

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



**MEMOIRE DE MASTER**

**Présenté par**

**Melle LAKHDARI KAHINA**

En vue de l'obtention du diplôme de Master Académique en Génie civil

Option : Géotechnique et Environnement

Thème

**AMELIORATION DE LA RESISTANCE, MECANIQUE ET A  
L'ACTION DE L'EAU, D'UN SABLE PAR INCORPORATION DES  
STABILISANTS**

Soutenu devant le Jury composé de :

Mme BAIDI FAWZIA, Maitre assistante à l'UMMTO ..... Présidente

Mr BEN AZZOUG MOULOUD, Maître de conférences à l'UMMTO ..... Promoteur

Mme ALKAMA FARIDA, Maître assistante à l'UMMTO ..... Examinatrice

Année 2016

# Remerciements

Je remercie tout particulièrement mes parents de m'avoir aidé par tous les moyens pour arriver aux termes de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études. Je leur dédie ce mémoire.

Mes remerciements les plus sincères pour mon promoteur Mr BENAZZOUG, Maître de conférences à l'UMMTO qui représente pour moi le guide et l'exemple de sérieux dans le travail et de savoir. Je tiens à lui rendre un vibrant hommage pour m'avoir encadrée et de m'avoir fait l'honneur de partager et de transmettre une partie de ses compétences et de ses connaissances scientifiques, qui m'ont permis de suivre une ligne de travail rigoureuse.

Je remercie aussi les membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail à sa juste valeur. Je nomme Mme BAIDI, Maître assistante à l'UMMTO qui présidera le jury de ma soutenance et Mme ALKAMA, Maître assistante à l'UMMTO qui a bien voulu examiner ce mémoire.

Toute ma considération pour les membres du laboratoire LGEA et à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation ainsi que tous ceux qui m'ont aidée de près ou de loin dans la réalisation de ce travail de recherche.

Mes vifs remerciements à monsieur BOUKHEROUB Med Ameziane, responsable du laboratoire de mécanique des sols pour sa disponibilité et son aide durant la partie expérimentale de ce travail.

Je remercie énormément mes camarades de classes en master géotechnique ainsi que mes enseignants pour les merveilleux moments que nous avons vécus ensemble durant toute l'année universitaire.

## Liste des figures

Figure I.1 : Constituants d'un sol humide non saturé

Figure I.2 : Répartition moyenne en% des différentes phases du sol  
(in *'The Nature and Properties of soils', 1999*)

Figure I.3 : composition du sable (Quartz, feldspaths)

Figure I.4 : Microstructure des sols granulaires (d'après Davalle, 1991).

Figure I.5 : Representation schematique d'un feuillet de phyllosilicate 2:1  
(Luckham et Rossi, 1999) cité par (Benchabane, 2006).

Figure I.6: a) Schéma de la structure de la kaolinite ; b) Vue isométrique de la structure atomique de la kaolinite. (Robel D.HOLTZ, 1991).

Figure I.7: Schéma de la structure de l'illite (Robel D.HOLTZ, 1991).

Figure I.8 : Schéma de la structure de la montmorillonite,(Robel D.HOLTZ, 1991)

Figure II.1: compactage des sols.

Figure II.2 : objectifs du compactage

Figure II.3 : Courbe de compactage

Figure II.4: Influence de l'énergie de compactage sur l'optimum Proctor

Figure II.5 : Influence de la granulométrie sur l'optimum Proctor

Figure II.6 : Le ciment portland

Figure II.7: Appareil d'incorporation du ciment

Figure II.8 : microstructure d'un sable traité au ciment puis compacté

Figure II.9 : malaxage de sol avec le ciment et mise en œuvre de sol ciment

Figure II.10: Transformation du calcaire en chaux vive.

Figure II.11: La chaux éteinte en poudre

Figure II.12 : Variation d'indice de plasticité en ajout de la chaux

Figure III.1 : Analyse granulométrique par tamisage

Figure III.2 : Courbe granulométrique du sable

Figure III.3: Appareil de l'équivalent de sable

Figure III.4: Essai de l'équivalent de sable

Figure III.5 : Matériel de l'essai de compactage

Figure III.6 : Compactage des couches

Figure III.7 : Etape de démoulage du moule Proctor

Figure III.8: Courbe de l'Optimum Proctor du Sable

Figure IV.1 : poids spécifique sec  $\gamma_d$  en fonction de la teneur en eau pour n=25 coups m=2,5 Kg matériau stabilisé : sable

Figure IV.2 comparaison : poids volumique sec  $\gamma_d$  en fonction de la teneur en eau n=25 et n=50 coups pour 2,5 Kg matériau stabilisé : sable

Figure IV.3 : comparaison : poids volumique sec  $\gamma_d$  en fonction de la teneur en eau n=25, n=50 coups pour m=2,5 Kg et n=25, m=4,5 Kg matériau stabilisé : sable

Figure IV.4 : comparaison : poids volumique sec  $\gamma_d$  en fonction de la teneur en eau n=25 n=50 coups pour m=2,5 Kg et m=4,5 Kg matériau stabilisé : sable

Figure IV.5 : poids volumique sec  $\gamma_d$  sec- % ciment seul pour n=25 et 50 coups

Figure IV.6 : poids volumique sec  $\gamma_d$  sec- % chaux sable stabilisé : 5 % ciment n=25 coups

Figure IV.7 : poids volumique sec  $\gamma_d$  sec- % chaux sable stabilisé : 10 % ciment n=25 coups

Figure IV.8 : poids volumique sec  $\gamma_d$  sec- % chaux sable stabilisé : 15 % ciment n=25 coups

Figure IV.9: poids volumique sec  $\gamma_d$  sec- % chaux sable stabilisé : 20 % ciment n=25 coups

Figure IV.10 : poids volumique sec  $\gamma_d$  sec- % chaux stabilisé : 5% ciment n=50 coups

Figure IV.11 : poids volumique sec  $\gamma_d$  sec- % chaux stabilisé : 10% ciment n=50 coups

Figure IV.12 : poids volumique sec  $\gamma_d$  sec- % chaux stabilisé : 15% ciment n=50 coups

Figure IV.13 : poids volumique sec  $\gamma_d$  sec- % chaux stabilisé : 20% ciment n=50 coups

Figure IV.14 : Poids volumique sec- % de chaux sable stabilisé : 5% ciment, n=25 et 50

Figure IV.15 : Poids volumique sec- % de chaux sable stabilisé : 10% ciment, n=25 et 50

Figure IV.16 : Poids volumique sec- % de chaux sable stabilisé : 15% ciment, n=25 et 50

Figure IV.17 : Poids volumique sec- % de chaux sable stabilisé : 20% ciment, n=25 et

Figure IV.18. Essai de l'écrasement d'Eprouvette de sable.

Figure IV.19 : Eprouvettes de sable + (ciment-chaux) à l'état sec.

Figure IV.20: Eprouvettes de sables + (ciment-chaux) immergées dans l'eau

Figure IV.21: Résistance à l'écrasement du sable à sec ( $R_{sec}$ ) en fonction de la teneur en ciment pour n=25 et n=50 coups

Figure IV.23 : Résistance  $R_{sec}$  -% chaux (stabilisation : 5 % ciment+chaux)

Figure IV.24: Résistance à sec  $R_{sec}$  -% chaux (stabilisation : 10 % ciment+chaux)

Figure IV.25: Résistance à sec  $R_{sec}$  -% chaux (stabilisation : 15 % ciment+chaux)

Figure IV.26: variation de la résistance  $R_{sec}$ -%chaux, comparaison 25C5, 25C10 et 25C15  
n=25 coups

Figure IV.27: variation de la résistance  $R_{sec}$ -%chaux, comparaison 50C5, 50C10 et 50C15  
n=50coups

Figure IV.28 : Variation de la résistance  $R_{sec}$ - % chaux pour différents teneurs en ciment correspondant à n=25 et n=50 coups

Figure V.1 : Résistance l'écrasement du sable après immersion ( $R_{sat}$ ) en fonction de la teneur en ciment

Figure V.2 : variation de la résistance  $R_{sat}$  - % chaux avec différents teneurs en ciment pour

n=25 et n=50

Figure V.3 : Comparaison de  $R_{sat}$  et  $R_{sec}$  - %chaux pour (5% ,10% et 15% de ciment n=50

Figure V.4 Comparaison : d'abord de  $R_{sat}$  et  $R_{sec}$  - % chaux pour différentes teneur e ciment et ensuite de l'état saturé à l'état sec

Figure V.5 : Coefficient de ramollissement ( $K_{ram}$ ) pour le sable stabilisé au ciment seul n=25 et n=50

Figure V.6 : Variation du coefficient de ramollissement  $K_{ram}$ - % chaux sable stabilisé à différentes teneurs en ciment pour n=50

Figure V.7 : Evolution du taux d'absorption d'eau en fonction du temps sable stabilisé 5% ciment + (5-10 et 15% chaux)

Figure V.8 : Evolution du taux d'absorption d'eau en fonction du temps sable stabilisé 10% ciment + (5-10 et 15% chaux)

Figure V.9: Evolution du taux d'absorption d'eau en fonction du temps sable stabilisé 15% ciment + (5-10 et 15% chaux)

Figure V.10: Variation du taux d'absorption d'eau par immersion Abs pour combinaison : ciment + chaux

Figure V.11 : Montre essai d'absorption par capillaire

Figure V.12 : Evolution du taux d'absorption par capillarité en fonction du temps sable stabilisé 5% ciment + (5-10 et 15% chaux

Figure V.13 : Evolution du taux d'absorption par capillarité en fonction du temps sable stabilisé 10% ciment + (5-10 et 15% chaux

Figure V.14: Evolution du taux d'absorption par capillarité en fonction du temps sable stabilisé 15% ciment + (5-10 et 15% chaux

Figure V.15 : Variation du taux d'absorption par capillarité Abs pour combinaison : ciment + chaux







## Liste des tableaux

Tableau I.1 : Principales caractéristiques physiques des sols

Tableau I.2 : Caractéristiques physiques générales des sables.

Tableau I.3 : Classes granulaires du sable

Tableau I.4 : Classification des phyllosilicates , d'après (Caillère, 1959), complété par (Mitchell, 1993)

Tableau I.5 : Minéraux argileux.

Tableau I.6 : Caractéristiques physiques générales des argiles

Tableau II.2: résistances à la compression simple typique de divers sols traités par 10% de Ciment (G.A.LEONARDS, 1967).

Tableau II.1 : Moyens de stabilisation des terres remaniées

Tableau III.1 : Teneur en eau de matériau étudié

Tableau III.2 : Analyse granulométrique du sable

Tableau IV.3 : Les préconisations en matière de propreté pour les sables utilisés dans le bétons sont les suivantes

Tableau III.4 : Détermination de l'optimum proctor pour le sable

Tableau IV.1 : variation du poids volumique sec en fonction de la teneur en eau pour n=25 coups et n= 50 coups avec m=4.5kg et m= 2.5 kg matériau stabilisé : sable

Tableau IV.2 : Evolution du poids volumique sec  $\gamma_d$  en fonction de la teneur en ciment pour n=25,n=50 coups par couche et m=2.495Kg matériau stabilisé : sable

Tableau IV.3 : évolution du poids volumique sec  $\gamma_d$  d'un sable, en fonction de la combinaison (ciment + chaux), et compacté à n=25 et n=50 coups par couche

Tableau IV.4 : Résistance à la compression du sable stabilisé par le ciment à l'état sec (Rsec)

Tableau IV.5 : Variation de la Resistance Rsec - % chaux (stabilisation : ciment + chaux)

Tableau V.1: Résistance à l'écrasement du sable après immersion de 24 heures dans l'eau (Rsat) en fonction de la teneur en ciment

Tableau V.2 : variation de la résistance Rsat-% chaux (stabilisation : ciment + chaux)

Tableau V.3 : Evaluation du coefficient de ramollissement du sable traité par le ciment pour n=25 et n=50 coups par couche

Tableau V.4 : Evolution du coefficient de ramollissement en fonction du pourcentage de chaux pour différentes teneurs en ciment

Tableau V.5 : Evolution due l'absorption d'eau par immersion en fonction du temps du sable stabilisé par la combinaison : ciment +chaux

Tableau V.6 : Variation du coefficient d'absorption d'eau après immersion pour la combinaison : ciment+ chaux

Tableau V.7 : Variation de l'absorption par capillarité en fonction du temps du sable stabilisé par combinaison : ciment +chaux

Tableau V.8 : Variation du coefficient d'absorption par capillarité pour la combinaison : ciment + chaux

## Notation et Nomenclature

$\gamma_d$  : masse volumique sèche

w : La teneur en eau

Cu : Coefficient d'uniformité

Cc : Coefficient de courbure

Kram : coefficient du ramollissement

C : Ciment

Wopt : teneur en eau optimale

Rc : contrainte de compression

Fmax : force de compression maximale

Rsat : Résistance à la compression simple après immersion

Rsec : Résistance à la compression simple à l'état sec de sol stabilisé

D : La dimension des plus gros grains du sol

$P_{av}$  : Poids avant l'absorption.

$P_{ap}$  : Poids après immersion

Abs<sub>1</sub> : absorption par immersion

Abs<sub>2</sub> : absorption par capillarité

$m_s$  : Masse sec

$m_h$  : Masse humide

n : Nombre de coups

ES : Equivalent de sable

$h_1$  : hauteur de sable + flocculat

$h_2$  : hauteur de sable

$h$  : hauteur de chute de la dame Proctor

$V$  : Volume du moule

$W_{\text{Fab}}$  : teneur en eau de fabrication (gâchage)

$W_{\text{OPT}}$  : teneur en eau à l'optimum Proctor du sable

$P_s$  : poids du matériau sec (sable + liant)

# SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
<b>CHAPITRE I: GENERALITE SUR LES SOLS .....</b>	<b>3</b>
<b>I.1 Introduction.....</b>	<b>3</b>
<b>I.2. Origine des sols.....</b>	<b>3</b>
<b>I.2.1 Les mécanismes de la météorisation .....</b>	<b>4</b>
<b>I.3. Propriétés des sols .....</b>	<b>4</b>
<b>I.2.2 Transport et dépôts .....</b>	<b>4</b>
<b>I.3.1 Définition des sols .....</b>	<b>4</b>
<b>I.3.2 Eléments constitutifs d'un sol .....</b>	<b>5</b>
<b>I.3.3.1 Phase solide.....</b>	<b>5</b>
<b>I.3.3.2 Phase liquide.....</b>	<b>6</b>
<b>I.3.3.3 Phase gazeuse.....</b>	<b>6</b>
<b>I.3.4 Types de sols .....</b>	<b>6</b>
<b>I.3.5 Propriétés physique et chimique des sols.....</b>	<b>7</b>
<b>I.3.5.1 Les Propriétés chimique.....</b>	<b>7</b>
<b>I.3.5.2 Les Propriétés physique.....</b>	<b>7</b>
<b>I.3.5.3 Propriétés fondamentales .....</b>	<b>8</b>
<b>I.4 LES SABLES .....</b>	<b>10</b>
<b>I.4.1 Définition des sables .....</b>	<b>10</b>
<b>I.4.2 Origine de sable .....</b>	<b>11</b>
<b>I.4.3 Composition du sable .....</b>	<b>11</b>
<b>I.4.4 Minéraux du sable .....</b>	<b>12</b>
<b>I.4.5 Microstructure des sables (sols granulaires) .....</b>	<b>13</b>
<b>I.4.6 Quelques propriétés des sables .....</b>	<b>13</b>
<b>I.4.7 Différents types de sable.....</b>	<b>13</b>
<b>I.4.8 Utilisation et économie.....</b>	<b>13</b>

<b>I.4.8.1</b>	<b>Agricultures .....</b>	<b>14</b>
<b>I.4.8.2</b>	<b>La géotechnique.....</b>	<b>14</b>
<b>I.4.8.3</b>	<b>Autres domaines .....</b>	<b>15</b>
<b>I.4.8.4</b>	<b>Economie .....</b>	<b>15</b>
<b>I.5</b>	<b>LES ARGILES.....</b>	<b>15</b>
<b>I.5.1</b>	<b>Définition.....</b>	<b>15</b>
<b>I.5.2</b>	<b>Structure.....</b>	<b>16</b>
<b>I.5.3</b>	<b>Classification des argiles.....</b>	<b>17</b>
<b>I.5.4</b>	<b>Les minéraux argileux.....</b>	<b>18</b>
<b>I.5.5</b>	<b>Principaux types d'argiles .....</b>	<b>19</b>
<b>I.5.6</b>	<b>Caractéristiques physiques des argiles.....</b>	<b>22</b>
<b>I.5.7</b>	<b>Caractéristiques mécaniques des argiles.....</b>	<b>22</b>
<b>I.6</b>	<b>Conclusion .....</b>	<b>23</b>
<b>CHAPITRE II : TECHNIQUES DE STABILISATION DES</b>		
	<b>SOLS.....</b>	<b>24</b>
<b>II.1</b>	<b>Introduction .....</b>	<b>24</b>
<b>II.2</b>	<b>Définition de la stabilisation.....</b>	<b>24</b>
<b>II.3</b>	<b>Principaux objectifs de la stabilisation .....</b>	<b>24</b>
<b>II.4</b>	<b>Les techniques de stabilisation des sols.....</b>	<b>25</b>
<b>II.4.1</b>	<b>Stabilisation mécanique.....</b>	<b>25</b>
<b>II.4.2</b>	<b>La stabilisation physique.....</b>	<b>27</b>
<b>II.4.3</b>	<b>Stabilisation chimique (ou stabilisation physico-chimique).....</b>	<b>28</b>
<b>II.4.4</b>	<b>Stabilisation des sols par la Chaux et le Ciment.....</b>	<b>29</b>
<b>II.4.4.1</b>	<b>Généralités sur la stabilisation au ciment portland.....</b>	<b>29</b>
<b>II.4.4.2</b>	<b>Les effets des liants hydrauliques dans le sol.....</b>	<b>30</b>
<b>II.4.4.3</b>	<b>Facteurs ayant une influence sur les sols-ciments.....</b>	<b>31</b>
<b>II.4.4.4</b>	<b>Mise en oeuvre des sols traités au ciment.....</b>	<b>32</b>
<b>II.4.5</b>	<b>Stabilisation à la chaux.....</b>	<b>33</b>
<b>II.4.5.1</b>	<b>Généralités sur la stabilisation à la chaux.....</b>	<b>33</b>
<b>II.4.5.2</b>	<b>La chaux vive et la chaux éteinte.....</b>	<b>33</b>

<b>II.5 conclusion</b> .....	<b>35</b>
<b>CHAPITRE III : ESSAIS D'IDENTIFICATION</b> .....	<b>36</b>
<b>III .1. Introduction</b> .....	<b>36</b>
<b>III .2. Essais d'identifications</b> .....	<b>36</b>
<b>III .2.1. Teneur en eau (w)</b> .....	<b>36</b>
<b>III.2.2. Analyse granulométrique : (NF P 94-040)</b> .....	<b>37</b>
<b>III .2.3. Equivalent de sable (ES%) (NF P 18-598)</b> .....	<b>40</b>
<b>III .2.4. L'essai Proctor</b> .....	<b>43</b>
<b>III .2.4.1. Principe de l'essai (NF P 94-093)</b> .....	<b>43</b>
<b>III .2.4.2. Les résultats de l'essai Proctor</b> .....	<b>46</b>
<b>III .3. Conclusion</b> .....	<b>47</b>
<b>CHAPITRE IV : LA STABILISATION PHYSICO- CHIMIQUE ET PAR DENSIFICATION</b> .....	<b>48</b>
<b>IV.1. Introduction</b> .....	<b>48</b>
<b>IV.2. Stabilisation par densification</b> .....	<b>48</b>
<b>IV.2.1. sans apport de stabilisant ou procédé mécanique (compactage)</b> .....	<b>48</b>
<b>IV.2.1.1 influence de la teneur en eau</b> .....	<b>49</b>
<b>IV.2.1.1.1 principe de l'essai</b> .....	<b>49</b>
<b>IV.2.1.1.2 mode opératoire</b> .....	<b>49</b>
<b>IV.2.2 analyse et discussion des résultats expérimentaux obtenus</b> .....	<b>49</b>
<b>IV.2.1.2 CONCLUSION</b> .....	<b>54</b>
<b>IV.2.2 Avec apport de stabilisant ou stabilisation physico-chimique</b> .....	<b>54</b>
<b>IV.2.2.1 Influence du stabilisant ciment seul sur le poids volumique sec</b> .....	<b>54</b>
<b>IV.2.2.2 Action exercée par la combinaison (ciment + chaux) et l'énergie de compactage sur le poids volumique sec</b> .....	<b>55</b>
<b>IV.2.2.3 Analyse et discussion des résultats obtenus</b> .....	<b>55</b>
<b>IV.2.2.3.1 Incorporation du ciment</b> .....	<b>55</b>
<b>IV.2.2.3.2 Influence de la combinaison (ciment + chaux) et de l'énergie de</b>	

compactage sur le poids volumique sec .....	57
IV.2.2.3.3 Action exercée par la combinaison (ciment + chaux) sur le poids volumique sec .....	59
IV.2.2.3.4 effets de l'énergie de compactage sur le poids volumique sec du sable en fonction de l'énergie de compactage.....	64
IV.2.2.3.5 conclusion.....	67
IV.3 Résistance mécanique.....	68
IV3.1- Confection des éprouvettes.....	68
IV.3.3- Essai d'écrasement.....	68
IV.3.2.1 à l'état sec.....	69
IV3.2.2 l'état saturé.....	70
IV.3.3 Analyse et discussion des résultats expérimentaux obtenus.....	71
IV.3.3.1 Traitement par le ciment seul .....	71
IV.3.3.2 Traitement du sable par la combinaison (ciment + chaux) et par différentes énergies de compactage .....	73
IV.3.3.2.1 Variation de la résistance à l'état sec $R_{sec}$ du sable stabilisé par combinaison (ciment + chaux).....	74
IV.4. Conclusion.....	82
CHAPITRE V :Resistance à l'action de l'eau.....	83
V .1. Introduction.....	83
V .2 Essai d'absorption.....	83
V .2.1 Absorption par immersion dans l'eau ou essai de contrôle.....	84
V.2.1.1 Resistance après immersion ( $R_{sat}$ ) du sable, stabilise par.....	84
V.2.1.2 le ciment seul .....	86
V.2.1.2.2 comparaison des résultats à l'etat sec ( $R_{sec}$ ) et après immersion ( $R_{sat}$ ) pour la combinaison (ciment + chaux).....	91
V.2.2 Coefficient de ramollissement (A.KOMAR).....	94
V.2.2.1 Coefficient de ramollissement du sable traité par le ciment seul.....	94
V.2.2.2 Coefficient de ramollissement du sable traité par le ciment et la chaux.....	96

<b>V .3 Absorption :</b> .....	<b>99</b>
<b>V 3.1 Influence de la teneur en ciment et chaux sur l'absorption</b> .....	<b>99</b>
<b>V 3.1.1 Evolution de l'absorption d'eau après immersion en fonction du temps pour sable</b> .....	<b>99</b>
<b>V 3.1.2 Variation de l'absorption totale en fonction de teneur en chaux pour sable</b> .....	<b>103</b>
<b>V 3.2 Variation de l'absorption par capillarité en fonction du temps pour le sable</b> .....	<b>105</b>
<b>V3.3.3 Variation de l'absorption par capillaire en fonction de teneur en chaux pour le sable</b> .....	<b>109</b>
<b>V.8 Conclusion</b> .....	<b>110</b>
<b>CONCLUSION GENERALE</b> .....	<b>111</b>
<b>REFIRENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b> .....	<b>113</b>
<b>ANNEXES</b> .....	<b>117</b>

## INTRODUCTION GENERALE

Le contexte actuel de développement durable, d'environnement et de problématiques liés aux risques naturels se traduit par une exigence accrue sur la sécurité et sur l'estimation des impacts d'un ouvrage de génie civil (lors de sa réalisation et de son exploitation). Pour répondre à ces exigences, un large champ d'investigation doit encore se développer en mécanique des sols. La mécanique des sols est une science importante du génie civil puisque le sol est à la fois le support de l'ouvrage et est utilisé en tant que matériau de construction. Pour répondre au besoin de la construction les ingénieurs et les chercheurs sont amenés à prêter une attention particulière à la stabilisation des sols avec incorporation de stabilisants afin de développer la production des matériaux de construction nécessaires tant en quantité qu'en qualité.

Les vingt dernières années ont vu la recherche se consacrer en grande partie au développement et à la mise à disposition du plus grand nombre de nouvelles techniques d'amélioration des sols.

Il existe plusieurs techniques de construction, de stabilisation et de confortement elles ont été utilisées dans le domaine de génie civil afin de résoudre les problèmes vécus.

Actuellement et avec la disponibilité des moyens de mise en œuvre, de nouveaux procédés de stabilisation sont apparus et sont de plus en plus employés. Parmi ces procédés de stabilisation, citons la stabilisation chimique, mécanique et avec incorporation de stabilisants. Ce sont toutes ces techniques qui seront développées dans ce mémoire. Mais, nous, dans notre travail l'incorporation de stabilisants se limite à la chaux et au ciment.

### **Problématique**

L'amélioration du comportement des sols par l'ajout de la chaux ou de ciment n'est pas nouvelle, elle est pratiquée de longue date. La stabilisation par l'ajout de stabilisants peut améliorer considérablement les résistances mécaniques d'un sol à l'état sec et de les doter d'une bonne tenue à l'eau qui leur fond défaut.

Les méthodes de traitement et les stabilisants (nature et teneur) sont tellement variés que la stabilisation devient un problème. C'est l'objet de la recherche.

## Objet de ce travail

L'objectif visé dans cette étude est la stabilisation d'un sol par densification et avec incorporation de stabilisants en vue d'augmenter la résistance mécanique à sec, la stabilité à l'eau et la durabilité. Cette amélioration du comportement du sol peut être obtenue de différentes manières :

- ajout de stabilisants,
- addition de liant,
- compactage ou densification,

## Organisation du mémoire

Ce mémoire est scindé en deux parties complémentaires :

- **Le premier chapitre** « généralités sur les sables et les argiles » est consacré à la présentation des sables et des argiles, leurs méthodes d'identification et leurs caractéristiques.
- **Le deuxième chapitre** « Techniques de stabilisation des sols » présente une synthèse bibliographique sur la stabilisation et les divers stabilisants à incorporer au sol pour répondre aux exigences de qualité que doit avoir un matériau moderne.

**La deuxième partie** présente le travail expérimental réalisé dans le cadre de cette thèse, il est composé de trois chapitres :

- **Le troisième chapitre** « Essais d'identification des matériaux utilisés » est consacré à la présentation des matériaux utilisés et les différents essais d'identification des sols à savoir ; l'analyse granulométrique, l'essai Proctor, limites d'Atterberg, l'équivalent de sable et l'analyse chimique et minéralogique.
- **Le quatrième chapitre** « La stabilisation physico-chimique et par densification (compactage) » décrit le mode opératoire et les travaux de stabilisation réalisés ainsi que les résultats obtenus. Une étude comparative sera faite à base de graphes pour voir la meilleure matrice de stabilisation.
- **Le cinquième chapitre** « Résistance à l'action de l'eau » dans ce chapitre nous avons essayé d'apporter une amélioration de la durabilité du matériau par addition de liant.

# CHAPITRE I:

## GENERALITE SUR LES SOLS

### I.1 INTRODUCTION

Le sol est un système complexe qui se constitue de particules dont la composition chimique et minéralogique diffère et dont la taille, la forme et la disposition varient.

L'agencement de ces particules détermine les caractéristiques de l'espace poreux dans lequel l'eau et l'air circulent ou sont retenus.

On a toujours demandé que les matériaux de génie civil soient peu coûteux. Cependant, l'exigence de qualité, confortée par des moyens actuels de production et de contrôle, fait que l'on admet de moins en moins la médiocrité ou l'irrégularité de leurs performances.

A cette exigence s'ajoute, pour les professionnels du génie civil, la nécessité de bien connaître le comportement et de mesurer les limites des matériaux qu'ils utilisent.

Fondés sur le contact et l'observation, les essais de laboratoire sont les moyens privilégiés de remplir cette double exigence, et dans cette exposé on s'intéresse sur les aux caractéristiques physiques et la classification des sols qui sont déterminées par les essais d'identification des sols.

### I.2. ORIGINE DES SOLS

L'étude de la provenance des sols appartient à la géodynamique externe, un domaine de la géologie qui traite des processus de modification du relief des continents et des fonds océaniques.

Du point de vue de la géologie, la formation des roches sédimentaires n'est qu'une des étapes menant à la formation des sols. Elle est associée à deux phases d'érosion : la météorisation de la roche superficielle et le transport des débris, (*Robitaille et Tremblay, 1997*).

### I.2.1 Les mécanismes de la météorisation

La météorisation qui est l'ensemble des modifications subies par les roches au contact de l'atmosphère comprend deux processus :

- ❖ Un processus mécanique de désagrégation physique de la roche,
  
- ❖ Un processus chimique d'altération de la roche.

Les mécanismes de désagrégation physique ne modifient pas la structure des minéraux ; ils fragmentent les roches en une quantité de débris plus petits. Au contraire, les mécanismes d'altération chimique modifient et parfois même détruisent la structure minérale des roches.

### I.2.2 Transport et dépôts

Comme nous venons de le voir, les débris minéraux résultant de la désagrégation physique de la roche et les produits de l'altération chimique peuvent évoluer sur le site même de la météorisation pour former des horizons distincts. Le plus souvent, les débris solides et les produits d'altération en solution sont emportés par les agents de transport (le vent, le ruissellement, les courants marins et glaciers) et se déposent dans des bassins de sédimentation. L'agent de transport et les mécanismes de dépôt déterminent toutes les caractéristiques et propriétés des dépôts de sol.

## I.3. PROPRIETES DES SOLS

### I.3.1 Définition des sols

Dans les études géotechniques les matériaux existants à la surface de l'écorce terrestre sont classés en deux catégories :

- ❖ **Les roches** : agglomérats de grains minéraux liés par des forces de cohésion fortes et permanentes, même après immersion prolongée dans l'eau c'est la mécanique des roches
  
- ❖ **Les sols** : agrégats de grains minéraux pouvant être séparés sous l'effet d'actions mécaniques relativement faibles c'est la mécanique des sols, (*Léreau, 2006*).

Les sols sont des matériaux meubles, poreux, hétérogènes et souvent anisotropes. Les matériaux, minéraux ou organiques, sont généralement à l'état de grains ou de particules dont les formes et les dimensions sont essentiellement variables, (*Brette, 2002*).

### I.3.2 Eléments constitutifs d'un sol

Un sol est un mélange d'éléments solides constituant le squelette solide, d'eau pouvant circuler ou non entre les particules et d'air ou de gaz (Schlosser1988).

❖ Il est donc, en général, constitué de trois phases

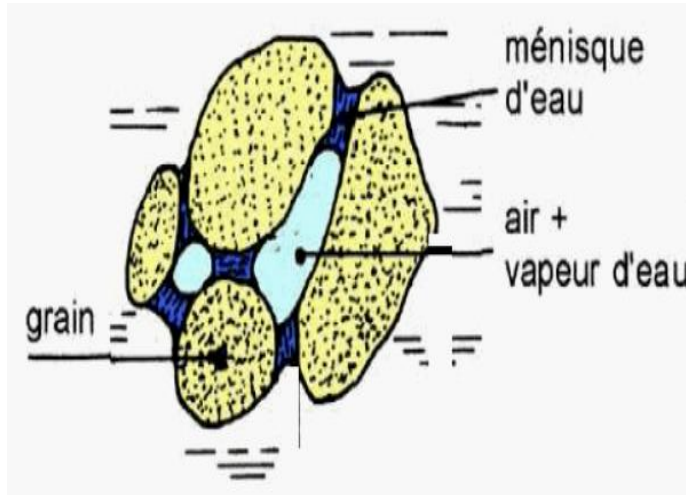


Figure I.1 : Constituants d'un sol humide non saturé

- ✓ Une phase solide dont les grains solides, dans leur arrangement naturel constituent le squelette,
- ✓ Une phase liquide (eau),
- ✓ Une phase gazeuse (en général de l'air).

#### I.3.3.1 Phase solide

Lorsqu' un sol est le résultat d'une désagrégation physique ou mécanique d'une roche, les grains du sol sont constitués des mêmes minéraux que la roche mère .ils ont en général des dimensions supérieurs à 2  $\mu\text{m}$ .

Lorsque les particules d'un sol ont des dimensions inférieures à 2  $\mu\text{m}$ . C'est que le sol est le résultat d'attaques chimiques qui se sont superposées à une désagrégation mécanique de la roche. Les processus chimiques qui interviennent sont la dissolution sous l'action de l'eau, la combinaison et la recristallisation. Ces grains constituent l'élément fondamental de l'analyse des sols. Leur taille, leur forme, leur enchevêtrement sont capitales pour le comportement du sol, et ne dépendent pas des conditions extérieures.

### I.3.3.2 Phase liquide

L'eau existe sous différentes formes dans les sols :

- **Eau de constitution** : elle fait partie du réseau cristallin et est difficilement déplaçable,
- **Eau liée** : elle est maintenue à la surface des grains par des forces d'attractions moléculaires. Epaisseur moyenne: 1 à 5  $\mu\text{m}$ . Ce phénomène n'est important que pour les grains fins,
- **Eau capillaire** : retenue par les pores du sol par les forces de capillarité,
- **Eau libre** : cette eau remplit l'espace resté libre des pores et interstices. Elle s'écoule dans le sol et obéit aux lois de l'hydraulique.

### I.3.3.3 Phase gazeuse

Lorsque le sol n'est pas saturé, la phase gazeuse est constituée par un mélange d'air, de vapeur d'eau et éventuellement de gaz provenant de la décomposition de matières organiques.

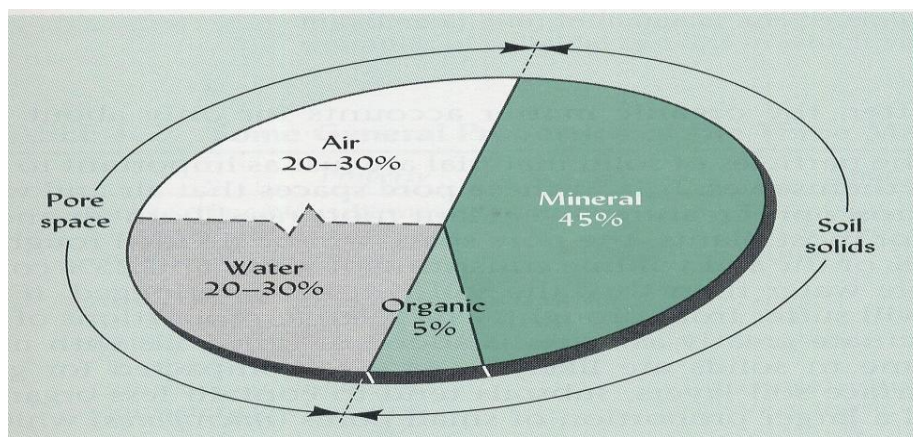


Figure I.2 : Répartition moyenne en% des différentes phases du sol  
( in 'The Nature and Properties of soils', 1999 )

### I.3.4 Types de sols

On identifie habituellement les différents types de sols selon la dimension de leurs particules. C'est une méthode assez rapide qui fournit des renseignements élémentaires sur les propriétés hydrauliques et mécanique des sols.

En mécanique des sols, la classification la plus simple consiste à regrouper les sols en deux grandes classes :

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

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 0.08 mm, puisqu'en deçà de cette limite l'œil humain est pratiquement incapable de discerner les formes, et elle peut atteindre quelques mètres dans le cas des grosses roches.

Les **sols à grains 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 1 nm ( $10^{-6}$ ) à 0.08mm. (*Robitaille et Tremblay, 1997*).

### **I.3.5 Propriétés physique et chimique des sols**

Les propriétés des sols peuvent être très variables. Elles dépendent de la nature du mélange complexe entre les différentes fractions granulaires. Selon la quantité de cailloux, de graviers, de sables, de silts, d'argiles, de colloïdes, de matières organiques, d'eau et de gaz,

#### **I.3.5.1 Les Propriétés chimiques**

Ces propriétés sont également tributaires de la nature minéralogique et de leur chimie constitutive, de la nature et de la quantité des matières organiques. La quantité en oxyde de fer, de magnésium ou de calcium, en carbonates et en sulfates peut caractériser la terre d'un point de vue chimique. Le sulfate de calcium, particulièrement gonflant à l'hydratation peut être très néfaste ; sa solubilité dans l'eau peut augmenter la sensibilité des argiles (*Guillaud, 1989*).

#### **I.3.5.2 Les Propriétés physiques**

Les caractéristiques physiques suivantes : Poids volumique, teneur en eau, indice des vides, saturation, porosité sont obtenues en laboratoire à partir d'essais très simples tels que les pesées avant et après passage à l'étuve et les mesures de volume.

