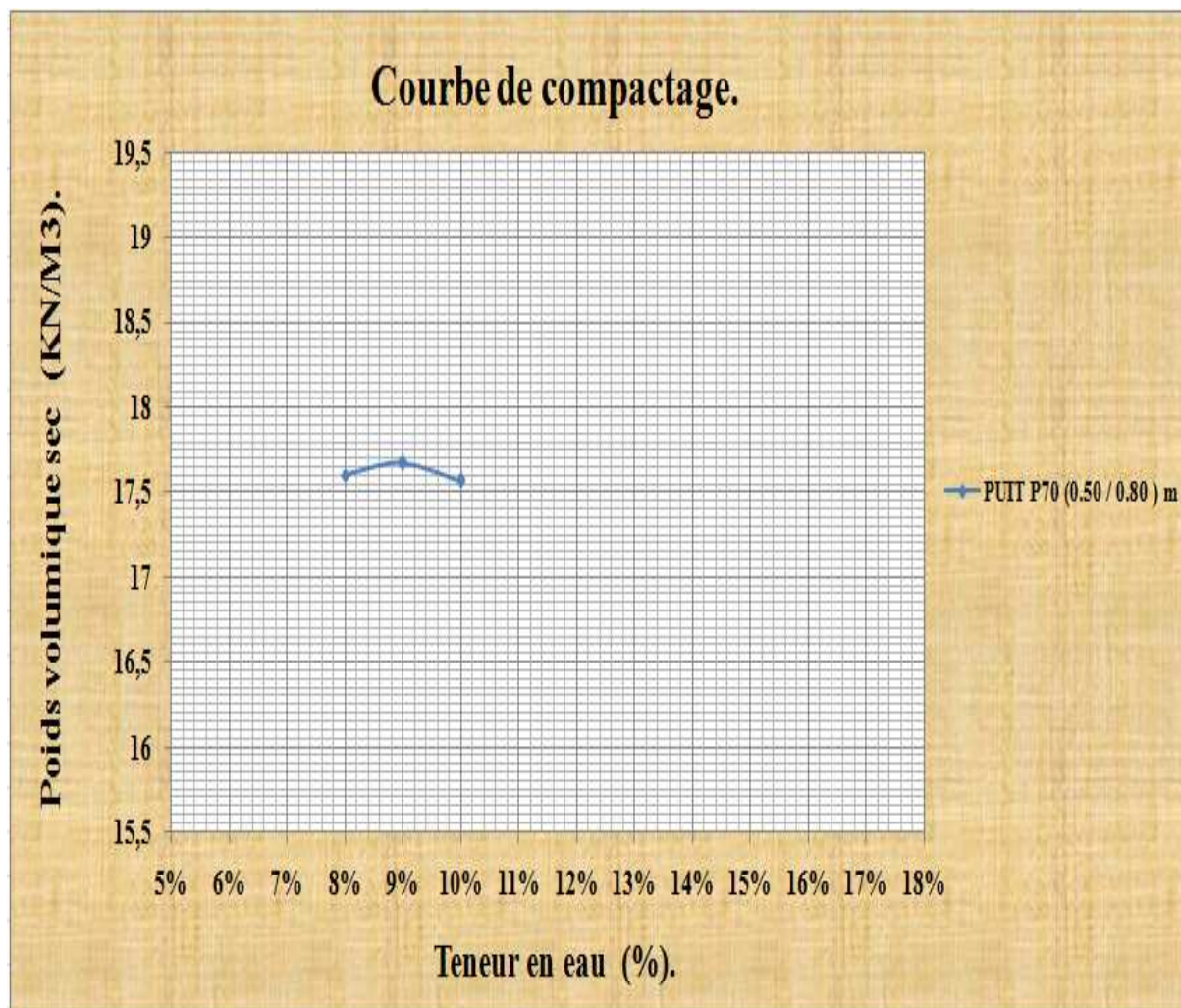


Figure -17- : La courbe Proctor du puits P70 (0,50 /0,80) m.

ANNEXES

Tableau -18- : Les résultats de l'essai Proctor du puits P71 (0,80 /1,00) m.

PUITSP71 (0,80 /1,00) m.	
Teneur en eau optimale (%).	Poids volumique sec (KN/m ³).
6	18,73
8	19,02
10	18,56

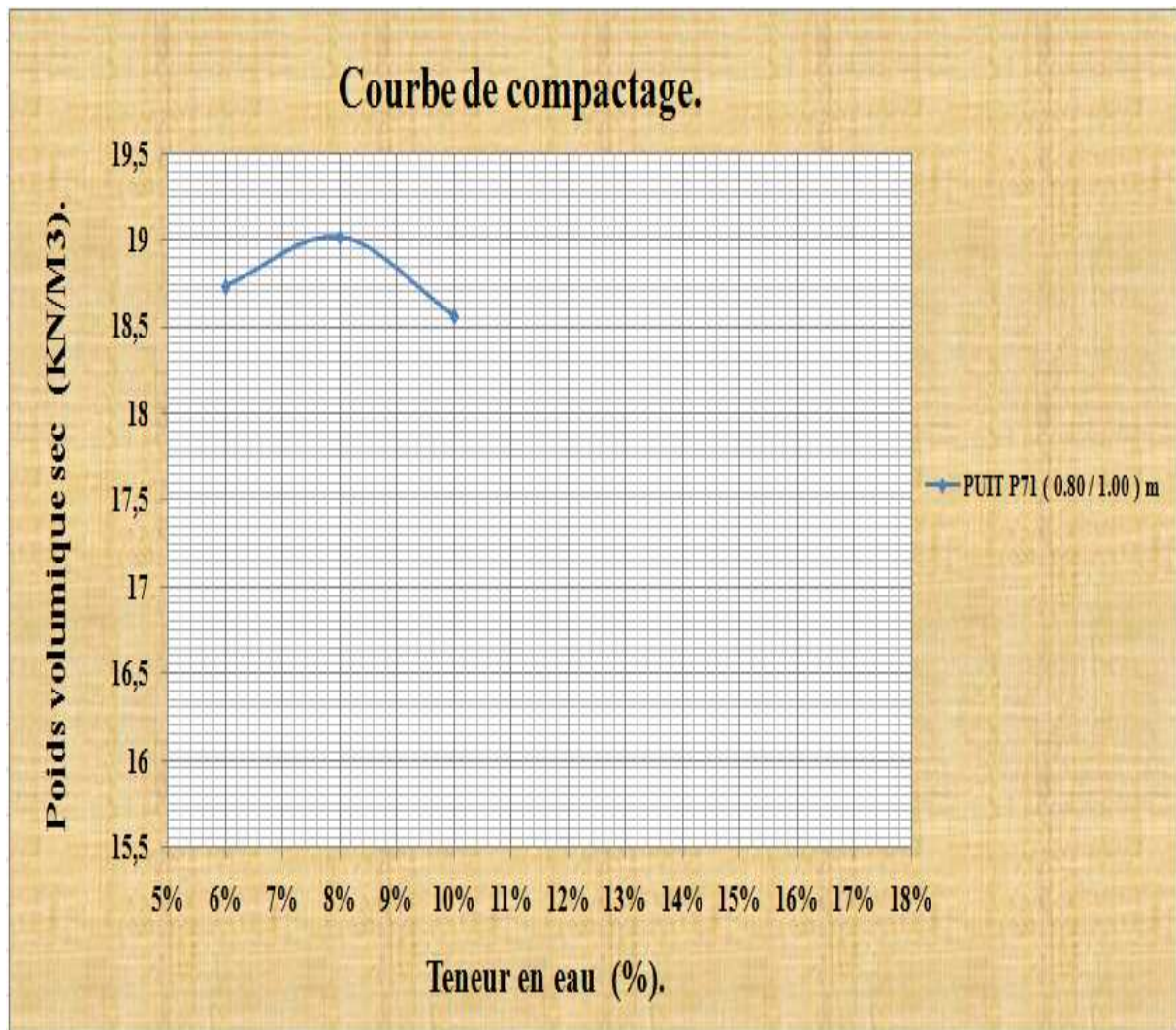


Figure -18- : La courbe Proctor du puits P71 (0,80 /1,00) m.

ANNEXES

Tableau -19- : Les résultats de l'essai Proctor du puits P73 (0,50 /0,80) m.

PUITS P73 (0,50 /0,80) m.	
Teneur en eau optimale (%).	Poids volumique sec (KN/m ³).
6	18,5
8	18,6
10	18,65
12	18,15

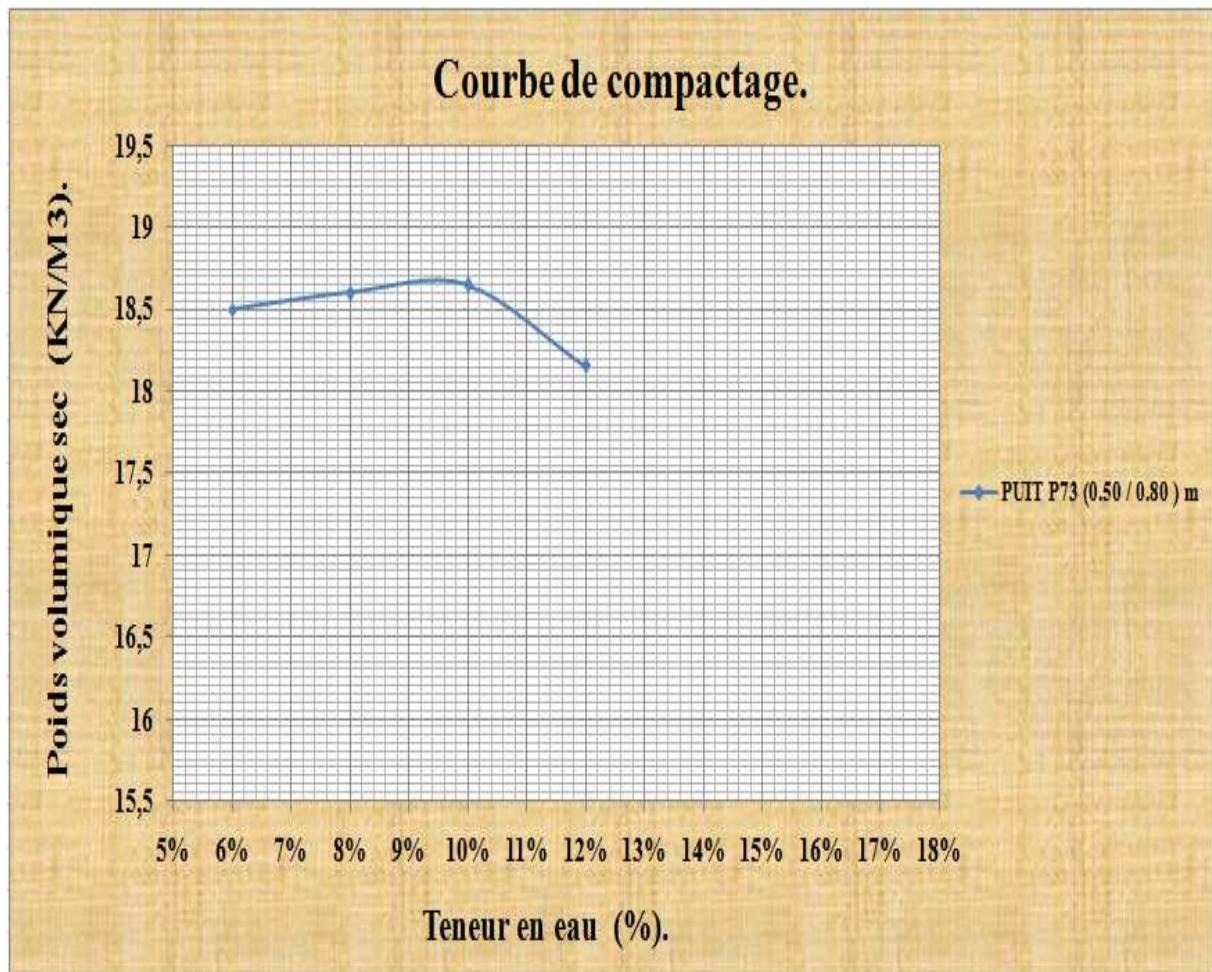


Figure -19- : La courbe Proctor du puits P73 (0,50 /0,80) m.

ANNEXES

ANNEXE 3

Ci-dessous sont données les figures contrainte-déformation de l'essai de cisaillement à la boîte.

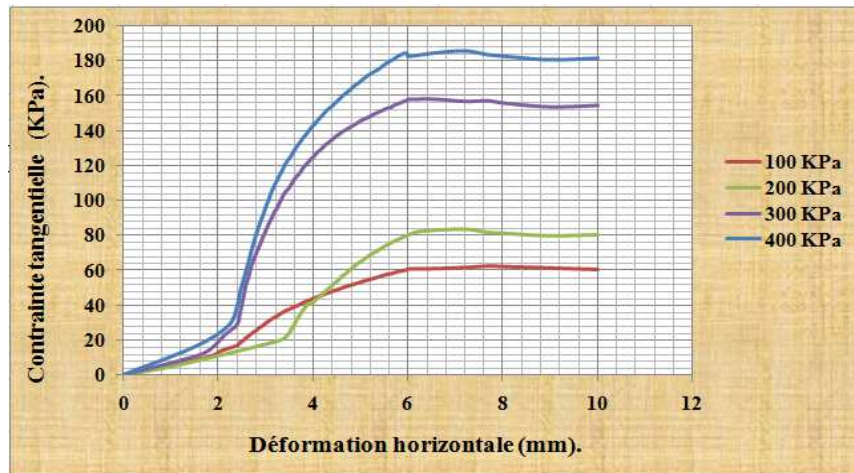


Figure -1- : La courbe contrainte-déformation pour le puits P13 (0,50 / 0,70) m.

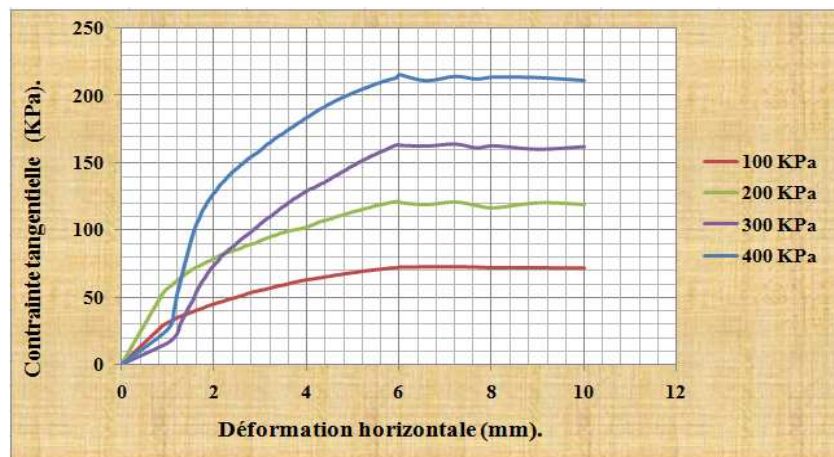


Figure -2- : La courbe contrainte-déformation pour le puits P20 (0,50 / 0,80) m.