Tableau I.1 : Principales caractéristiques physiques des sols

$\gamma_h$	[KN/m <sup>3</sup> ]	Le poids volumique du sol humide dans l'état où il se trouve ;
$\gamma_d$	[KN/m <sup>3</sup> ]	Le poids volumique sec (après expulsion de l'eau libre) ;
$\gamma_w$	[KN/m <sup>3</sup> ]	Le poids volumique de l'eau, égal à 9,81 KN/m <sup>3</sup>
$\gamma_s$	[KN/m <sup>3</sup> ]	Le poids volumique des grains solides (en général compris dans la fourchette 26 à 28 KN/m <sup>3</sup> ) ;
w	[%]	La teneur en eau : rapport du poids d'eau au poids de sol sec ;
$W_{sat}$	[%]	La teneur en eau à saturation : l'eau garnit tous les vides ;
e		L'indice des vides, rapport du volume des vides (air + eau) au volume des grains ;
n		La porosité, rapport du volume des vides au volume total ;
$S_r$	[%]	Le taux de saturation, rapport du volume d'eau au volume des vides ;
$\gamma_{sat}$	[KN/m <sup>3</sup> ]	Le poids volumique du sol saturé ;
$\gamma'$	[KN/m <sup>3</sup> ]	Le poids volumique immergé : $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

(En considérant que le poids de l'air est nul).

### I.3.5.3 Propriétés fondamentales

L'étude exhaustive des propriétés de la terre n'est pas toujours nécessaire. Il convient surtout de connaître quelques propriétés fondamentales qui sont :

1– **La granulométrie (ou Texture)** : qui est la quantité centésimale en cailloux, graviers, sables, limons, argiles et colloïdes

2–**Plasticité** : ou aptitude de la terre à être modelée.

3–**Cohésion** : ou propriété des particules de la terre à rester associées.

### 1) **Granulométrie des sols :**

Les sols sont généralement constitués de particules solides de dimensions très diverses et leur propriétés mécaniques dépendent dans une large mesure des propriétés des éléments de chaque dimension. La distribution en poids des particules solides d'un sol suivant leurs dimensions est appelée granularité ou composition granulométrique ou encore granulométrie.

Dans l'ordre des dimensions décroissantes on distingue ainsi :

- Les cailloux : correspondant aux ouvertures supérieures à 20 mm
- Les graviers : correspondants aux ouvertures comprises entre 20 et 2 mm
- Les sables : correspondants aux ouvertures comprises entre 2 et 0,2 mm
- Les sables fins : correspondants aux ouvertures comprises entre 0.2 et 0.02 mm
- Les limons et silt : correspondants aux ouvertures comprises entre 20 et 2  $\mu$
- Les argiles : correspondants aux ouvertures comprises entre 2 et 0.02
- Les ultrargiles : correspondants aux ouvertures inférieures à 0.2

### 2) **Plasticité**

La plasticité se définit comme la propriété de la terre à subir des déformations sans réaction élastique notable caractérisée par une fissuration ou une pulvérisation.

La plasticité d'une terre ainsi que les limites entre différents états de consistance sont déterminées par les mesures des limites d'Atterberg. Elles s'effectuent sur la fraction « mortier fin » de la terre ( $\Phi$  des particules  $< 0.4$  mm) la quantité d'eau exprimée en %, qui correspond à la limite de transition entre l'état de consistance fluide et l'état plastique est nommé limite de liquidité  $W_L$ . Entre l'état plastique et l'état solide la transition est nommée limite de plasticité  $W_P$ . A  $W_L$ , le sol commence à manifester une certaine résistance au cisaillement. A  $W_P$  la terre cesse d'être plastique et devient cassante.

L'indice de plasticité  $I_p = W_L - W_p$  précise la plage de comportement plastique de la terre.

### 3) Cohésion

La cohésion d'une terre exprime la capacité de ces particules à se maintenir ensemble lorsque l'on exerce sur le matériau une contrainte de traction. La cohésion d'une terre dépend des caractéristiques de collage ou de cimentation de son mortier grossier (fraction de grains de  $\Phi < 0.06$  ou  $0.08$  mm selon la méthode utilisée de classification des sols) qui lie les grains inertes entre eux.

Cette propriété est donc tributaire de la quantité et de la qualité collante des argiles.

On peut classer les mortiers de la façon suivante (Guillaud, 1989) :

- a- Mortier sableux
- b- Mortier maigre
- c- Mortier moyen
- d- Mortier gras
- e- Argiles.

## I.4 LES SABLES

### I.4.1 Définition des sables

Les sables sont des grains de roches ou de minéraux ayant un diamètre compris entre  $0,0625$  mm (limon) et  $2$  mm (gravier) ou  $4,75$  mm et  $5$  mm, selon la définition des matériaux granulaire en géologie. Sa composition peut révéler jusqu'à  $180$  minéraux différents (quartz, micas, feldspaths) ainsi que des débris calcaire de coquillage et de corail.



a) Quartz



b) feldspaths

Figure I.3 : composition du sable (Quartz, feldspaths)

#### **I.4.2 Origine de sable**

Le sable provient de l'altération et la désagrégation naturelle des roches et autres matériaux de la surface terrestre, sous l'effet du climat. Les matériaux fragmentés peuvent ensuite être transportés par l'eau et le vent, ultimement jusque dans les océans qui bordent les continents. Des accumulations exploitables de sable peuvent se former durant leur long transport vers les océans.

#### **I.4.3 Composition du sable**

En général, les gros granulats sont constitués de fragments de roches tandis que les sables fins sont plutôt constitués de minéraux détachés de leur roche d'origine. Les grains de sable peuvent aussi être des débris d'origine organique et même synthétique pour les sable récents. En plus de fragments de coquillages, on trouve maintenant sur les plages marines actuelles une certaine proportion de débris d'origine synthétique comme le verre, la terre cuite, la porcelaine et certain plastique.

Cependant, les débris d'origine synthétique ne sont présents que dans les sables de plage et de delta marins actuels en formation et les débris d'origine organique ne sont abondants que dans les sables marins. Un delta marin est une zone d'accumulation alluviale de forme grossièrement triangulaire, édifiée par un courant d'eau à son arrivée dans une mer ou dans un lac. Les sables d'origine glaciaire ou fluvio- glaciaire ne contiennent jamais de débris synthétiques et très rarement des débris organiques.

#### **I.4.4 Minéraux du sable**

Les minéraux les plus abondants dans le sable sont les minéraux qui étaient abondants dans la roche à l'origine de ce sable, accompagné de certains minéraux moins abondants au départ, mais qui se sont concentrés par la suite. À l'intérieur des continents, le quartz est normalement le premier minéral en abondance dans la composition du sable. Pour les sables de plages marines et tropicales, là où abondent les mollusques, coraux et autres producteurs de calcite, la calcite est souvent le premier minéral en abondance.

D'autres minéraux comme c'est le cas de la magnétite (oxyde naturel de fer  $Fe_3O_4$  doué de magnétisme, à la fois durs et inaltérables, peuvent se concentrer dans le sable, par disparition des minéraux fragiles durant le transport.

On définit comme « sable » un matériau granulaire composé de petites particules de roche décomposées par le gel, ou l'érosion.

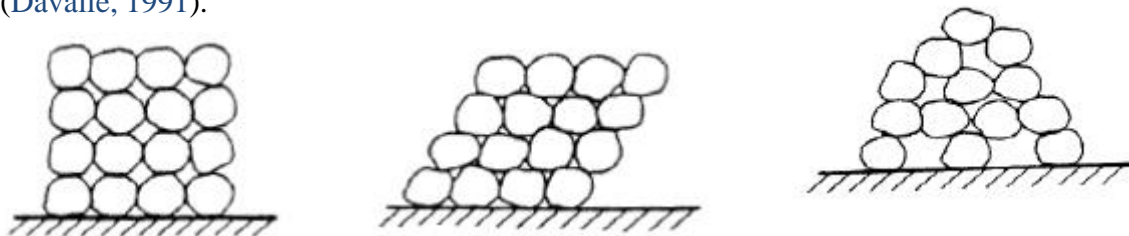
#### I.4.5 Microstructure des sables (sols granulaires)

La microstructure d'un sol dépend de sa granulométrie. Un sol granulaire n'a pas la même microstructure qu'un sol argileux.

Les sols granulaires sont des matériaux dont les grains ne sont pas de nature argileuse et donc, ne possèdent pas ou presque pas de propriétés colloïdales. Ils sont généralement tridimensionnels et non pas du type feuillet. Les liaisons entre les grains sont extrêmement faibles puisqu'il n'y a pas de couche d'eau adsorbée sur la surface du grain. Toutefois, lorsque le sol est en 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 grands dans les sols granulaires. Les grains composant la structure sont imbriqués les uns dans les autres et de multiples possibilités d'arrangement existent.

Quelques structures représentatives des sols granulaires sont schématisées sur la figure I.4 , (Davallo, 1991).



a. Structure lâche

b. Structure dense

c. Structure en "nid d'abeilles"

Figure I.4 : Microstructure des sols granulaires (d'après Davallo, 1991).

En raison de la structure granulaire et de l'absence de cohésion, les déformations d'un sol non cohérent peuvent s'expliquer par trois mécanismes (Davallo, 1991), liés à la mobilité plus ou moins importante des grains:

- Réarrangement et compressibilité instantanée des grains;
- Glissement et rotation des grains;
- Rupture et écrasement des grains.

Ainsi, toute variation volumique d'un échantillon de sable s'explique par le déplacement relatif des grains : le désenchevêtrement des grains provoque la dilatation et l'enchevêtrement entraîne la compaction. Les résistances des sols ayant une structure lâche ou dense diffèrent fortement. Le comportement hydraulique est également influencé par la structure, en effet, la perméabilité d'un sable lâche est plus grande que celle d'un sable dense.

#### I.4.6 Quelques propriétés des sables :

Les sables sont identifiés grâce à la granulométrie (la grosseur des grains). Le sable se caractérise par sa capacité à s'écouler. Plus les grains sont ronds, plus le sable s'écoule facilement. Le sable artificiel, obtenu par découpage ou broyage mécanique de roches, est principalement composé de grains aux aspérités marquées.

Il peut être également différencié un sable transporté par le vent d'un sable transporté par l'eau. Le premier est de forme plus ronde, sphérique, alors que le deuxième est plus ovoïde. De plus, le sable éolien présente une diaphanéité plus mate que le sable fluviatile ou marin qui est dit "émoussé-luisant". L'aspect de la surface du grain de sable éolien est dû aux multiples impacts que subit le sable lors de son déplacement.

La masse volumique du sable sec varie selon sa granulométrie et sa composition, de 1700 à 1900 kg/m<sup>3</sup>, en moyenne 1850 kg/m<sup>3</sup>. Le sable forme naturellement des pentes stables jusqu'à environ 30°, angle de frottement interne, il s'écoule par avalanches successives pour retrouver une pente stable.

Tableau I.2 : Caractéristiques physiques générales des sables.

Caractéristique physique	Notation	Valeur moyenne	Unité
Poids volumique humide	$\gamma$ ou $\gamma_h$	17 à 20	kN/m <sup>3</sup>
Poids volumique sec	$\gamma_d$	14 à 18	kN/m <sup>3</sup>
Poids volumique saturé	$\gamma_{sat}$	19 à 22	kN/m <sup>3</sup>
Poids volumique déjaugé	$\gamma'$	9 à 12	kN/m <sup>3</sup>
Densité relative	$G_s$	2,65 à 2,67	/
Porosité	$n$	0,25 à 0,50	/
Indice des vides	$e$	0,50 à 1	/
Teneur en eau	$w$	1 à 15	%

#### I.4.7 Différents types de sable

Selon la taille des grains, il est à distinguer trois types de sable (voir tableau I.3).

Tableau I.3 : Classes granulaires du sable

Type de sable	Dimension des grains
Sable grossier	0,6 à 2 mm
Sable moyen	0,2 à 0,6 mm
Sable fin	0,06 à 0,2 mm

## I.4.8 Utilisation et économie

### I.4.8.1 Agricultures

Dans ce domaine, le sable est utilisé dans le but d'amélioration des caractéristiques Physiques du sol.

#### ✓ Principal avantage

Très perméable à l'eau et à l'air, il se réchauffe rapidement, un atout précieux en hiver, qui permet à de nombreuses plantes d'être protégées même si le thermomètre indique des températures dangereuses.

#### ✓ Inconvénient

En été, il va avoir tendance à sécher très rapidement, d'où des besoins assez importants en arrosage. Par ailleurs, comme il retient mal les éléments fertilisant, il faudra régulièrement amender le sol pour que les cultures ne l'épuisent pas complètement.

La terre est composée de quatre éléments principaux : argile, sable, calcaire (carbonate de chaux) et humus.

Une terre bien équilibrée (terre franche), contient 20% d'argile, 10% de calcaire, 65% de sable et 5% d'humus.

### I.4.8.2 La géotechnique

Dans la géotechnique, le sable est utilisé pour la réalisation des drains, dans des sols gorgés d'eau pour faciliter l'évacuation de l'eau interstitielle au sein de ces sols et accélérer ainsi leur consolidation en vue, soit :

- ✓ De réduire les tassements ultérieurs.
- ✓ D'augmenter la capacité portante de sol.

- ✓ D'augmenter la résistance au cisaillement des sols.
- ✓ Diminuer le temps de consolidation par création d'éléments drainants.
- ✓ Diminuer les risques induits par les phénomènes de liquéfaction lors des séismes.
- ✓ Les sables à utiliser, tant pour les drains proprement dits que pour le tapis de sable destiné à assurer l'écoulement à la surface des sols à drainer, devront avoir une perméabilité spécifique à leur fonction respective.

#### **I.4.8.3 Autres domaines**

- ✓ En maçonnerie, le sable est utilisé comme agrégat mélangé à un liant comme la chaux ou le ciment.
- ✓ En fonderie de métaux ferreux ou alliages légers, les moules peuvent être réalisés en sable aggloméré par des résines ou des argiles, pour couler les pièces.
- ✓ En cuisine, il a été utilisé au XIXe siècle pour la conservation de la viande.
- ✓ Il est utilisé comme matière première du verre.
- ✓ Il peut être utilisé pour filtrer les liquides (comme l'eau de piscine, les eaux usées...), des gaz ou de l'air (filtre à sable filtrant les vapeurs d'un four à plomb, ou filtre à sable filtrant un air susceptible de contenir des radionucléides accidentellement émis dans l'air d'une installation nucléaire).
- ✓ De fait de sa facilité de manipulation, il est également employé lorsque l'on a besoin d'acheminer de la matière dans un endroit, par exemple pour protéger (sac de sable contre les éclats d'explosion et les balles).
- ✓ Il est utilisé comme abrasif dans des usines pour nettoyer des pièces métalliques : ce procédé est le sablage.
- ✓ Le sable est également un élément important dans le domaine touristique, lorsqu'il est présent dans les plages et les dunes où il est également un élément indispensable à la protection de la côte.
- ✓ Il est également utilisé en jet à haute pression pour donner l'effet délavé aux jeans.

#### **I.4.8.4 Economie**

Après l'air et l'eau, le sable est la ressource la plus utilisée au monde. Il représente un volume d'échanges internationaux de 70 milliards de dollars par an.

## I.5 LES ARGILES

### I.5.1 Définition

D'une manière générale, un sol contenant plus de 5% de particules argileuses possède déjà des propriétés d'un sol argileux. Lorsque la proportion de particules argileuses dépasse 30%, le sol est considéré comme une argile, (Xiang-Ling LI, 1999).

Les particules d'argile présentent la fraction minérale inférieure à 2  $\mu\text{m}$ . L'argile étant pratiquement imperméable, elle est souvent employée comme matériaux d'étanchéité dans les noyaux de barrage 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, est à l'origine de la consistance. Dans des conditions d'humidité favorables, la consistance est telle que l'argile devient plastique et qu'il est possible de la façonner, une opération pratiquement irréalisable avec le gravier ou le sable, (Robitaille et Tremblay, 1997).

### I.5.2 Structure

Les phyllosilicates sont des silicates dans lesquels les tétraèdres de  $\text{SiO}_4$  forment des feuillets infinis bi-dimensionnels. Ces feuillets tétraédriques sont condensés avec des octaèdres d'oxydes métalliques dans un rapport 2:1 ou 1:1. Les phyllosilicates sont également appelés plus simplement silicates lamellaires (Le Pluart, 2002). Les différents groupes de minéraux argileux se différencient par l'arrangement de leurs couches tétraédriques et octaédriques représentés sur la figure 1.6. L'organisation structurale des phyllosilicates est basée sur une charpente d'ions  $\text{O}^{2-}$  et  $\text{OH}^-$  (Caillère, 1982). Ces anions occupent les sommets d'assemblages octaédriques ( $\text{O}^{2-}$  et  $\text{OH}^-$ ) et tétraédriques  $\text{O}^{2-}$ . Dans les cavités de ces unités structurales élémentaires viennent se loger des cations de tailles variables ( $\text{Si}^{4+}$ ,  $\text{Al}^{3+}$ ,  $\text{Fe}^{3+}$ ,  $\text{Fe}^{2+}$ ,  $\text{Mg}^{2+}$ ) en position tétraédrique ou octaédrique. Ces éléments s'organisent suivant un plan pour constituer des couches octaédriques et tétraédriques dont le nombre détermine l'épaisseur du feuillet. L'espace entre deux feuillets parallèles s'appelle espace interfoliaire. Lorsque deux cavités sur trois de la couche octaédrique sont occupées par  $\text{Al}^{3+}$  (ou un autre ion métallique trivalent), la structure est dénommée *dioctaédrique*. Quand la totalité des cavités octaédriques est occupée par des ions métalliques bivalents, la structure s'appelle *trioctaédrique*.

Par ailleurs, il peut exister des substitutions isomorphiques dans les couches tétraédriques

( $\text{Si}^{4+}$  --  $\text{Al}^{3+}$ ,  $\text{Fe}^{3+}$ ) et /ou octaédrique ( $\text{Al}^{3+}$  --  $\text{Mg}^{2+}$ ,  $\text{Fe}^{2+}$ , ou  $\text{Mg}^{2+}$  --  $\text{Li}^{+}$ ). Ces substitutions entraînent un déficit de charge qui est compensé, à l'extérieur du feuillet, par des cations compensateurs (Benchabane, 2006).

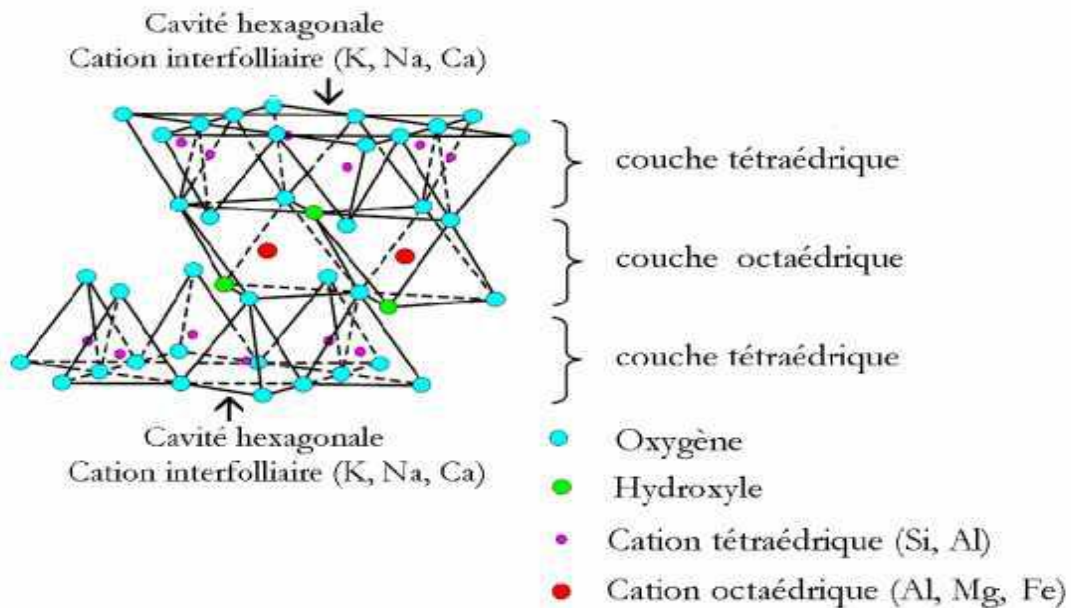


Figure I.5 : Représentation schématisée d'un feuillet de phyllosilicate 2:1 (Luckham et Rossi, 1999) cité par (Benchabane, 2006).

### I.5.3 Classification des argiles

Les travaux de l'AIPEA (Association Internationale Pour l'Étude des Argiles, 1966-1972) et plus tard, ceux de (Pédro, 1994), ont permis d'aboutir à une classification (tableau 1.4) qui repose sur l'utilisation des critères suivants:

- ✓ Type de feuillets 2:1 ou 1:1;
- ✓ Charge globale du feuillet;
- ✓ Nature des cations interfoliaires.

Il existe différentes classifications des argiles, la plus classique est basée sur l'épaisseur et la structure du feuillet, on distingue ainsi 4 groupes:

- Minéraux à 7 Å: Le feuillet est constitué d'une couche tétraédrique et d'une couche octaédrique. Il est qualifié de T:O ou de type 1:1;
- Minéraux à 10 Å: Le feuillet est constitué de deux couches tétraédriques et d'une couche octaédrique. Il est qualifié de T:O:T ou de type 2:1 ;

- Minéraux à 14 Å: Le feuillet est constitué de l'alternance de feuillets T:O:T et de couches

octaédriques interfoliaires ;

Minéraux interstratifiés: L'épaisseur du feuillet est variable. Ces minéraux résultent du mélange régulier ou irrégulier d'argiles appartenant aux groupes ci-dessus.

La valeur de la charge permanente du feuillet a servi de critère pour établir une classification des phyllosilicates 2:1 (Tableau 1.1). Cette classification est déduite des travaux de (McKenzie ,1975) et (Brindley ,1966).

Tableau I.4 : Classification des phyllosilicates , d'après (Caillère, 1959), complété par (Mitchell, 1993)

Nature du feuillet	Nature des cations interfoliaires	Groupe	Nature de la couche octaédrique	Exemples
1 :1	Pas de cations ou seulement de l'eau	Kaolinite	Diocatédrigue	Kaolinite, halloysite, nacrite, dickite
2 :1	Pas de cations	Pyrophyllites	Diocatédrigue	Talc
	Cations hydratés et échangeables	Smectites	Diocatédrigue	Montmorillonite, nontronite, beidellite, saponite
		Vermiculites	Diocatédrigue	Vermiculite diocatédrigue à trioctatédrigue
	Cations monovalents non-hydratés	Micas	Diocatédrigue	Muscovite, Illite, Paragonite, biotite
	Cations divalents non-hydratés	Micas durs	Diocatédrigue	Margarite, clintonite
	Hydroxyles	Chlorites	Diocatédrigue	Donbassite, sudoite, Clinchore
2:1 fibré	/	Palygorskites, Sépiolites	Diocatédrigue	Sépiolite, Palygorskite

#### I.5.4 Les minéraux argileux

Les sols fins (les argiles) sont essentiellement composés de minéraux argileux. Les caractéristiques physico-chimiques de ces derniers sont donc des facteurs déterminants pour le comportement mécanique. Les particules des minéraux argileux présentent, en effet, deux caractéristiques particulières et importantes, (Xiang-Ling LI, 1999) :

- Elles sont de très petite taille et associent l'eau à leur structure, ce qui leur confère des propriétés colloïdales intéressantes du point de vue géomécanique ;

- La majorité des minéraux argileux se caractérise par une microstructure lamellaire ou foliaire organisée elle-même selon une intégration multi-échelle. En conséquence, la surface spécifique des minéraux argileux ainsi que la capacité d'échange cationique peuvent être élevées. Ces deux paramètres rendent compte de plusieurs propriétés hydromécaniques importantes, tels que le phénomène d'adsorption d'eau autour des particules argileuses et au sein de la structure foliaire, la capacité de gonflement chez certaines espèces minérales, l'étendu du domaine plastique, etc...

### I.5.5 Principaux types d'argiles

Les trois familles les plus connues de minéraux argileux sont la kaolinite, la montmorillonite et l'illite (voir tableau I.1).

✚ **La kaolinite**, ce nom vient du mot Kauling, qui désigne le haut sommet d'une colline située près de Jaucha Fu en Chine où cette argile blanchâtre a été découverte il y a quelques siècles. La kaolinite est formée de couches élémentaires comprenant chacune un feuillet tétraédrique et un feuillet octaédrique qui renferme des atomes d'aluminium (gibbsite).

Les argiles de la famille de la kaolinite sont les constituants essentiels de la plupart des argiles utilisées en céramique. Ces minéraux sont relativement inactifs, non gonflants. La formule chimique de cette famille est du type  $[Si_2Al_2O_5(OH)_4]$  pour une demi-maille, elle est donc assez riche en alumine.

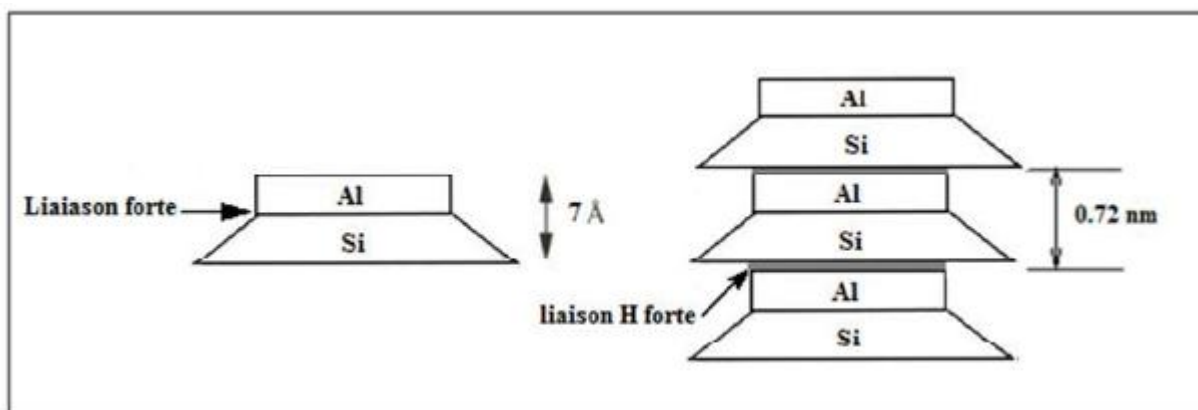


Figure I.6: Structure de la kaolinite (d'après Lambe (1953), cité par Holtz,R.D et Kovacs, W.D (1991).

✚ **L'illite**, a été découverte pour la première fois à l'université de l'Illinois (USA) par le

professeur R.E. Grim. Les argiles de la famille de l'illite sont parmi les minéraux les plus répandus à la surface de la terre. La structure de l'illite est analogue à celle des micas, mais la matière est beaucoup plus finement divisée. Elles sont moyennement gonflantes. La formule chimique pour une demi-maille de l'illite est de la forme :  $[\text{Si}(4-x)\text{Al}_x\text{Al}_2\text{O}_{10}(\text{OH})_2x\text{K}]$ .

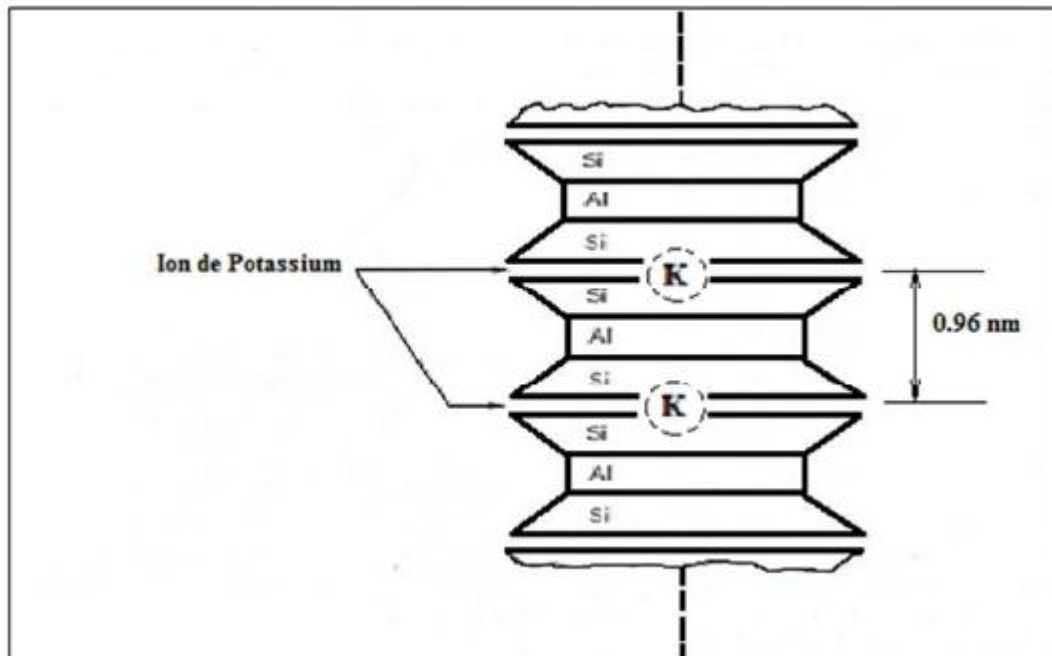


Figure I.7: Structure de l'illite (d'après Lambe (1953), cité par Holtz, R.D et Kovacs, W.D (1991)).

✚ **La montmorillonite**, a été découverte à monmorillon en France. Elle est constituée 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.

Les sols de la famille de la montmorillonite (smectites) peuvent absorber de l'eau dans des proportions considérables, donnant lieu à des gonflements caractéristiques. Ceci est dû au fait que les liaisons d'un feuillet à l'autre sont faibles à cause de la structure floconneuse, et l'eau pénètre facilement entre les feuillets. La montmorillonite est alors une famille de minéraux argileux actifs. La formule chimique des montmorillonites est du type :

$[\text{Si}_4\text{Al}(2-x)\text{Mg}_x\text{O}_{10}(\text{OH})_2x(\text{cations échangeables})_n\text{H}_2\text{O}$ .

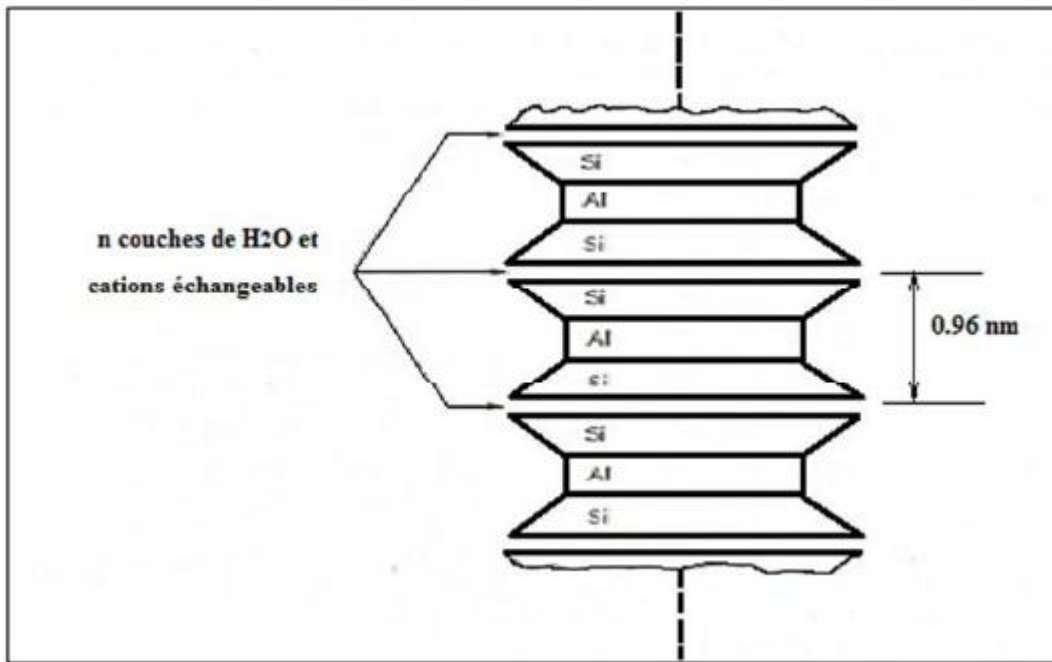





Figure I.8 : Schéma de la structure de la montmorillonite (d'après Lambe (1953), cité par Holtz, R.D et Kovacs, W.D (1991)).

Tableau I.5 : Minéraux argileux.

Type d'argile	Feuillets Elémentaires	Nombre de feuillets par particule	Dimensions d'une particule		Surface spécifique en m <sup>2</sup> /g
			largueur en μm	épaisseur en μm	
<i>Kaolinite</i>		100-150	1	0.1	20-70
<i>Illite</i>		10	0.3	0.01	65-180
<i>Montmorillonite</i>		1	0.1	0.001	800

### I.5.6 Caractéristiques physiques des argiles

L'argile en particulier a fait l'objet de nombreux travaux de recherche sur sa nature minéralogique (Kamel, 1981; Rico, 1984; Tardy et Touret, 1987; Touret, 1988). La différenciation entre les différents types d'argile se fait essentiellement par un certain nombre d'essais en laboratoire ou *in situ*, qui permettent de déterminer les paramètres d'état et de nature du matériau (voir tableau I.6), ainsi que son comportement mécanique et hydraulique.

Tableau I.6 : Caractéristiques physiques générales des argiles

Caractéristique physique	Notation	Valeur moyenne	Unité
Poids volumique humide	$\gamma$ ou $\gamma_h$	16 à 22	kN/m <sup>3</sup>
Poids volumique sec	$\gamma_d$	10 à 20	kN/m <sup>3</sup>
Poids volumique saturé	$\gamma_{sat}$	19 à 22	kN/m <sup>3</sup>
Poids volumique déjaugé	$\gamma'$	9 à 12	kN/m <sup>3</sup>
Densité relative	$G_s$	2,60 à 2,86	/
Porosité	$n$	0,20 à 0,80	/
Indice des vides	$e$	0,3 à 1	/
Teneur en eau	$w$	10 à 20	%

### I.5.7 Caractéristiques mécaniques des argiles

Le comportement mécanique des matériaux est caractérisé par des paramètres qui permettent d'estimer les tassements, la compressibilité ou la consolidation, et la résistance au cisaillement des sols, (LÊ ThịNgọcHà, 2009). Ces paramètres sont obtenus à partir des essais géotechniques en laboratoire, notamment :

- L'essai de compactage Proctor, il a pour objectif d'étudier l'influence de la teneur en eau d'un échantillon de sol sur le poids volumique sec de cet échantillon soumis à une énergie de compactage déterminée, il permet ainsi, de déterminer la teneur en eau optimal nécessaire pour avoir la densité maximale du sol ou des matériaux analysés.
- L'indice portant immédiat (IPI), à teneur en eau naturelle exprime la capacité au poinçonnement d'une éprouvette de sol compacté à énergie Proctor
- L'essai de cisaillement direct à la boîte, a pour objectif de déterminer la résistance au cisaillement du sol (la contrainte de cisaillement à la rupture  $\tau$ ), ainsi que les caractéristiques mécaniques ( $c$  et  $\nu$ ) pour une contrainte normal donnée ( $\sigma$ ), suivant un plan de cisaillement horizontal imposé.

- L'essai de cisaillement à l'appareil triaxial, a pour objectif de déterminer la résistance au cisaillement du sol ainsi que les caractéristiques mécaniques ( $c$  et  $\phi$ ) pour une contrainte de confinement donnée  $\sigma_3$ .
- L'essai de compression simple, a pour objectif de mesurer la force axiale de rupture de l'échantillon sous une vitesse de compression donnée.
- L'essai œdométrique, permet d'évaluer le tassement et le gonflement du matériau au cours du temps. Il permet également de classer les sols vis-à-vis de leur compressibilité

## **I.6 CONCLUSION**

Pour résoudre les problèmes de mécanique des sols, il est important de caractériser un sol mais aussi de les classer, c'est à dire de les mettre dans un groupe ayant des comportements similaires. Il va de soi qu'une telle classification ne peut être basée que sur des corrélations empiriques, elles-mêmes basées sur une grande expérience.

## CHAPITRE II : TECHNIQUES DE STABILISATION DES SOLS

### II.1 INTRODUCTION :

Les sols de bonnes caractéristiques physico-mécaniques sont de plus en plus rares, d'où le recours à une amélioration en profondeur de certains terrains et cela pour qu'ils puissent recevoir des ouvrages de grande importance projetés sans qu'il n'y est de problèmes vis-à-vis de la stabilité ou des déformations. Les méthodes d'amélioration des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre ces problèmes là

Les techniques modernes d'amélioration des sols sont largement utilisées dans le cadre de la gestion et de la valorisation du patrimoine foncier

Après amélioration des terrains par ces techniques, il est possible de construire :

- ✚ des aéroports (sécurisation des terrains supportant les pistes, hangars, zones de frets) ;
- ✚ des zones commerciales ;
- ✚ des complexes industriels ;
- ✚ des silos de stockage ;
- ✚ des raffineries (réservoirs, etc ...) ;
- ✚ des zones d'habitation ;

### II.2 DEFINITION DE LA STABILISATION :

Stabiliser la terre c'est modifier les propriétés d'un système terre-eau-air pour obtenir des propriétés permanentes compatibles avec une application particulière ou encore on appelle stabilisation des sols, l'ensemble des procédés permettant d'améliorer leurs caractéristiques.

### II.3 Principaux objectifs de la stabilisation :

- **La stabilisation répond à un certain nombre d'objectifs qui sont:**

- réduire le volume des vides entre les particules solides (porosité) pour obtenir de meilleures résistances mécaniques
- colmater les vides qui ne peuvent être supprimés (perméabilité) pour imperméabiliser une surface et éviter le phénomène de retrait et gonflement.
- améliorer les liaisons existantes entre les particules (résistance mécanique)

• **Et pour résoudre un problème de stabilisation, il sera donc nécessaire de connaître:**

- les propriétés de la terre à traiter
- les améliorations souhaitées
- les produits, matériaux, ou procédés utilisables
- les diverses technologies de mise en œuvre
- les exigences de réalisation de l'ouvrage, tels que couts et délais

## **II.4 LES PROCEDES DE STABILISATION DES SOLS**

La plupart des sols requièrent souvent une certaine stabilisation afin d'augmenter leur stabilité mécanique et d'améliorer leur performance (**GLEN LÉGÈRE, 2001**). Parmi les techniques de stabilisation les plus couramment utilisées, on distingue :

- stabilisation mécanique ;
- stabilisation physique;
- stabilisation chimique;
- stabilisation par ajout des matériaux;
- stabilisation thermique ;

### **II.4.1 Stabilisation mécanique**

La stabilisation mécanique comprend deux méthodes :

#### **✚ Stabilisation par dessiccation**

C'est une technique très ancienne, qui consiste à mouler la terre avec une teneur en eau élevée, sans compactage et à laisser les briques séchées au soleil. Elle a pour effet l'augmentation de la cohésion du matériau. Il est souhaitable de limiter les dimensions des éléments pour réduire les risques nuisibles de fissuration et de retrait.

#### **✚ Stabilisation par compactage (densification)**

Le compactage est la méthode de stabilisation la plus ancienne et la plus importante. Il consiste en une réduction de volume pratiquement instantanée du sol dû à la réduction des vides remplis d'air.

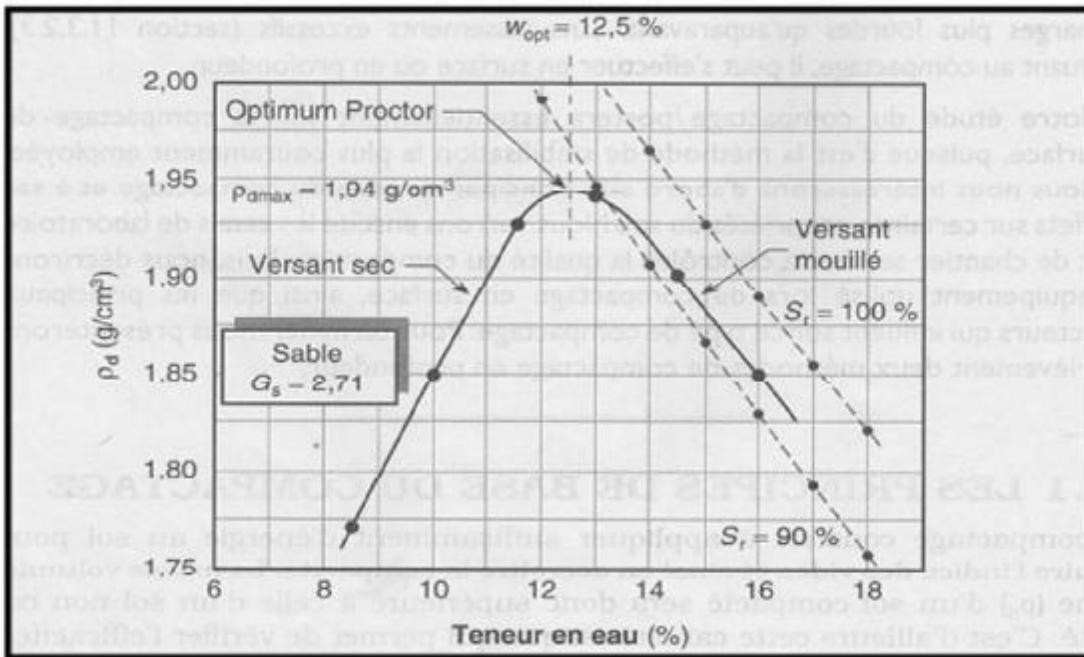


Figure II.1 : Courbe de compactage.

Il peut entraîner aussi bien une modification de la teneur en eau qu'une modification de la granulométrie. Le compactage à lui seul peut souvent résoudre un problème particulier de sol, en outre il entre pour une part essentielle dans de nombreuses autres méthodes de stabilisation.

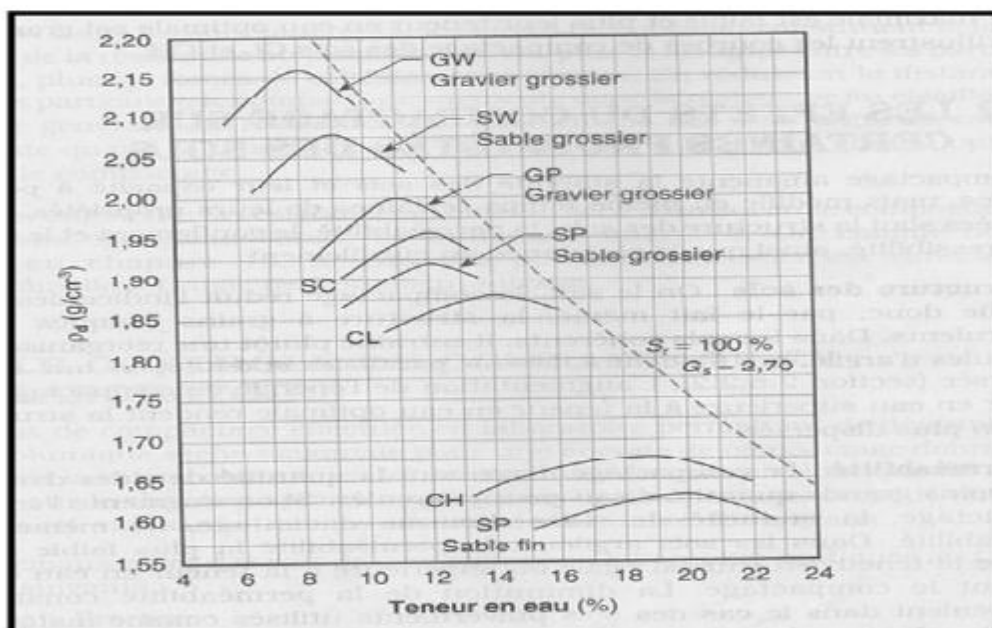


Figure II.2: Influence de la granulométrie sur l'optimum Proctor.

Le compactage est influencé par certains paramètres, Proctor (1933) démontre que le compactage est fonction de la masse volumique du sol, de la teneur en eau, de l'énergie de compactage, de la méthode de compactage utilisée et enfin du type de sol (granularité, présence des minéraux argileux).

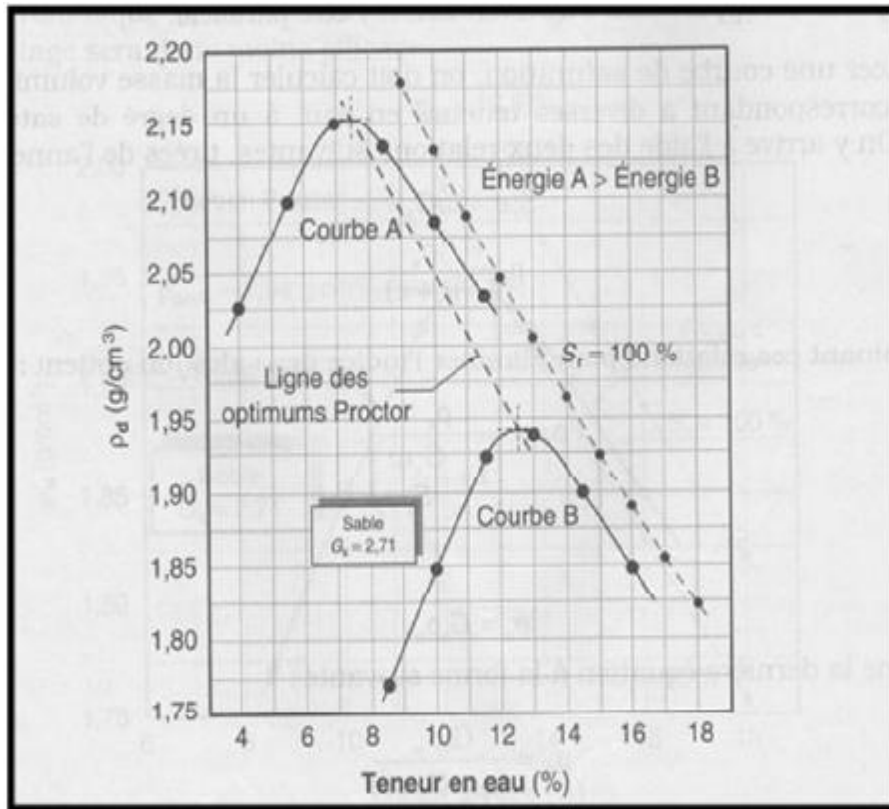


Figure II.3: Influence de l'énergie de compactage sur l'optimum Proctor.

#### II.4.2 La stabilisation physique

Les propriétés d'un sol peuvent être modifiées en intervenant sur la texture du mélange constitué de fraction de grains différents. Il s'agit d'une stabilisation avec apport de stabilisants chimiquement inertes. Ces stabilisants agissent essentiellement sur la composition granulométrique du matériau, donc sur les propriétés mécaniques. Généralement, ils sont plus ou moins stables, leur friction interne est forte à l'état sec ils n'ont aucune cohésion ni plasticité.

Ces stabilisants ajoutés à des sols réduisent les effets néfastes du retrait. On peut évoquer :

➤ **Les minéraux**

Les sables et graviers dont le rôle favorable est bien connu et est particulièrement bien exploité dans les pisés

➤ **Les fibres**

Cette méthode de stabilisation est intéressante car elle est adaptable à différents modes de mise en œuvre de la terre, à l'état liquide ou à l'état plastique et même par compression. Les fibres sont principalement employées pour la confection des blocs moulés par pétrissage, avec des terres plutôt argileuses présentant souvent un important retrait.

Les fibres peuvent être utilisées en combinaison avec d'autres stabilisants, avec le ciment, avec la chaux ou le bitume.

On utilise trois variétés de fibres lors de la stabilisation :

- ✓ Les fibres végétales : Pailles de toutes espèces : orge, seigle, blé, froments, escourgeons, la Lavande et balle de céréales telles que riz et orge, etc .....
- ✓ Les fibres animales : poils et crins du bétail.
- ✓ Les fibres synthétiques : cellophane, aciers, fibres de verre.

Les fibres végétales ou animales sont très efficaces peu chères et que l'on utilise dans la confection des briques.

La stabilisation chimique est une méthode efficace pour améliorer les propriétés mécaniques des sols. En effet, ces pratiques de stabilisation sont utilisées depuis plusieurs millénaires. A cette époque, les pyramides de Shersi au Tibet étaient construites à partir d'un mélange de chaux et d'argile compactée (Rogers et al, 1996). Ce n'est que vers la fin des années 1940 aux Etats-Unis que les premières études de mélanges chaux-argiles ont été effectuées en laboratoire (Rogers et al, 1996b) (GLEN LÉGÈRE, 2001). Aujourd'hui, les divers produits et techniques font partie d'une pratique courante des grands ouvrages du génie civil à l'échelle mondiale. La chaux, le ciment et les cendres volantes sont les produits stabilisants les plus couramment utilisés.

### **II.4.3 Stabilisation chimique (ou stabilisation physico-chimique)**

La stabilisation chimique est une méthode efficace pour améliorer les propriétés mécaniques des sols. En effet, ces pratiques de stabilisation sont utilisées depuis plusieurs millénaires. A cette époque, les pyramides de Shersi au Tibet étaient construites à partir d'un

mélange de chaux et d'argile compactée (Rogers et al, 1996). Ce n'est que vers la fin des années 1940 aux

Etats-Unis que les premières études de mélanges chaux-argiles ont été effectuées en laboratoire (Rogers et al, 1996b) (**GLEN LÉGÈRE, 2001**). Aujourd'hui, les divers produits et techniques font partie d'une pratique courante des grands ouvrages du génie civil à l'échelle mondiale. La chaux, le ciment et les cendres volantes sont les produits stabilisants les plus couramment utilisés.

#### **II.4.4 Stabilisation au ciment portland**

##### **II.4.4.1 Généralités sur la stabilisation au ciment portland**

Dans la stabilisation des routes, ce procédé est défini par [Vander et Jac Verdeyen \(1971\)](#) de la manière suivante : la prise et le durcissement du ciment incorporé à un béton de sol, lui confèrent la cohésion nécessaire pour assurer la stabilité. La présence du ciment diminue aussi le pouvoir de gonflement des fines particules. Les sols ainsi traités sont appelés «sol ciment». Certains auteurs préfèrent, employer le terme géobéton ou sol ciment afin de montrer qu'il s'agit de matériau nouveau doté de nouvelles caractéristiques mécaniques et qui permettent la réalisation d'habitation suffisamment esthétique et durable ([George Arquie ,1972](#)).

Le ciment portland est l'un des agents stabilisants le plus employé et donnant les meilleurs résultats. Le premier ouvrage contrôlé en sol-ciment fut une route construite en 1935 près de Johnsonville, SC.

Les propriétés mécaniques du sol-ciment dépendent de la nature du sol traité, de la quantité de ciment utilisée, et des conditions de mise en place. Les résistances à la compression simple typiques de divers sols traités par 10% de ciment, données par le Road Research Laboratory

([G.A.LEONARDS, 1967](#)), sont les suivantes :

**Tableau I.1:** résistances à la compression simple typique de divers sols traités par 10% de ciment (G.A.LEONARDS, 1967).

sol	Résistance à la compression simple (bars)
Argile plastique, sol organique .....	< 3.5
Limons, argile limoneuse, sable très mal gradué, sol légèrement organique .....	3.5 - 10
Argile limoneuse, argile sableuse, sable et grave mal gradué.....	7 - 17.5
Sable limoneux, argile sableuse, sable, grave .....	17.5 - 35
.....	25 - 100
Sable argileux bien gradué, mélange gravier-argile, sable, graves .....	

Bien que le sol-ciment ait servi à de nombreux usages, il est surtout utilisé en couche de base de routes et de pistes d'aérodromes. Les sols traités au ciment ont été aussi employés pour des chaussées non revêtues, mais sans grand succès, principalement à cause de leur faible résistance à l'abrasion causée par le trafic.

#### II.4.4.2 Les effets des liants hydrauliques dans le sol

Les services que l'on peut attendre de l'incorporation d'un liant hydraulique (L.H.) sont variés, on peut mentionner qu'il :

- neutralise les fines plastiques d'un sol sensible à l'eau. Les fines sont agglomérées en particules beaucoup plus grosses, plus ou moins imperméables en surface.
- diminue le pouvoir de gonflement et le retrait des sols fins.
- ralentit l'évolution par attrition d'un sol friable, les liaisons dues à la prise du liant s'opposant dans une certaine mesure au frottement réciproque des grains sous les contraintes développées par la circulation.
- Ralentit ou peut arrêter l'évolution des sols altérables, c'est-à-dire des sols qui contiennent en proportion notable des éléments tels que micas, feldspaths ou feldspathoïdes.

Le traitement aux L.H. confère toujours aux sols traités une amélioration notable de leurs résistances mécaniques.



Figure II.4: *Appareil d'incorporation du ciment*

#### **II.4.4.3 Facteurs ayant une influence sur les sols-ciments**

De nombreux résultats concernant les sols-ciment obtenus en laboratoire et sur chantier, permettent de tirer les divers facteurs qui affectent la résistance et la durabilité de ces matériaux. Les plus importants de ces facteurs sont présentés ci-dessous ([G.A.LEONARDS, 1967](#)).

##### **a) Nature de sol**

Plus la surface spécifique d'un sol est élevée, plus la quantité de ciment nécessaire au traitement est forte. La présence d'argile dans le sol peut poser des problèmes de malaxage et de compactage du mélange.

Certaines matières organiques naturelles contrarient l'hydratation de ciment et affaiblissent ainsi le sol-ciment.

##### **b) Quantité de ciment**

Plus on ajoute du ciment au sol, plus le sol-ciment résultant est résistant. De plus, un ciment à haute résistance initiale est habituellement plus actif que le ciment normal.

##### **c) Conditions de compactage ([Guettala A, 2007](#))**

Comme pour tout sol stabilisé, les propriétés d'un sol traité au ciment dépendent, dans une large mesure, de sa teneur en eau à la mise en oeuvre et de sa densité après compactage.

L'eau de compactage joue deux rôles dans un sol-ciment :

1° elle influence les caractéristiques de compactage comme pour un sol naturel.

2° elle pourvoit l'hydratation du ciment.

Les sables devraient être compactés légèrement plus secs et les argiles légèrement plus humides par rapport à la teneur en eau de mise en œuvre donnant la densité maximale. En général, plus la densité après compactage est grande, plus le sol traité résultant est résistant.

#### **d) Adjuvants**

Pendant de nombreuses années les ingénieurs ont ajouté de la chaux ou du chlorure de calcium aux mélanges de sols et de ciment pour accélérer la prise et améliorer les propriétés du produit final. Les études de laboratoire ont montré que l'on peut obtenir des améliorations spectaculaires de la résistance du sol-ciment par l'addition de certains produits chimiques en petite quantité (G.A.LEONARDS, 1967). Ces produits chimiques permettent :

1. Une réduction de la quantité du ciment nécessaire pour traiter un sol.
2. La stabilisation de certains sols (par exemple : certains sols organiques) qui ne sont pas traitables au ciment seul.

#### **II.4.4.4 Mise en œuvre des sols traités au ciment**

La Portland Cément Association a décrit en détails la mise en œuvre du sol traité au ciment. Les travaux comprennent ordinairement les opérations suivantes :

- 1- Profilage du sol à traiter.
- 2- Pulvérisation du sol.
- 3- Addition d'eau et de ciment.
- 4- Malaxage.
- 5- Compactage.
- 6- Réglage.
- 7- Cure



Figure II.5 : malaxage de sol avec le ciment et mise en œuvre de sol ciment

Le meilleur ordre à adopter, pour ajouter l'eau et le ciment et les mélanger au sol, dépend du sol et des conditions du chantier. La mise en œuvre des sols grenus ne présente que des problèmes mineurs comparés à ceux qu'implique le traitement de sols plastiques. L'addition de chaux (1 à 3 %) aide à surmonter certaines difficultés d'incorporation du ciment à des argiles plastiques. Pour obtenir des résultats corrects, la mise en œuvre de ces sols exige des essais sur chantier et une grande sûreté de jugement de l'ingénieur (G.A.LEONARDS, 1967).

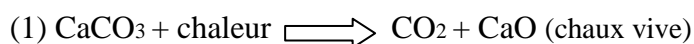
## II.4.5 Stabilisation à la chaux

### II.4.5.1 Généralités sur la stabilisation à la chaux

Depuis plusieurs décennies, l'utilisation de la chaux pour stabiliser les argiles a connu beaucoup de succès. En effet, plusieurs études ont démontré que les propriétés mécaniques d'un sol traité à la chaux peuvent être modifiées de façon permanente. En général, un sol stabilisé à la chaux fournit une performance structurale équivalente à celle d'une fondation en gravier naturel ou concassé. ( Venuat, 1980).

### II.4.5.2 La chaux vive et la chaux éteinte

La chaux peut être utilisée sous deux formes soient, la chaux vive ou la chaux hydratée. La chaux vive ou l'oxyde de calcium (CaO) provient de la calcination de calcaire (équation 1). L'hydroxyde de calcium aussi appelé chaux hydratée ou chaux éteinte, est obtenu par l'ajout de 25 % d'eau en masse à la chaux vive (équation 2).



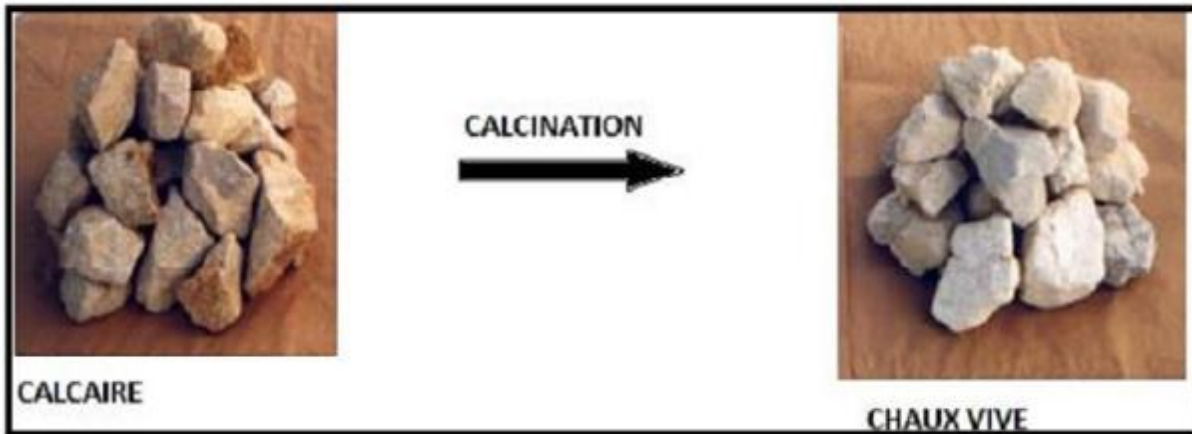


Figure II.6: Transformation du calcaire en chaux vive.

L'hydroxyde de calcium aussi appelé chaux hydratée ou chaux éteinte, est obtenu par l'ajout de 25 % d'eau en masse à la chaux vive (Chauvin et al, 1980) (GLEN LÉGÈRE, 2001).



Figure II.7: La chaux éteinte en poudre

Bien que les deux types de chaux présentes puissent être utilisés. La chaux vive est plus utilisée que la chaux éteinte car elle présente plusieurs avantages ;

- La phase la plus essentielle dans la fabrication de la chaux est la cuisson au cours de laquelle le gaz carbonique est éliminé du calcaire suivant réaction 1. Elle ne nécessite pas d'apport d'eau lors de sa fabrication.
- Il est admis que l'ajout de 3 % de chaux vive a les mêmes effets que l'ajout de 4 % de chaux éteinte.

- Et puisque l'un des buts du traitement des argiles est d'abaisser le taux d'humidité, la chaux vive répond mieux à cette exigence que la chaux éteinte car elle ne contient pas d'eau au départ et la réaction exothermique contribue à évaporer une plus grande quantité d'eau

## **II.5 CONCLUSION**

La stabilisation des sols a été étudiée par un grand nombre de chercheurs. Beaucoup de méthodes et d'appareillages ont été mis au point, pour connaître l'influence de l'efficacité d'un produit sur la stabilisation d'un sol. Quelques exemples sont cités concernant l'utilisation de produits comme le ciment, la chaux, ... servant à la stabilisation des sols argileux et sols sableux.

## CHAPITRE III

### ESSAIS D'IDENTIFICATION ET DE CLASSIFICATION

#### III .1. INTRODUCTION :

Identifier un sol, c'est déterminer un ensemble de propriétés (physiques, chimiques, minéralogiques, ...) qui permettent de le caractériser. Ces propriétés sont déterminées par des essais préliminaires de laboratoire qui sont indispensables pour caractériser la terre utilisée, appelés «essais d'identification» :

- La teneur en eau.
- L'analyse granulométrique.
- L'équivalent de sable.
- Essai Proctor.

#### III .2. ESSAIS D'IDENTIFICATION :

Le sable étudié est rencontré généralement à proximité des oueds (Oued Sébaou).

##### III .2.1. Teneur en eau (w) :

La teneur en eau est déterminée selon la norme NF P94-050 (méthode par étuvage). La détermination de cette teneur consiste à peser un échantillon humide puis le passer à l'étuve à 105°C pendant 24 heures le peser une autre fois à sec. Donc la teneur en eau pondérale est calculée comme suit :  $W = (m_h - m_s) / m_s$ .

Tableau III.1 : Teneur en eau de matériau étudié

Sol	W (%)
Sable	3.62

#### Interprétation de résultat

La teneur en eau naturelle du sable utilisé dans ce travail est faible. Ceci est évident du fait que, le sable est très perméable et ne conserve pas d'eau (l'eau circule et se dissipe facilement entre les grains)

### III.2.2. Analyse granulométrique : (NF P 94-040) :

L'analyse granulométrique permet de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant les échantillons. Elle s'applique à tous les granulats de dimension nominale inférieure ou égale à 63 mm, à l'exclusion des fillers.

Les résultats de l'analyse se présentent graphiquement sous la forme d'une courbe granulométrique, cette courbe est un élément essentiel, mais non suffisant, de la connaissance d'un sol. Elle se détermine par tamisage des grains supérieurs à 0,08 mm et par sédimentométrie pour le résidu.



Figure III.1 : Analyse granulométrique par tamisage

Les résultats de l'analyse par tamisage sont indiqués sur le tableau **III.2** et par la courbe granulométrique de figure **III.2**,

Tableau III.2 : Analyse granulométrique du sable

Tamis (mm)	refus (g)	refus (%)	refus cumulé (g)	refus cumulé (%)	tamisât cumulé (%)
5	0	0	0	0	100
2	340,4	34,04	340,4	34,04	65,96
1	238	23,8	578,4	57,84	42,16
0,4	218,2	21,82	796,6	79,66	20,34
0,2	132,1	13,21	928,7	92,87	7,13
0,1	47,2	4,72	975,9	97,59	2,41
0,08	20,6	2,06	996,5	99,65	0,35
fond	3,5	0,35	1000	100	0

La classification de ce sol est faite selon la méthode du laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC). Le tamisât au diamètre de 80 $\mu$ m est égal à 0,35%, c'est un sol grossier puisqu'il contient 99,65% de grosses particules, il peut être soit du sable soit du gravier.

Le tamisât au diamètre de 2 mm est de 65,96% il contient 34,04% de grosses particules donc c'est un sable. La teneur en fines est égale à 0.35 %, elle est inférieure à 5%. C'est un sable propre.

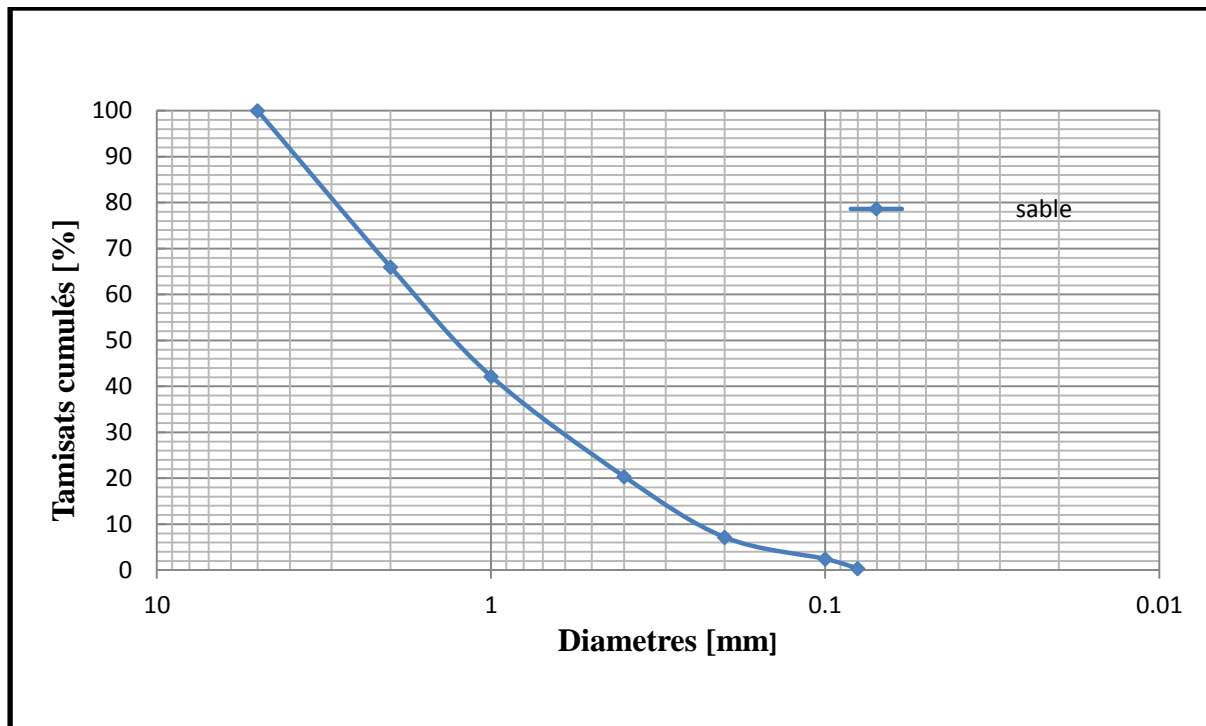


Figure III.2 : Courbe granulométrique du sable

Afin de connaître l'étalement granulométrique de la fraction étudiée et pouvoir la classer, deux paramètres sont utilisés (F.Schlosser, 1997) : Le paramètre de forme de la courbe, appelé Coefficient d'uniformité (Cu), dit aussi coefficient de Hazen, donné par la relation :

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Le coefficient de courbure :

$$C = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$$

Traduit la forme plus ou moins régulière de la courbe.

Avec :

**D10** : Diamètre correspondant à **10%** des tamisats cumulés ;

**D30** : Diamètre correspondant à **30%** des tamisats cumulés ;

**D60** : Diamètre correspondant à **60%** des tamisats cumulés ;

Dans notre cas :

$$Cu = 1.7/0.22 = 7.73 > 5 \implies \text{granulométrie étalée.}$$

$$Cc = (0.65)^2 / (1.7 * 0.22) = 1.13 \quad 1 < Cc < 3 : \implies \text{bien gradué}$$

Notre sol est un sable propre bien gradué (Sb).

### III .2.3. Equivalent de sable (ES%) (NF P 18-598) :

L'essai d'équivalent de sable que l'on désigne par le symbole E.S est déterminé par une méthode simple et récente basée sur le repérage de la quantité de sable vrai contenu dans un échantillon.

L'intérêt de l'équivalent de sable réside dans le fait qu'il constitue pratiquement le seul essai qui permet actuellement de contrôler la constance de certaines qualités de matériaux mis en œuvre sur le chantier.

Cet essai est purement empirique. Il est précis et sensible ; mais ne doit être considéré que comme un repère parmi l'ensemble des essais d'identification.

L'essai d'équivalent de sable peut servir dans nombreux domaines

- ✓ Choix et contrôle des essais utilisables en stabilisation mécanique.
- ✓ Contrôle des sols utilisés en stabilisation chimique.
- ✓ Choix et contrôle des sables à béton.

Les sols grenus contiennent souvent une part importante de particules fines pouvant modifier de manière importante leur comportement. Il est donc surtout utilisé pour les granulats routiers et les sables pour béton.



Figure III.3: Appareil de l'équivalent de sable

L'essai consiste à prélever une fraction de sol (120 g) constituée de particules inférieures à 5 mm, et à l'introduire dans une solution lavant contenant un flocculant (chlorure de calcium cristallisé + glycérine + formaldéhyde) destiné à disperser les particules.

On agite fermement le produit obtenu, on laisse reposer ensuite l'ensemble (20mn). On constate, au fond de l'éprouvette, un dépôt solide, et au-dessus un flocculant qui permet de caractériser la propriété des sables et le type de sol analysé. il est donné par la relation :

$$ES = (h_2/h_1) * 100$$

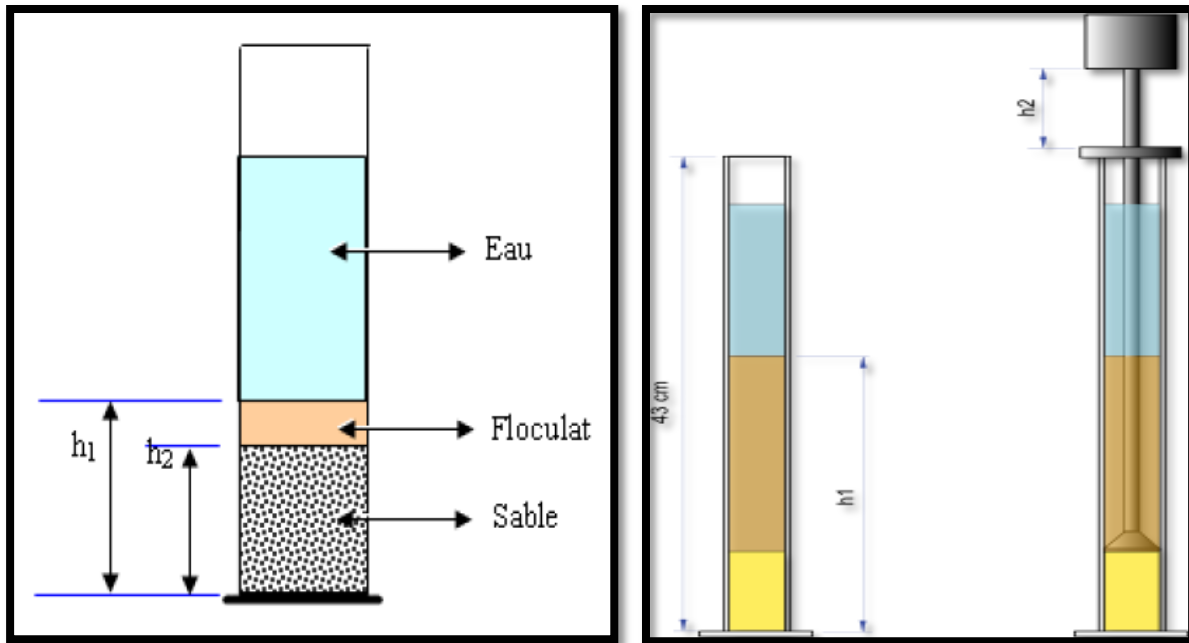


Figure III.4: Essai de l'équivalent de sable

Tableau III.3 : Les préconisations en matière de propreté pour les sables utilisés dans les bétons sont les suivantes

ES	Nature et qualité du sable
<b><math>ES \leq 60</math></b>	Sable argileux - Risque de retrait ou gonflement, à rejeter pour des bétons de qualité.
<b><math>60 \leq ES \leq 70</math></b>	Sable légèrement argileux – de propreté admissible pour béton de qualité quand ou ne craint par particulièrement de retrait.
<b><math>70 \leq ES \leq 80</math></b>	Sable propre – à faible pourcentage de fines argileuses convenant parfaitement pour les bétons de haute qualité.
<b><math>ES \geq 80</math></b>	Sable très propre – l'absence presque totale de fines argileuses risque d'entraîner un défont de plasticité du béton qu'il faudra rattraper par une augmentation d'un dosage en eau

$$ES = (h_2/h_1) \cdot 100$$

Dans notre cas :  $ES = (8.4/11.2) \cdot 100 = 75\%$

$70 < ES < 80$  sable propre convenable pour le béton.

### III .2.4. L'essai Proctor :

Cet essai est très important dans tout ce travail, car toutes les étapes qui vont suivre reposent sur lui. Les échantillons destinés aux essais d'écrasement pour étudier la résistance à la compression seront confectionnés par compactage au moule Proctor normal.

#### III .2.4.1. Principe de l'essai (NF P 94-093):

Le principe de cet essai consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et le compacter à chacune des teneurs en eau, selon un procédé et une énergie conventionnelle. Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérées, on détermine la masse volumique sèche du matériau. Les résultats sont consignés sur un diagramme qui note en ordonnée la masse volumique sèche, exprimée en  $\text{kg/m}^3$  et en abscisse la teneur en eau, exprimée en % pondéral.

#### a) Types d'essai de compactage :

- ✓ L'essai Proctor normal ;
- ✓ L'essai Proctor modifié ;

**L'essai Proctor Normal (PN) :** le sol est compacté au moyen d'une dame de 2,490 kg, tombant d'une hauteur de 30,5 cm (1 pied). L'essai est réalisé en trois couches de 4 cm d'épaisseur qui reçoivent chacune 25 coups pour le moule Proctor normal et 55 coups pour le moule CBR.

**L'essai Proctor Modifié (PM) :** le sol est compacté au moyen d'une dame de 4,540 kg, tombant d'une hauteur de 45,7 cm (1,5 pied). L'essai est réalisé en cinq couches de 2,5 cm d'épaisseur qui reçoivent chacune 25 coups pour le moule Proctor et 55 coups pour le moule CBR.

#### b) Choix du moule.

Le choix du moule dépend de la grosseur  $D$  des plus gros grains du sol :

- ✓ Si  $D \leq 5$  mm (et seulement dans ce cas), le moule Proctor normal est autorisé, mais le moule California Bearing Ratio (C.B.R) est conseillé ;
- ✓ Si  $5 < D \leq 20$  mm, utiliser le moule C.B.R ;

- ✓ Si  $D > 20$  mm, tamiser le matériau à 20mm, et peser le refus :
- ✓ Si le refus  $\leq 25\%$ , l'essai se fait dans le moule C.B.R, mais sans y intégrer le refus (échantillon écrêté à 20mm).
- ✓ Si le refus  $> 25\%$ , l'essai Proctor ne peut pas être fait.

Le sol sur lequel nous travaillons est tamisé à 5mm, alors on le compacte en utilisant le moule Proctor normal.

**c) Matériel utilisé et mode opératoire :**

Moule Proctor ; dame Proctor ; Règle à raser ; Balance ; Etuve ; Eau et éprouvette graduée



Figure III.5 : Matériel de l'essai de compactage.