ANNEXES

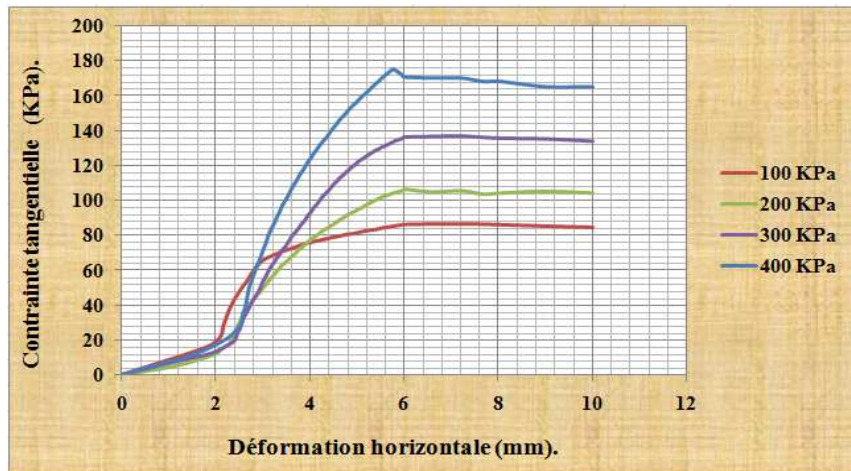


Figure -3- : La courbe contrainte-déformation pour le puits P28 (0,60 / 1,00) m.

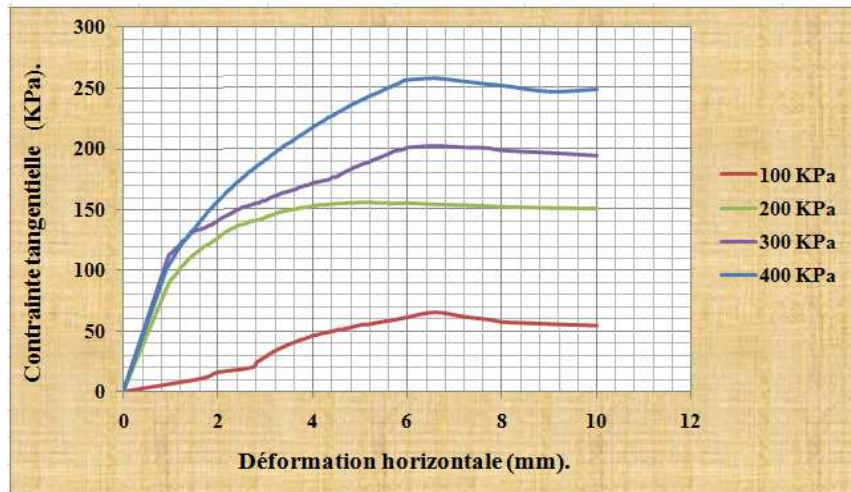


Figure -4- : La courbe contrainte-déformation pour le puits P42 (0,50 / 0,80) m.

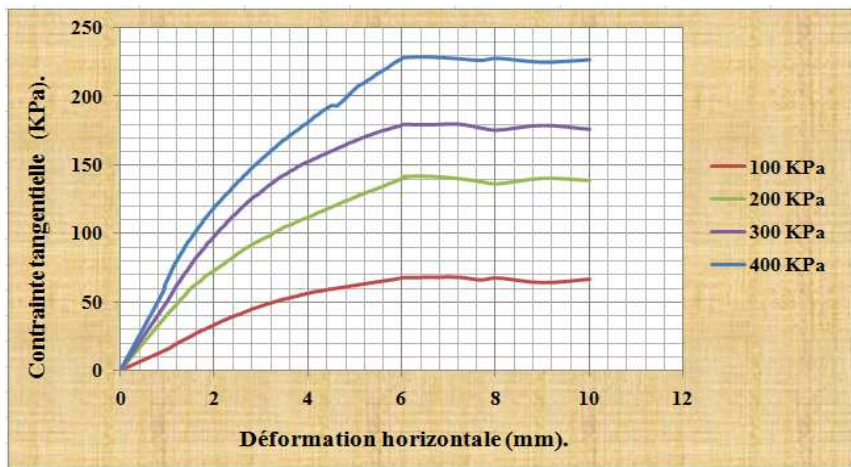


Figure -5- : La courbe contrainte-déformation pour le puits P49 (0,70 / 1,00) m.

ANNEXES

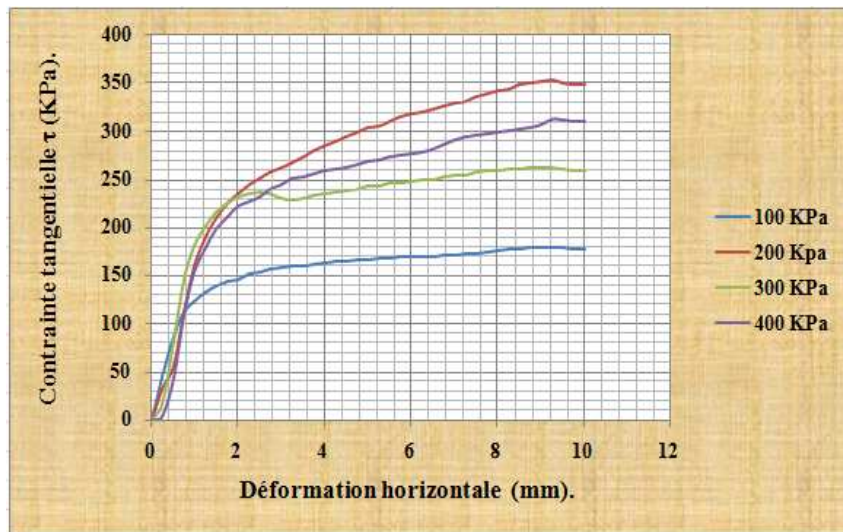


Figure -6- : La courbe contrainte-déformation pour le puits P50 (1,00 / 1,30) m.

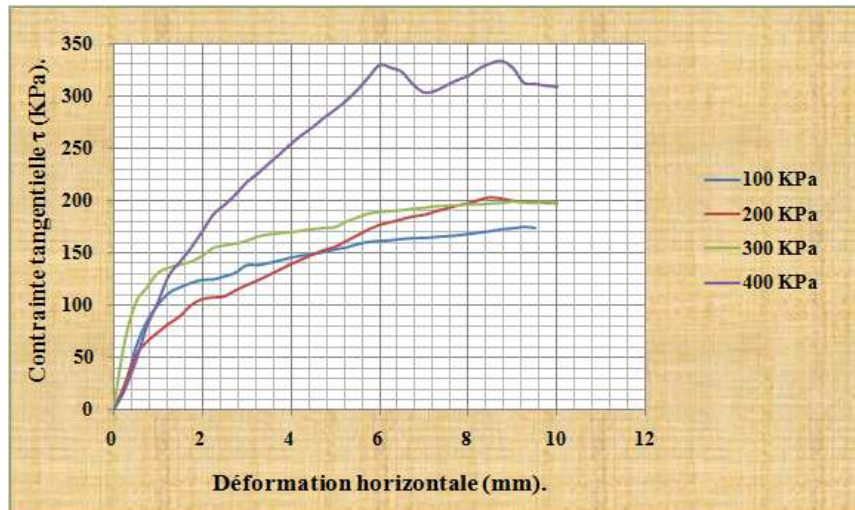


Figure -7- : La courbe contrainte-déformation pour le puits P52 (0,50 / 0,80) m.



ANNEXES

Figure -8- : La courbe contrainte-déformation pour le puits P56 (0,60 / 1,00) m.

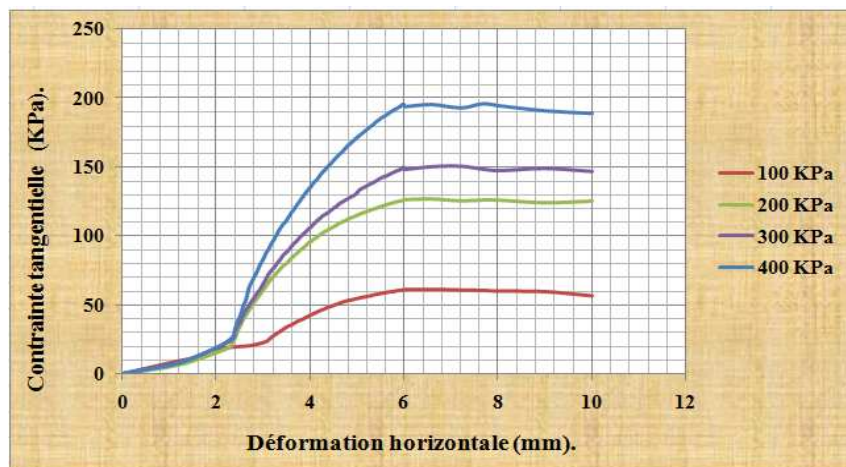


Figure -9- : La courbe contrainte-déformation pour le puits P58 (1,00 / 1,20) m.



Figure -10- : La courbe contrainte-déformation pour le puits P60 (0,60 / 1,20) m.

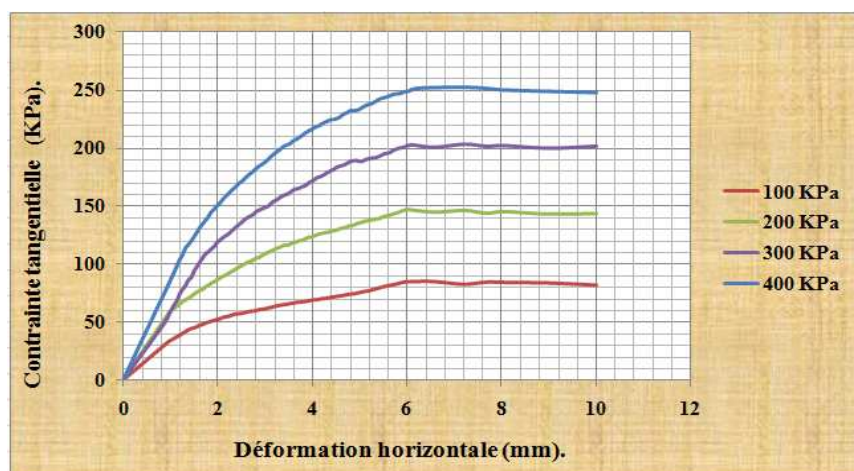


Figure -11- : La courbe contrainte-déformation pour le puits P61 (0,60 / 1,20) m.

ANNEXES

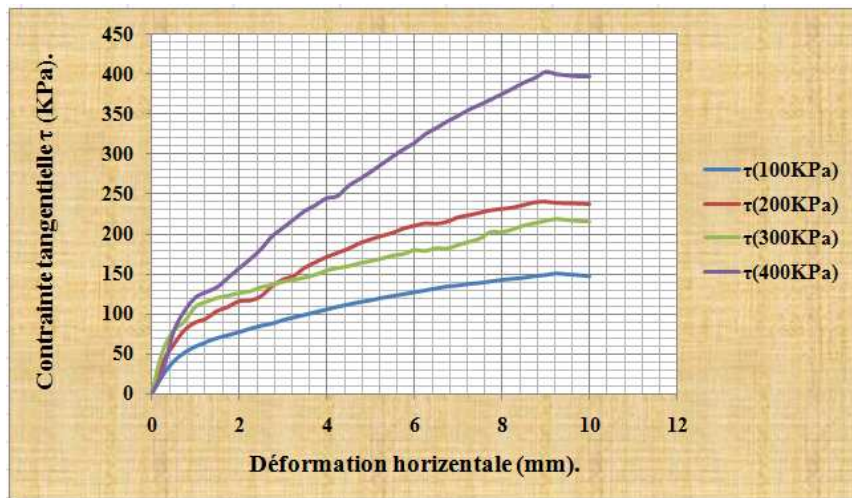


Figure -12- : La courbe contrainte-déformation pour le puits P66 (1,00 / 1,20) m.

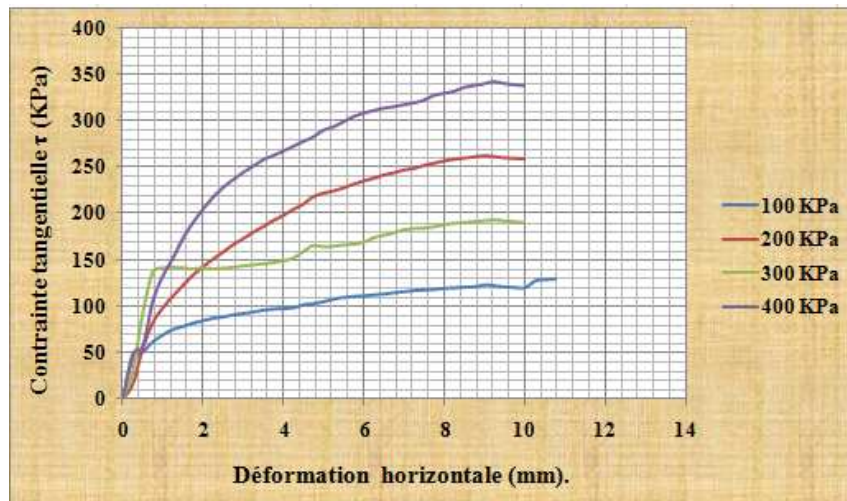


Figure -13- : La courbe contrainte-déformation pour le puits P67 (0,50 / 0,80) m.

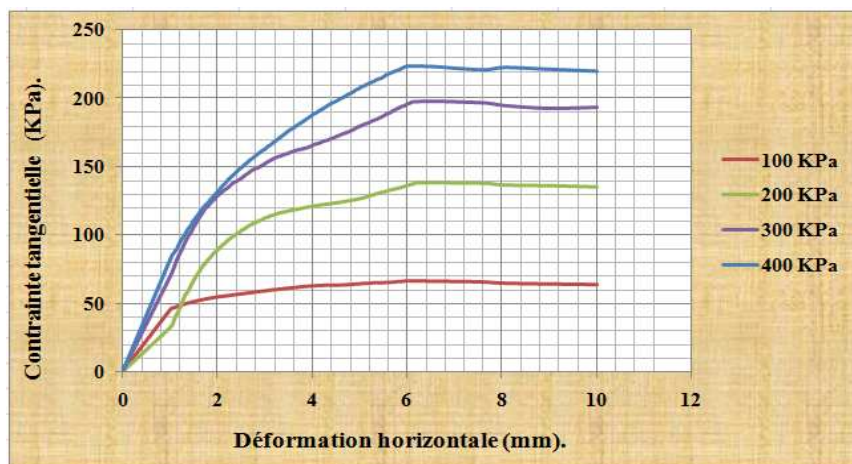


Figure -14- : La courbe contrainte-déformation pour le puits P70 (0,50 / 0,80) m.