On met la première couche de sol dans le moule, en utilisant la dame on compacte le sol par 25 coups, distribués comme illustrés dans la figure III.6



Figure III.6 : Compactage des couches

L'essai Proctor est réalisé en principe sur la fraction de terre qui passe au travers du tamis 5 mm. Le compactage se fait en trois couches d'épaisseur égale sur toute la surface des couches avec un poids normalisé (dame proctor) tombant d'une hauteur déterminé vingt-cinq fois. Chaque opération terminée, on pèse le moule et l'échantillon puis on calcule le poids spécifique sec et l'on porte les résultats sur un diagramme Proctor et on trace la courbe passant par les points expérimentaux.

**d) Expression des résultats :**

Pour chaque éprouvette compactée il convient de calculer :

- la teneur en eau ;
- la masse de matériau sec contenu dans le moule ;



Figure III.7 : Etape de démoulage du moule Proctor

. On porte chaque mesure du poids volumique sec sur un graphe en fonction de la teneur en eau correspondante.

### III .2.4.2.Les résultats de l'essai Proctor :

Tableau III.4 : Détermination de l'optimum proctor pour le sable

Teneur en eau de fabrication	masse humide $m_h$ (g)	masse sec $m_s$ (g)	Volume du moule ( $m^3$ )	poids volumique sec $\gamma_d$ ( $KN/m^3$ )
2	1703	1537,38	0,000949	16.2
4	1833,8	1580.08		16.65
6	2001,9	1742,36		18.36
8	2116,5	1649.36		17.38
10	2226,3	1613,30		17

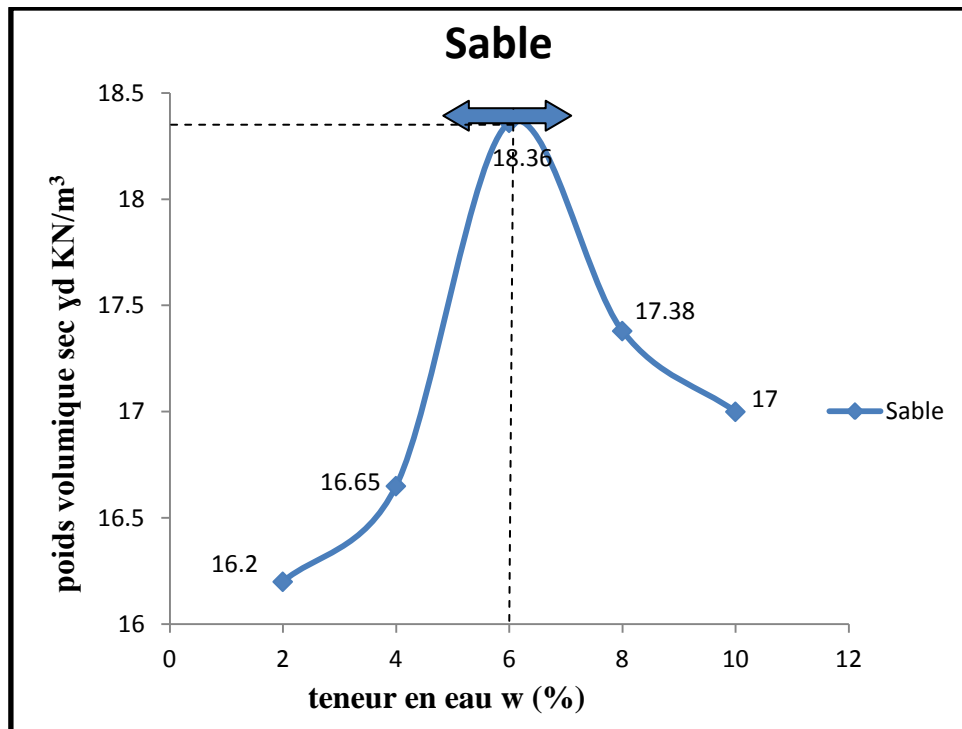


Figure III.8: poids volumique en fonction de la teneur en eau du sable

On constate que le poids volumique sec optimal maximal est de **18.36**  $\text{KN/m}^3$  et la teneur en eau optimale est de **5.8%**.

### III .3. CONCLUSION :

Ce chapitre a été consacré à l'identification du matériau étudié, afin de mieux présenter leurs aspects physiques et chimiques. Les résultats obtenus ont permis d'avoir une idée sur la nature de matériau. Ceci contribue sensiblement à mettre en évidence leur comportement mécanique sous les différents types de sollicitations aux quelles ils seront soumis.

Le sol étudié dans ce mémoire est :

- ✚ Le sable propre avec granulométrie étalée et bien graduée.

# CHAPITRE IV

## La STABILISATION PHYSICO- CHIMIQUE ET PAR DENSIFICATION

### IV.1. INTRODUCTION :

Lors de l'élaboration d'un projet, l'ingénieur rencontre des problèmes de stabilité ou de déformations, et pour les résoudre, il fait appel aux différentes méthodes d'amélioration des sols. De nombreuses techniques ont été développées par les ingénieurs géotechniciens au cours du 20ème siècle. Elles permettent l'amélioration des caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques des terrains.

Parmi ces méthodes, on trouve « le compactage » qui est défini comme un procédé permettant d'augmenter la densité et la capacité de charge d'un matériau grâce à l'application de forces extérieures statiques ou dynamiques.

Dans ce chapitre on s'intéresse à la stabilisation par compactage mais aussi par incorporation de stabilisants le ciment seul et la combinaison (ciment + chaux).

### IV.2. STABILISATION PAR DENSIFICATION :

il y a deux manières différentes pour densifier :

#### IV.2.1. sans apport de stabilisants ou procédé mécanique (compactage)

Dans l'essai Proctor l'énergie de compactage est donnée par la relation suivante :

$$E_t = n m g h$$

$E_t$  : énergie totale fournie au matériau

$n$  : nombre de coups

$m$  : accélération de la pesanteur

$h$  : hauteur de chute de la dame Proctor = 30.488 cm

Pour étudier la densité sèche et la résistance à la compression simple en fonction de l'énergie de compactage, nous avons fait varier le nombre de coups  $n$ . dans le but de tester les résultats obtenus sur l'amélioration de la résistance à l'état sec et à l'eau, nous avons fait des essais de contrôle en exécutant des essais de compression simple à l'état sec et après immersion pendant 24 heures sur des éprouvettes de 21 jours d'âge.

### IV.2.1.1 influence de la teneur en eau

#### IV.2.1.1.1 principe de l'essai

L'essai permet de déterminer les caractéristiques de compactage d'un matériau. Ces caractéristiques sont la teneur en eau optimale et le poids volumique sec maximal. Selon l'énergie de compactage appliquée à l'éprouvette, le principe de cet essai consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter pour chacune d'elles, suivant un procédé et une énergie conventionnels. Pour chacune des valeurs de la teneur en eau considérées, nous déterminons le poids volumique sec et nous calculons le volume du moule pour déduire le poids volumique sec de l'échantillon

$$\gamma_d = PS / V$$

$\gamma_d$  : poids volumique de l'échantillon sec

PS : poids de l'échantillon sec

V : Volume du moule

Et nous traçons la courbe de variation du poids volumique en fonction de la teneur en eau.

#### IV.2.1.1.2 Mode opératoire

Nous avons confectionné 4 séries d'éprouvettes que nous avons compactées de la manière suivante :

- ✚ Dans la première série nous avons varié la teneur en eau, les échantillons sont compactés avec la demoiselle Proctor  $m = 2.5 \text{ Kg}$  et le nombre de coups que nous avons fixés est conforme aux normes de l'essai Proctor normale ( $n = 25$  coups par couche et  $m = 2.5 \text{ Kg}$ )
- ✚ Dans la deuxième série nous avons retenu le nombre de coups  $n = 50$  correspondant à l'essai Proctor modifié mais avec  $m=2.5 \text{ Kg}$
- ✚ Dans la troisième série la masse avec laquelle les échantillons ont été compactés est la dame Proctor ( $4,5\text{Kg}$ ) avec un nombre  $n = 25$  coups par couche
- ✚ Enfin dans la dernière série les éprouvettes ont été compactées avec la masse de la dame Proctor modifié  $m=4.5 \text{ Kg}$  et  $n=50$  coups par couche

### IV.2.2 ANALYSE ET DISCUSSION DES RESULTATS EXPERIMENTAUX

Les résultats des essais Proctor réalisés sur le matériau brut donnant le poids volumique sec en fonction de la teneur en eau pour différentes énergies de compactage sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : variation du poids volumique sec en fonction de la teneur en eau pour n=25 coups et n= 50 coups avec m=2.5kg et m= 4.5 kg matériau stabilisé : sable

		Poids volumique $\gamma_d$ [KN/m <sup>3</sup> ]							
Masse de compactage m		m=2,5Kg				m=4,5Kg			
Nombre de coups n		Désignation de la courbe	n=25 coups par couche	Désignation de la courbe	n=50 coups par couche	Désignation de la courbe	n=25 coups par couche	Désignation de la courbe	n=50 coups par couche
Teneur en eau W (%)	2	25m=2.5	16.2	50m=2.5	19.01	25m=4.5	18.60	50m=4.5	19.13
	4		16.65		20.41		19.01		20.87
	6		18.36		19.98		19.87		20.44
	8		17.38		19.70		19.10		19.77
	10		17		18.88		18.52		19.04

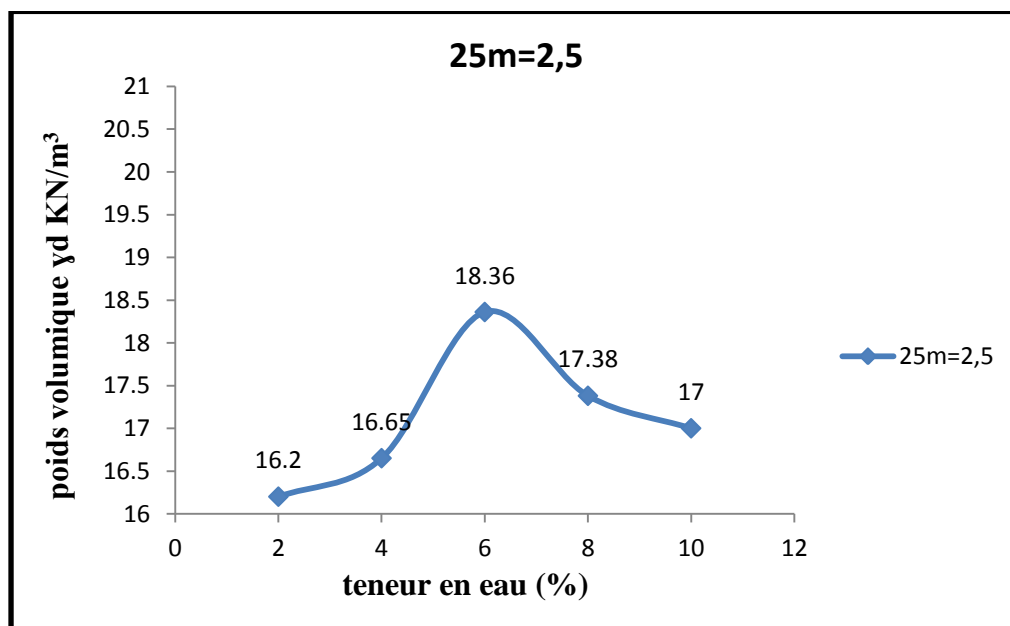


Figure IV.1 : poids spécifique sec  $\gamma_d$  en fonction de la teneur en eau pour n=25 coups m=2,5 Kg matériau stabilisé : sable

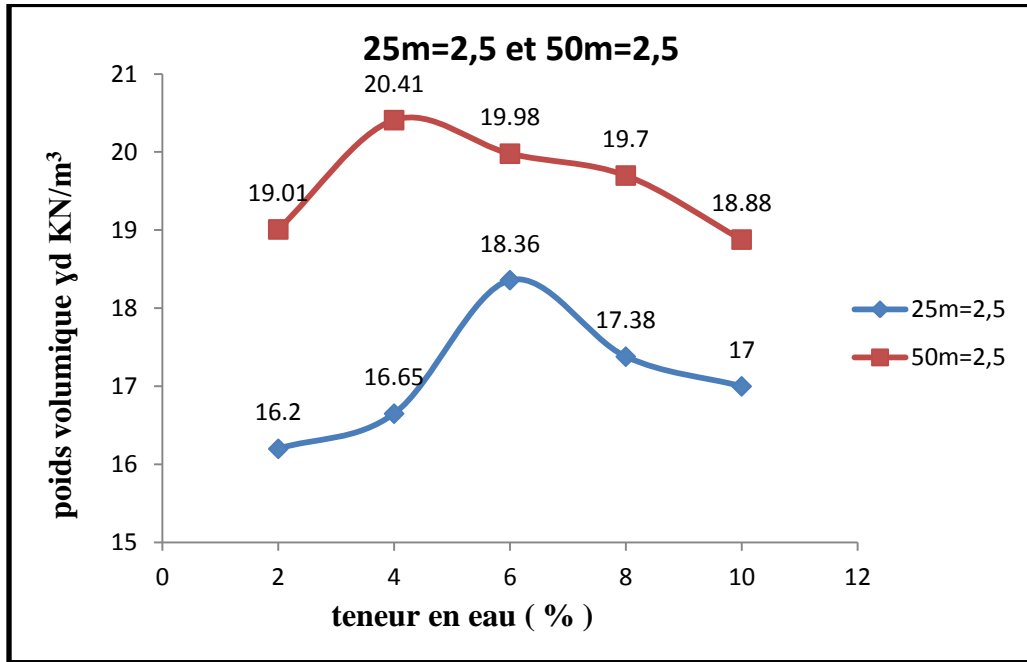


Figure IV.2 comparaison : poids volumique sec  $\gamma_d$  en fonction de la teneur en eau  $n=25$  et  $n=50$  coups pour 2,5 Kg matériau stabilisé : sable

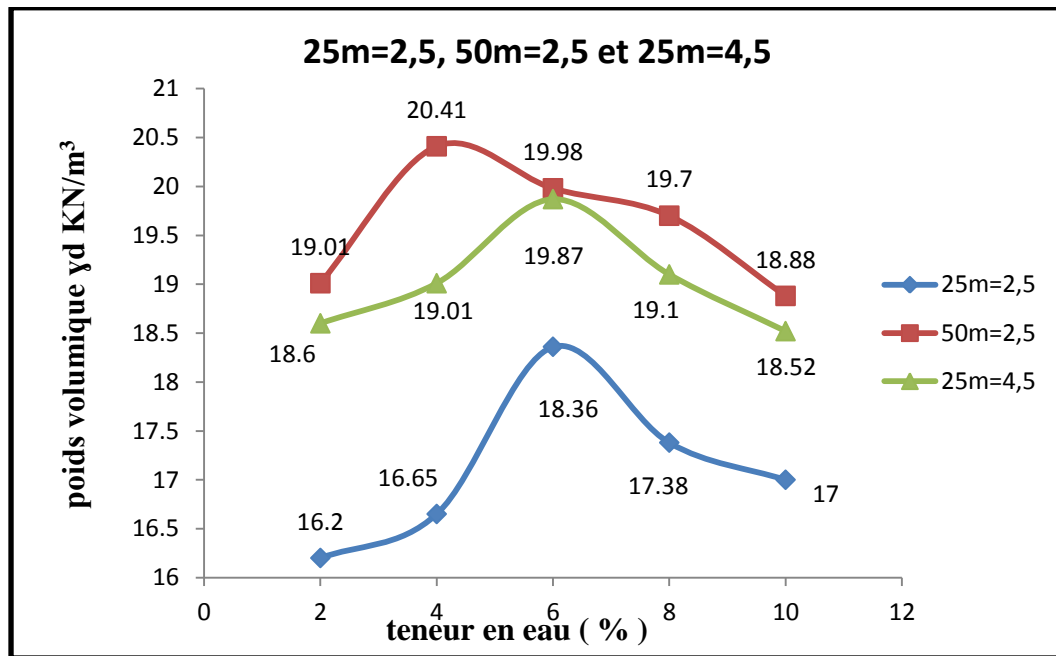


Figure IV.3 : comparaison : poids volumique sec  $\gamma_d$  en fonction de la teneur en eau  $n=25$ ,  $n=50$  coups pour  $m=2,5$  Kg et  $n=25$ ,  $m=4,5$  Kg matériau stabilisé : sable

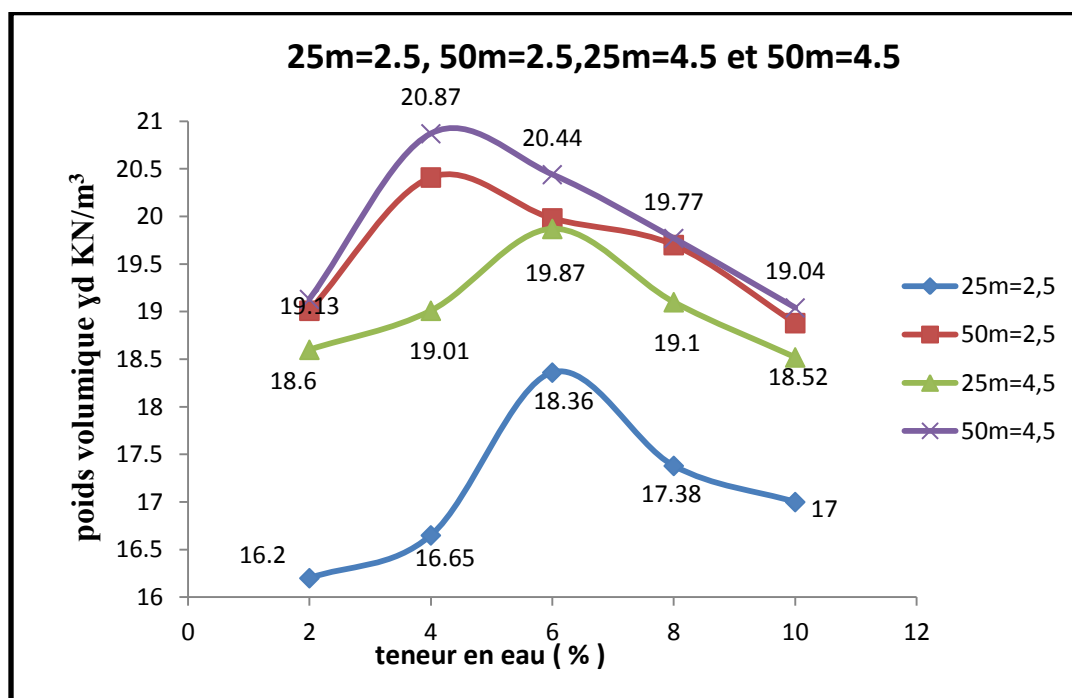


Figure IV.4 : comparaison : poids volumique sec  $\gamma_d$  en fonction de la teneur en eau n=25 et n=50 coups pour m=2,5 Kg et m=4,5 Kg matériau stabilisé : sable

La courbe Proctor présentée sur la figure IV.1 est en forme de cloche. Sa forme pointue indique une sensibilité à l'eau car une petite variation de teneur en eau engendre une grande variation du poids volumique. Les pentes du versant sec et du versant humide sont très accentuées. Une faible erreur ou variation de la teneur optimale du côté du versant sec ou humide va provoquer une chute très sensible du poids volumique maximal obtenu qui est de 18,36 KN/m<sup>3</sup> pour les éprouvettes compactées avec un nombre de n=25 coupe par couche et une masse de 2,5 Kg.

La figure IV.2 montre que les 2 courbes de compactage (n=25 et n=50 avec m=2,5 Kg) en forme de cloche s'emboîtent l'une dans l'autre et que la courbe supérieure correspond à l'énergie de compactage la plus forte.

L'augmentation du nombre de coups par couche améliore considérablement le poids volumique sec du matériau. Quand le nombre de coups passe de 25 à 50 le poids volumique maximal augmente de 18,36 à 20,41 KN/m<sup>3</sup> alors que la teneur en eau optimale baissée de 6 à 4 %. Donc quand le nombre de coups augmente le poids volumique croît et la teneur en eau optimale se déplace vers de faibles teneurs en eau.

Les 3 courbes de la figure IV.3 obtenues avec des niveaux de compactage différents s'emboîtent encore les unes dans les autres. Celles correspondant au compactage  $n=25$  coups par couche présentent la même teneur en eau optimale mais le poids volumique maximal est obtenu avec la plus lourde masse de 4,5 kg. La courbe de compactage obtenue avec  $n=50$  coups par couche montre un poids volumique maximale plus fort que les 2 autres mais avec une teneur en eau optimale plus faible (4%). Nous pouvons déduire que quand le nombre de coups augmente le poids volumique maximal croît et la teneur en eau optimale baisse. Probablement la croissance du poids volumique en fonction du nombre de coups est due à la nature du compactage qui est dynamique c'est-à-dire par chocs. Ce type de compactage modifie la granulométrie donc toute la structure du sol alors que la masse de compactage varie uniquement le niveau d'énergie apportée au matériau sans changer sa structure.

Sur la figure IV.4 Les deux courbes de compactage obtenues avec  $n=50$  coups par couche présentent aussi la même teneur en eau optimale mais plus faible (4%). Les 2 courbes de compactage obtenues avec  $n=25$  coups par couche présentent aussi la même teneur en eau optimale mais plus faible (6%).

Nous observons que quand :

- ✚ Le matériau est compacté avec le même nombre de coups et des masses de compactage différentes la teneur optimale reste la même et le poids volumique maximal est obtenu avec la masse la plus lourde.
- ✚ Le nombre de coups augmente, le poids volumique croît et la teneur en eau se déplace vers de faibles teneurs en eau
- ✚ La masse de compactage augmente le poids volumique croît et la teneur en eau reste la même

Les figures (IV.2, IV.3, et IV.4) montrent que :

Les teneurs en eau optimales diminuent quand  $n$  croît. Un graphique passant par les sommets des courbes de compactage correspondant à différents niveaux d'énergie s'appelle courbe des optimums. Ces courbes montrent que l'optimum se déplace vers de faibles teneurs en eau quand l'énergie de compactage augmente et que le poids volumique augmente.

HOLTZ (1991) explique ce résultat de la façon suivante : « A mesure que les faibles teneurs en eau augmentent une pellicule d'eau de plus en plus épaisse se forme autour des particules, les lubrifie et facilite leur déplacement en les orientant de façon à former une structure plus dense et ce jusqu'à l'obtention d'une teneur en eau à laquelle le poids volumique ne peut plus augmenter.

Lorsque cette limite est atteinte, l'eau remplace les particules dans le moule de volume donné et comme le poids volumique de l'eau  $\gamma_w$  est inférieur au poids volumique des grains solides  $\gamma_s$  la valeur du poids spécifique sec du matériau commence à diminuer ».

Les valeurs de  $\gamma_d$  ne peuvent augmenter indéfiniment car  $\gamma_d$  toujours inférieur à  $\gamma_s$  qui est compris entre 26 et 27 KN/m<sup>3</sup>.

Le but recherché dans cette expérience est de compacter le sol au maximum, c'est-à-dire diminuer d'avantage le pourcentage de vides. Ainsi la bonne tenue de l'éprouvette sera garantie dans le temps en empêchant l'eau d'y entrer.

Le poids volumique élevé (20.87 KN/m<sup>3</sup>) est obtenu pour une forte énergie de compactage (n=50 coups et m=4,5 Kg).

La courbe de compactage est plus ouverte au fur et à mesure que l'énergie de compactage augmente. Elle devient de plus en plus plate donc très peu sensible aux variations des teneurs en eau. Un compactage avec un niveau d'énergie très élevé donnera une courbe plus plate, donc un matériau très peu sensible à l'eau. Comme la teneur en eau est un paramètre très important pour réduire la sensibilité à l'eau.

### IV.2.1.2 CONCLUSION

Le nombre de coups est un paramètre très important puisqu'il augmente le poids volumique et déplace les teneurs en eau optimales vers des teneurs faibles.

La masse de compactage augmente le poids volumique mais la teneur en eau reste la même. L'énergie de compactage joue le rôle essentiel dans la stabilisation par densification car l'augmentation de l'énergie de compactage se traduit, d'une part, par une augmentation du poids spécifique  $\gamma_d$  du sol sec et, d'autre part par une bonne tenue à l'eau.

### IV.2.2 AVEC APPORT DE STABILISANT OU STABILISATION PHYSICO-CHIMIQUE

L'importance de l'étude de comportement mécanique du matériau émane des exigences que doit remplir tout matériau destiné à la construction. Après identification du matériau et des produits dont nous envisageons l'essai, l'étude devra déterminer le liant le mieux adapté au matériau. Nous avons essayé d'incorporer du ciment seul et du ciment + de la chaux en proportions variable à un sable pour déterminer les meilleures caractéristiques mécaniques et la sensibilité à l'eau des mélanges étudiés.

#### IV.2.2.1 Influence du stabilisant ciment seul sur le poids volumique sec

### Préparation des mélanges

Nous pesons la quantité de terre nécessaire pour remplir le moule et celle du ciment que nous ajoutons à la masse sèche de sol. Une fois mélangé et malaxé avec la teneur en eau optimale de fabrication donnée par l'essai Proctor, le matériau ainsi obtenu est versé dans le moule puis nous compactons avec une énergie de compactage différente comme nous l'avons fait précédemment avec la teneur en eau ( $n=25$  coups et  $n=50$  coups). Tous les essais ont été effectués sur des éprouvettes cylindriques de diamètre  $D=10,6$  cm et hauteur  $H=11,7$  cm.

La teneur en eau optimale de fabrication utilisée est égale à la teneur en eau optimale obtenue de l'essai Proctor normal augmentée de 2 % pour assurer une hydratation complète de l'échantillon. Les teneurs en ciment testées sont : 5 -10 -15 et 20% de la masse de sol. L'essai est réalisé conformément au Proctor normal avec 25 et 50 coups par couche.

La teneur en eau de fabrication est donnée par la relation

$$W_{Fab}=W_{OPT}+2 \% Ps$$

$W_{Fab}$  : teneur en eau de fabrication (gâchage)

$W_{OPT}$  : teneur en eau à l'optimum Proctor du sable

$Ps$  : poids du matériau sec (sable + liant)

Les résultats obtenus sont donnés dans tableau IV.2

### IV.2.2.2 Action exercée par la combinaison (ciment + chaux) et l'énergie de compactage sur le poids volumique sec

#### Préparation de l'échantillon

Le sable et une première teneur en ciment portland de 5% sont intimement mélangés dans le bac. On ajoute des pourcentages variables de chaux vive (5% ; 10% ; 15% et 20%.) au mélange sable-ciment pour confectionner une série d'éprouvettes et ensuite nous fabriquons les autres séries en variant seulement le pourcentage de ciment. Les teneurs en ciment essayées sont : 5% ; 10% et 15% et 20%. Ces mélanges (sable-ciment-chaux) sont compactés manuellement suivant le mode opératoire de l'essai Proctor normal.

Les résultats sont portés sur le tableau IV.3

### IV.2.2.3 Analyse et discussion des résultats obtenus

#### IV.2.2.3.1 Incorporation du ciment seul

Tableau IV.2 : Evolution du poids volumique sec  $\gamma_d$  en fonction de la teneur en ciment pour  $n=25$ ,  $n=50$  coups par couche et  $m=2.495\text{Kg}$  matériau stabilisé : sable

	% ciment seul	Poids volumique sec ( $\gamma_d$ ) (KN/m <sup>3</sup> )	
		n = 25 coups	n=50 coups
$W_{fab} = 8\%$	0	19.87	20.41
	5	19.47	20.00
	10	20.29	21.67
	15	21.10	22.50
	20	21.35	23.47

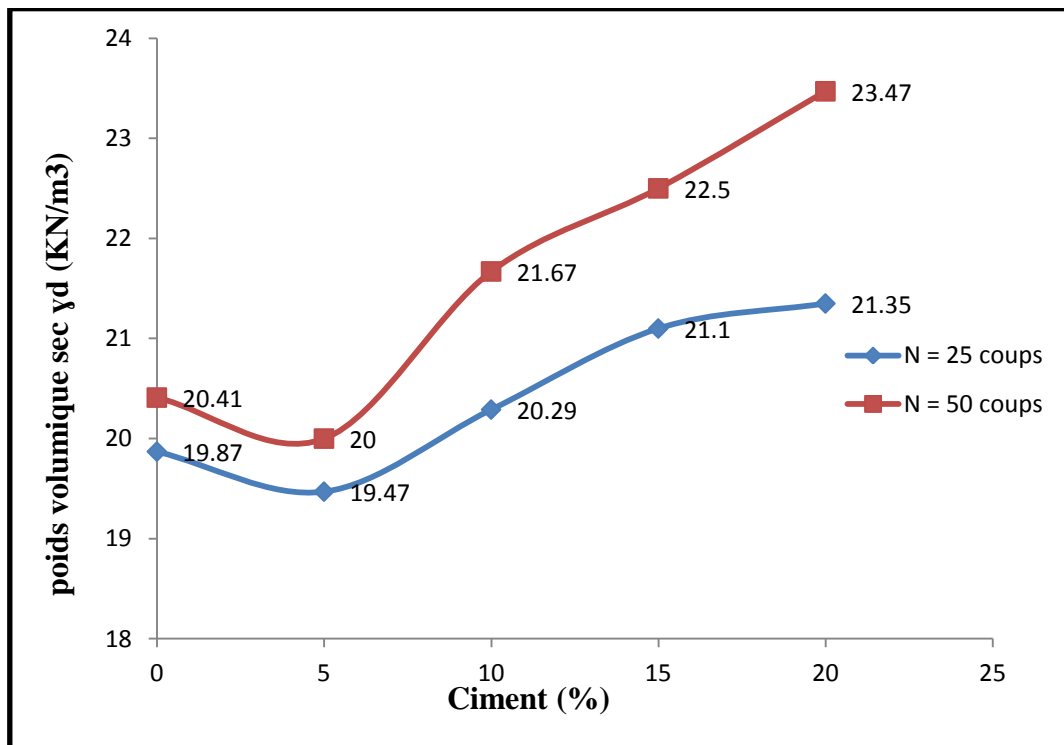


Figure IV.5 : poids volumique sec  $\gamma_d$  sec- % ciment seul pour  $n=25$  et 50 coups

Le sable est traité uniquement avec le ciment, comme le montre la figure IV.5, le poids volumique de l'éprouvette augmente proportionnellement avec la teneur en ciment. Plus la teneur en liant est élevée, meilleure est la densité du matériau c'est-à-dire plus on ajoute du ciment au sable, plus le sable-ciment résultant est compact.

Les deux courbes de compactage se superposent l'une sur l'autre. La position haute de la courbe de compactage correspondant à  $n=50$  coups montre l'effet bénéfique du compactage à haute énergie. Un gain substantiel de densité est obtenu quelque soit la teneur en ciment mais ce gain est spectaculaire pour de fortes teneurs en ciment. On peut retenir que les échantillons stabilisés à fortes teneur en ciment et compactés à haute énergie donnent des résultats très satisfaisants.

### **IV.2.2.3.2 Influence de la combinaison (ciment + chaux) et de l'énergie de compactage sur le poids volumique sec**

Tableau IV.3 : évolution du poids volumique sec  $\gamma_d$  d'un sable, en fonction de la combinaison (ciment + chaux), et compacté à n=25 et n=50 coups par couche

%	du ciment	%	de chaux	Poids volumique sec $\gamma_d$ [KN/m <sup>3</sup> ]	
				Désignation de la courbe	Désignation de la courbe
				n=25 coups	n=50 coups
5		25C5	0	19.47	20.00
			5	19.96	20.57
			10	20.10	20.49
			15	19.78	19.88
			20	18.66	18.87
10		25C10	0	20.29	21.67
			5	20.55	21.77
			10	19.79	20.21
			15	18.63	19.44
			20	18.43	18.52
15		25C15	0	21.10	22.50
			5	19.84	20.22
			10	19.26	20.59
			15	19.13	19.24
			20	17.99	19.04
20		25C20	0	21.35	23.47
			5	20.46	21.14
			10	19.82	20.01
			15	19.12	19.32
			20	18.12	18.81

**IV.2.2.3.3 Action exercée par la combinaison (ciment + chaux) sur le poids volumique sec**

Pour mettre en évidence l'effet du ciment sur le matériau comparons les courbes représentées ci-dessous :25C5, 25C10, 25C15 et 25C20. Ces courbes sont toutes confectionnées à la même énergie de compactage correspondant à 25 coups par couche.

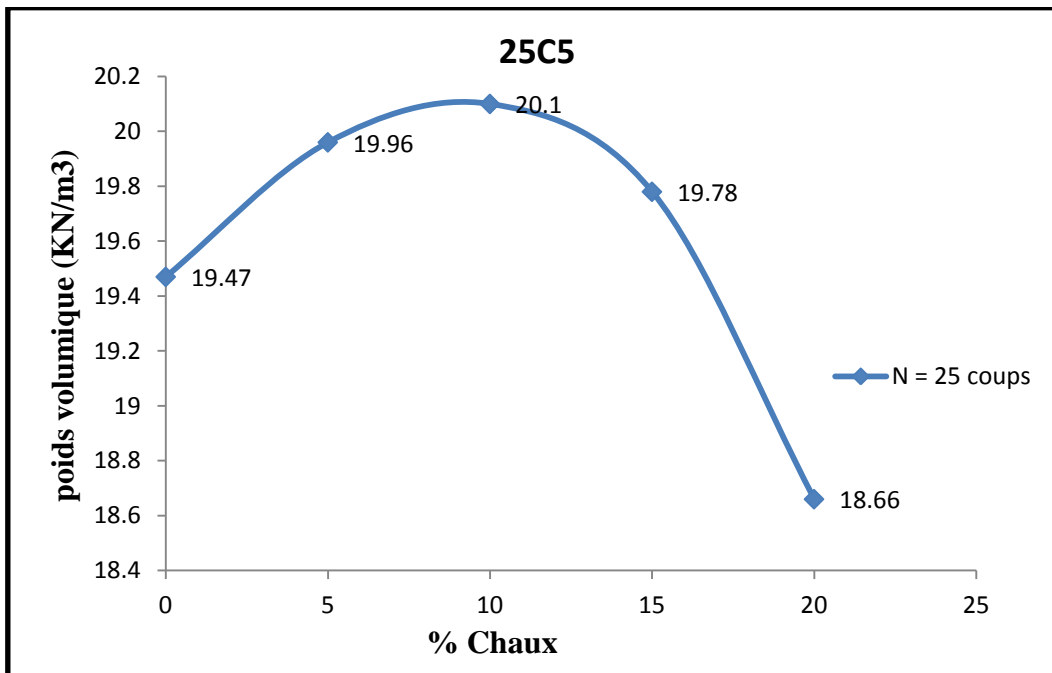


Figure IV.6 : poids volumique sec  $\gamma_d$  sec- % chaux sable stabilisé : 5 % ciment n=25 coups

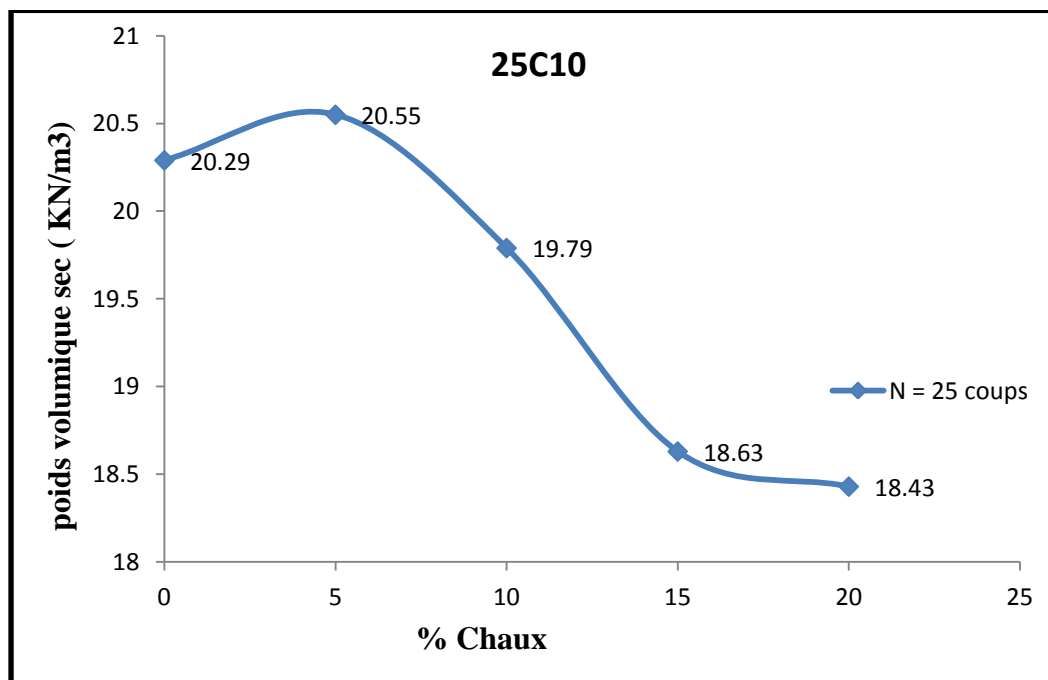


Figure IV.7 : poids volumique sec  $\gamma_d$  sec- % chaux sable stabilisé : 10 % ciment n=25 coups

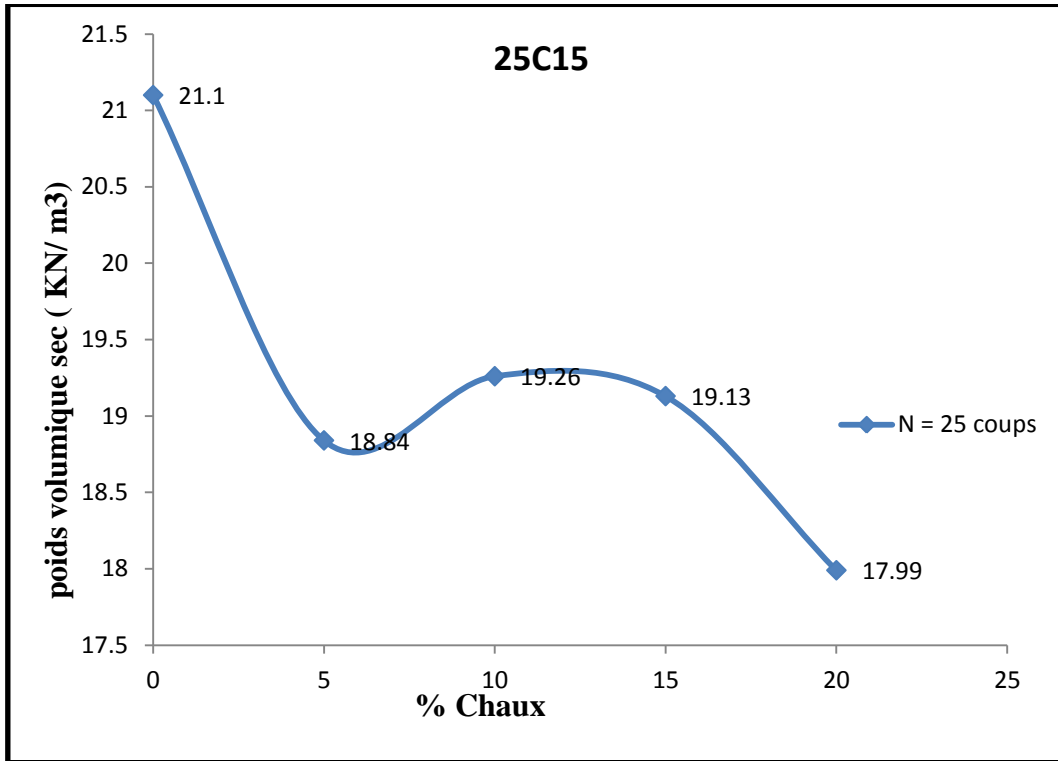


Figure IV.8 : poids volumique sec  $\gamma_d$  sec- % chaux sable stabilisé : 15 % ciment n=25 coups

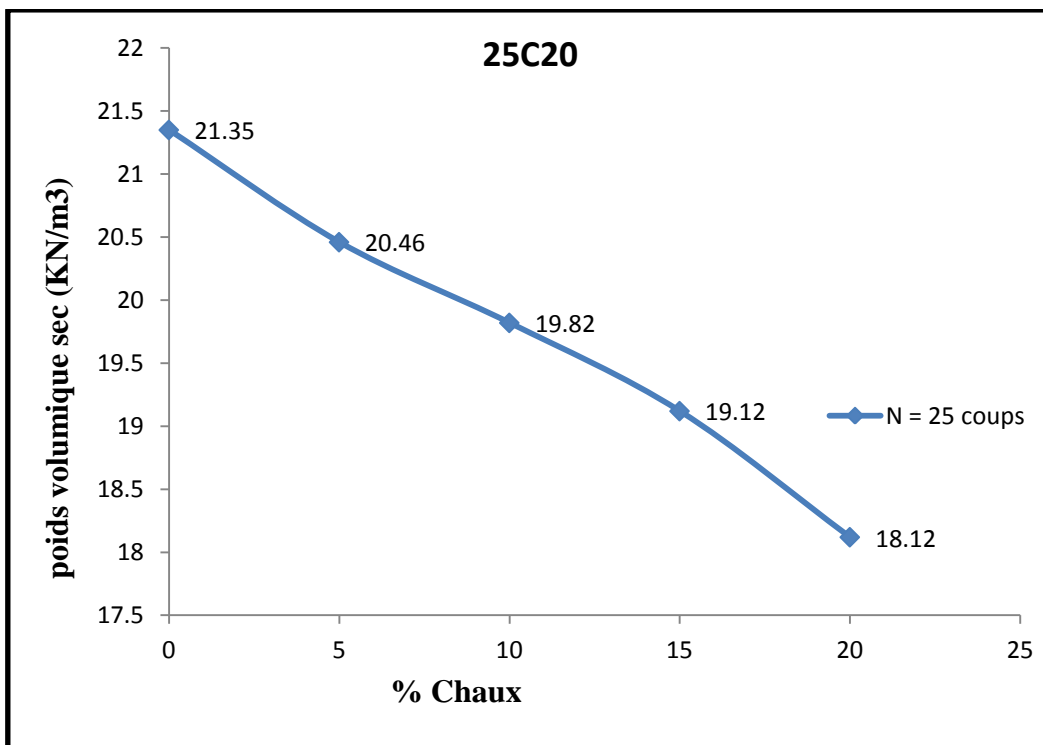


Figure IV.9: poids volumique sec  $\gamma_d$  sec- % chaux sable stabilisé : 20 % ciment n=25 coups

### **La courbe 25C5 :**

En forme de cloche elle présente un maximum de poids volumique égale à  $20.1 \text{ KN/m}^3$  pour un optimum de chaux de 10%. Au delà de cette valeur optimale son incorporation nuit à la densification du matériau. Avec un apport de 20% de chaux la matériau obtenu a un poids volumique très faible  $\gamma_d = 18.66 \text{ KN/m}^3$ .

L'ajout de chaux en faible teneur inférieur à 10% présente un intérêt certain pour le poids volumique sec. Un apport de chaux compris entre 0 et 10 % augmente le poids volumique du matériau.

### **La courbe 25C10 :**

Comme pour la courbe 25C5 elle est en forme de cloche mais elle est moins marquée. Le poids volumique maximal de  $20,55 \text{ KN/m}^3$  est obtenu pour une teneur optimale de chaux de 5%. Il a augmenté de 20,1 à 20,55 alors que la teneur en chaux optimale a baissé de 10% à 5%. L'optimum de chaux s'est déplacé vers de faibles teneurs en chaux. Ainsi sur la figure l'effet bénéfique de ce liant pour le poids volumique est obtenu pour teneurs en chaux inférieures à 5%.

En absence de chaux quand l'ajout de ciment passe de 5 à 10 % le poids volumique lui passe de 19,47 à  $20,29 \text{ KN/m}^3$  alors que pour les forts dosages de chaux il demeure faible ( $18.43 \text{ KN/m}^3$ ).

### **La courbe 25C15 :**

La forme de cloche est totalement absente. Le poids volumique maximale est de  $21,1 \text{ KN/m}^3$ , il croit avec la teneur en ciment. L'optimum de chaux cette fois-ci évolue vers une teneur en chaux nulle.

En absence de chaux le poids volumique optimal est de  $21,1 \text{ KN/m}^3$ . Il croit quand la teneur en ciment augment. La variation du poids volumique sec est inversement proportionnel à la teneur en chaux.

### **La courbe 25C20 :**

La forme de cloche a disparu complètement. Pour de fortes teneurs en chaux le poids volumique sec est très faible. Il est inversement proportionnel à la teneur en chaux nous pouvons déduire que :

- Pour de faibles teneurs en ciment, il existe un optimum de chaux qui donne une meilleure densification du matériau.
- De bons résultats sont obtenus avec de faibles teneurs en chaux par la stabilisation mixte (chaux+ ciment).
- Quand la teneur en ciment augmente l'optimum de chaux évolue vers une teneur en chaux nulle autrement dit la teneur optimale en chaux diminue quand la teneur en ciment augmente.

### Avec le compactage de n=50 coups par couche

Nous retrouvons les mêmes caractéristiques à savoir :

- ✚ Pour de faibles teneurs en ciment la courbe est en forme de cloche
- ✚ L'optimum de densité est obtenu pour de faibles teneurs en chaux
- ✚ L'optimum de chaux diminue quand la teneur en ciment croit
- ✚ Quand le dosage en chaux augmente, le poids volumique sec diminue, il est inversement proportionnel à la teneur en chaux

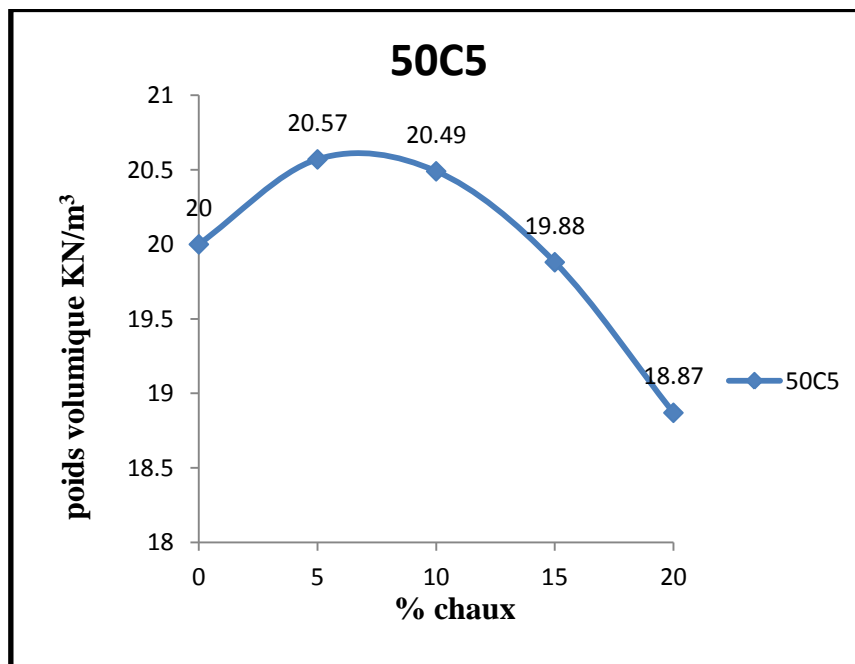


Figure IV.10 : poids volumique sec  $\gamma_d$  sec- % chaux stabilisé : 5% ciment n=50 coups

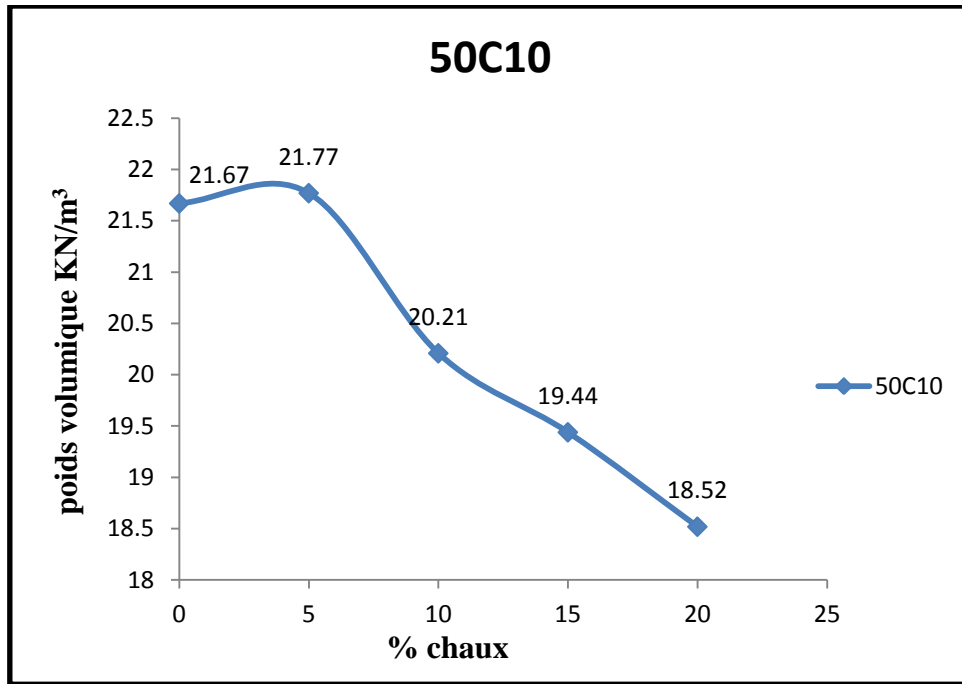


Figure IV.11 : poids volumique sec  $\gamma_d$  sec- % chaux stabilisé : 10% ciment n=50 coups

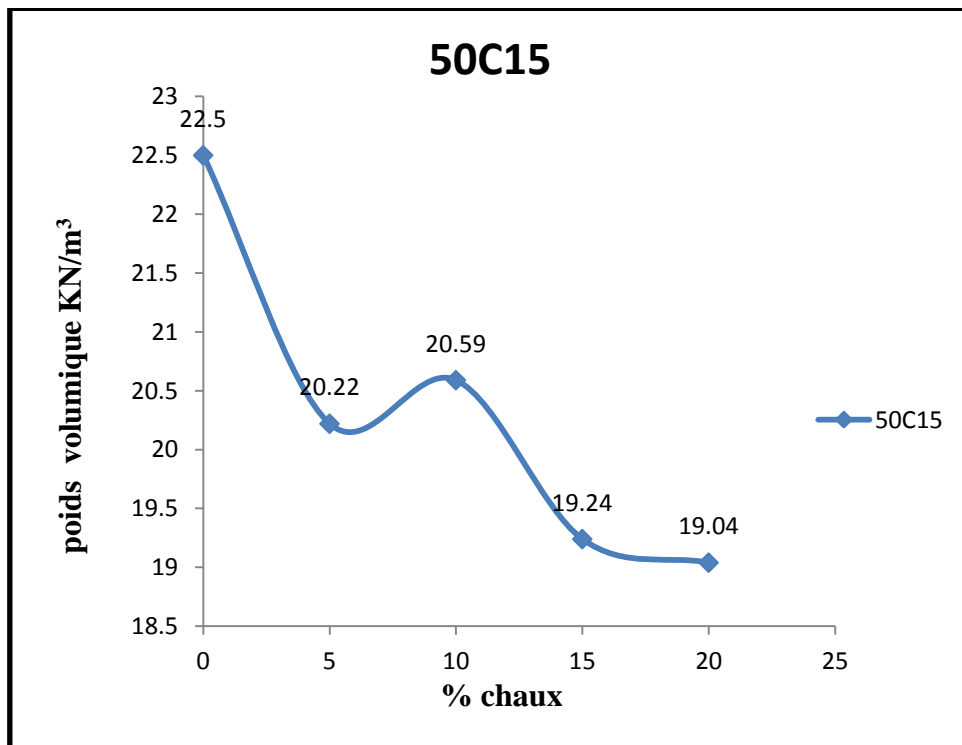


Figure IV.12 : poids volumique sec  $\gamma_d$  sec- % chaux stabilisé : 15% ciment n=50 coups

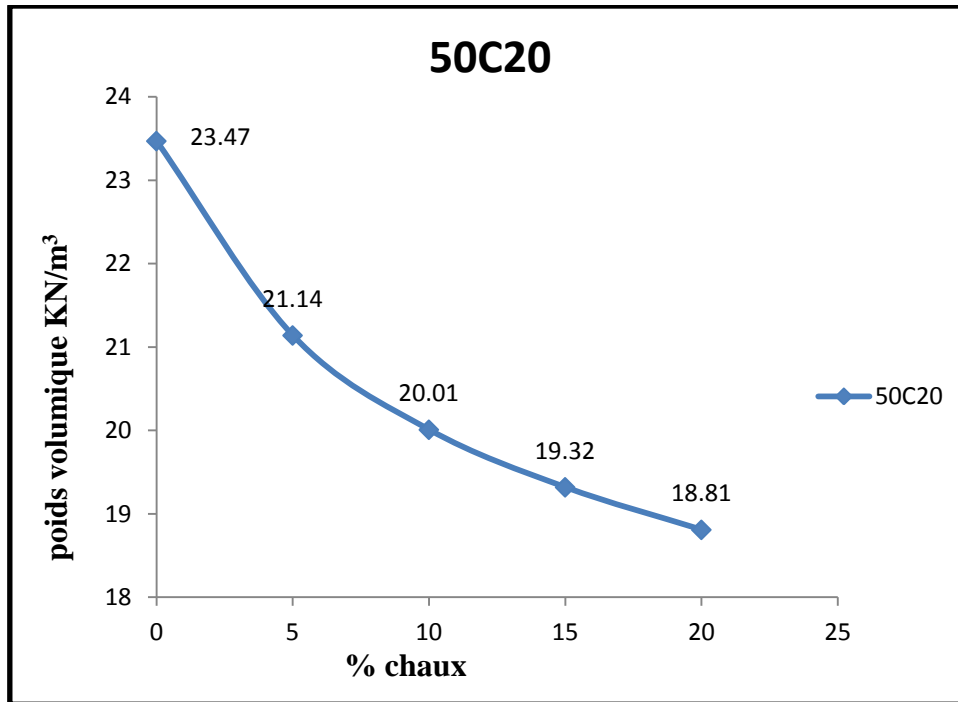


Figure IV.13 : poids volumique sec  $\gamma_d$  sec- % chaux stabilisé : 20% ciment n=50 coups

#### IV.2.2.3.4 effets de l'énergie de compactage sur le poids volumique sec du sable en fonction de l'énergie de compactage

Pour étudier l'effet du compactage sur le poids volumique nous comparons les courbes : (25C5-50C5),(25C10-50C10),(25C15-50C15) et (25C20-50C20). Ces courbes groupées 2 à 2 nous permettent de varier le nombre de coups et de conserver tous les autres paramètres inchangés. Ainsi dans ces différentes courbes nous pouvons analyser l'influence du nombre de coups sur le poids volumique sec  $\gamma_d$ .

En confectionnant des éprouvettes avec des paramètres identiques (teneur en eau,% en ciment,% en chaux et n) nous devons retrouver des courbes identiques.

Dans les 2 courbes des figures (IV.14 et IV.15) le paramètre qui varie est le nombre de coups donc les positions des 2 courbes qui s'empilent l'une sur l'autre sont nécessairement dues au compactage.

Quand la teneur en ciment est faible les courbes de compactage sont en forme de cloche et s'emboîtent les unes dans les autres.

Sur la figure IV.14, pour n=25 coups, le poids volumique maximale est de 20.1 KN/m<sup>3</sup> et la teneur optimale en chaux est de 10%. Quand le nombre de coups augmente à n=50 coups par

couche le poids volumique croit à 20,57 KN/m<sup>3</sup> et la teneur optimale en chaux baisse à 5%. On peut conclure que quand l'énergie de compactage augmente la teneur optimale en chaux baisse.

Nous avons une parfaite similitude avec la variation du poids volumique en fonction de la teneur en eau.

Le gain en poids volumique sec est engendré par l'augmentation du nombre de coups. La position haute de la courbe correspondant au nombre n=50 coups par couche montre que le compactage a un effet très important sur le poids volumique sec quand la teneur en chaux est faible alors qu'il n'a aucun effet quand ce liant est en proportion élevée.

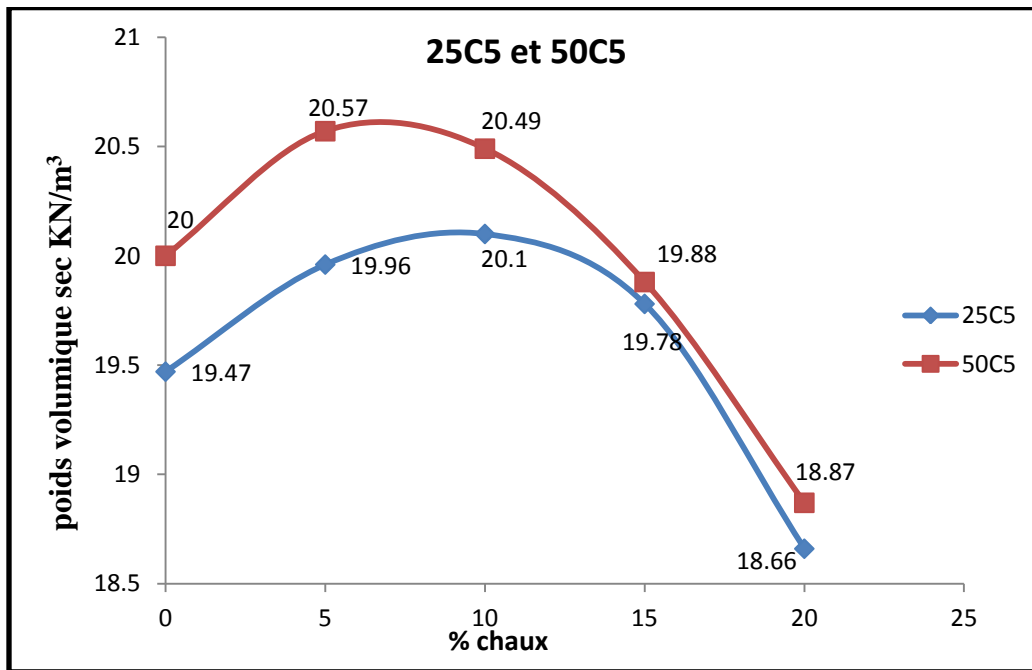


Figure IV.14 : Poids volumique sec- % de chaux sable stabilisé : 5% ciment, n=25 et 50

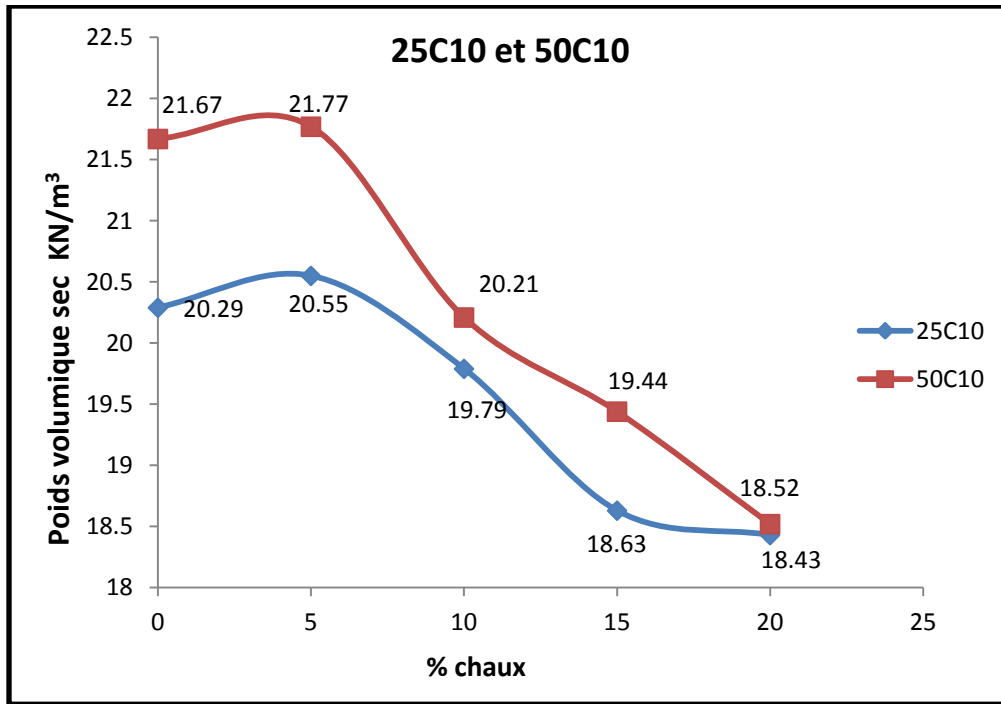


Figure IV.15 : Poids volumique sec- % de chaux sable stabilisé : 10% ciment, n=25 et 50

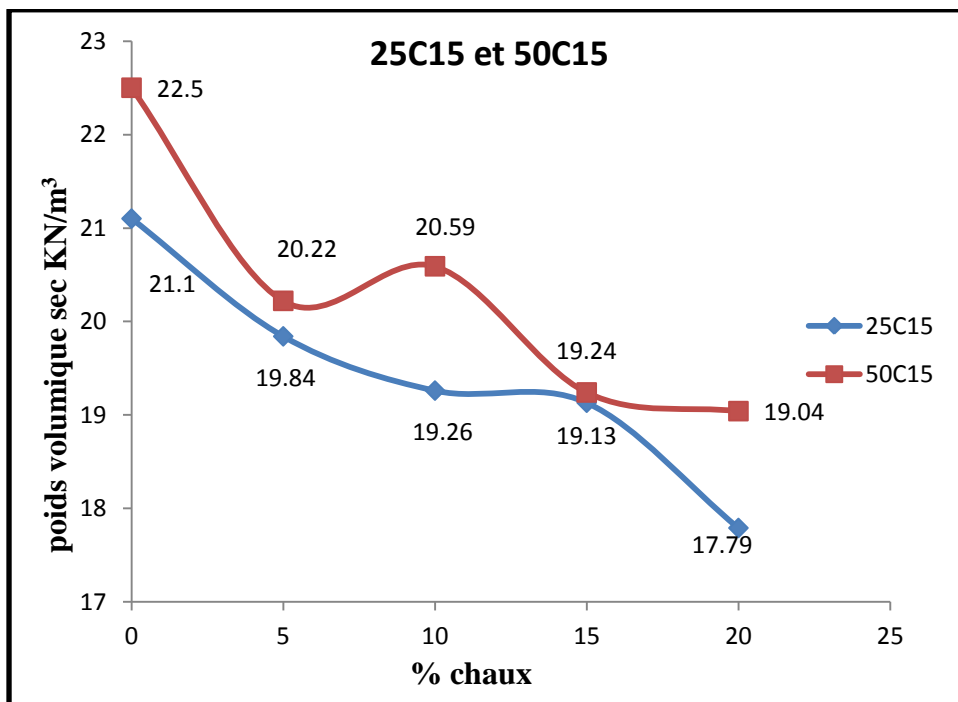


Figure IV.16 : Poids volumique sec- % de chaux sable stabilisé : 15% ciment, n=25 et 50

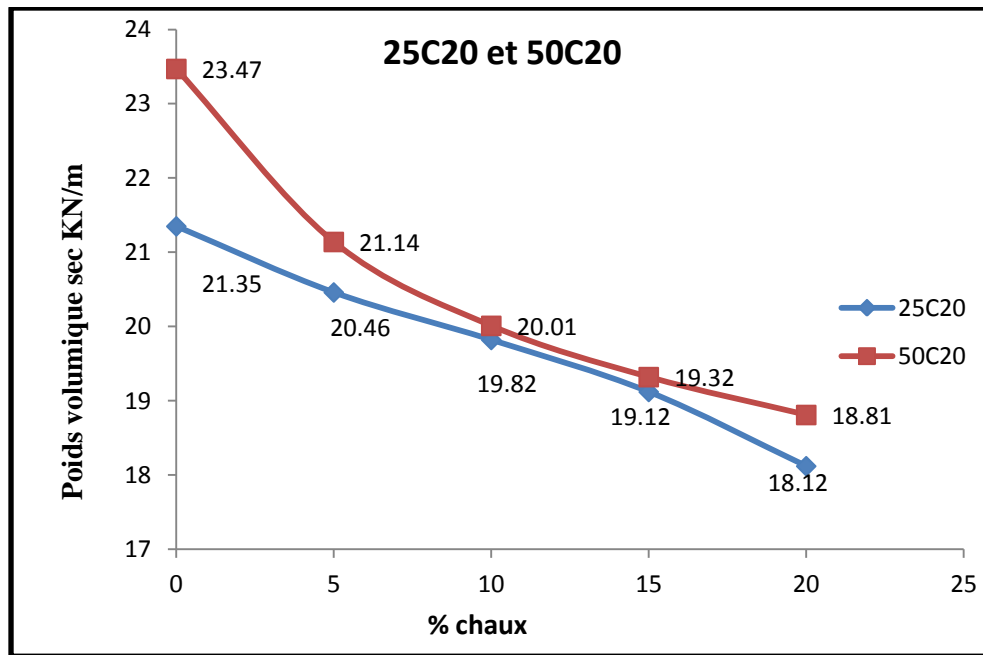


Figure IV.17 : Poids volumique sec- % de chaux sable stabilisé : 20% ciment, n=25 et 50

Les 2 courbes de compactage montrées sur chacune des figures IV.16 et IV.17 :

Correspondant à n=25 et n=50 peuvent être assimilées à 2 droites décroissantes en fonction de la teneur en chaux. Mais quand la teneur en ciment est élevée les formes de cloches disparaissent et le poids volumique est inversement proportionnel à la teneur en chaux

#### IV.2.2.3.5 CONCLUSION

Les essais ont montré que :

- ✓ Le poids volumique augmente proportionnellement avec la teneur en ciment
- ✓ Un sable stabilisé à forte teneur en ciment et compacté à haute énergie donne des résultats très satisfaisants
- ✓ Il existe un optimum de chaux qui se déplace vers de faibles teneurs de ce même liant quand l'énergie de compactage augmente
- ✓ Quand la teneur en ciment est faible inférieure à 10% dans la combinaison (ciment + chaux), il existe une parfaite similitude entre la variation du poids volumique en fonction de la teneur en chaux et le poids volumique en fonction de la teneur en eau.
- ✓ Pour des teneurs en ciment élevées cet optimum n'existe pas

## IV.3 RESISTANCE MECANIQUE

Un sol possède les qualités d'un matériau de construction lorsqu'il se montre apte à acquérir une résistance mécanique performante à l'état sec et satisfaisant à l'action de l'eau. Ce sont ces deux idées maitresses qui nous ont guidés pour aboutir à la stabilisation d'un sol avec incorporation de stabilisants

### IV3.1- Confection des éprouvettes

Le mode opératoire pour confectionner les éprouvettes est même qui a été utilisé dans les essais effectués sur le poids volumique. Les éprouvettes sont conservées à l'air libre, à température ambiante, au laboratoire pendant 21 jours ensuite elles sont écrasées par compression simple

### IV.3.3- Essai d'écrasement

Nous appliquons un effort normal progressif jusqu'à la rupture de l'éprouvette. Nous noterons alors la charge maximale **F** de rupture exprimée en **KN** ; la résistance à la compression (**Rsec**) de l'éprouvette sera donnée par la relation  $R_{sec}=F/S$  ; **S** étant la section transversale de l'éprouvette.

Une valeur minimale de résistance à la compression a été arbitrairement fixée pour le matériau fabriqué à 4 Mpa ce qui correspond à une valeur largement suffisante pour la construction de maison individuelle R+0 ou R+1 (voir le Document technique unifié 20.11 relative aux blocs porteurs français)



Figure IV.18. Essai de l'écrasement d'Eprouvette de sable.

L'objectif principal est d'évaluer l'influence sur la résistance à la compression à l'état sec et saturé, après immersion de 24h dans l'eau, des éprouvettes de 21 jours d'âge du :

- ✚ Ajout de ciment seul
- ✚ Ajout de ciment combiné avec de la chaux
- ✚ Énergie de compactage

Ces écrasements sont effectués sur des éprouvettes :

**IV.3.2.1 à l'état sec** : pour déterminer l'influence de la combinaison du ciment et de la chaux sur la résistance à l'état sec ( $R_{sec}$ ).



Figure IV.19 : Epreuves de sable + (ciment-chaux) à l'état sec.

#### IV3.2.2 l'état saturé :

Après 21 jours de cure les éprouvettes seront immergées dans l'eau pendant 24 heures puis sont retirées et écrasées d'où la résistance après immersion (**R<sub>sat</sub>**). Cet essai est appelé aussi essai de contrôle. Il est destiné à évaluer la résistance, du matériau traité, à l'action de l'eau.

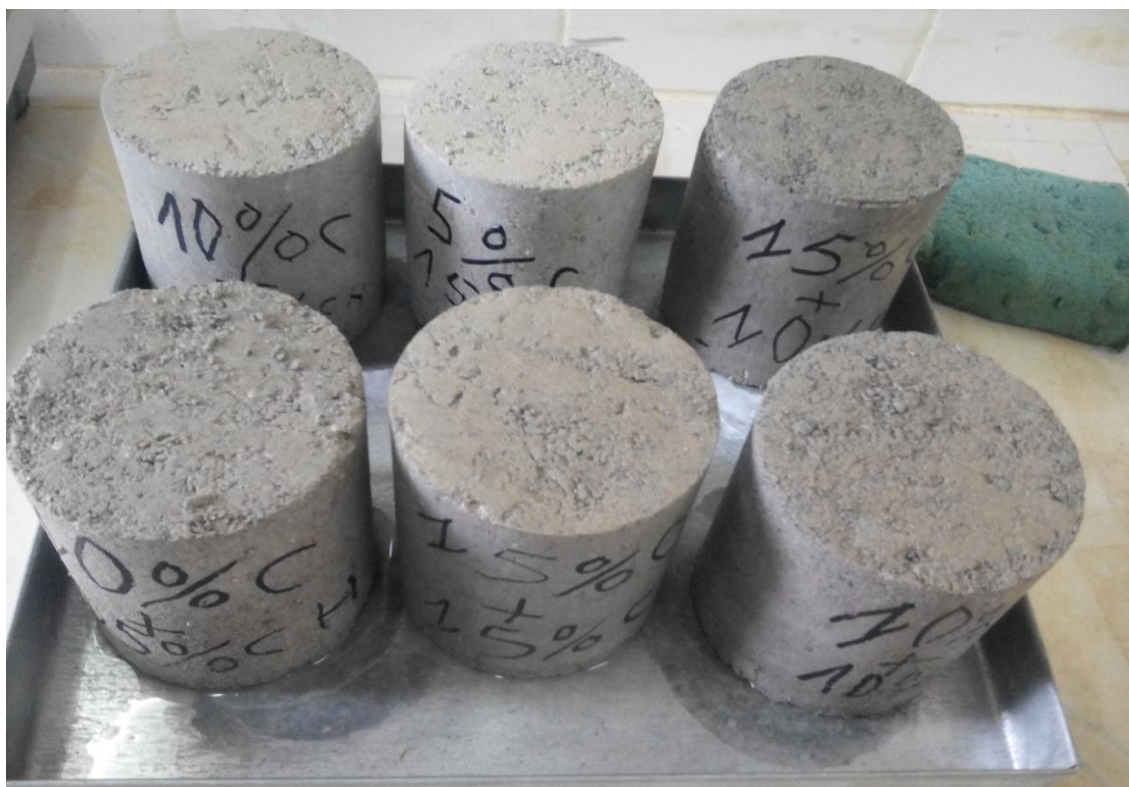


Figure IV.20: Epreuves de sables + (ciment-chaux) immergées dans l'eau.

Selon A.KOMAR(1978) les propriétés des matériaux saturés d'eau subissent de sensibles altérations : la masse volumique et la conductivité thermique augmentent, le volume de plusieurs matériaux (bois, argile) accroit (ils gonflent), la résistance baisse par suite de la violation des liens entre les particules du matériau par les molécules d'eau qui perpètrent.

### **IV.3.3 ANALYSE ET DISCUSSION DES RESULTATS EXPERIMENTAUX OBTENUS**

#### **IV.3.3.1 Traitement par le ciment seul**

Les résultats de la stabilisation du sable à l'état sec stabilisé par le ciment portland, sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Résistance à la compression du sable stabilisé par le ciment à l'état sec

(Rsec)

<b>Ciment (%)</b>	<b>Forces de rupture (KN)</b>		<b>Resistance à l'état sec Rsec (Mpa)</b>	
	<b>25 coups</b>	<b>50 coups</b>	<b>25 coups</b>	<b>50 coups</b>
<b>5</b>	25.4	31.8	3.222	5.106
<b>10</b>	57.2	63.00	7.061	8.509
<b>15</b>	106.2	120.2	14.50	15.3
<b>20</b>	151.6	198.6	21.10	23.622

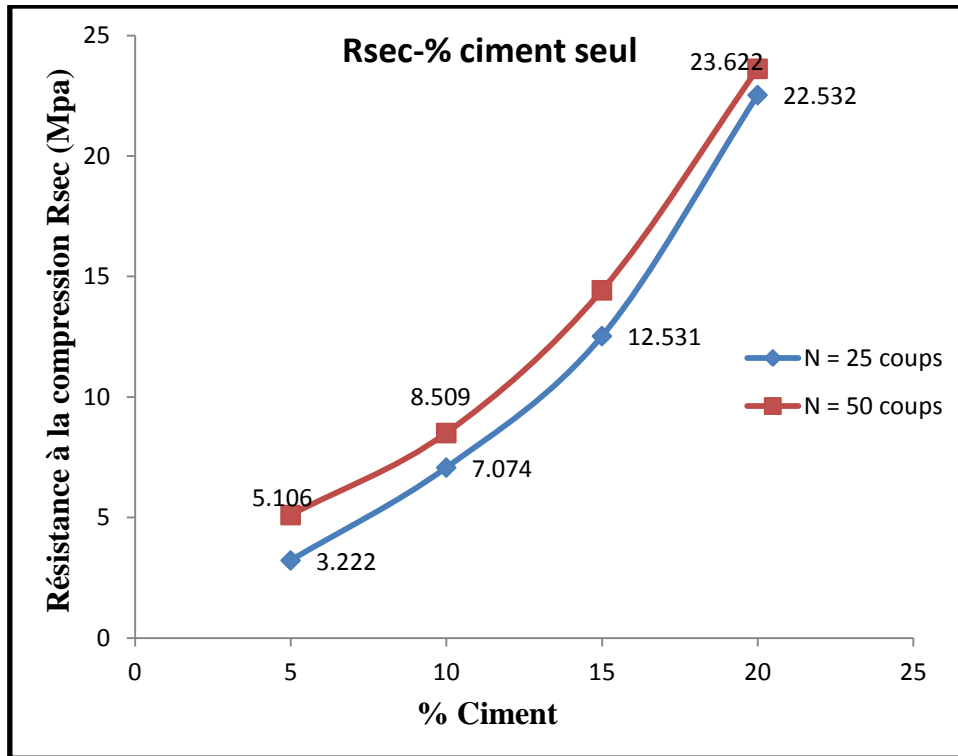


Figure IV.21: Résistance à l'écrasement du sable à sec (Rsec) en fonction de la teneur en ciment pour n=25 et n=50 coups

Le sable est traité uniquement avec le ciment, la résistance mécanique de l'éprouvette (sable-ciment) augmente avec la teneur en ciment. Plus la teneur en liant est élevée, meilleure est la résistance du matériau. Comme le montre la figure IV.21, plus on ajoute du ciment au sable, plus le sable-ciment résultant est résistant.