ANNEXES

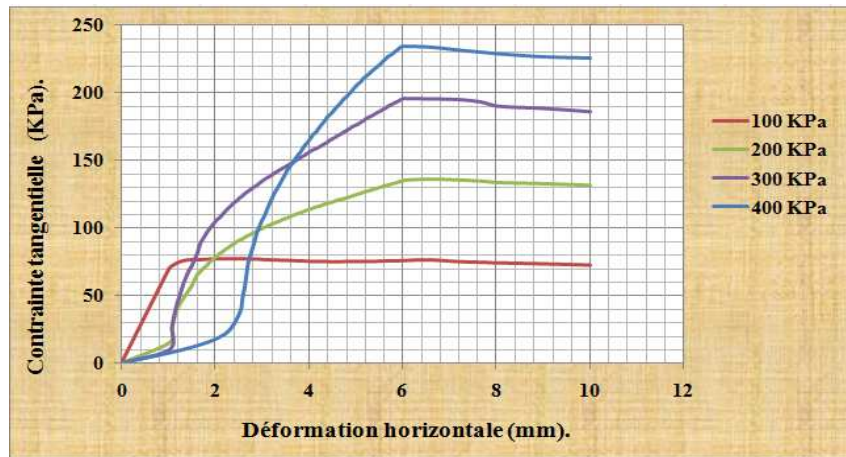


Figure -15- : La courbe contrainte-déformation pour le puits P71 (0,80 / 1,00) m.

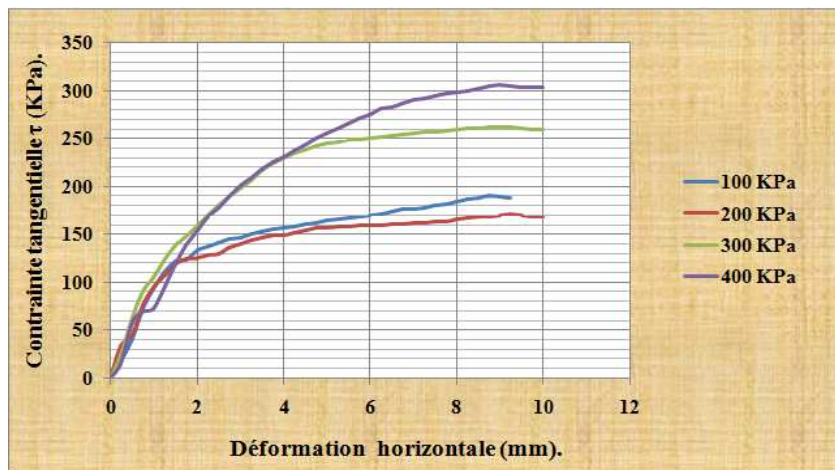


Figure -16- : La courbe contrainte-déformation pour le puits P73 (0,50 / 0,80) m.

ANNEXES

Les figures suivantes décrivent la variation du volume des éprouvettes testées.

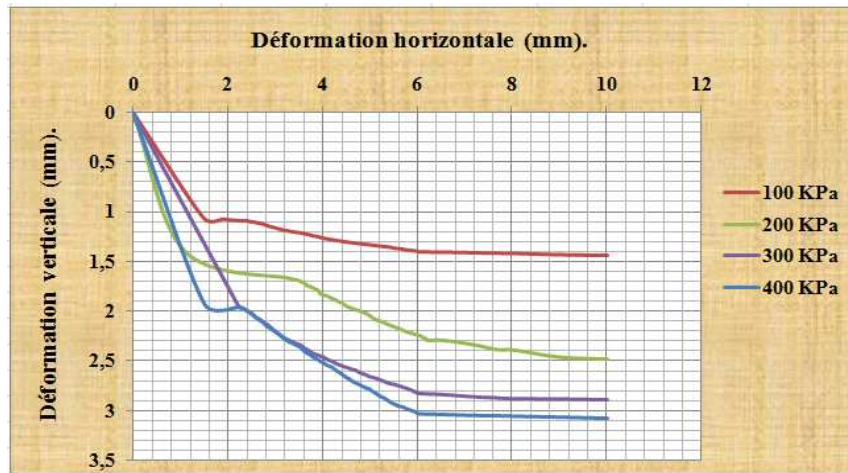


Figure -17- : La courbe de la variation de volume pour le puits P13 (0,50 / 0,70) m.

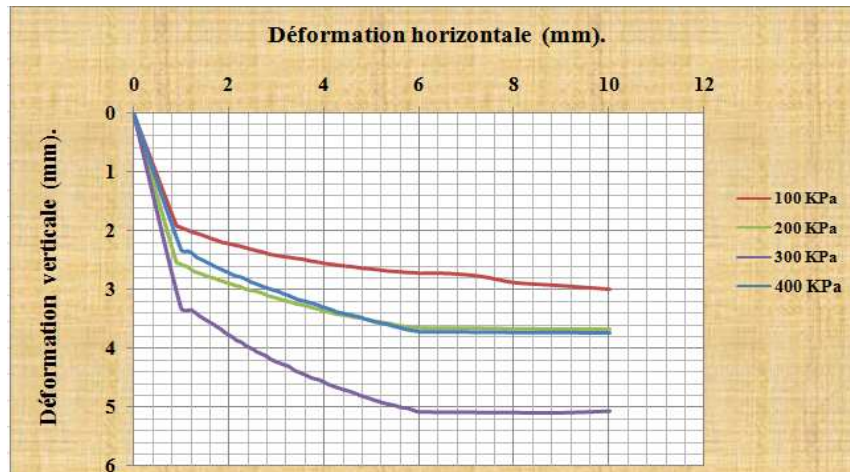


Figure -18- : La courbe de la variation de volume pour le puits P20 (0,50 / 0,80) m.

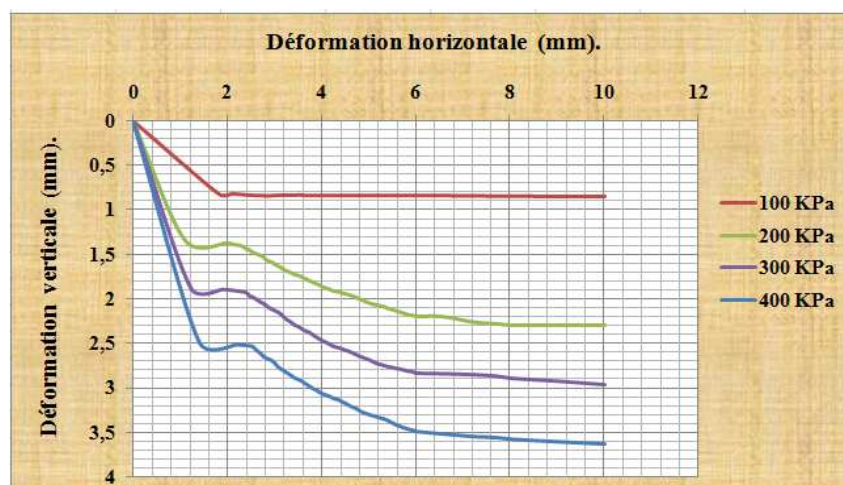


Figure -19- : La courbe de la variation de volume pour le puits P28 (0,60 / 1,00) m.

ANNEXES

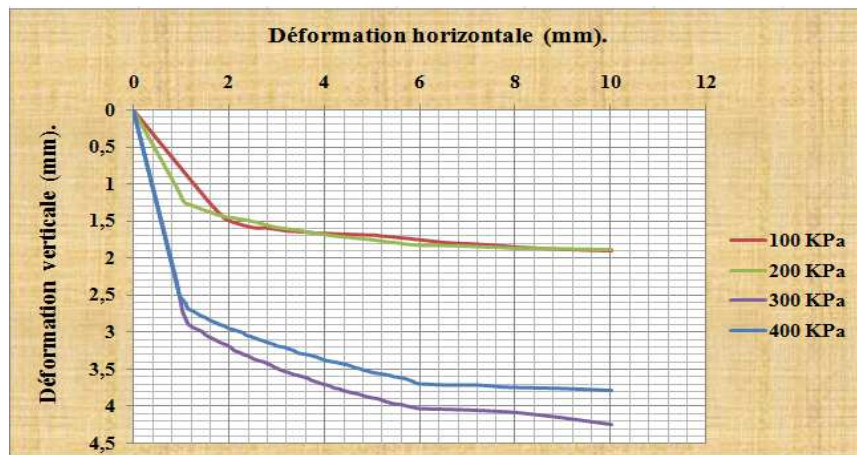


Figure -20- : La courbe de la variation de volume pour le puits P42 (0,50 / 0,80) m.

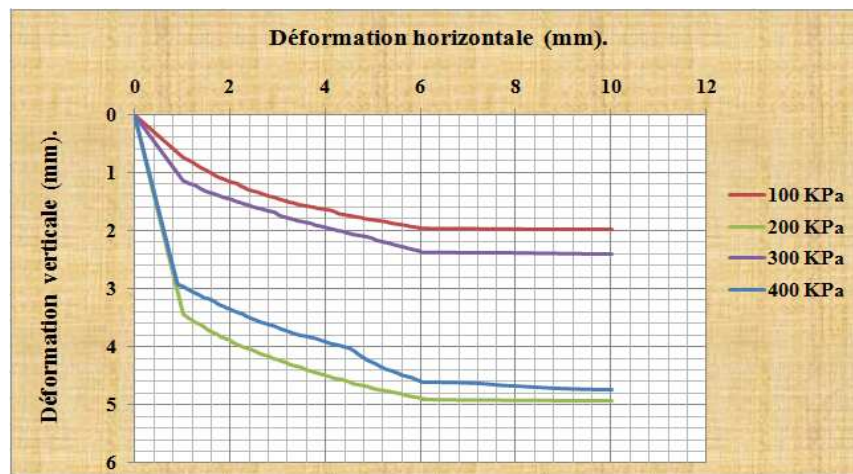


Figure -21- : La courbe de la variation de volume pour le puits P49 (0,70 / 1,00) m.



Figure -22- : La courbe de la variation de volume pour le puits P50 (1,00 / 1,30) m.

ANNEXES

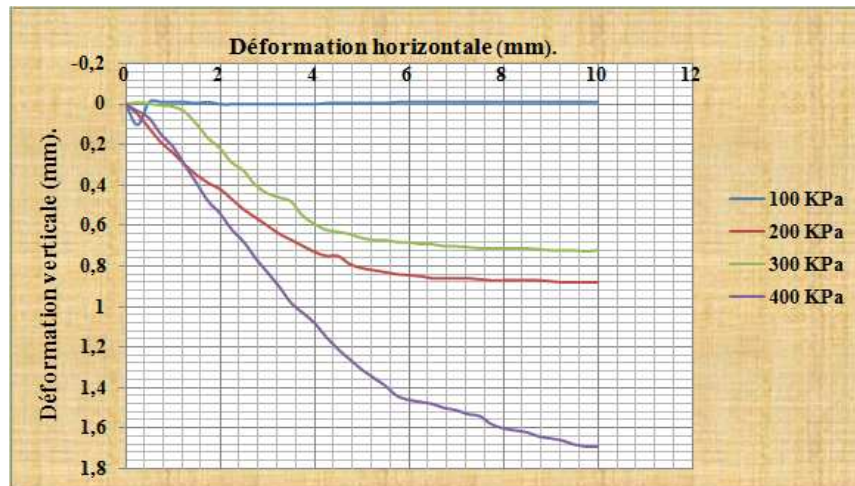


Figure -23- : La courbe de la variation de volume pour le puits P52 (0,50 / 0,80) m.

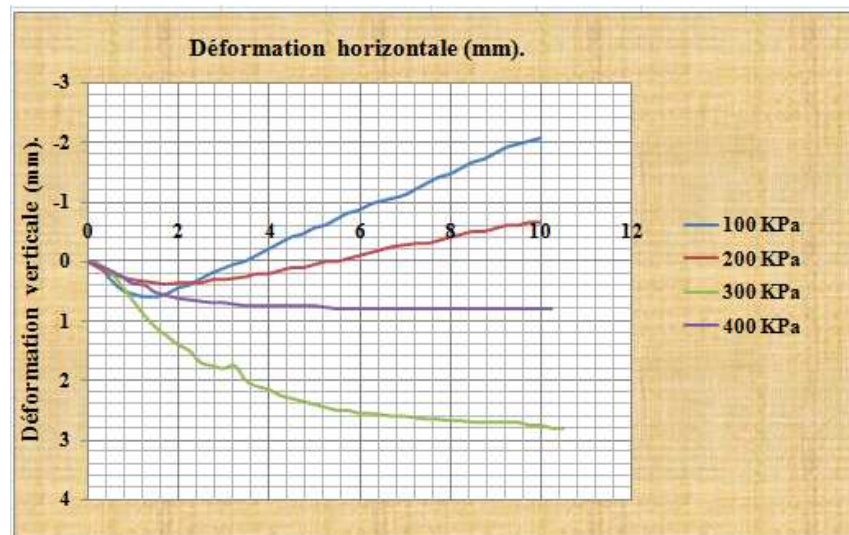


Figure -24- : La courbe de la variation de volume pour le puits P56 (0,60 / 1,00) m.

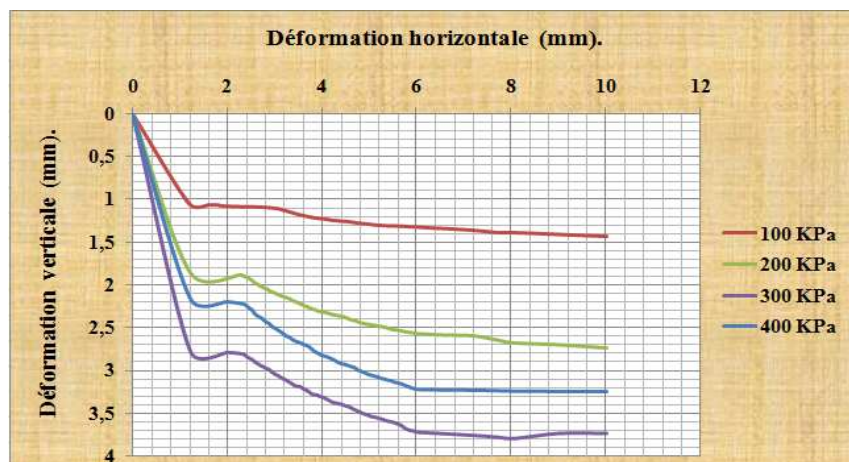


Figure -25- : La courbe de la variation de volume pour le puits P58 (1,00 / 1,20) m.

ANNEXES

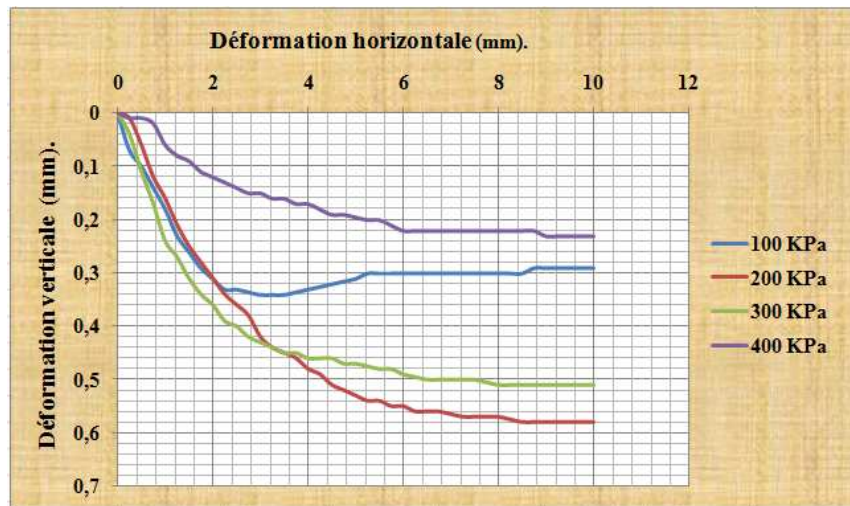


Figure -26- : La courbe de la variation de volume pour le puits P60 (0,60 / 1,20) m.

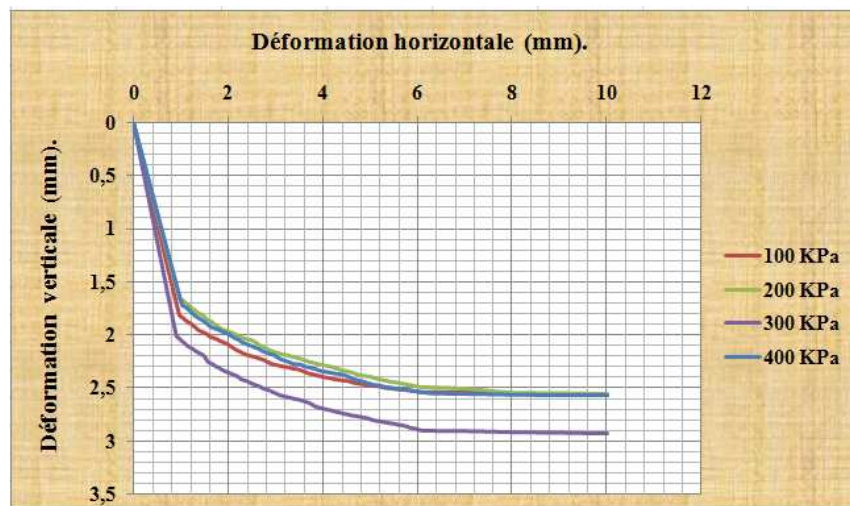


Figure -27- : La courbe de la variation de volume pour le puits P61 (0,60 / 1,20) m.

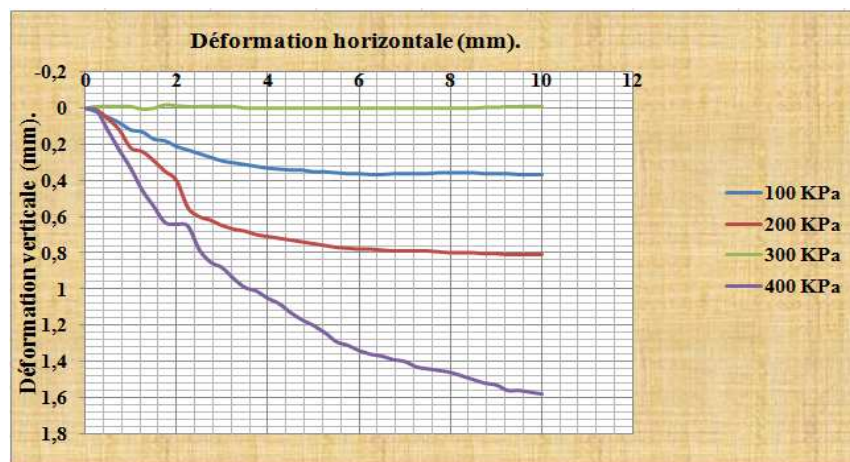


Figure -28- : La courbe de la variation de volume pour le puits P66 (1,00 / 1,20) m.

ANNEXES



Figure -29- : La courbe de la variation de volume pour le puits P67 (0,50 / 0,80) m.

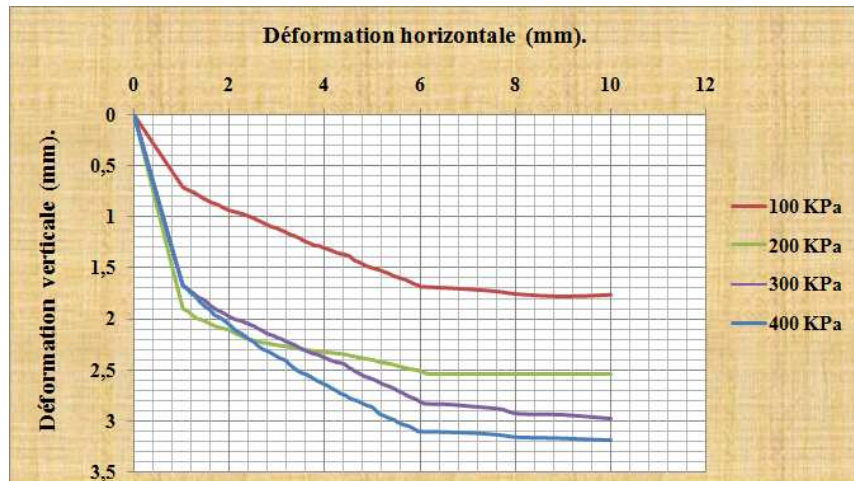


Figure -30- : La courbe de la variation de volume pour le puits P70 (0,50 / 0,80) m.

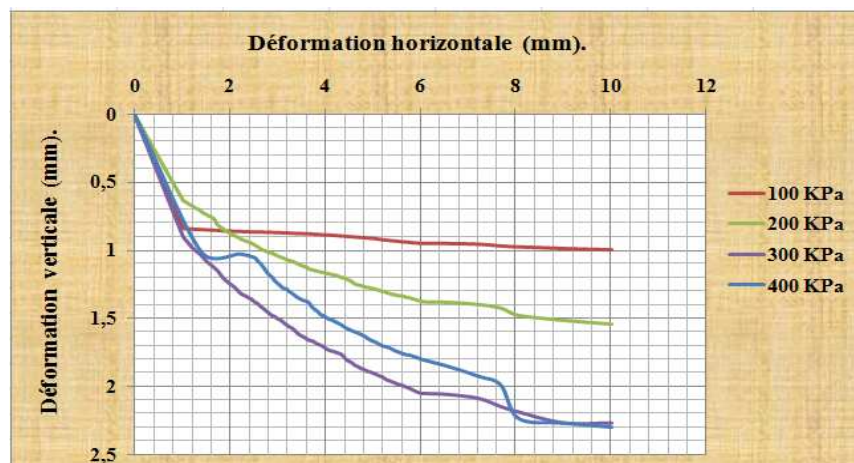


Figure -31- : La courbe de la variation de volume pour le puits P71 (0,80 / 1,00) m.

ANNEXES



Figure -32- : La courbe de la variation de volume pour le puits P73 (0,50 / 0,80) m.

ANNEXES

- Les courbes intrinsèques.

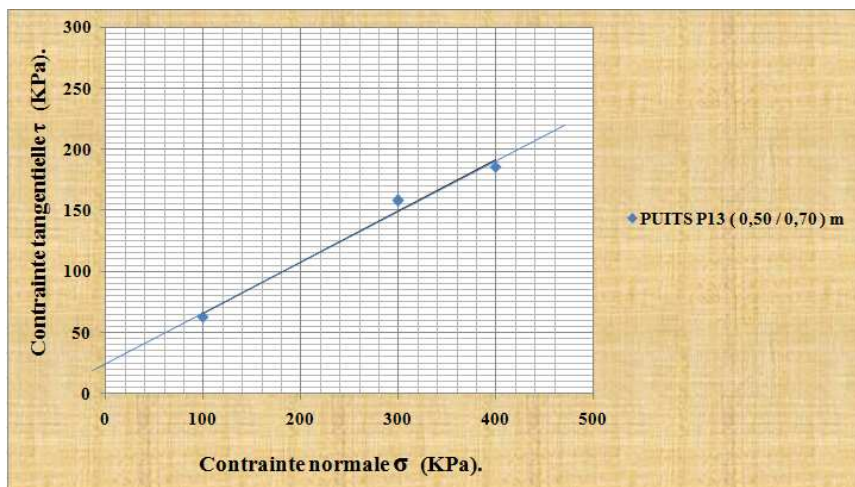


Figure -33- : La courbe intrinsèque, puits P13 (0,50 / 0,70) m.

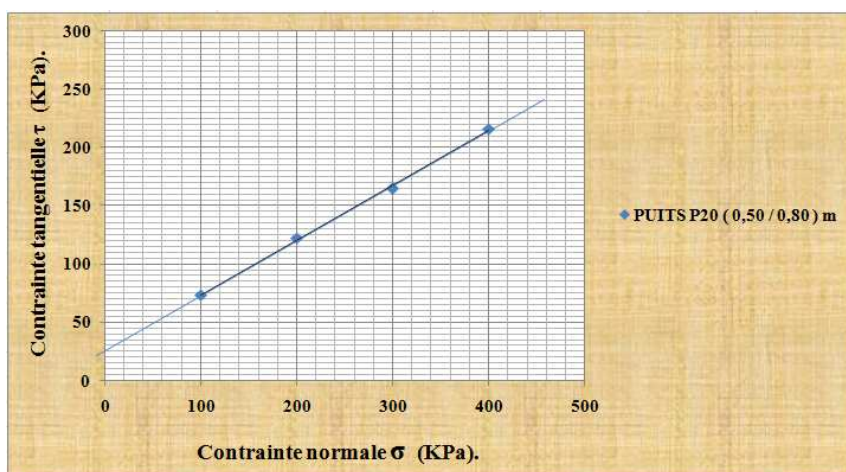


Figure -34- : La courbe intrinsèque, puits P20 (0,50 / 0,80) m.

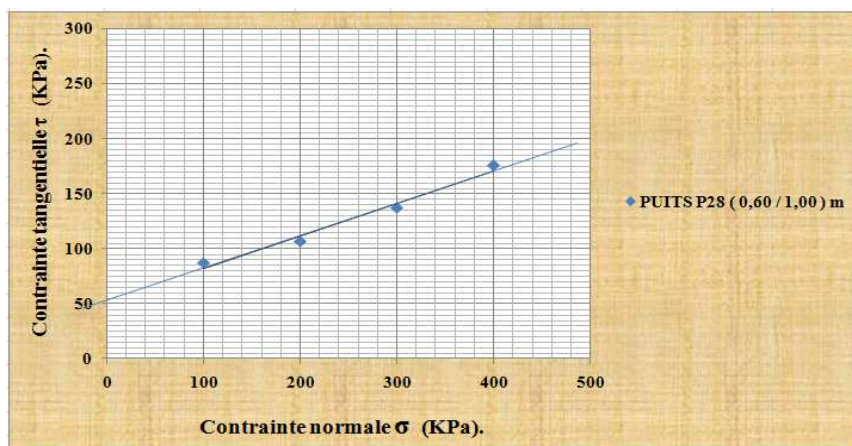


Figure -35- : La courbe intrinsèque, puits P28 (0,60 / 1,00) m.

ANNEXES

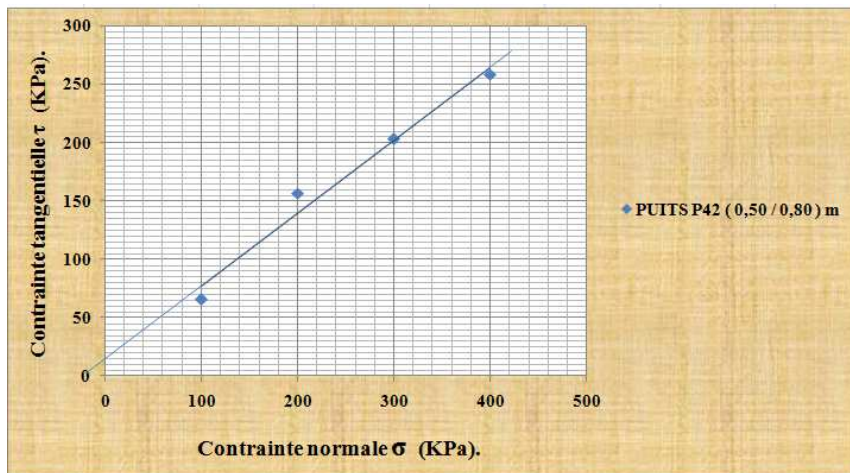


Figure -36- : La courbe intrinsèque, puits P42 (0,50 / 0,80) m.

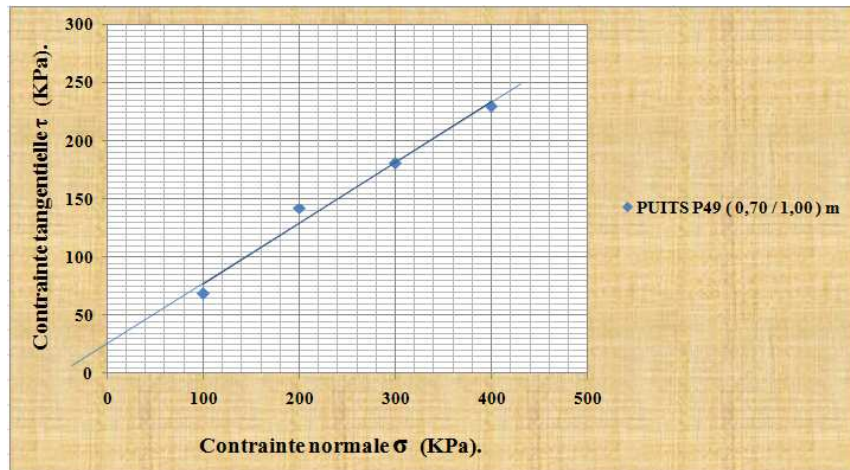


Figure -37- : La courbe intrinsèque, puits P49 (0,70 / 1,00) m.