Quel que soit le nombre de coups, la résistance augmente proportionnellement avec la teneur en ciment

Le processus de stabilisation initié par l'ajout du Ciment Portland au sable engendre trois étapes distinctes :

- L'échange cationique;
- L'hydratation par cimentation;
- Les réactions pouzzolaniques.

Le Ciment Portland possède des propriétés lui permettant d'initier une étape de plus que la chaux, soit celle de l'hydratation.

Lorsque le Ciment Portland est hydraté, en plus du C-S-H, il se forme également l'hydrate d'alumine-calcaïque (C-A-H) et le  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ . Le C-S-H et le C-A-H forment un réseau servant de « colle » donnant une structure et de la résistance au mélange.

Le décalage vers le haut et en tout point de la courbe correspondant  $n=50$  coups montre le gain de résistance apporté par l'augmentation du nombre de coups.

A 5% de ciment la résistance passe de 3.22 et à 5.10 Mpa lorsque le nombre de coups passe de 25 à 50 coups.

Le rapport est de :  $5.1/3.22=1.59$ . la résistance à  $n=50$  est 1.59 fois celle obtenue à  $n=25$  alors que le gain de résistance à de forte teneur en ciment (20%) est faible puisqu'elle a augmenté de 22.53 à 23.62 Mpa. On peut conclure que le compactage est très efficace pour de faible teneur en ciment alors que son effet est insignifiant pour des dosages élevés (20% de ciment).

Une bonne résistance à l'état sec est très facile à obtenir puisque presque toutes les résistances portées La figure IV.21 ont une valeur sont supérieure à 4 Mpa, la valeur minimale qui est fixée par le DTU13.1 relatif aux blocs français

Un sable faiblement compacté ( $n=25$ ), stabilisé avec 10% de ciment donne  $R_{sec}=7.074$  Mpa.

Mais quand il est fortement compacté et stabilisé à 5% de ciment la résistance  $R_{sec}$  est égale à 5.106 Mpa ce qui dépasse largement la valeur minimale exigée pour une construction de R+0 ou R+1 Mpa . Nous pouvons obtenir ce même résultat de 2 manières différentes :

- ❖ En augmentant la teneur en ciment
- ❖ En compactant fortement

La deuxième solution paraît meilleure car elle peut nous économiser du ciment.

### **IV.3.3.2 Traitement du sable par la combinaison (ciment + chaux) et par différentes énergies de compactage :**

Tous les mélanges de sols naturels et de ciment portland sont généralement dénommés « sol-ciment ». L'objectif visé par l'incorporation de la chaux dans un sable-ciment est d'étudier les proportions de chaux à incorporer dans un sable-ciment pour améliorer la résistance mécanique à sec et la teneur à l'eau.

Les éprouvettes à base du sable stabilisées avec le ciment-chaux sont réalisées en fixant le pourcentage du ciment et en variant le pourcentage de chaux. Le compactage des éprouvettes est fait selon le principe de l'essai Proctor normale.

Les éprouvettes du mortier sable-ciment plus chaux confectionnées sont conservées à l'air libre pendant 21 jours.

**IV.3.3.2.1 Variation de la résistance à l'état sec Rsec du sable stabilisé par combinaison (ciment + chaux)**

Les résultats de la stabilisation du sable à l'état sec (**Rsec**) par le ciment portland et la chaux vive sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : Variation de la Resistance Rsec - % chaux (stabilisation : ciment + chaux)

% Ciment	% de chaux	Force de rupture (KN)		Resistance à l'état sec Rsec (Mpa)			
		n= 25 coups	n= 50 coups	Désignation des éprouvettes	n= 25 coups	Désignation des éprouvettes	n= 50 coups
5	0	25.4	31.8	25C5	3.222	50C5	5.106
	5	24.0	25		2.959		3.092
	10	20.2	22.1		2.494		2.728
	15	15.7	16.8		2.005		2.142
10	0	57.2	63	25C10	7.061	50C10	8.509
	5	26.5	40.1		3.268		5.109
	10	18	30.3		2.222		3.863
	15	9.3	19.6		1.148		2.492
15	0	106.2	120.2	25C15	14.50	50C15	15.3
	5	103	112.5		13.12		14.00
	10	57.2	64.4		7.28		8.202
	15	12.1	15.5		1.489		1.974

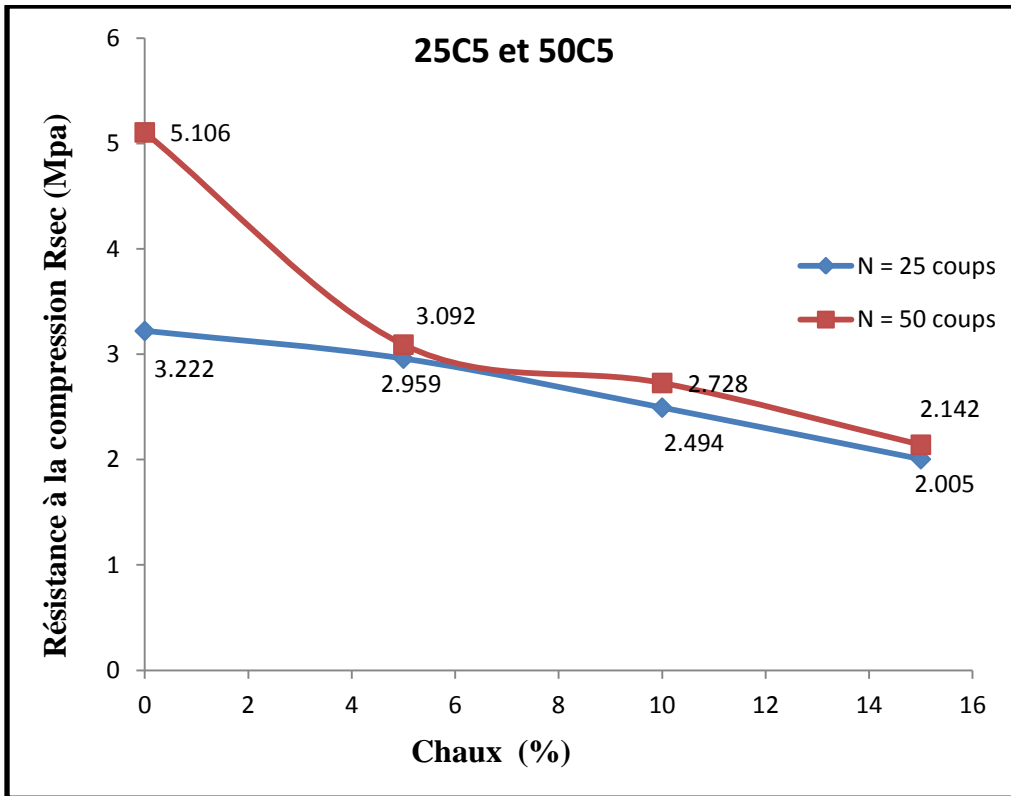


Figure IV.23 : Résistance Rsec -% chaux (stabilisation : 5 % ciment+chaux)

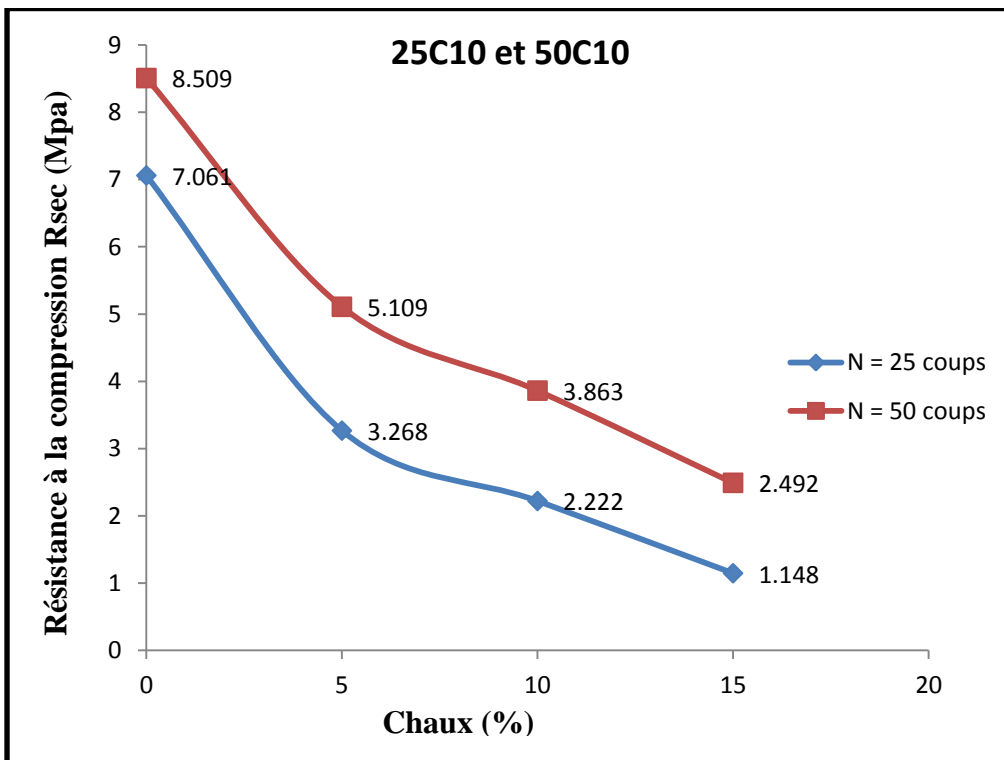


Figure IV.24: Résistance à sec Rsec -% chaux (stabilisation : 10 % ciment+chaux)

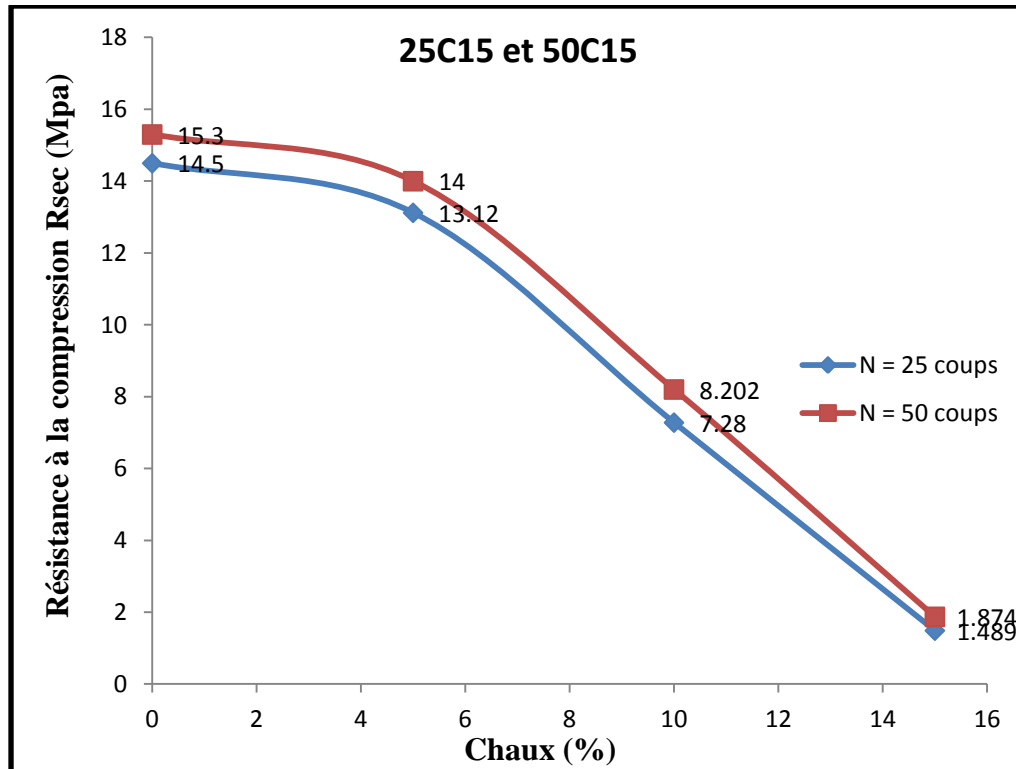


Figure IV.25: Résistance à sec Rsec -% chaux (stabilisation : 15 % ciment+chaux)

**a) Influence du nombre de coups par couche sur la résistance à l'écrasement à l'état sec**

Les courbes tracées dans les figures IV.23, IV.24 et IV.25, pour une même teneur en ciment et ou seul le nombre de coups par couche varie, montrent que pour n=25 coups et n=50 coups par couche évoluent parallèlement en fonction de la teneur en chaux.

La résistance (Rsec) en fonction de la teneur en chaux est une fonction strictement décroissante quelque soit la teneur en ciment donc l'excès de chaux nuit à la résistance à sec.

Les courbes de compactage pour n=50 coups par couche sont toujours et en tout point au-dessus des courbes obtenues avec n=25 coups par couche.

**n=25 coups**

sur toutes les figures désignées ci-dessus on observe la position basse de la courbe représentant le nombre n=25 coups par couche. Cette position indique les mauvaises performances du matériau obtenues par ce nombre de coups.

**n=50 coups**

Même avec ce nombre n=50 coups par couche la résistance à l'état sec diminue quand l'apport en chaux croît.

L'incorporation de la chaux est néfaste au produit sable-ciment quelque soit le nombre n de coups de compactage

Ces mêmes figures qui, montrent la position haute de la courbe de variation de **Rsec**, indiquent que les meilleurs résultats pour la résistance à sec sont obtenus avec le nombre n de coups de compactage élevé.

Un compactage avec un nombre de coups élevé est un moyen très efficace pour améliorer la résistance à sec (Rsec).

**b) Influence de la teneur en ciment sur la résistance à sec Rsec du sable stabilisé avec combinaison ciment + chaux.**

Les graphiques suivants montrent l'influence du pourcentage de ciment sur la résistance mécanique à l'état sec Rsec du sable stabilisé avec la combinaison du ciment et de la chaux compacté avec n=25 coups et n=50 coups.

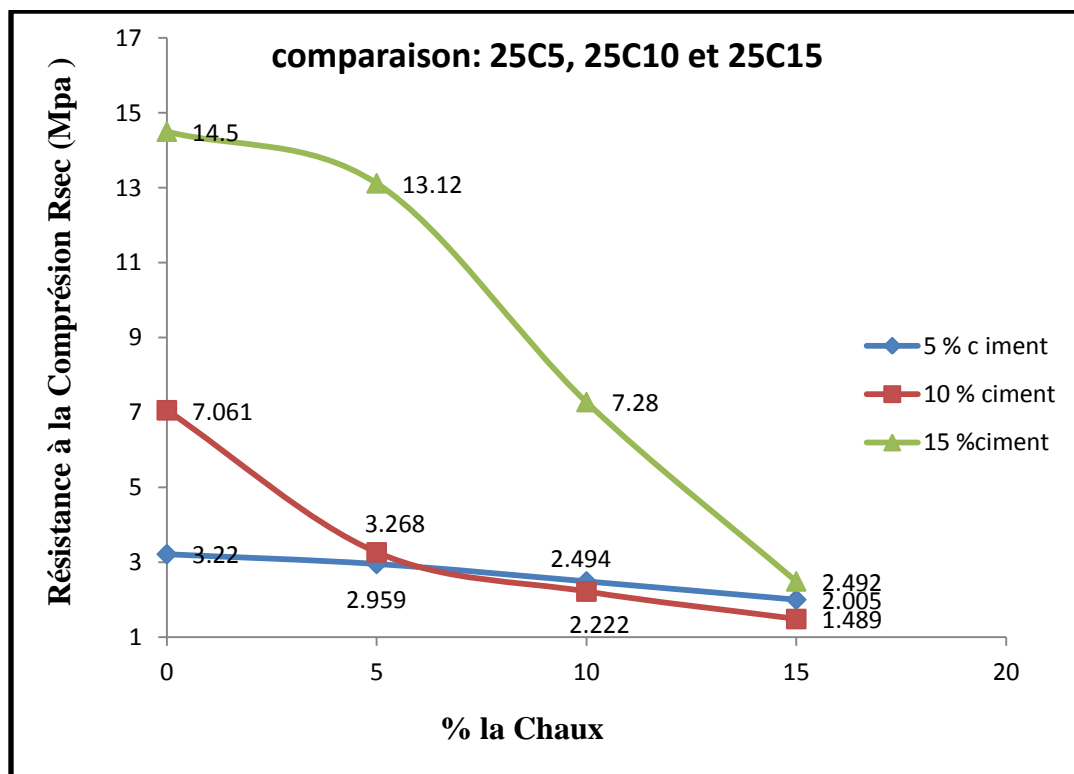


Figure IV.26: variation de la résistance Rsec-%chaux, comparaison 25C5, 25C10 et 25C15 n=25 coups

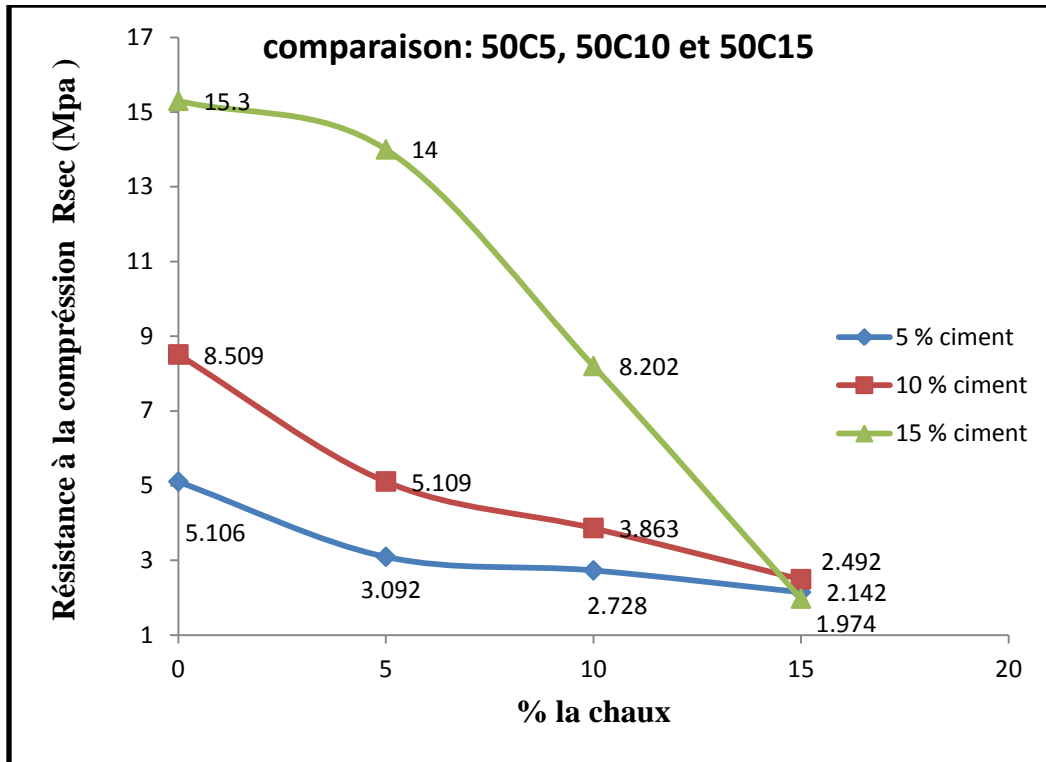


Figure IV.27: variation de la résistance Rsec-%chaux, comparaison 50C5, 50C10 et 50C15 n=50coups

Dans les figures IV.26 et IV.27 les courbes ont été déduites à partir des essais d'écrasement à l'état sec des éprouvettes compactées respectivement avec n=25 et n=50 coups par couche. Les 3 courbes choisies correspondent à des teneurs en ciment différentes.

La courbe 25C5 est une droite de faible pente. Elle est presque horizontale. La variation de la résistance à sec est très peu sensible aux variations des teneurs en chaux.

La courbe 25C10 montre qu'un apport de 10% de ciment, en absence de chaux la résistance Rsec est de 7,061 Mpa et elle décroît avec l'augmentation de la teneur en chaux.

La courbe 25C15 indique qu'en absence de chaux la résistance Rsec est de 14,5 Mpa.

Quand la teneur en ciment passe de 5 % à 15% le rapport des résistances à sec correspondant vaut :  $14.5/3.22=4.5$

Nous pouvons déduire que les résistances à l'état sec sont proportionnelles aux teneurs en ciment et inversement proportionnelles aux teneurs en chaux

L'incorporation de 15% de ciment dans le sol donne d'excellents résultats

Les courbes représentées sur la figure IV.27 ont été obtenues à partir des essais d'écrasement des éprouvettes compactées à  $n=50$  coups par couche. Les résultats sont nettement meilleurs que ceux obtenus avec  $n=25$  coups par couche.

Nous pouvons conclure que la résistance à l'état sec augmente quand :

- ✚ La teneur en chaux est nulle ou faible
- ✚ La teneur en ciment augment
- ✚ L'énergie de compactage croît

Nous constatons qu'à faible teneur en ciment la résistance à l'état sec est sensible au dosage de la chaux alors que pour un taux élevé en ciment elle est inversement proportionnel au dosage de chaux. Les éprouvettes compactées avec une haute énergie de compactage ( $n$  élevé) et de fortes teneurs en ciment donne d'excellents résultats

### **c) Comparaison des résistances à l'état sec en fonction du pourcentage de chaux pour des différentes teneurs en ciment**

Nous observons sur les figures IV.26 et IV27 que les toutes les courbes comportent deux portions presque linéaires correspondant aux intervalles de chaux (0-5) et (5-15), sous tendues par une courbe de transition.

Quelque soit la teneur en ciment les courbes présentent de tronçons de droite qui se coupent en une teneur de 5% de chaux. Cette teneur marque 2 intervalles de chaux ou évolue différemment la résistance à sec selon la teneur en ciment. L'analyse du phénomène montre que le comportement du matériau obtenu dépend aussi de la teneur en ciment. Deux cas peuvent être observés

#### **Premier cas : teneur en ciment inférieure ou égale à 10%**

Les courbes 25C5 et 25C10 où le ciment est en faible proportion sont constituées de 2 tronçons de droite le premier sur l'intervalle de chaux (0,5%) et le deuxième de (5 à 15 %). Ces 2 droites se coupent en un point d'abscisse 5% de chaux.

En deçà de cette teneur en chaux (5%) c'est-à-dire dans le premier intervalle (0-5%) la variation de la résistance à sec est très sensible à la variation de la teneur en chaux. La pente de la droite est d'autant plus élevée que la teneur en ciment est forte. Par contre au delà de 5% de chaux la résistance continue à décroître mais avec une pente faible. Les courbes 25C5 et 25C10 présentent une concavité dirigée vers le haut.

**Deuxième cas : les teneurs en ciment sont élevées (supérieures à 10%)**

La courbe 25C15 ou la teneur en ciment est importante présente aussi 2 tronçons de droite qui se coupent en même point d'abscisse 5% de chaux.

Dans cette courbe le comportement de la résistance à l'état sec est contraire à celui qui a été observé sur la courbe 25C10

En deçà de cette teneur en chaux (5%) c'est-à-dire dans l'intervalle de chaux (0-5%) la courbe est presque horizontale. La variation de la résistance Rsec est modérée, elle varie faiblement avec la teneur chaux

Par contre au delà de 5% la pente du deuxième tronçon est accentuée en d'autres mots la résistance à sec décroît fortement avec la teneur en chaux. C'est exactement le contraire de ce qui a été observé sur la courbe 25C10

Cette courbe présente une concavité qui est orientée vers le bas elle a une orientation contraire à celle de la 25C10

**d) Analyse des effets simultanés de l'énergie de compactage et de la teneur en ciment**

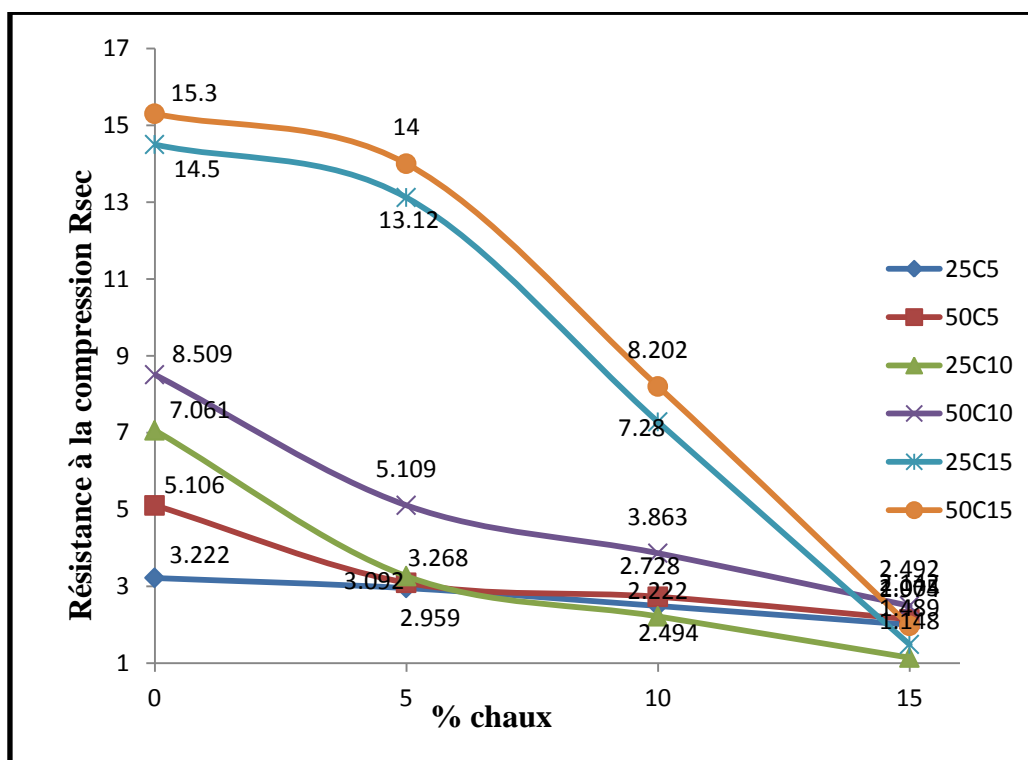


Figure IV.28 : Variation de la résistance Rsec- % chaux pour différentes teneurs en ciment correspondant à n=25 et n=50 coups

La figure IV.28 montre l'ensemble des courbes obtenues avec les différentes teneurs en ciment testées »es et où les nombres de coups considérés sont n=25 et n=50 coups par couche.

Dans le souci de faciliter la compréhension de l'évolution de la résistance à sec en fonction de la teneur en chaux, du dosage en ciment et de l'énergie de compactage nous classons ces courbes en fonction du nombre de coups. Ainsi la couleur bleu désigne les courbes obtenues avec  $n=25$  et le marron avec  $n=50$  coups par couche.

Il en ressort que toutes les courbes :

- ✚ En bleu et en marron correspondant respectivement à  $n=25$  et  $n=50$  coups par couche sont alternées.
- ✚ De compactage à  $n=50$  coups par couche sont toujours au dessus de celles obtenues à 25.
- ✚ Présentent clairement les 2 tronçons de droite correspondant aux intervalles de chaux (0-5) et (5-15)
- ✚ Montrent que la teneur en chaux de 5% est un point fixe où se rencontrent ces 2 droites
- ✚ Obtenues à partir de d'une teneur inférieure ou égale à 10% de ciment ont effectivement leur courbure dirigée vers le haut
- ✚ Dont la teneur en ciment est supérieure à 10% ont leur concavité dirigée vers le bas quelque soit le mode de compactage.

On peut conclure que : Quelque soit la teneur en ciment, les courbes présentent deux tronçons de droite qui se coupent en une teneur de 5% de chaux.

Cette teneur marque deux intervalles où évolue différemment la résistance à l'état sec selon la teneur en ciment

Pour des teneurs en ciment inférieures à 10% la variation de la résistance  $R_{sec}$  est sensible à la variation de la teneur en chaux et reste modérée ou insensible pour de fortes teneurs en chaux (supérieures à 5%)

Pour des teneurs en ciment élevées (supérieure à 10%) il se produit le contraire de ce qui a été observé pour de faible teneur en ciment donc il y a changement de comportement du matériau.

Une étude a été faite en 1983 par ILKER, elle porte plus particulièrement sur la rhéologie du matériau terre. Cette étude a porté essentiellement sur la mise au point d'une expérimentation ayant pour base l'essai triaxial

Ces essais ont mis en évidence certaines propriétés des sols traités :

- ✚ Le comportement de la terre traitée au ciment est rigide à la rupture et est proche de celui du béton
- ✚ Pour les teneurs faibles en ciment et dosage en chaux élevé le comportement est elasto-plastique. Il est proche des matériaux visqueux.

- ✚ Donc ces résultats sur le changement de comportement du matériau sont conformes à ceux obtenus par ILKER

### IV.4. CONCLUSION.

Cette expérimentation a porté sur de grandes quantités de chaux mais les faibles quantités (1%, 2%, 3 % et 4%) n'ont pas été testées. Il serait souhaitable d'évaluer les résistances  $R_{sec}$  et  $R_{sat}$  sous l'influence de ces faibles proportions de chaux pour être mieux éclairer sur la résistance du matériau.

L'incorporation de la chaux en grandes proportions dans le sable nuit à la résistance du matériau à l'état sec et saturé. Il n'ya aucun intérêt à incorporer une quantité excessive de chaux dans le sable pour tenter d'améliorer la résistance mécanique. Doit-on abandonner le traitement à la chaux?

Bien sûr que non l'utilisation de la chaux, dans le matériau visqueux (sol+ciment+chaux) peut se révéler très intéressant pour concevoir des matériaux assez souples pour amortir les chocs. Ainsi les matériaux elasto-plastiques obtenus peuvent résister aux chocs sans se briser

Les spécialistes apprécient fortement le comportement visqueux du matériau. Grace à ces propriétés elasto-plastiques le produit (sol+ciment + chaux) peut être un excellent matériau qui peut subir avec succès les sollicitations sous chocs. C'est déjà un autre sujet.

# CHAPITRE V : LA RESISTANCE A L'ACTION DE L'EAU

## V.1. Introduction :

Si de bons résultats en compression simple sont facilement obtenus à l'état sec, la résistance à l'action directe de l'eau et de l'humidité demeure toujours insuffisante. D'une façon générale, le matériau terre résiste mal à l'eau. Cette chute de résistance au contact de l'eau est un problème qui conditionne la durabilité de tout ouvrage en terre.

Par définition la durabilité est le pouvoir d'un matériau de résister à l'action commune des facteurs atmosphériques ou autres. Ceux-ci peuvent être les variations de température et d'humidité, l'action des différents gaz contenus dans l'air ou des solutions salines se trouvant dans l'eau.

L'objectif de ces essais est d'étudier le comportement des blocs sous l'action de l'eau. Les principales méthodes utilisées pour évaluer la tenue à l'eau des matériaux à base de terre sont :

✚ Essai d'absorption par : immersion et capillarité

## V.2 Essai d'absorption

Deux essais sont couramment utilisés pour évaluer l'absorption de l'eau par la terre.

- Absorption par immersion
- Absorption par capillarité

### V.2.1 Absorption par immersion dans l'eau ou essai de contrôle

Le problème essentiel à résoudre est celui de la tenue du matériau soumis à l'action de l'eau.

Trois essais à l'immersion ont été présentés par les auteurs suivants : O. GAUMONT, J. GRESILLON et A. KOMAR.

La méthode d'essai retenue est l'essai d'immersion selon A. KOMAR.

#### Essai d'immersion (A. KOMAR):

En matériau de construction A KOMAR définit la propriété qu'a un sol à absorber de l'eau par la capacité d'absorption et à résister à l'action de l'eau par les paramètres suivants

- la résistance à sec ( $R_{sec}$ ),
- la résistance après immersion ( $R_{sat}$ ),
- coefficient de ramollissement ( $K_{ram}$ )
- taux d'absorption d'eau

Pour tester l'effet de la stabilisation sur la tenue à l'eau, nous avons exécuté des essais de compression simple à l'état sec et après 24 heures d'immersion dans l'eau sur des éprouvettes de 21 jours d'âge. Cet essai est aussi appelé essai de contrôle

#### Coefficient de ramollissement (A.KOMAR ,1978)

Le rapport de la résistance à la compression d'un matériau saturé (après immersion pendant 24h)  $R_{sat}$  à la résistance à la compression du matériau à sec  $R_{sec}$  s'appelle coefficient de ramollissement

$$K_{ram} = R_{sat} / R_{sec}$$

Ce coefficient caractérise la résistance à l'eau des matériaux. Pour les uns, se détrempe facilement (argile), il est égale à 0, pour les autres (métaux, verres) dont la résistance à l'action de l'eau est stable, le coefficient de ramollissement est égal ou supérieur à 1. Les matériaux dont le coefficient de ramollissement est supérieur à 0,8 sont considérés comme résistant à l'eau. Il est interdit d'utiliser les matériaux au coefficient de ramollissement inférieur à 0,8 comme matériau de construction dans les régions, où l'humidité est un facteur constant.

### Capacité d'absorption de l'eau

La capacité d'absorption de l'eau est le pouvoir d'un matériau d'absorber et de retenir l'eau. Elle se caractérise par la quantité d'eau absorbée par un matériau sec entièrement immergé et s'exprime en pourcent de la masse d'un matériau sec. L'absorption d'eau se définit, en pourcent, par la formule :

$$W_m = \frac{m_2 - m_1}{m_1}$$

$m_2$  : est la masse du matériau saturé d'eau, en Kg

$m_1$  : est la masse du matériau sec en Kg

$W_m$  : Coefficient d'absorption

La capacité d'absorption n'est toujours pas inférieure à la porosité réelle (totale) car une partie des pores est fermée, sans communication avec le milieu ambiant et inaccessible à l'eau. La capacité d'absorption de l'eau par les matériaux de construction varie principalement en fonction du volume des pores, de leurs types et de leurs dimensions.

La capacité d'absorption de l'eau est aussi influencée

Les propriétés des matériaux saturés d'eau subissent de sensibles altérations : la masse volumique et la conductivité thermique augmentent. Le volume du matériau et sa résistance baissent par suite de la violation des liens entre les particules du matériau par les molécules d'eau qui y pénètrent.

**V .2.1 Resistance après immersion (R<sub>sat</sub>) du sable, stabilisé par :**

**V .2.1.1 Le ciment seul**

Tableau V.1: Résistance à l'écrasement du sable après immersion de 24 heures dans l'eau (R<sub>sat</sub>) en fonction de la teneur en ciment

Ciment (%)	Forces de rupture (KN)		Resistance après immersion de 24 h dans l'eau R <sub>sat</sub> (Mpa)	
	25 coups	50 coups	25 coups	50 coups
5	19	28.3	1.853	3.6
10	36.1	40.1	4.451	5.109
15	81.4	78	10.36	9.925
20	113.9	120.2	14.5	15.3

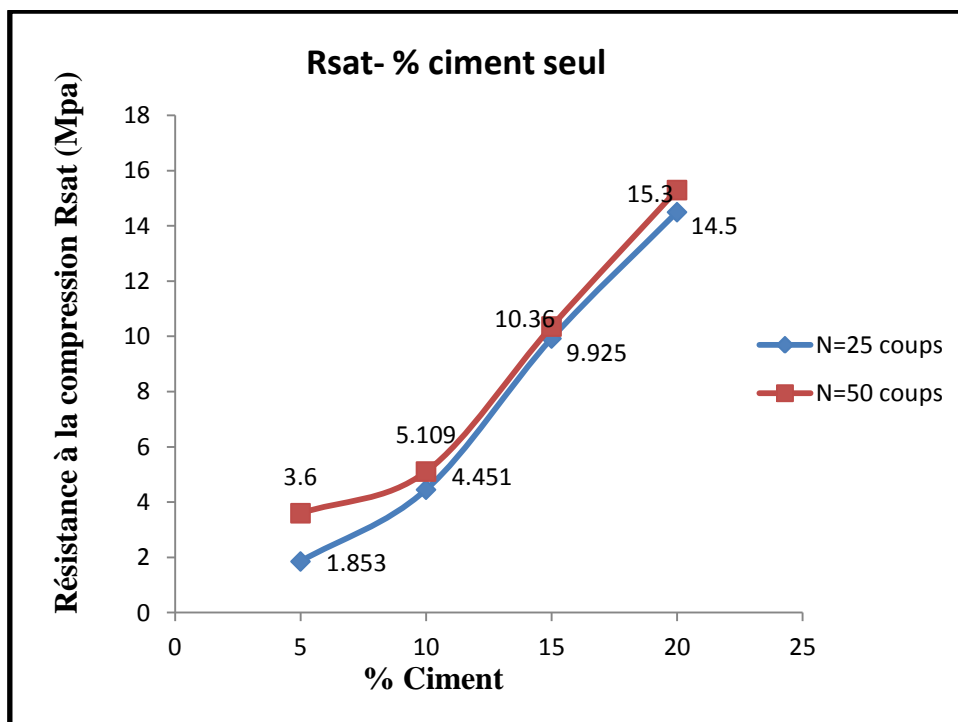


Figure V.1 : Résistance l'écrasement du sable après immersion (R<sub>sat</sub>) en fonction de la teneur en ciment

Les courbes de figure V.1, la résistance à l'écrasement après immersion de 24 h dans l'eau (**R<sub>sat</sub>**) en fonction de la teneur en ciment, sont linéaires et présentent une grande similitude pour les deux niveaux d'énergie de compactage n=25 et n=50 coups par couche.

Le nombre de coups a un effet très important sur la résistance car pour le matériau compacté à 50 coups, nous constatons une augmentation significative de résistance pour des teneurs élevées en ciment. A l'état saturé la résistance (**R<sub>sat</sub>**) augmente avec la teneur de ce liant quelque soit le nombre de coups.

A 5% de ciment, la résistance R<sub>sat</sub> du sable compacté à n=25 coups par couche est de 1,8 Mpa. A cette même teneur quand il est compacté à n=50 coups par couche elle est égale à 3,6 Mpa. Le rapport des résistances ( $3.6/1.8=2$ ) montre que le compactage à forte énergie peut doubler la résistance après immersion quand la teneur en ciment est faible.

Nous pouvons conclure que :

- ❖ Le compactage améliore la résistance après immersion et cette amélioration est d'autant plus sensible que la teneur en ciment est faible.
- ❖ L'apport en forte teneur de ce liant améliore considérablement la résistance à l'action de l'eau
- ❖ Le compactage à un niveau d'énergie élevé d'un matériau (sable-ciment) donne d'excellents résultats surtout pour de fortes teneurs en ciment.

A l'état saturé, l'incorporation de 5% de ciment est une teneur insuffisante pour répondre à l'exigence du document technique unifié (D.T.U.13.1) qui fixe une valeur arbitrairement de 4 Mpa pour une construction individuelle de niveau R+1 ou R+0. Quelque soit le mode de compactage adopté la résistance à la saturation reste faible, elle est 1.853 pour n=25 et elle a atteint 3.6 Mpa pour un compactage de 50 coups par couche. A partir de 10% de ciment toutes les résistances R<sub>sat</sub> satisfont à cette condition.

### **V.2.1.2 Essai de contrôle sur sable stabilisé au ciment et à la chaux**

Pour voir l'effet de la stabilisation (ciment + chaux) sur la tenue à l'eau nous avons réalisé des essais de résistance à la compression sur des échantillons saturés d'eau après immersion pendant 24h, les résultats sont portés sur le tableau V.2

Tableau V.2 : variation de la résistance R<sub>sat</sub>-% chaux (stabilisation : ciment + chaux)

% Ciment	% de chaux	Force de rupture (KN)		Résistance après immersion R <sub>sat</sub> (Mpa)			
		n= 25 coups	n= 50 coups	Désignation de la courbe	n= 25 coups	Désignation de la courbe	n= 50 coups
5	0	19	28.3	25C5	2.7	50C5	3.6
	5	13.7	19.1		1.686		2.426
	10	9.5	10.5		1.175		1.33
	15	5.4	8.1		0.666		0.994
10	0	36.1	40.1	25C10	4.451	50C10	5.109
	5	18	23.8		2.222		2.936
	10	15	19.7		1.853		2.432
	15	11.4	15.6		1.412		1.929
15	0	78	81.4	25C15	9.925	50C15	10.36
	5	64.4	75.8		8.198		9.655
	10	40.4	53.3		5.141		6.784
	15	7.4	11.7		0.946		1.991

V.2.1.2.1 Effets de l'ajout de ciment et de compactage dans la combinaison (ciment + chaux) sur la résistance  $R_{sat}$  du sable

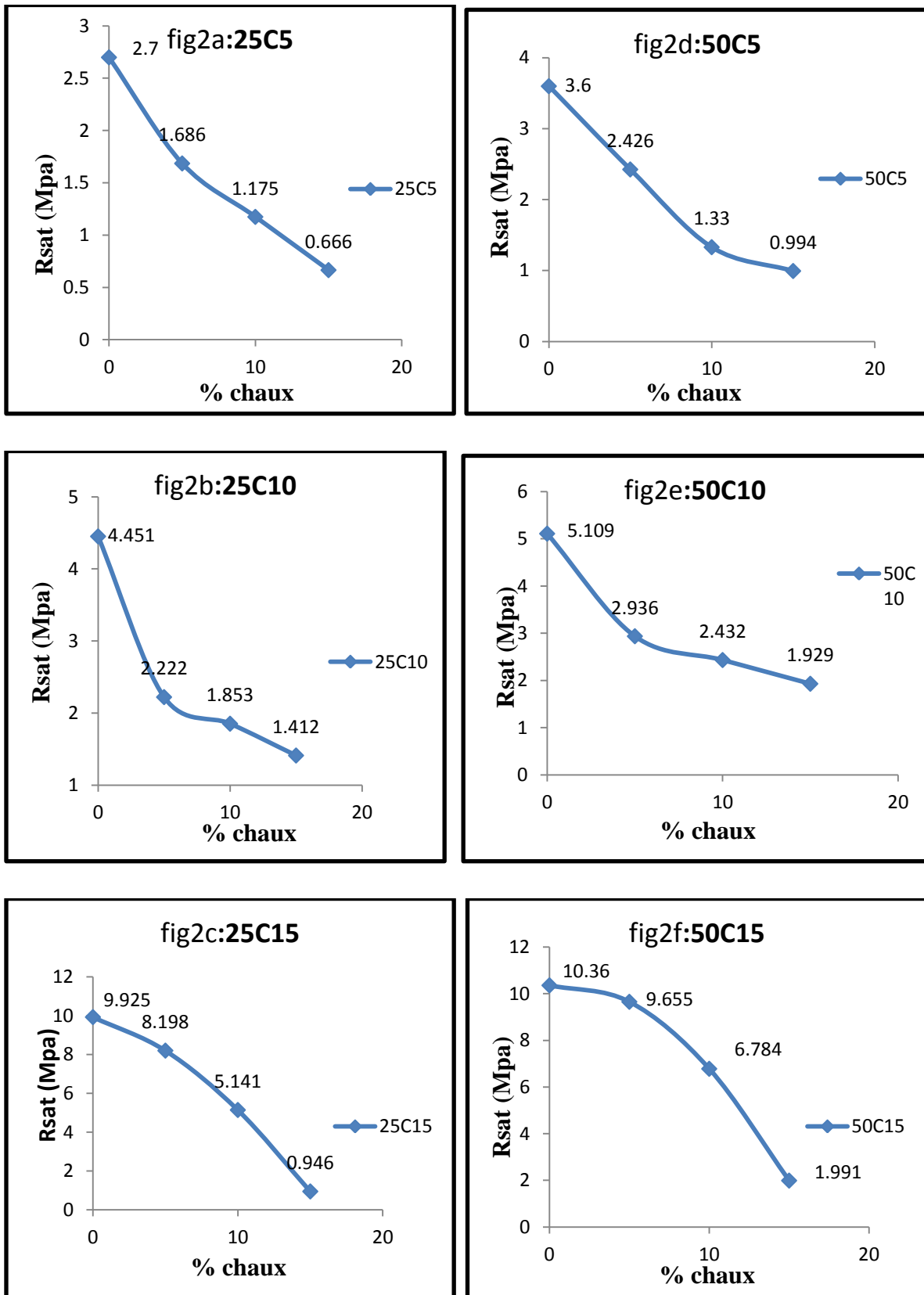


Figure V.2 : variation de la résistance  $R_{sat}$  - % chaux avec différentes teneurs en ciment pour  $n=25$  et  $n=50$

Les figures (2a, 2b, 2c) et (2d, 2e, 2f) représentent respectivement les courbes obtenues pour la variation de la résistance après immersion  $R_{sat}$  avec différentes teneurs en ciment (5% ; 10% et 15%) avec un compactage de  $n=25$  et  $n=50$  coups par couche

Toutes les courbes montrent que la résistance après immersion de 24 heures dans l'eau  $R_{sat}$  :

- Décroit avec l'augmentation de la teneur en chaux.
- Augmente avec la teneur en ciment.
- Augmente avec le nombre de coups de compactage

Cette deuxième série d'éprouvettes destinées aux essais de tenue à l'eau confirme les résultats obtenus à l'état sec.

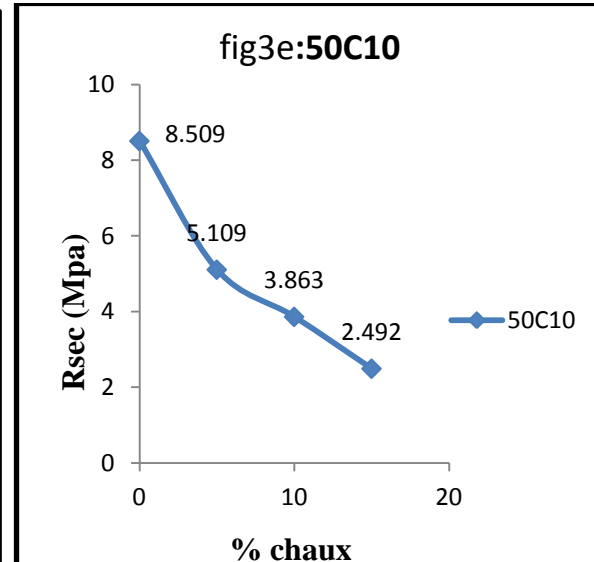
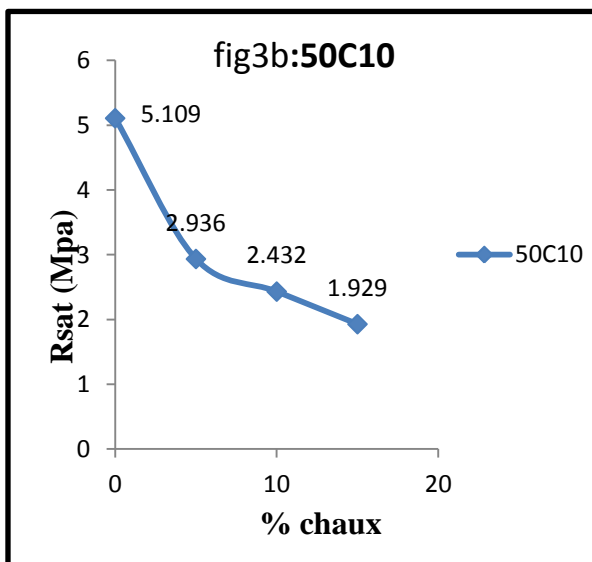
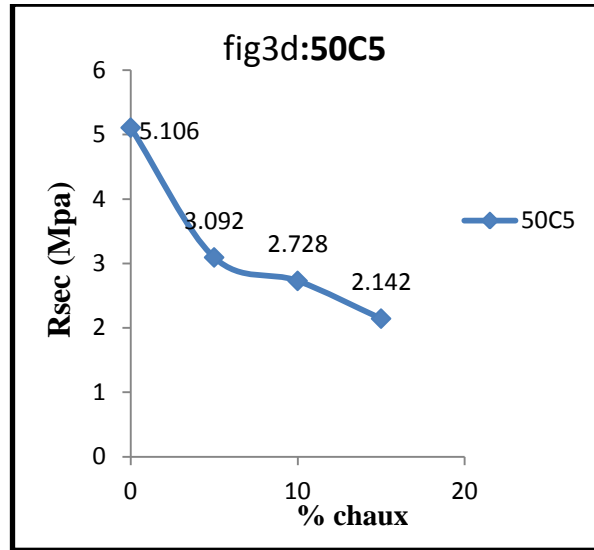
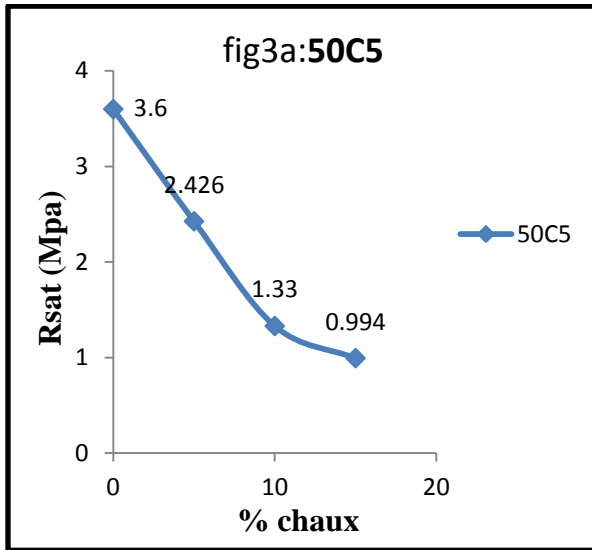
En effet nous retrouvons exactement les mêmes constatations faites pour les courbes à l'état sec :

- .- les graphiques à l'état saturé ont la même allure qu'à l'état sec
- .- il est facile de repérer le point fixe de chaux de 5% sur toutes les courbes qui se coupent en un même point de chaux 5%.
- .- la concavité, tournée vers le haut pour des teneurs en ciment inférieures ou égales à 10% de ciment, est inversée pour des teneurs supérieures à 10%.

La stabilisation du sable avec l'ajout de la combinaison (ciment + chaux) donne de très mauvais résultats pour des teneurs en ciment inférieures ou égales à 10%. Aucune combinaison n'a pu atteindre la résistance minimale (4Mpa) exigée par le DTU13.1. Les résultats obtenus avec  $n=25$  coups par couche sont catastrophiques particulièrement à l'eau. Les meilleurs résultats sont obtenus en absence de chaux. Un compactage à forte énergie améliore certes les résistances à l'eau mais elles demeurent insuffisantes puisqu'elles sont toutes inférieures à 4 Mpa.

Par contre pour de fortes teneurs en ciment les résultats sont excellents et particulièrement à la tenue à l'eau. Quand le matériau est confectionné avec une haute énergie de compactage et avec une teneur en ciment élevée les résultats sont très satisfaisants.

V.2.1.2.2 comparaison des résistances à l'état sec (Rsec) et après immersion (Rsat) pour la combinaison (ciment + chaux)



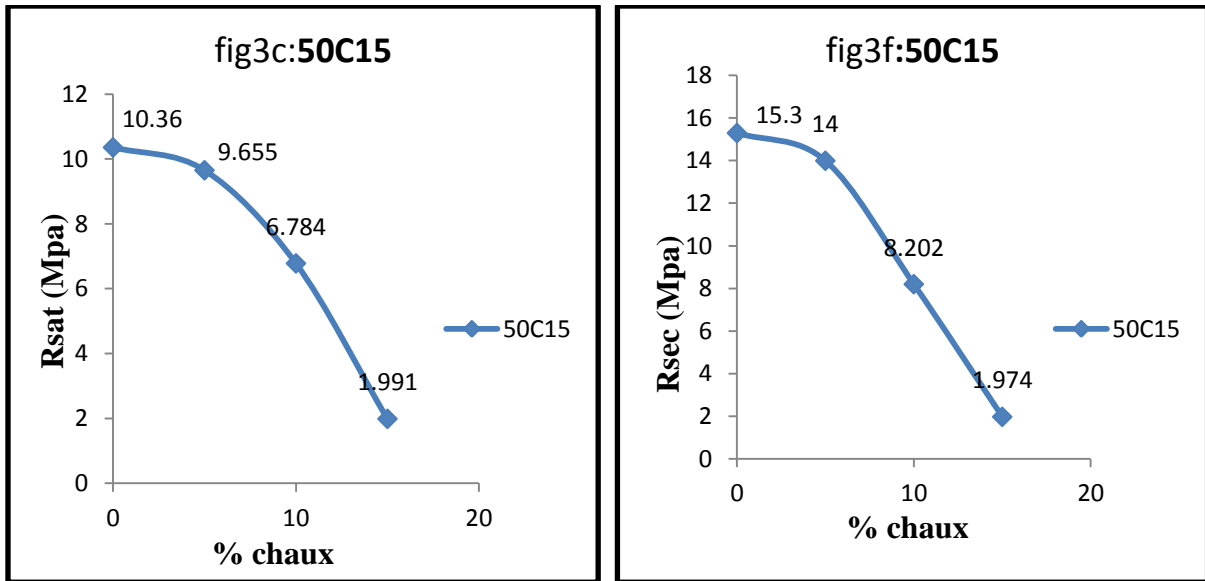
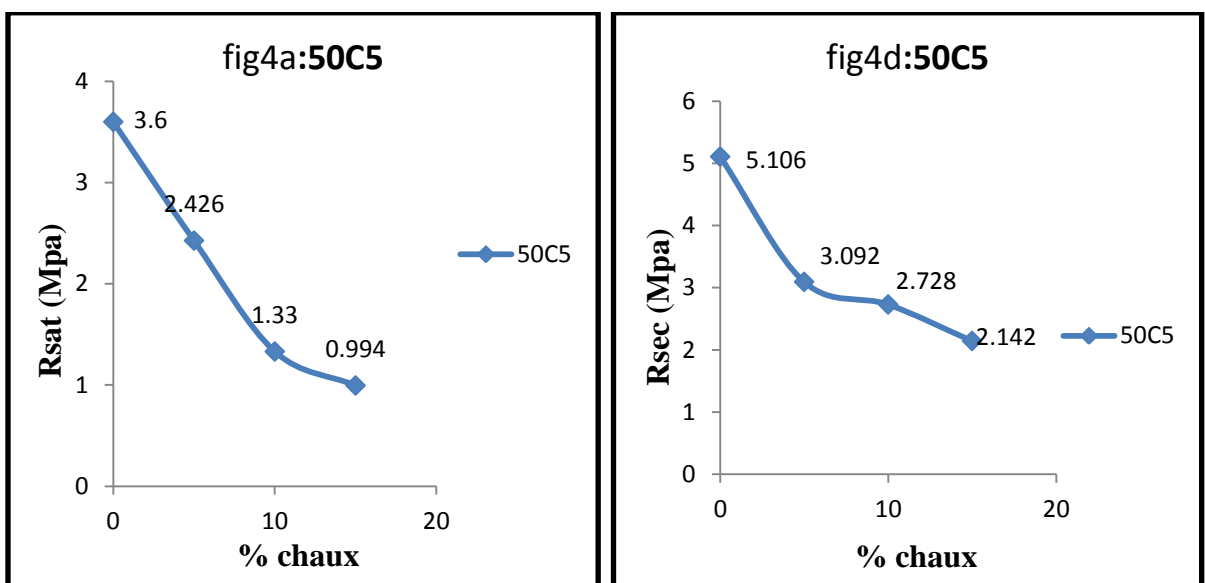


Figure V.3 : Comparaison de Rsat et Rsec - % chaux pour (5% ,10% et 15% de ciment, n=50

Pour comparer la résistance à l'état saturé et à l'état sec nous avons tracé sur la même figure V.3 la résistance après immersion Rsat et la résistance à sec Rsec

Il est évident que l'action de l'eau a un effet néfaste sur résistance du matériau obtenu car toutes les courbes montrent que quelque soient les teneurs en ciment et le niveau d'énergie de compactage la résistance Rsat est toujours plus faible que Rsec.

Le matériau a le même comportement à l'état sec et à l'état saturé



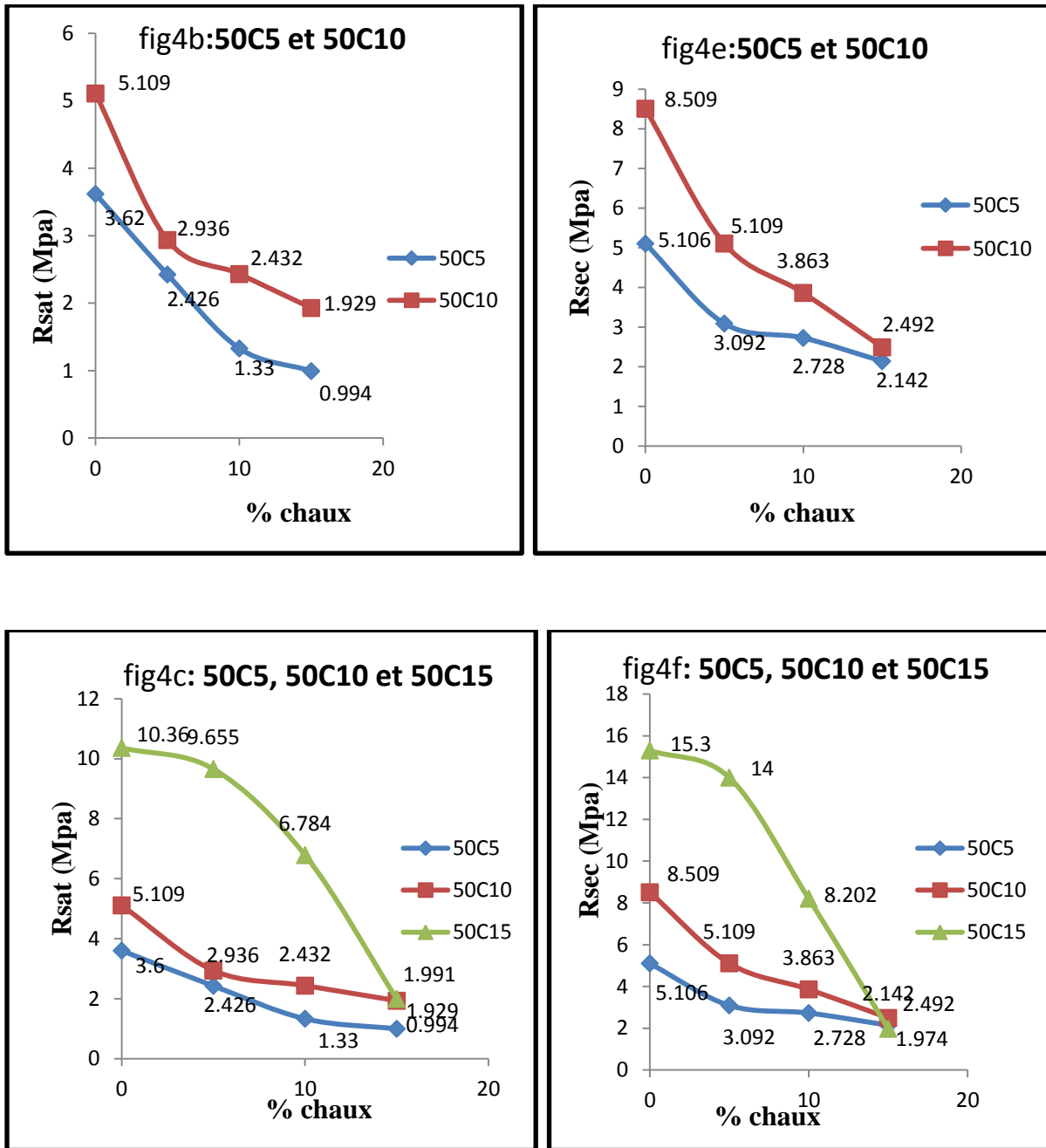


Figure V.4 : Comparaison d'abord de Rsat et Rsec - % chaux pour différentes teneurs en ciment et ensuite de l'état saturé à l'état sec

**V.2.2.1 Coefficient de ramollissement du sable traité par le ciment seul**

Tableau V.3 : Evolution du coefficient de ramollissement du sable traité par le ciment pour n=25 et n=50 coups par couche

% Ciment	Rsec ( Mpa )		Rsat ( Mpa )		Kram	
	N =25 coups	N =50 coups	N = 25 coups	N = 50 coups	N =25 coups	N = 50 coups
5	3.22	5.106	1.853	3.6	0.575	0.705
10	7.061	8.509	4.451	5.109	0.603	0.600
15	14.50	15.3	10.36	9.925	0.714	0.648
20	21.10	23.622	14.5	15.3	0.687	0.647

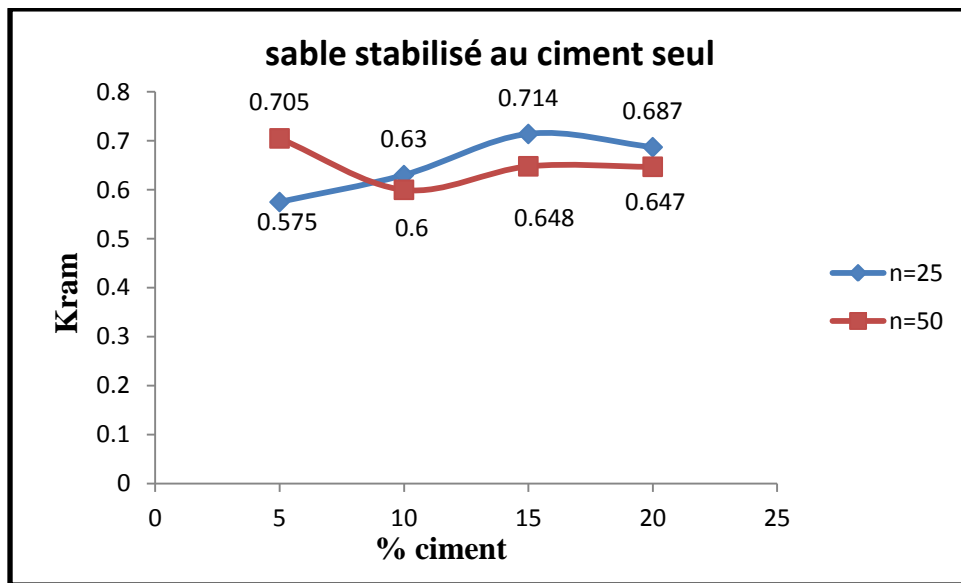


Figure V.5 : Coefficient de ramollissement (Kram) pour le sable stabilisé au ciment seul n=25 et n=50

Les résultats présentés sur la figure V.5 montrent que le coefficient de ramollissement :

- ✚ croit avec le pourcentage en ciment donc la résistance à l'eau est améliorée.
- ✚ augmente avec la teneur en ciment mais les résultats obtenus demeurent insuffisants car pour que le matériau soit considéré comme moderne, le coefficient ne doit pas être inférieur à 0.8 (Komar, 1978)

✚ reste toujours faible même avec un fort compactage et une teneur en ciment élevée.

✚ est d'environ 0.6 pour les 2 modes de compactage et pour la teneur de 10% en ciment.

Il y a une perte de résistance conséquente à l'action de l'eau puisque la résistance à la saturation fait 60% de la résistance à l'état sec. Mais les performances du matériau sable stabilisé au ciment sont très satisfaisantes car à partir de 10% de ciment les résistances à sec du matériau sont très élevées.

✚ les performances du matériau sont excellentes surtout quand il est confectionné avec fort compactage et une teneur en ciment élevée

✚ le plus faible obtenu de 0.6 montre que le matériau est sensible à l'eau puisqu'après immersion la résistance vaut 60% de la résistance à sec. Malgré cette perte de résistance le matériau répond à l'exigence du DTU13.1 (  $R_{sat}$  supérieure à 4 Mpa). D'ailleurs certains auteurs se réfèrent à  $k_{ram}$  supérieur ou égal 0.5 pour considérer le matériau présentant des performances très satisfaisantes à condition que la résistance à sec soit très élevée.

**V.2.2.2 Coefficient de ramollissement du sable traité par le ciment et la chaux**

Tableau V.4 : Evolution du coefficient de ramollissement en fonction du pourcentage de chaux pour différentes teneurs en ciment

% du ciment	% de chaux	Rsec ( Mpa )		Rsat ( Mpas )		Kram			
		N =25 coups	N =50 coups	N =25 coups	N =50 coups	Désignation de la courbe	N =25 coups	Désignation de la courbe	N = 50 coups
<b>5</b>	0	3.222	5.106	1.853	3.6	25C5	0.575	50C5	0.705
	5	2.959	3.092	1.686	2.426		0.569		0.784
	10	2.494	2.728	1.75	1.33		0.701		0.487
	15	2.005	2.142	0.666	0.994		0.332		0.046
<b>10</b>	0	7.061	8.509	4.451	5.109	25C10	0.630	50C10	0.600
	5	3.268	5.109	2.222	2.936		0.679		0.574
	10	2.22	3.863	1.853	2.432		0.834		0.629
	15	1.148	2.492	1.412	1.929		1.229		0.774
<b>15</b>	0	14.50	15.3	9.925	10.36	25C15	0.684	50C15	0.677
	5	13.12	14	8.198	9.655		0.621		0.689
	10	7.28	8.202	5.141	6.784		0.706		0.827
	15	1.489	1.974	0.946	1.991		0.635		1.008

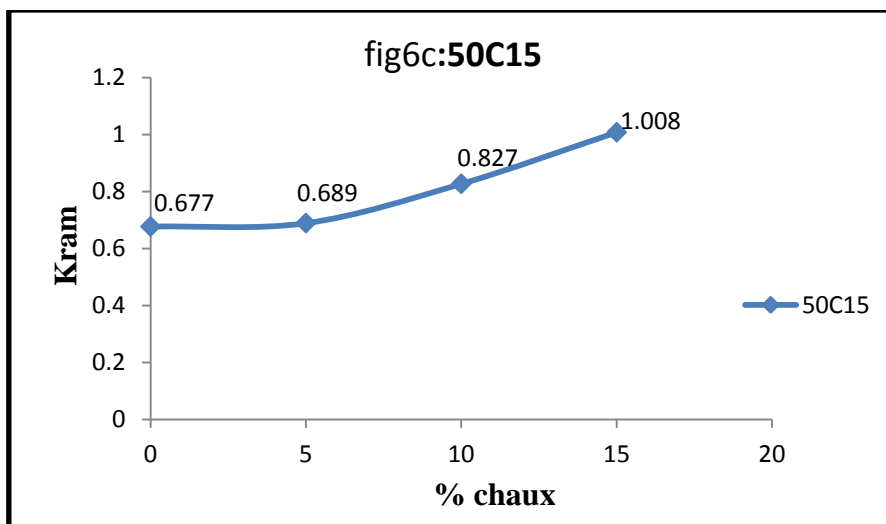
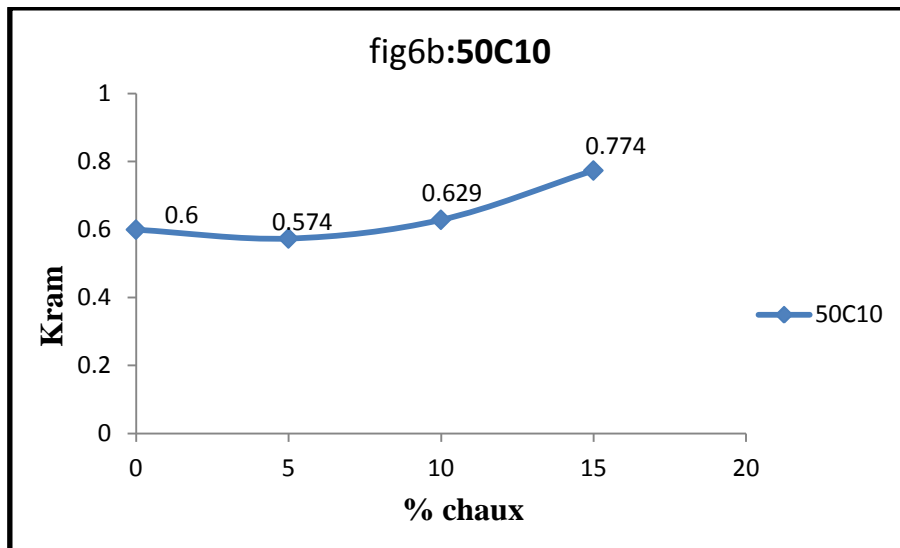
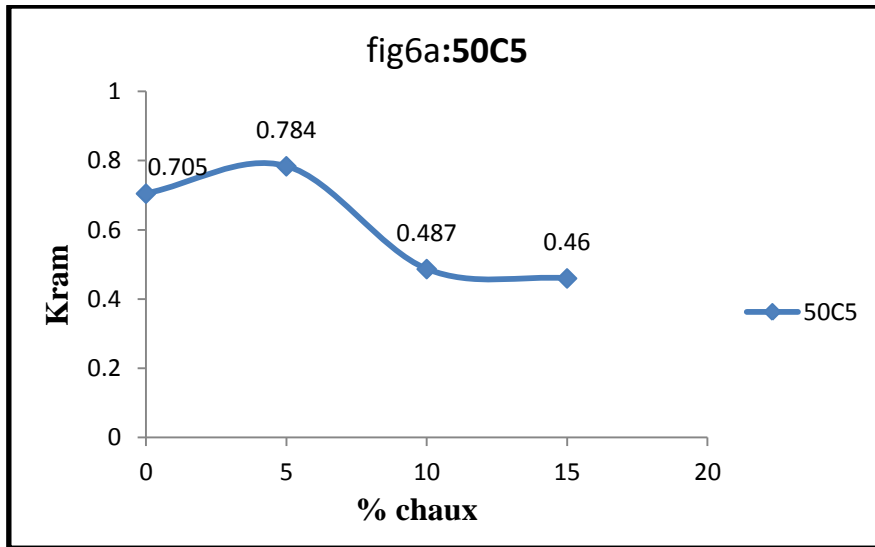


Figure V.6 : Variation du coefficient de ramollissement Kram- % chaux sable stabilisé à différentes teneurs en ciment pour n=50

Les meilleurs résultats pour le coefficient de ramollissement sont obtenus pour la combinaison de 15% de ciment et 15% de chaux. Sur la figure V.6c  $K_{ram}$  est supérieur à 0.8 à partir de 10% de chaux, il a atteint 1.008 pour 15 % de ce liant.

$K_{ram} = 1$  veut dire que la résistance après immersion  $R_{sat}$  est égale à la résistance à l'état sec et que le matériau est insensible à l'eau.

Dans le cas présent, pour de fortes teneurs en chaux, la résistance  $R_{sat}$  est très faible et c'est la résistance  $R_{sec}$  qui a fortement chuté car le dosage en chaux est en quantité très importante. Le coefficient de ramollissement indique la perte de résistance à l'état saturé par rapport à l'état sec. Il peut être utilisé comme indicateur de bons matériaux quand la résistance à sec est élevée.

De ces essais, il en ressort qu'un dosage en fortes teneurs en ciment combiné avec une teneur en chaux inférieure à 10% donne d'excellentes résistances à l'état sec  $R_{sec}$  et à l'état saturé  $R_{sat}$  puisqu'elles sont supérieures 4 Mpa donc répondent aux exigences du matériau moderne.

### **V .3 Absorption :**

#### **V 3.1 Influence de la teneur en ciment et en chaux sur l'absorption**

##### **V 3.1.1 Evolution de l'absorption d'eau après immersion en fonction du temps pour le sable**

L'essai portera sur la mesure du poids en fonction du temps jusqu'à saturation, des échantillons confectionnés comme pour les essais sur la stabilisation physico- chimique et par densification (compactage). Donc les éprouvettes sont stabilisées avec de différentes teneurs en ciment et chaux. Elles sont cylindriques et sont compactées dans le moule Proctor normal et avec une teneur en eau de traitement.

La manipulation consiste à :

- peser l'éprouvette avant l'essai
- Immerger le bloc entièrement dans l'eau.
- retirer l'éprouvette de l'eau et la peser pour connaître la prise d'eau aux temps 1-2-5-10-15-30- 60 et 120 minutes.