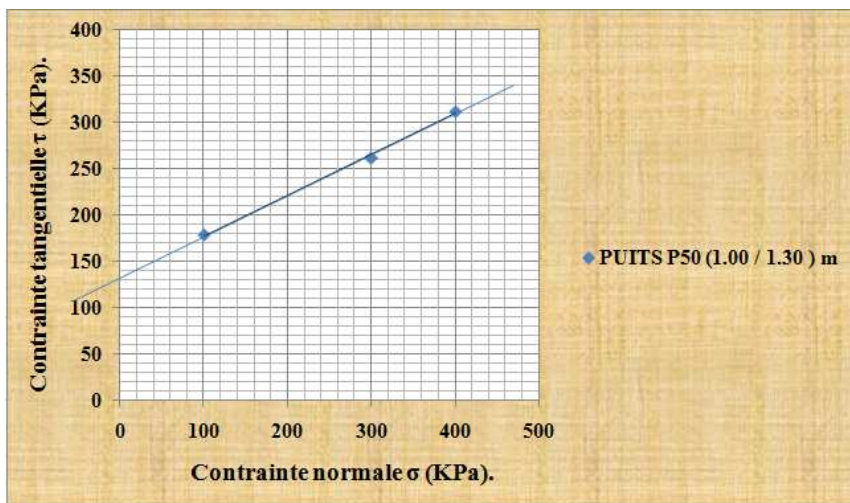


Figure -38- : La courbe intrinsèque, puits P50 (1,00 / 1,30) m.

ANNEXES

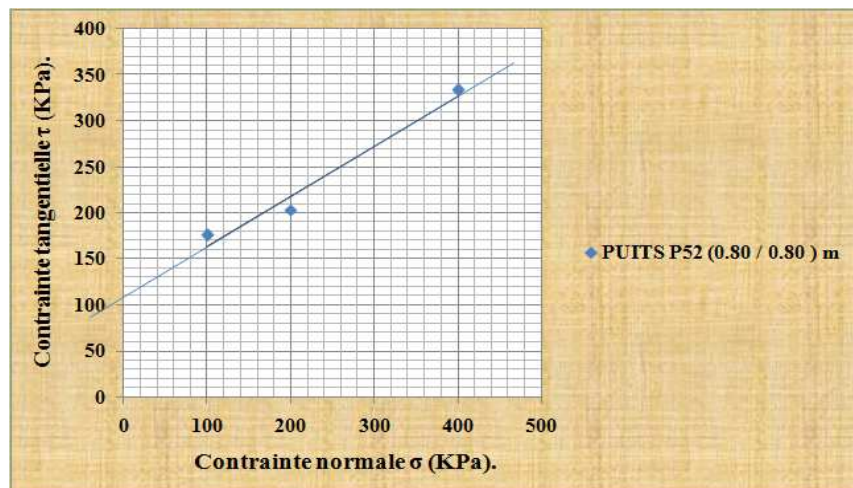


Figure -39- : La courbe intrinsèque, puits P52 (0,50 / 0,80) m.

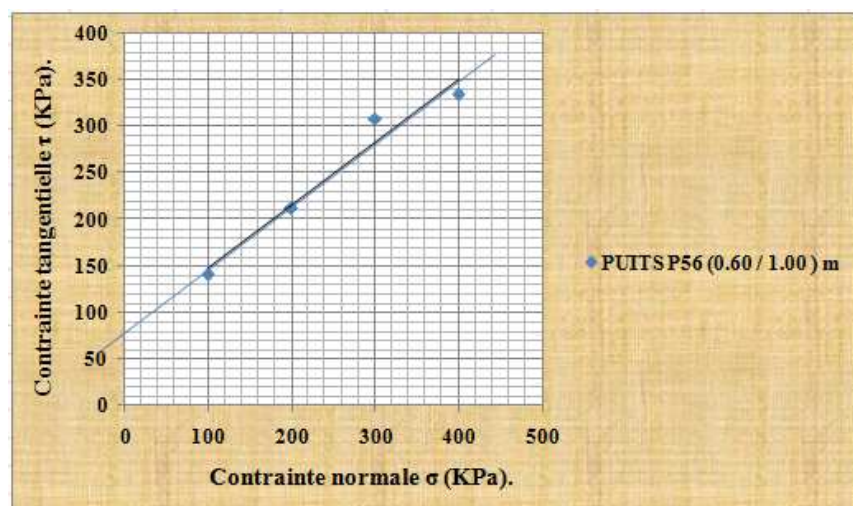


Figure -40- : La courbe intrinsèque, puits P56 (0,60 / 1,00) m.

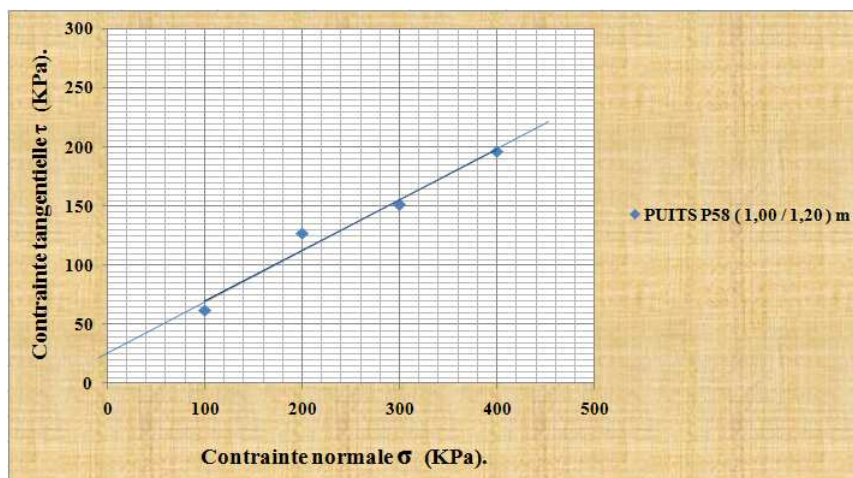


Figure -41- : La courbe intrinsèque, puits P58 (1,00 / 1,20) m.

ANNEXES

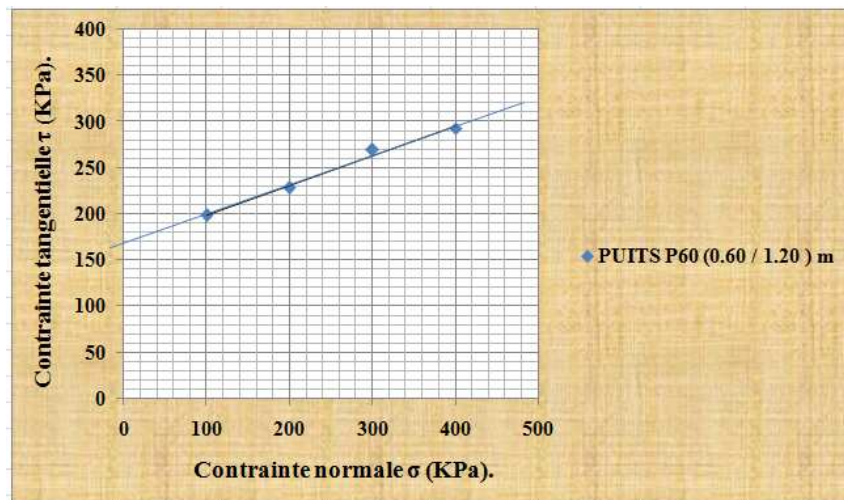


Figure -42- : La courbe intrinsèque, puits P60 (0,60 / 1,20) m.

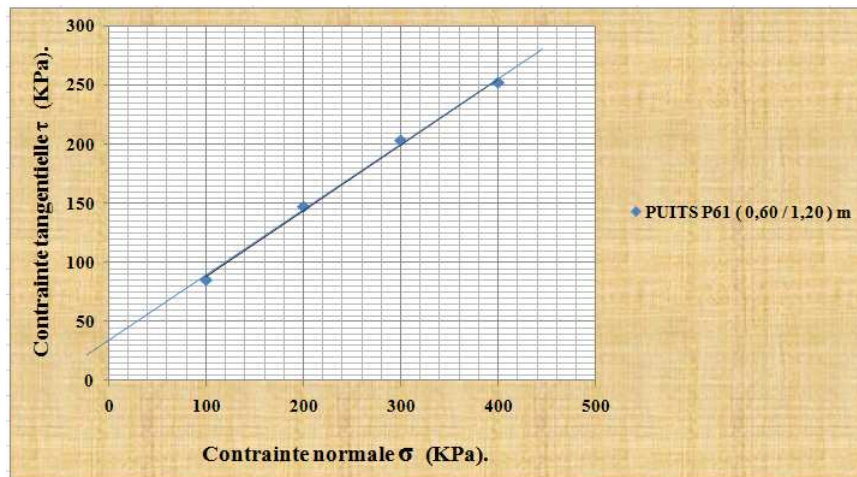


Figure -43- : La courbe intrinsèque, puits P61 (0,60 / 1,20) m.

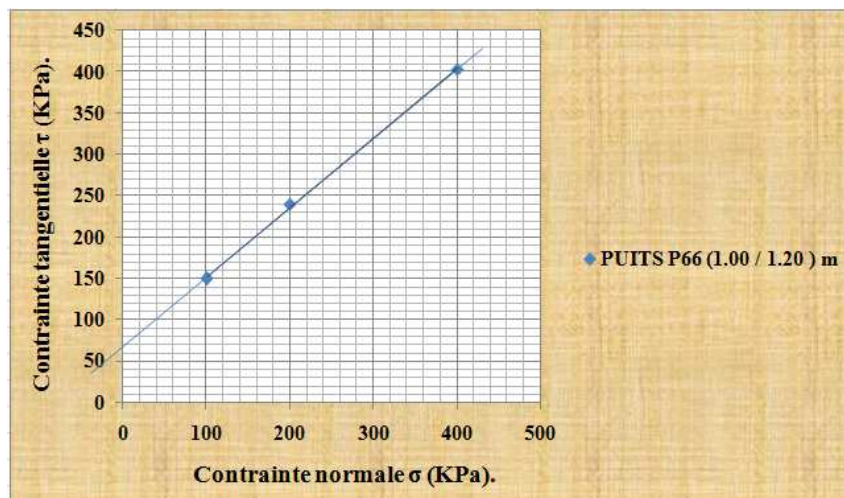


Figure -44- : La courbe intrinsèque, puits P66 (1,00 / 1,20) m.

ANNEXES

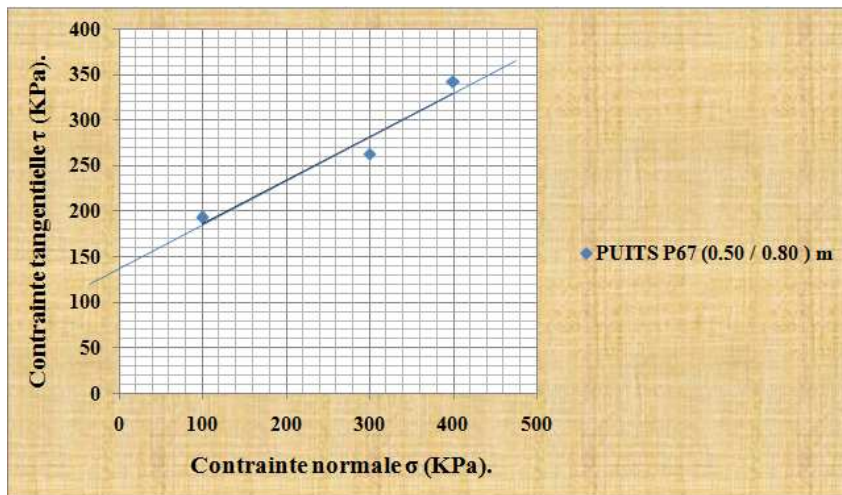


Figure -45- : La courbe intrinsèque, puits P67 (0,50 / 0,80) m.

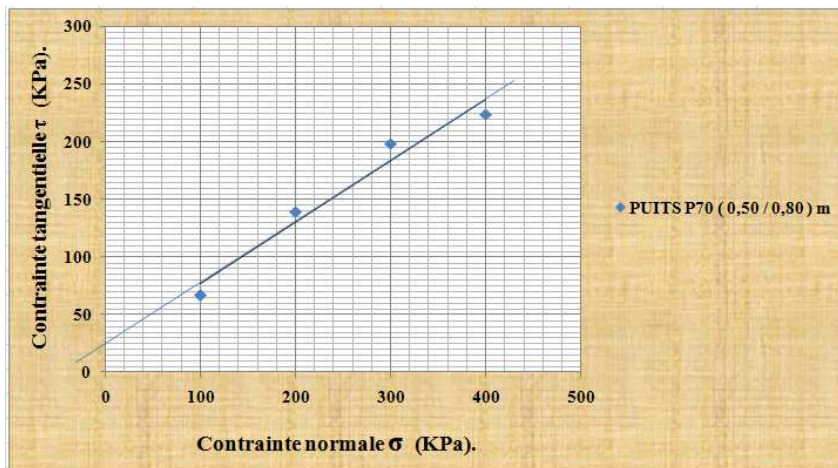


Figure -46- : La courbe intrinsèque, puits P70 (0,50 / 0,80) m.

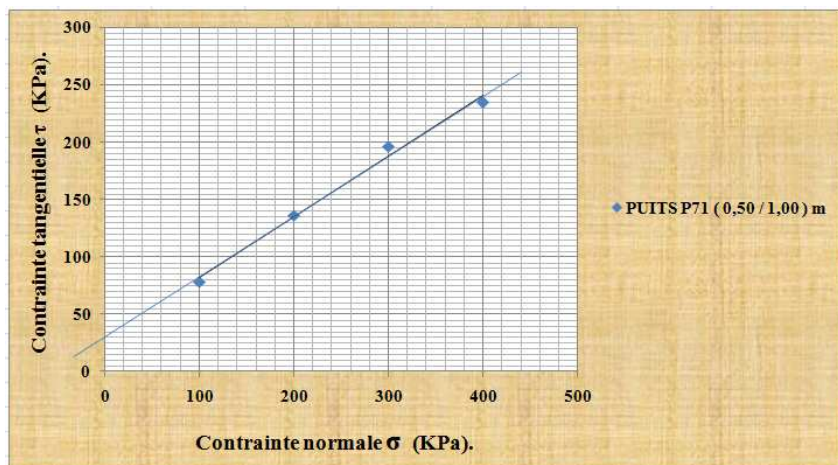


Figure -47- : La courbe intrinsèque, puits P71 (0,80 / 1,00) m.

ANNEXES

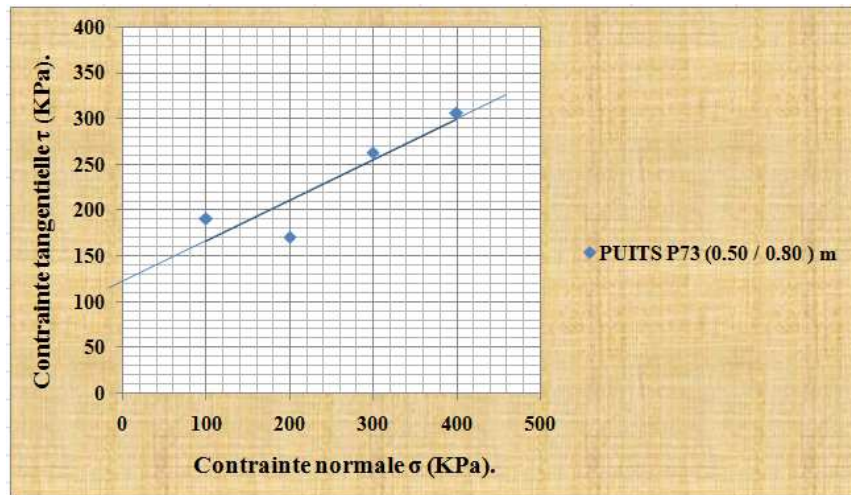


Figure -48- : La courbe intrinsèque, puits P73 (0,50 / 0,80) m.

ANNEXES

Les figures ci-après représentent les courbes de compressibilité des sols étudiés.

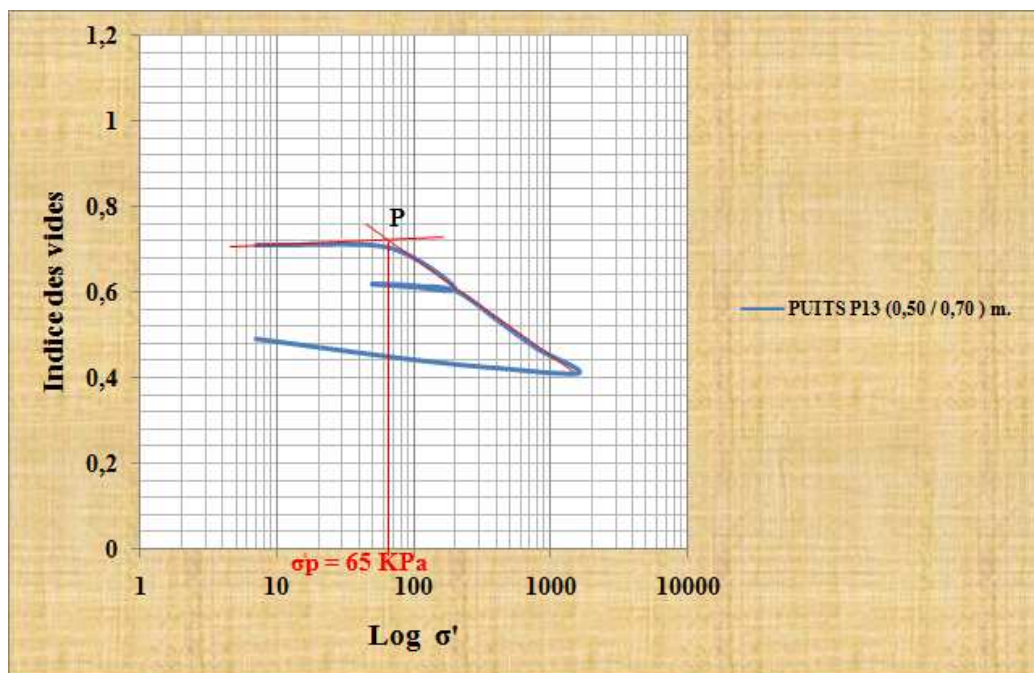


Figure -49- : La courbe de compressibilité œdométrique, puits P13 (0,50 / 0,70) m.

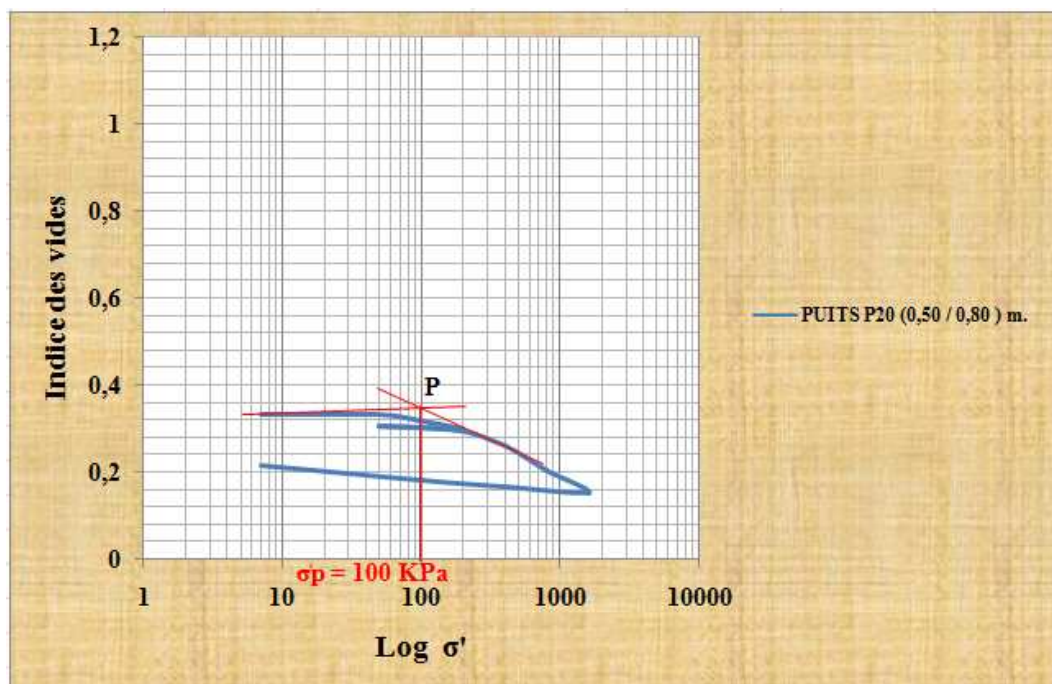


Figure -50- : La courbe de compressibilité œdométrique, puits P20 (0,50 / 0,80) m.

ANNEXES

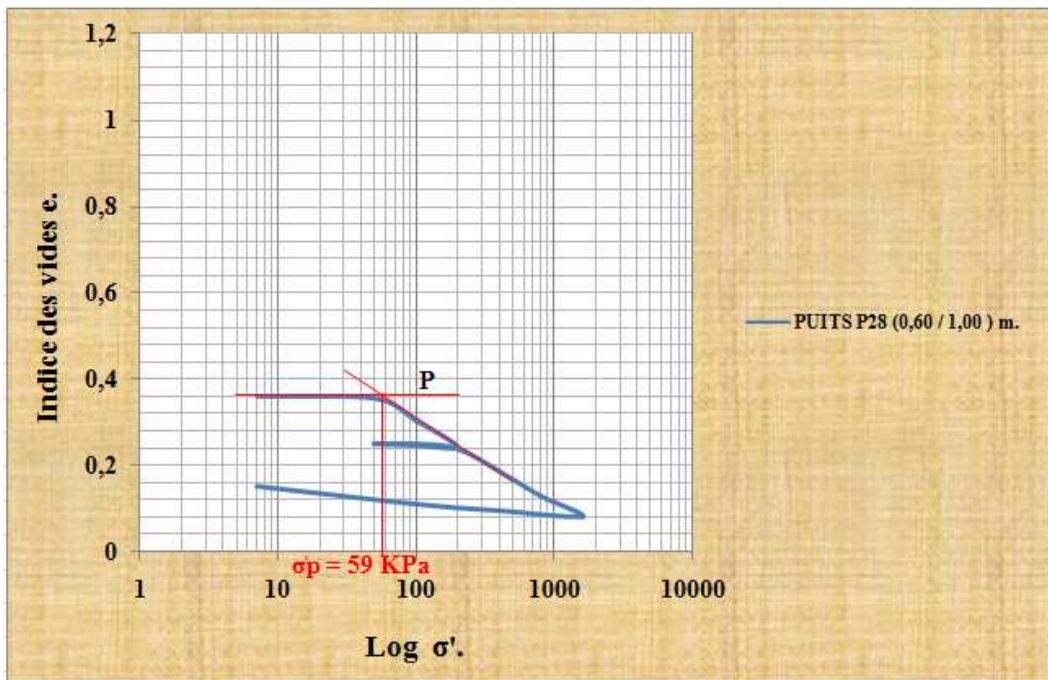


Figure -51- : La courbe de compressibilité œdométrique, puits P28 (0,60 / 1,00) m.

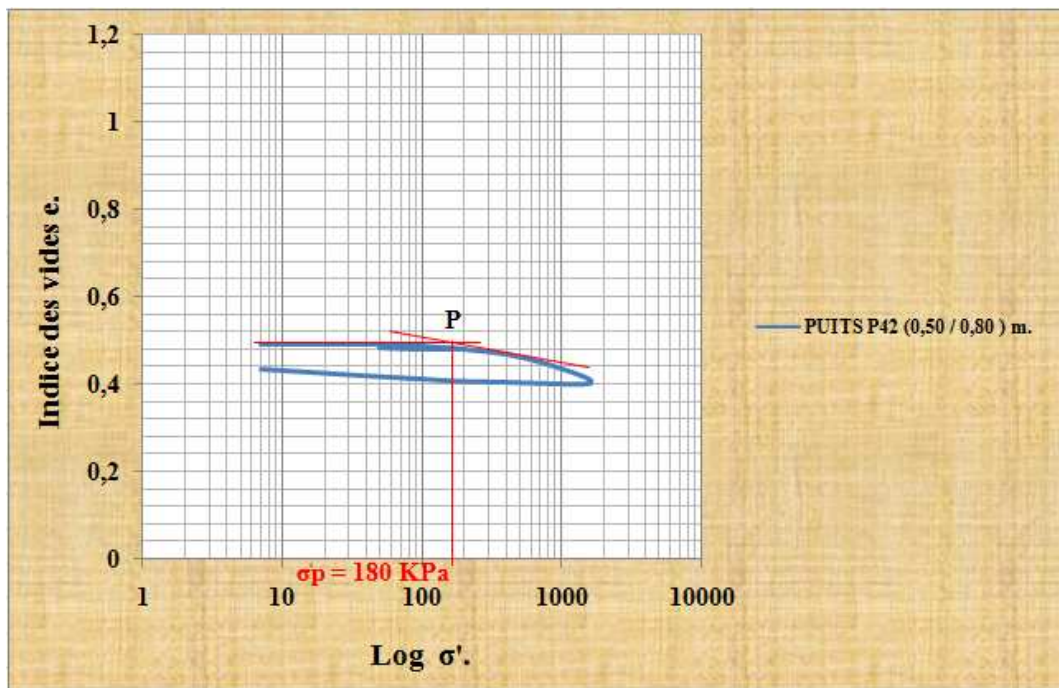


Figure -52- : La courbe de compressibilité œdométrique, puits P42 (0,50 / 0,80) m.

ANNEXES

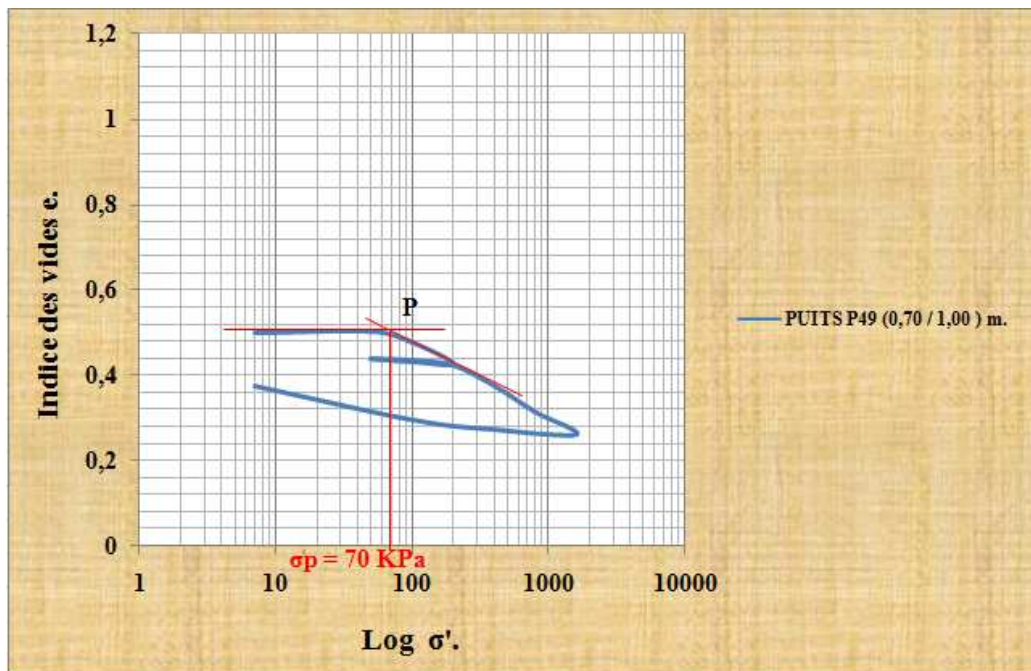


Figure -53- : La courbe de compressibilité œdométrique, puits P49 (0,70 / 1,00) m.

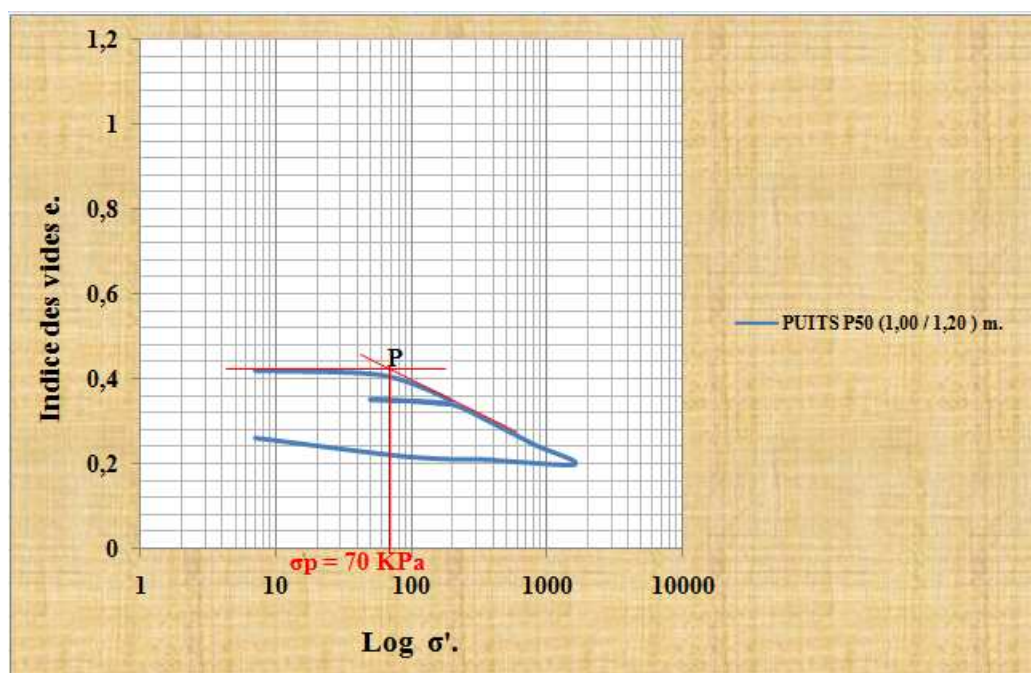


Figure -54- : La courbe de compressibilité œdométrique, puits P50 (1,00 / 1,30) m.

ANNEXES

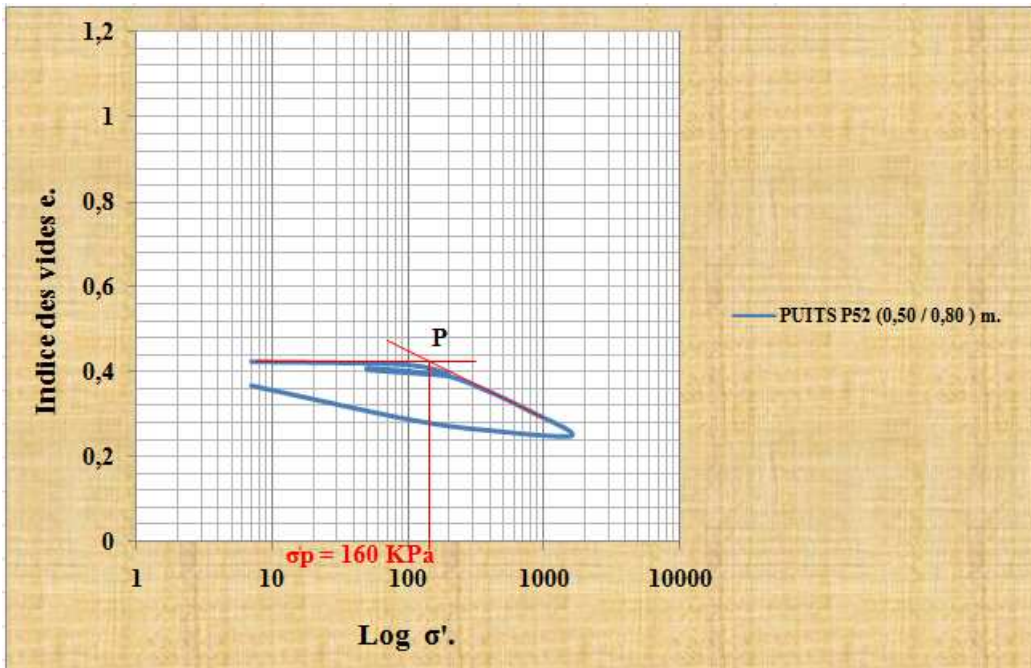


Figure -55- : La courbe de compressibilité œdométrique, puits P52 (0,50 / 0,80) m.

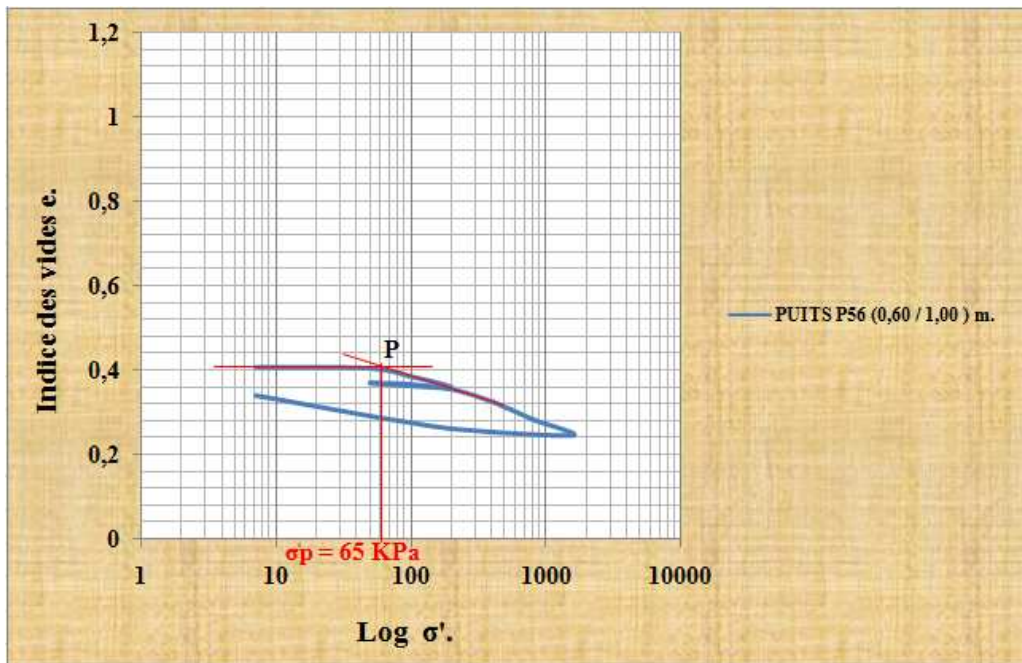


Figure -56- : La courbe de compressibilité œdométrique, puits P56 (0,60 / 1,00) m.

ANNEXES

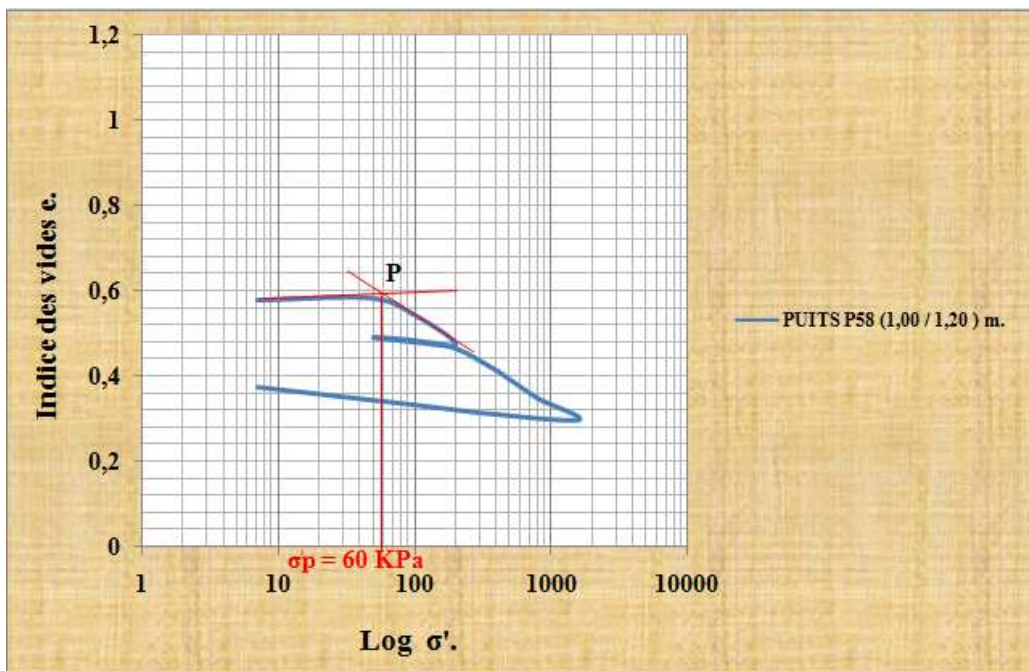


Figure -57- : La courbe de compressibilité œdométrique, puits P58 (1,00 / 1,20) m.

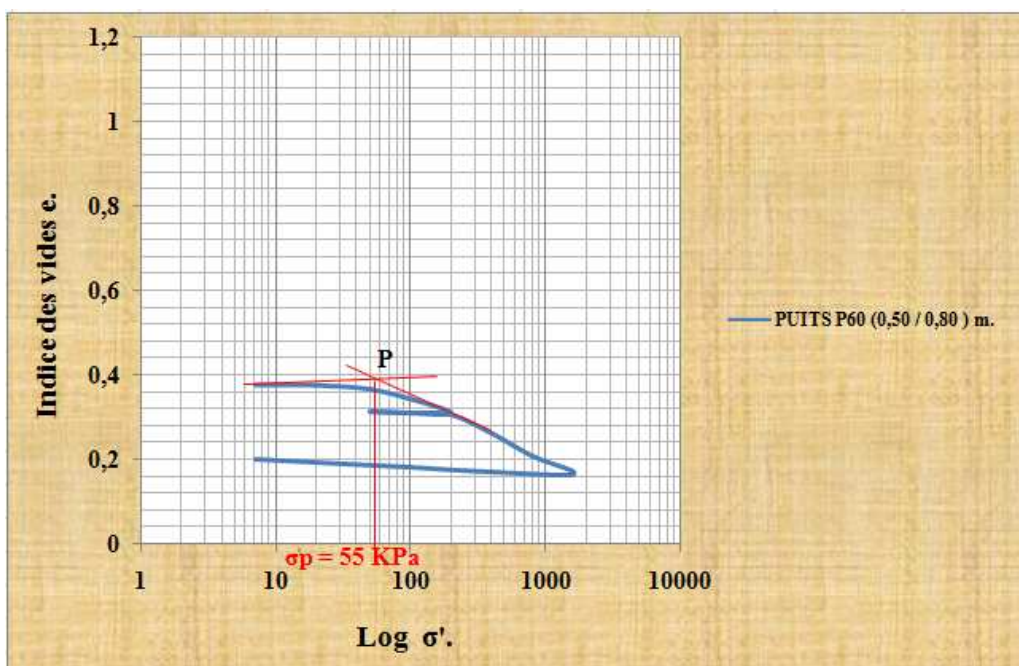


Figure -58- : La courbe de compressibilité œdométrique, puits P60 (0,60 / 1,20) m.

ANNEXES

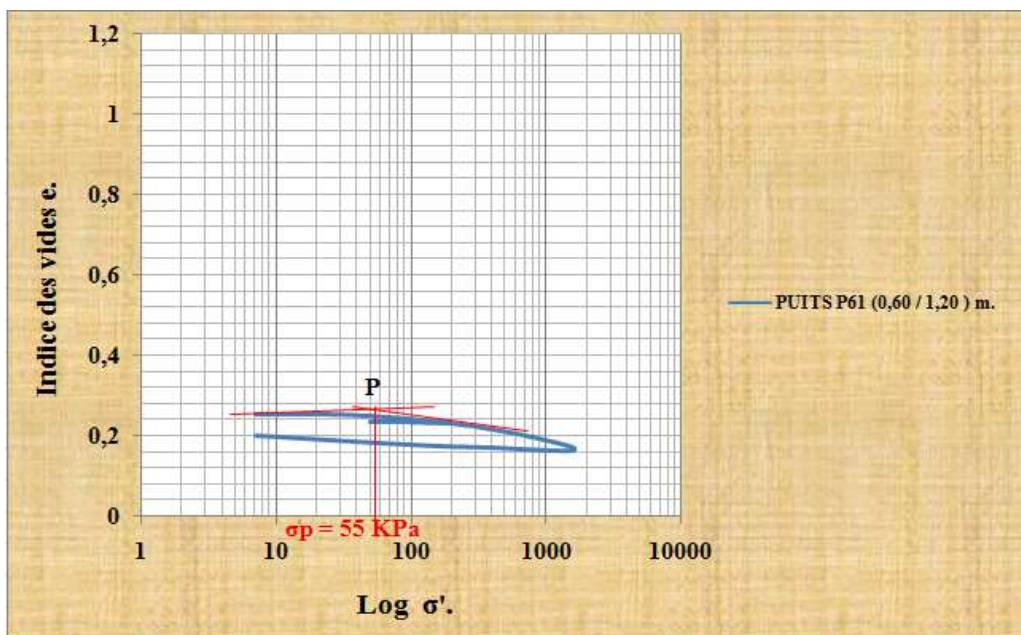


Figure -59- : La courbe de compressibilité œdométrique, puits P61 (0,60 / 1,20) m.

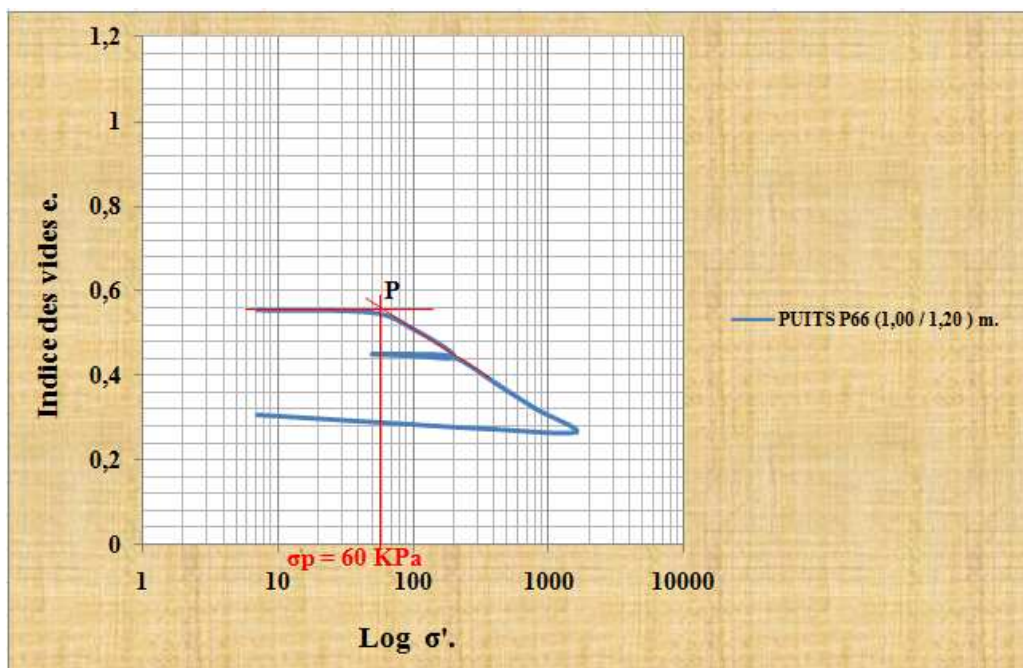


Figure -60- : La courbe de compressibilité œdométrique, puits P66 (1,00 / 1,20) m.

ANNEXES

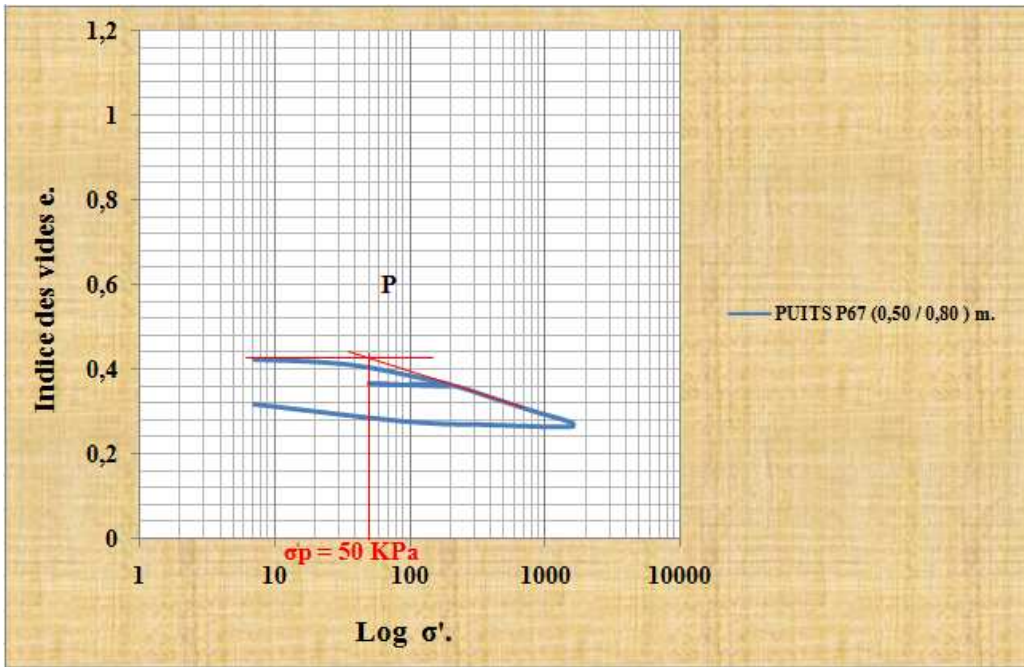


Figure -61- : La courbe de compressibilité œdométrique, puits P67 (0,50 / 0,80) m.

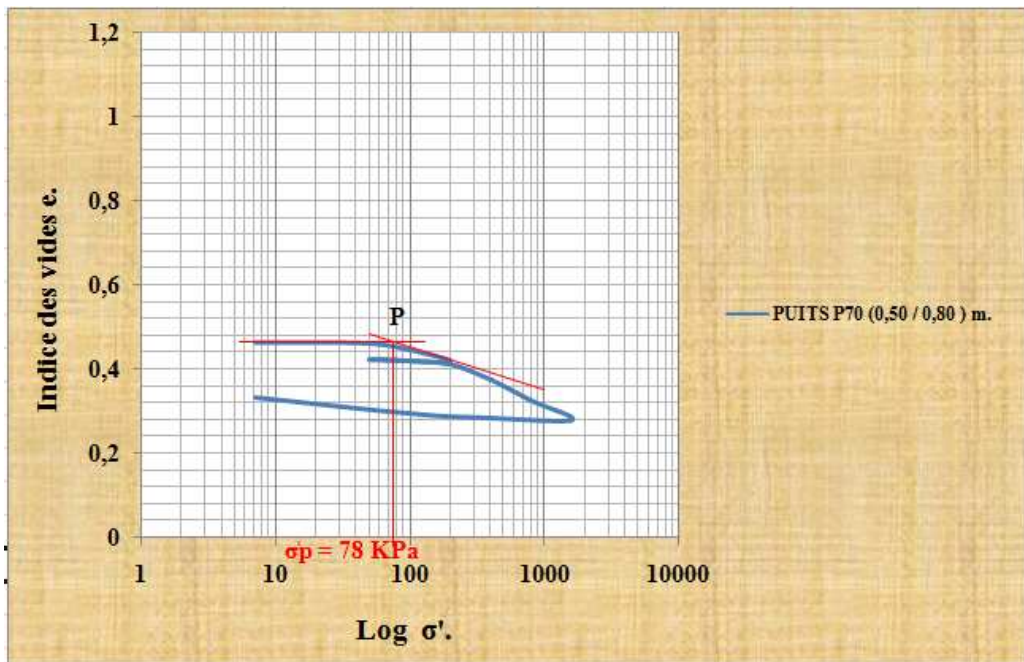


Figure -62- : La courbe de compressibilité œdométrique, puits P70 (0,50 / 0,80) m.

ANNEXES

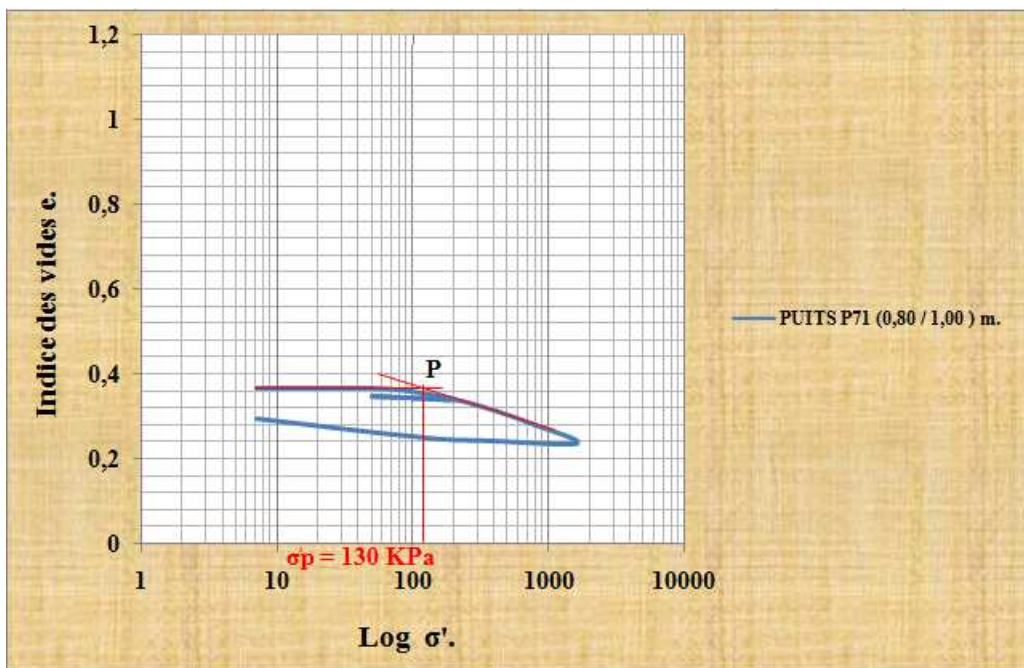


Figure -63- : La courbe de compressibilité œdométrique, puits P71 (0,80 / 1,00) m.

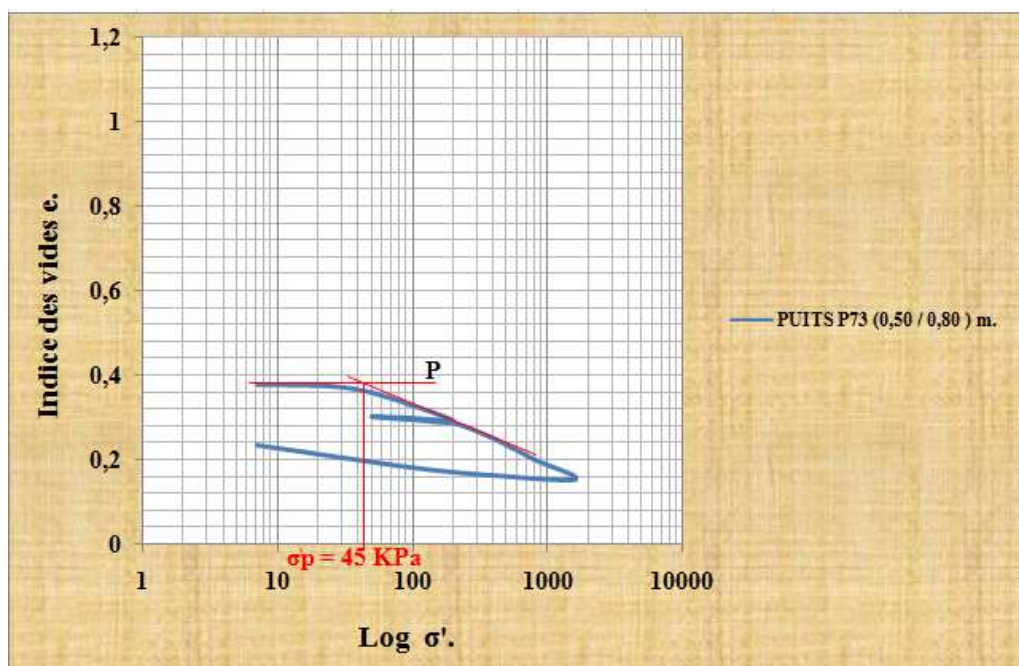


Figure -64- : La courbe de compressibilité œdométrique, puits P73 (0,50 / 0,80) m.

ANNEXES

Les figures suivantes représentent les corrélations à $R^2 < 0,5$ à cause de l'horizontalité prise en considération par le logiciel lors de l'établissement de ces dernières.

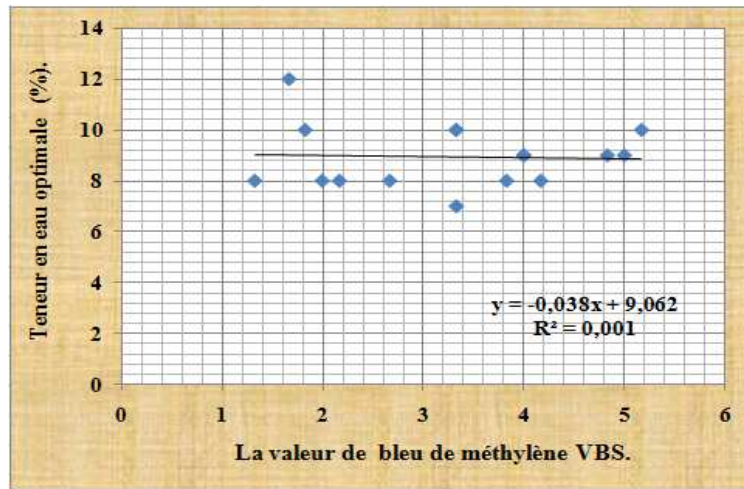


Figure -65- : La relation entre W_{opt} et la valeur de bleu de méthylène.

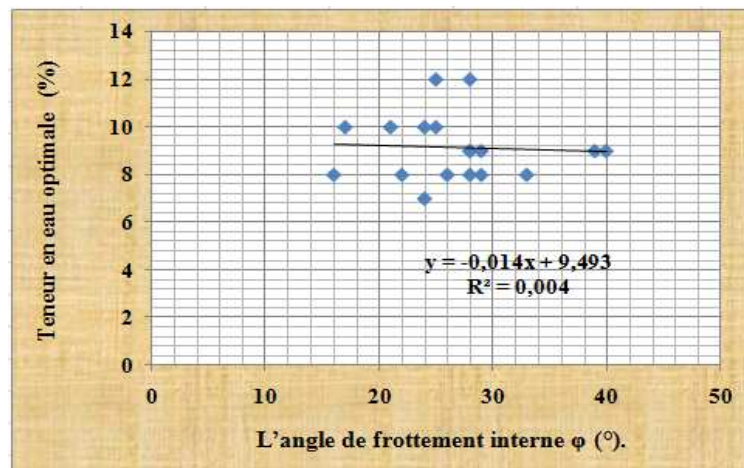


Figure -66- : La relation entre W_{opt} et l'angle de frottement interne.

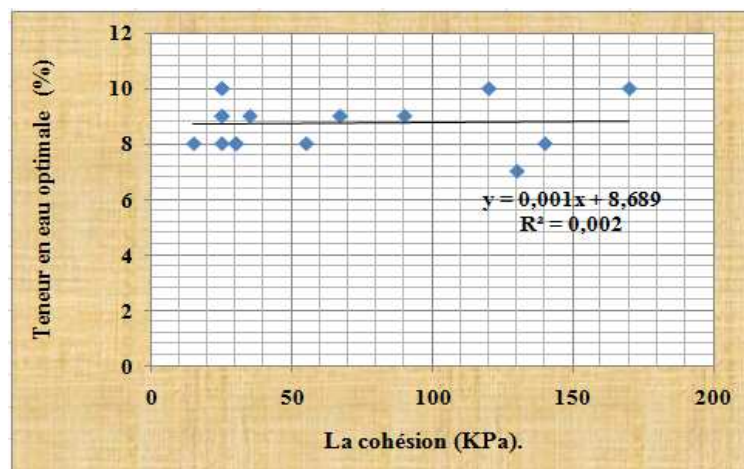


Figure -67- : La relation entre W_{opt} et la cohésion.

Résumé

Le compactage figure dans la liste des méthodes d'amélioration des sols à mauvaises caractéristiques, notamment les remblais. L'objet de ce travail repose sur deux parties. La première consiste à la détermination des caractéristiques physiques et mécaniques des sols extraits de vingt puits des remblais utilisés dans la construction de la route d'Amizour dans la wilaya de Bejaia, Algérie. La deuxième est réservée à l'étude des relations existantes entre les caractéristiques Proctor et physiques et mécaniques. Ceci permet de voir à quelle point l'essai de compactage améliore les sols.

Abstract

Compaction listed soil improvement methods to bad features, including embankments. The purpose of this work is based on two parts. The first involves determining the physical and mechanical characteristics of soil extracts twenty wells embankments used in the construction of the Amizour road in the province of Bejaia, Algeria. The second is for the study of the relationship between Proctor and physical and mechanical characteristics. This enables to see how much the compaction test improves the soil.