Tableau V.5 : Evolution due l'absorption d'eau par immersion en fonction du temps du sable stabilisé par la combinaison : ciment +chaux

% ciment	% Chaux	Désignation	Temps (mn)	1	2	5	10	15	30	60	120	
5	5	C5X5	Masse (g)	2076.2	2080.2	2082.3	2084.2	2084.5	2086.9	2086.9	2086.9	
			Taux absorption	2.57	4.25	6.80	9.18	12.81	12.94	12.94	12.94	12.94
	10	C5X10	Masse (g)	1966.9	2003.8	2041.7	2073.6	2089.3	2091.4	2091.4	2091.4	2091.4
			Taux absorption	3.11	5.04	7.03	8.70	9.53	9.64	9.64	9.64	9.64
	15	C5X15	Masse (g)	1884.5	1930.7	1970.1	2000	2008.6	2009.1	2009.5	2009.5	2009.5
			Taux absorption	0.39	2.85	4.95	6.54	7.00	7.03	7.05	7.05	7.05
<b>10</b>	<b>5</b>	C10X5	Masse (g)	2057.0	2066.7	2069.1	2070.4	2070.4	2070.4	2070.4	2070.4	2070.4
			Taux absorption	5.48	5.97	6.10	6.16	6.16	6.16	6.16	6.16	6.16
	10	C10X10	Masse (g)	1965.7	1996.9	2035.0	2050.2	2075.2	2092.3	2092.3	2092.3	2092.3
			Taux absorption	4.66	6.32	8.35	9.16	10.49	11.40	11.40	11.40	11.40
	15	C10X15	Masse (g)	1840.6	1878.5	1920.6	1957.6	1980.9	1988.8	1989.4	1989.4	1989.4
			Taux absorption	4.11	6.2	8.63	8.92	12.04	12.49	12.52	12.52	12.52
1	5	C15X5	Masse (g)	2106.7	2131.1	2134.6	2134.6	2134.6	2134.6	2134.6	2134.6	2134.6
			Taux absorption	11.89	13.18	13.37	13.37	13.37	13.37	13.37	13.37	13.37
	10	C15X10	Masse (g)	1963.3	1989.7	2019.5	2046.4	2062.8	2078.9	2082.4	2088.6	2088.6
			Taux absorption	7.41	8.85	10.48	11.96	12.85	13.73	13.93	14.27	14.27
	15	C15X15	Masse (g)	1907	1951	1994	2028	2050	2069	2069	2069	2069
			Taux absorption	5.04	7.46	9.83	11.70	12.92	13.96	13.96	13.96	13.96

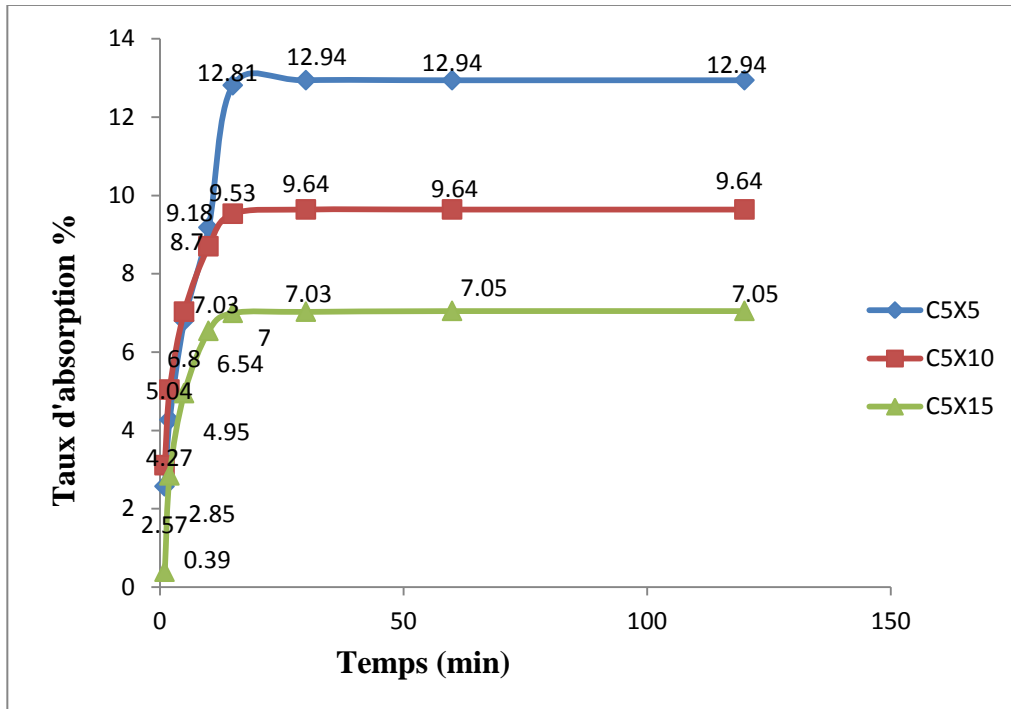


Figure V.7: Evolution du taux d'absorption d'eau en fonction du temps sable stabilisé 5% ciment + (5-10 et 15% chaux)

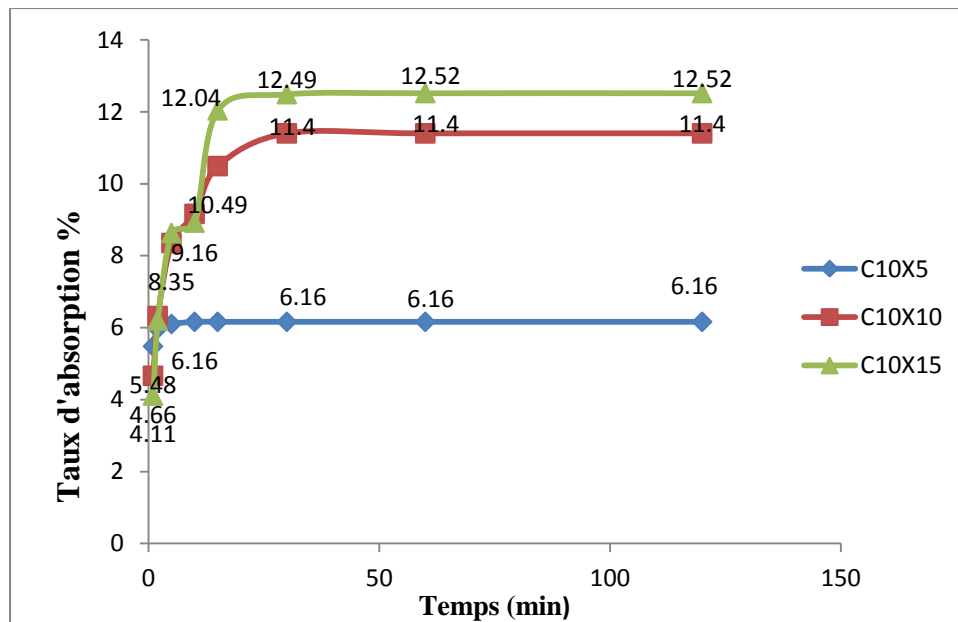


Figure V.8 : Evolution du taux d'absorption en fonction du temps sable stabilisé : combinaison de 10 % ciment + (5-10 et 15% chaux)

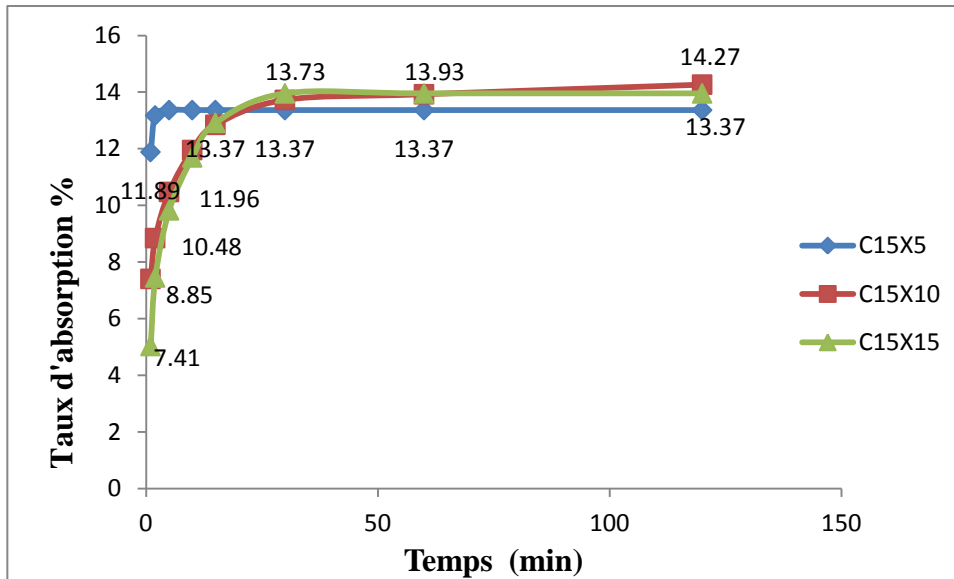


Figure V.9 : Evolution du taux d'absorption en fonction du temps sable stabilisé : combinaison de 15 % ciment + (5-10 et 15% chaux)

La première éprouvette qui est saturée très rapidement est celle qui est confectionnée avec 15% de ciment et 5% de chaux (C15X5). Sa saturation est atteinte au bout de 5 minutes avec un taux d'absorption de 13.37 %, ensuite suivent les autres dans l'ordre suivant :

C10X5 (10 min, taux= 6.16 %)

C5X5 (30min, taux=12.94 %). C5X10 (30 min ; taux =9.64%), C10X10 (30min, taux =11.40%) et la C15X15 (30min, taux = 13.96%).

C5X15 (60min, taux =13.37 %) et C10X15 (60min, taux = 12.52%)

C15X10 a atteint un taux d'absorption de 14.27 % en 120 min, et elle n'est pas encore saturée.

D'après la figure V.7, les éprouvettes C10X10 et C10X15 montrent que la variation du taux d'absorption est important pendant les 30 premières minutes, ensuite il se stabilise.

Les éprouvettes C5X10 et C5X15 montrent que lorsque la teneur en chaux est élevée l'absorption d'eau est importante et quand le dosage de chaux est faible l'absorption est négligeable.

La chaux est avide d'eau.

Les résultats sont pas très satisfaisants vis-à-vis de l'absorption par ce que il ya des valeurs il est supérieure à 10%.

D'après les normes ASTM et AASHO il faut que les valeurs inférieur à 10%.

### **V 3.1.2 Variation de l'absorption totale en fonction de la teneur en chaux pour le sable**

L'essai portera sur la mesure du taux d'absorption d'eau pour les échantillons confectionnés avec de différentes teneurs en ciment et en chaux. Les éprouvettes utilisées sont cylindriques et sont compactées dans le moule Proctor normal et avec une teneur en eau de traitement.

L'essai consiste à :

- Peser le bloc à l'état sec avant l'essai.
- Immerger le bloc entièrement dans l'eau durant 24 heures.
- Peser le bloc après immersion pour connaître la prise d'eau.

$P_{av}$  : Poids avant l'absorption.

$P_{ap}$  : Poids après immersion.

Abs : absorption totale.

$$Abs_1 = \frac{P_{ap} - P_{av}}{P_{av}} 100$$

Tableau V .6. Variation du coefficient d'absorption d'eau après immersion pour la combinaison : ciment+ chaux

Ciment (%)	Chaux (%)	P <sub>av</sub> (g)	P <sub>ap</sub> (g)	Abs <sub>1</sub> (%)
5	5	1847.7	2086.9	12.94
	10	1907.49	2091.4	9.64
	15	1877.12	2009.5	7.05
10	5	1950.19	2070.4	6.16
	10	1878.07	2092.3	11.40
	15	1767.98	1989.4	12.52
15	5	1882.81	2134.6	13.37
	10	1827.77	2088.6	14.27
	15	1815.43	2069.0	13.96

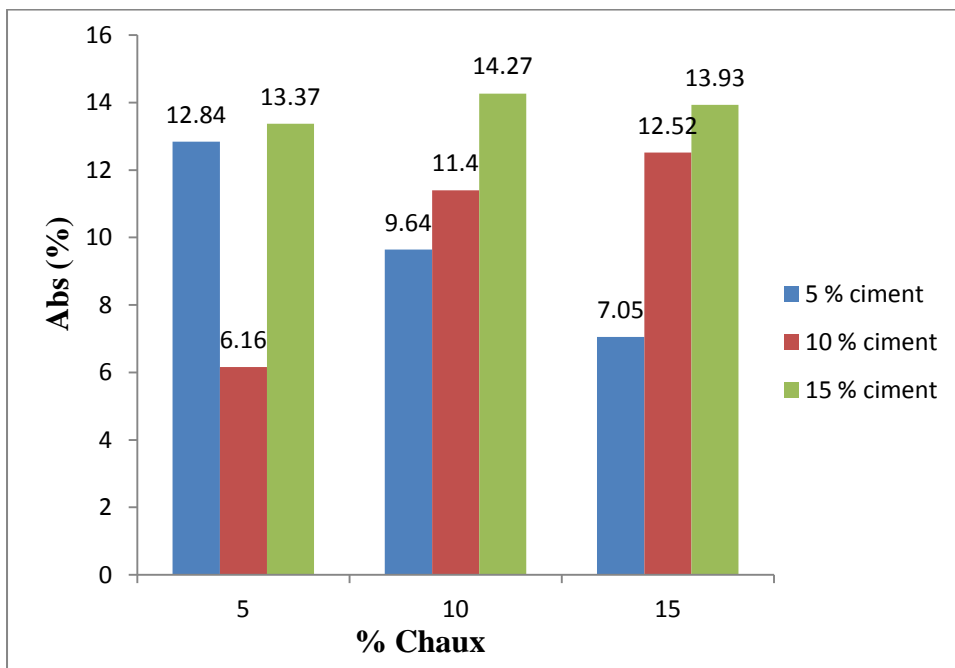


Figure V.10: Variation du taux d'absorption d'eau par immersion Abs pour combinaison : ciment + chaux

D'après la figure 10 le taux d'absorption le plus fort est obtenu pour les très fortes teneurs en ciment.

- ✓ Les éprouvettes dosées à 5% et 10% de ciment combinées à de fortes teneurs en chaux

### V 3.1.1 Variation de l'absorption par capillarité en fonction du temps pour le sable

Après cure à l'air ambiant pendant 21 jours, l'éprouvettes ont été immergées de la face inférieure sur 10mm de profondeur. des pesées sont faites à des intervalles de temps 1-2-5-10-15-30-60-120min pour chaque pesée, la base de l'échantillon est essuyée par un chiffon humide.



Figure V.11 : Montre essai d'absorption par capillaire

Tableau V.7: Variation de l'absorption par capillarité en fonction du temps du sable stabilisé par combinaison : ciment +chaux

% ciment	% Chaux	Désignation	Temps (mn)	1	2	5	10	15	30	60	120
5	5	C5X5	Masse (g)	1895.3	1926.3	1973.4	2014.5	2017.4	2017.4	2017.4	2017.4
			Taux absorption	2.55	4.23	6.78	9.00	9.16	9.16	9.16	9.16
10	10	C5X10	Masse (g)	1878.3	1885.9	1896.7	1908.9	1914.6	1929.7	1954.5	1986.6
			Taux absorption	0.56	0.97	1.55	2.20	2.51	3.31	4.64	6.36
15	15	C5X15	Masse (g)	1850.7	1861.5	1871.5	1883.7	1895.4	1913.3	1938.4	1971.5
			Taux absorption	0.47	1.03	1.60	2.26	2.89	3.87	5.23	7.03
10	5	C10X5	Masse (g)	1966.5	1981.2	1991.4	2004.6	2016.0	2030.2	2047.1	2050.2
			Taux absorption	0.48	1.23	1.75	2.4	3.01	3.74	4.60	4.75
10	10	C10X10	Masse (g)	1871.0	1883.0	1893.0	1902.0	1912.0	1926.0	1945.0	1975.0
			Taux absorption	0.26	0.91	1.44	1.92	2.46	3.21	4.23	5.84
15	15	C10X15	Masse (g)	1871.2	1880.9	1892.0	1904.7	1916.3	1931.0	1951.0	1970.4
			Taux absorption	0.33	0.85	1.44	2.12	2.75	3.53	4.61	5.65
15	5	C15X5	Masse (g)	1947.4	1963.3	1983.4	1995.1	2030.7	2054.5	2086.1	2090.4
			Taux absorption	0.74	1.56	2.60	3.21	5.05	6.28	7.92	8.14
10	10	C15X10	Masse (g)	1916.7	1924.9	1933.9	1944.6	1954.7	1969.8	1987.0	1995.2
			Taux absorption	0.45	0.88	1.35	1.91	2.41	3.23	4.14	4.57
15	15	C15X15	Masse (g)	1821.7	1829.9	1841.2	1856.5	1873.0	1895.5	1895.5	1924.6
			Taux absorption	0.2	0.65	1.27	2.11	3.02	4.26	5.77	5.86

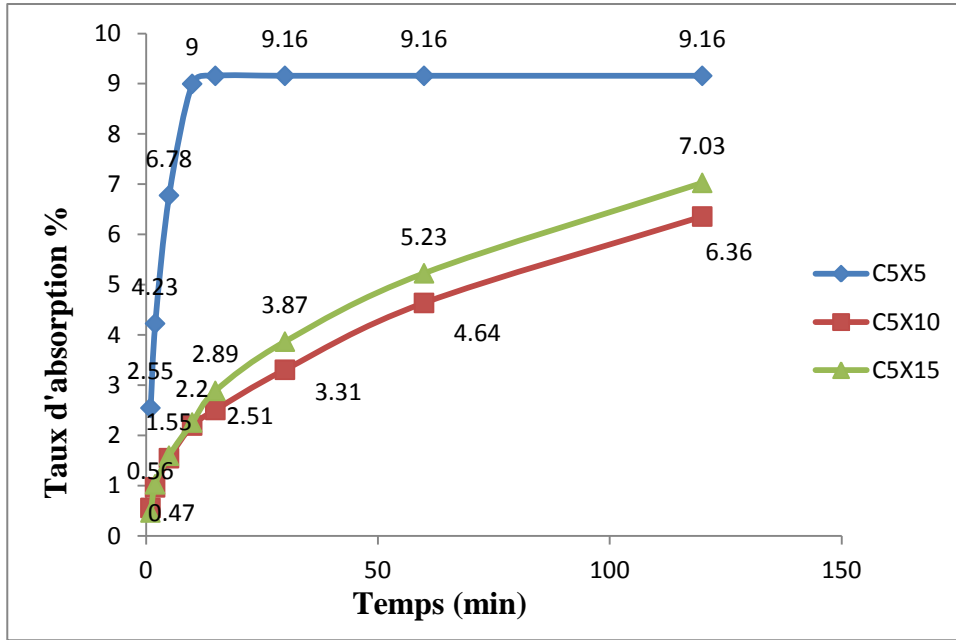


Figure V.12: Evolution du taux d'absorption d'eau par capillarité en fonction du temps sable stabilisé 5% ciment + (5-10 et 15% chaux)

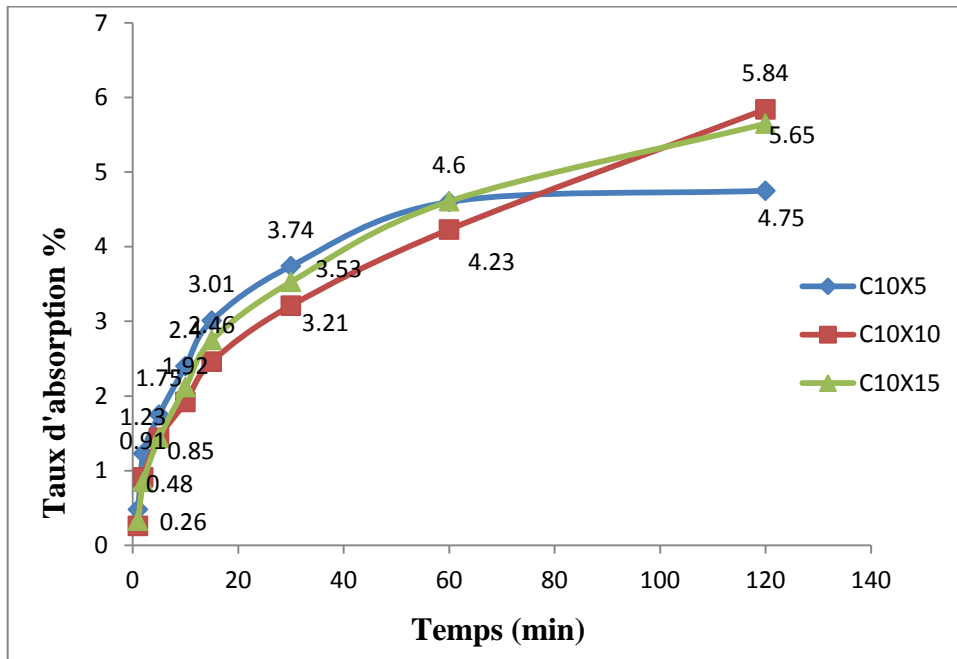


Figure V.13: Evolution du taux d'absorption d'eau par capillarité en fonction du temps sable stabilisé 10% ciment + (5-10 et 15% chaux)

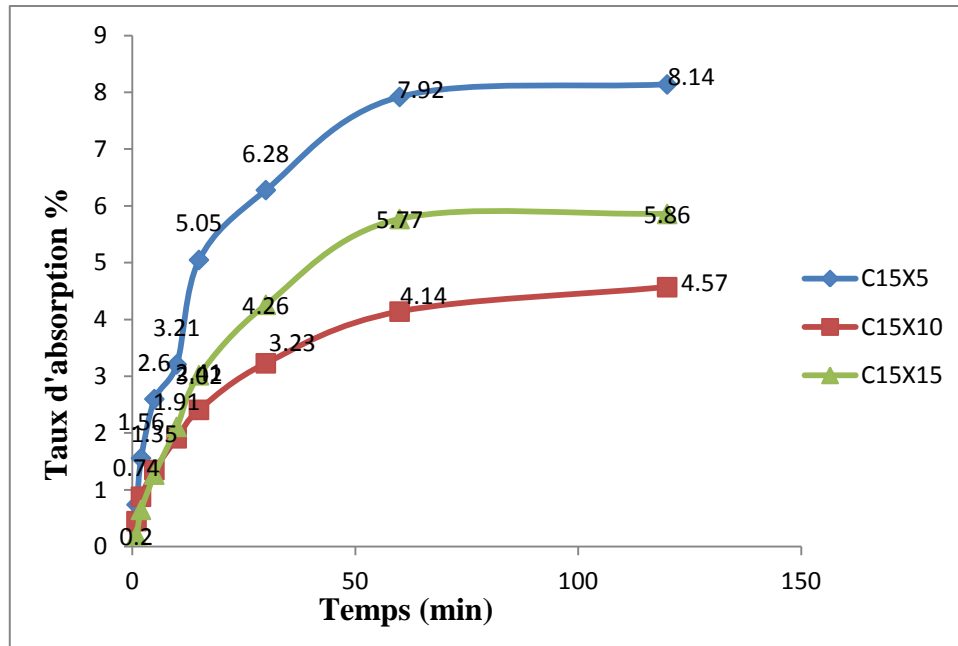


Figure V.14: Evolution du taux d'absorption d'eau en fonction du temps sable stabilisé 15% ciment + (5-10 et 15% chaux)

Un seule éprouvette de C5X5 qui sont saturé pendant 30 minute avec un taux=9.16%

Si non les autres éprouvettes ils n'ont pas saturée.

Les courbes C5X10 et C5X15 montrent que lorsque la teneur en chaux est élevée l'absorption d'eau est importante et quand le dosage de chaux est faible l'absorption est négligeable.

La chaux est avide d'eau.

En conclure que l variation de taux d'absorption est important pondant 120 minute pour tout les éprouvettes sauf une C5X5.

### V 3.1.3 variation de l'absorption totale par capillarité en fonction de teneur en chaux pour le sable

La méthode choisie est celle de GAUMONT décrite dans la norme NF 13305 où l'auteur n'pas fait de pesée après 10 minutes mais a préféré suivre l'avancée de l'eau jusqu'à saturation (7 jours). Dans notre expérience c'est au bout de 24 heures que nous avons mesuré l'augmentation du poids des échantillons que l'on exprime en pourcentage du poids sec.

#### Principe de l'essai :

- Peser le bloc avant l'essai

- Immerger l'éprouvette suivant sa surface de base de façon à ce que celle-ci reste à 10 mm au dessous du niveau de l'eau
- Retirer le bloc de l'eau le peser pour connaître la prise d'eau.

Si nous appelons : Taux d'absorption % =  $[(P_{ap} - P_{av})/P_{av}] \times 100$

**P<sub>av</sub>** : Poids de l'échantillon avant l'essai

**P<sub>ap</sub>** : Poids de l'échantillon après immersion

Tableau V .8. Variation du coefficient d'absorption par capillarité pour la combinaison : ciment + chaux

<b>Ciment (%)</b>	<b>Chaux (%)</b>	<b>P<sub>av</sub> (g)</b>	<b>P<sub>ap</sub> (g)</b>	<b>Abs<sub>2</sub> (%)</b>
5	5	1848.0	2017.4	9.16
	10	1867.7	2042.0	9.33
	15	1842.0	2035.1	10.48
10	5	1957.0	2058.2	5.17
	10	1866.0	2022.0	8.36
	15	1865.0	2041.0	9.43
15	5	1933.0	2035.1	5.28
	10	1908.0	2080.8	9.05
	15	1818.0	2023.6	11.30

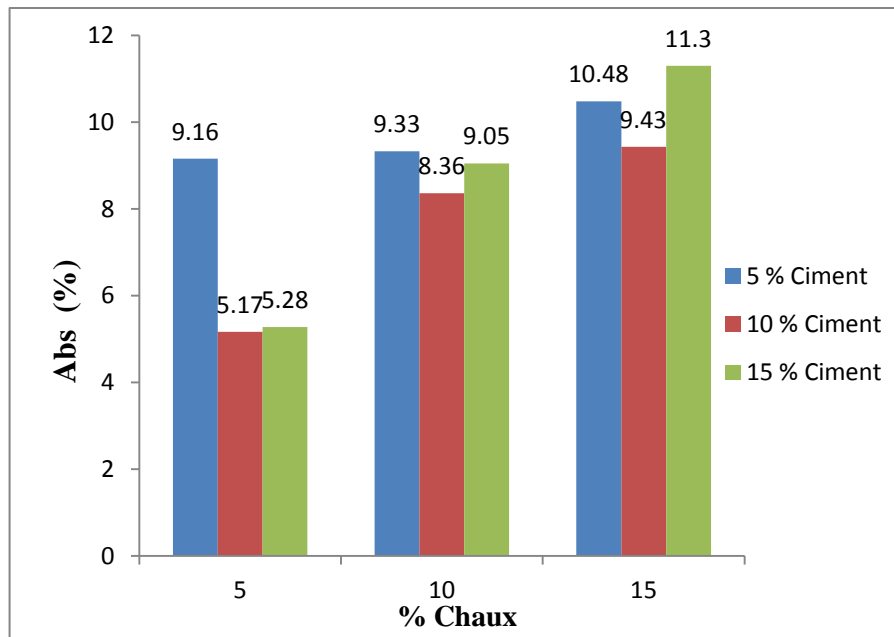


Figure V.15 : Variation du taux d'absorption par capillarité Abs<sub>2</sub> pour combinaison : ciment + chaux

D'après la figure 15, le taux d'absorption le plus fort est obtenu pour les très faibles teneurs en ciment, pour les plus fortes teneurs en chaux et (ciment+ chaux)

#### V.4 Conclusion :

Les résultats de l'absorption totale par capillarité sont acceptables sauf pour les trois fortes teneurs en ciment + chaux, car ils sont inférieurs à 10 % imposés par les normes

La capacité d'absorption d'une éprouvette donne une idée générale sur la présence l'importance des vides (les pores). C'est une manière comme une autre de tester la compacité du produit.

Plus le produit est compact plus la capacité d'absorption est faible et plus il est étanche.

Pour réduire la taux d'absorption de l'échantillon, il faut compacter avec une teneur en eau de traitement qui tient compte de l'humidité du milieu ambiant pour mieux hydrater la pâte du ciment + chaux et donner naissance à un certains nombre de constituants hydratés qui relient les grains entre eux. Cette remontée de la frange capillaire est susceptible de provoquer un état plastique préjudiciable à la bonne tenue à l'eau du matériau.

Les essais d'absorption totale d'eau par immersion sont d'une entraine importance car ils permettent de contrôler la performance. Du produit obtenu et aussi d'évaluer sa porosité.

## CONCLUSION GENERALE

Ce travail expérimental de stabilisation des sols nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

Plusieurs facteurs doivent être considérés avant d'entreprendre des travaux de stabilisation. Dans un premier temps, les ingénieurs doivent bien connaître les propriétés des stabilisants à incorporer et le sol à traiter.

Entre autres, les limites d'Atterberg, la granulométrie, l'homogénéité du sol et la densité optimum de compactage doivent être convenablement évaluées dès le départ.

Cette expérimentation a porté sur de grandes quantités de chaux mais les faibles quantités (1%, 2%, 3 % et 4%) n'ont pas été testées. Il serait souhaitable d'évaluer les résistances  $R_{sec}$  et  $R_{sat}$  sous l'influence de ces faibles proportions de chaux pour être mieux éclairé sur la résistance du matériau.

L'énergie de compactage joue un rôle essentiel dans la stabilisation par densification car elle se traduit, d'une part par l'augmentation du poids spécifique  $\gamma_d$  du sol sec et, d'autre part par une bonne tenue à l'eau. La stabilisation par densification demeure insuffisante. Pour qu'elle soit efficace elle doit être accompagnée d'un ajout de ciment pour augmenter et rendre les propriétés, du sol traité, irréversibles.

Les essais ont montré que le poids volumique augmente proportionnellement avec la teneur en ciment. Un sable stabilisé à forte teneur en ciment et compacté à haute énergie donne des résultats très satisfaisants

Il existe un optimum de chaux qui se déplace vers de faibles teneurs de ce même liant quand l'énergie de compactage augmente.

Quand la teneur en ciment est faible inférieure à 10% dans la combinaison (ciment + chaux), il existe une parfaite similitude entre la variation du poids volumique en fonction de la teneur en chaux et le poids volumique en fonction de la teneur en eau. Pour des teneurs en ciment élevées cet optimum n'existe pas. L'essai a mis en évidence l'existence d'une teneur en chaux égale à 5% de chaux qui marque deux intervalles où évolue différemment la résistance à l'état sec selon la

## Conclusion générale

---

teneur en ciment. Pour des teneurs en ciment élevées (supérieures à 10 %) il se produit le contraire de ce qui a été observé pour de faible teneur en ciment donc il ya un changement de comportement du matériau.

L'analyse bibliographique a révélé que le comportement de la terre traitée au ciment est rigide à la rupture et est proche de celui du béton. Pour les teneurs faibles en ciment et le dosage en chaux élevé le comportement est elasto-plastique. Il est proche des matériaux visqueux.

Les essais d'absorptions totale d'eau immersion sont d'une entraine importance car ils permettent de contrôler la performance de produit obtenu et aussi d'évaluer sa porosité.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

✚ **AOUISSI, Fatima.** Comportement physique et mécanique de l'adobe paillé. Algérie : Centre Universitaire AMAR TELEDJI Laghouat.

✚ **BEN AZZOUG, Mouloud. 2011.** Sols stabilisés, performances physique, mécanique et durabilité. Algerie : Université Mouloud Mammeri, Tizi-Ouzou.

✚ **BOUDLAL, Omar. 2013.** étude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations. (UMMTO Tizi-Ouzou)

✚ **Davalle E M, 1991.**Modèle numérique du comportement d'un sol liquéfiable sou sollicitations dynamiques.Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, EPFL.

✚ **GHEDDACHE, Hora. 2012.** Stabilisation des sols a la chaux et a chaud. Tizi-Ouzou : Université mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

✚ **GLEN LÉGÈRE, 2001.** « Étude Technico-Économique de la Stabilisation à l Chaux des Sols Argileux en Voirie Forestière » ; Mémoire de 21 crédits présenté a l'école de technologie supérieure ; Université du Québec; pp126.

✚ **GUILLAUD, Hugo Houben & HUBERT. 1989.** Traité de construction en terre. Marseille

✚ **GUERMITI Laid, BENTEBBA Mohammed Tahar, HADJOUJJA Mourad.2013.** CONTRIBUTION A L'AMÉLIORATION DE CERTAINES CARACTÉRISTIQUES DU BÉTON DE STRUCTURE A BASE DE SABLE DE DUNE CORRIGÉ ET RENFORCÉ PAR DES FIBRES MÉTALLIQUES. Laboratoire Exploitation et Valorisation des Ressources Naturelles en Zones Arides. Université Kasdi Merbah Ouargla, BP 511 Ouargla 30000, Algérie. Laboratoire de Recherche de Génie Civil, U.A.T. Laghouat, Laghouat 03000, Algérie.

- ✚ **GUETTALA, ABDELHAMID.** béton de terre stabilisé : amélioration de sa durabilité a l'eau. Université Mohamed khider – Biskra.
  
- ✚ **Kamel M W, 1981.** Etude de l'imbibition, du gonflement et du dessèchement de quelques argiles. Thèse de Doctorat, Toulouse, France.
  
- ✚ **Komar A. (1978).** Matériaux et éléments de construction. Editions Mir Moscou.
  
- ✚ **Léreau J, 2006.** Cours Géotechnique 1, Institut National des Sciences Appliqués (INSA) de Toulouse, Département des sciences et technologies pour l'ingénieur.
  
- ✚ **LEONARDS.G.A. 1967.** traduction adaptée de l'ouvrage publié en langue anglaise sous titre foundation engineering. Lafayette, Indiana: par McGraw-Hill Book Company, INC.
  
- ✚ **Mc Graw-Hillciment, (1962).** "stabilisation des sols", book company, Ink, 1962.
  
- ✚ **Mitchell J K, 1993.** Fundamentals of soil behavior. 2nd ed., New York; John Wiley & Sons, Inc., 450 pp.
  
- ✚ **N. HADDAR 1989 et S.BELKACEM.1989.** essais d'aptitudes des éprouvettes pleines en béton de terre stabilisée (B.T.S) préparées par compactage statique et dynamique. Université Mouloud Mammeri, Tizi-Ouzou
  
- ✚ **Norme AFNOR :** « la teneur en eau », (NF P 94 – 050).
  
- ✚ **Norme AFNOR :** « granulométrie », NF P 94-056 LTPS
  
- ✚ **Norme AFNOR :** « limite d'Atterberg », NF P 94-051 LTPS
  
- ✚ **Norme AFNOR :** « Analyse chimique », NF P 15-461 et NF P 94-055.
  
- ✚ **Norme AFNOR :** « Analyse chimique », NF P 15-461 et NF P 94-055.
  
- ✚ **Norme AFNOR :** « l'équivalent de sable », (NF P 18 – 598).

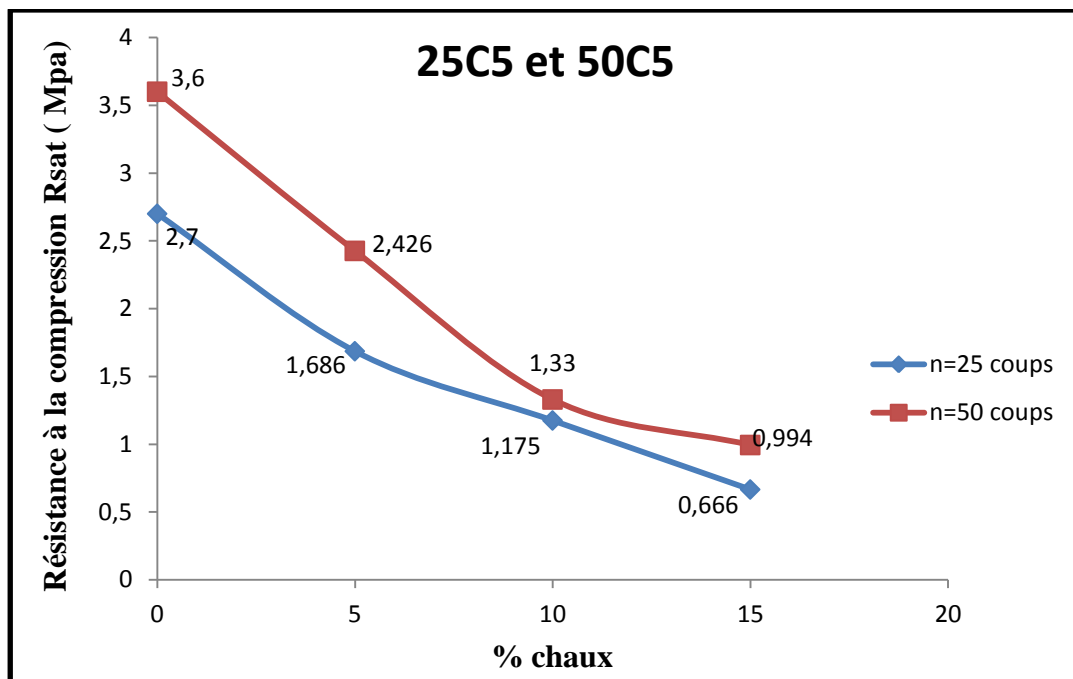
- ✚ **Norme AFNOR** : « compactage de sol», (NF P 94 - 093).
- ✚ **Rico R, 1984.** Thermodynamique de l'échange cationique dans les argiles. Thèse de Doctorat de l'Université de Strasbourg, Strasbourg, France.
- ✚ **Robitaille V et Tremblay D, 1997.** Mécanique des sols théorie et pratique, (Modulo éditeur.)
- ✚ **Schlosser F, 1988.** Eléments de mécanique des sols, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, ISBN 2-85978-104-8, 276p
- ✚ **Tardy Y and Touret O, 1987.** Hydration energies of smectites: A model for glauconite, illite and corrensite formation, Proc. Int. Clay Conf. Denver, pp 46-52.
- ✚ **Touret O, 1988.** Structure des argiles hydratées. Thermodynamique de la déshydratation et de la compaction des smectites. Thèse de doctorat de l'Université de Strasbourg, Strasbourg, France
- ✚ **XiangLing LI, 1999.** Comportement Hydromécanique des Sols Fins : de l'état saturé à l'état non saturé. Thèse de Doctorat en Sciences appliquées, Université de Liège
- ✚ **YKHLEF Boubakeur 2012.** IDENTIFICATION ET ANALYSE DES CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX UTILISES POUR LA REALISATION DE L'AUTOROUTE EST/OUEST TRONÇON CONSTANTINE-ANNABA. MODELISATION NUMERIQUE DE L'ESSAI DE PLAQUE PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS. Université EL HADJ LAKHDER BATNA Institut de Génie Civil d'Hydraulique et d'Architecture Département de Génie Civil
- ✚ **ZIGHMI, Imène Bassma.** Etude numérique de l'influence des paramètres géotechniques sur le comportement des sols renforcés par colonnes ballastées. Université mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.



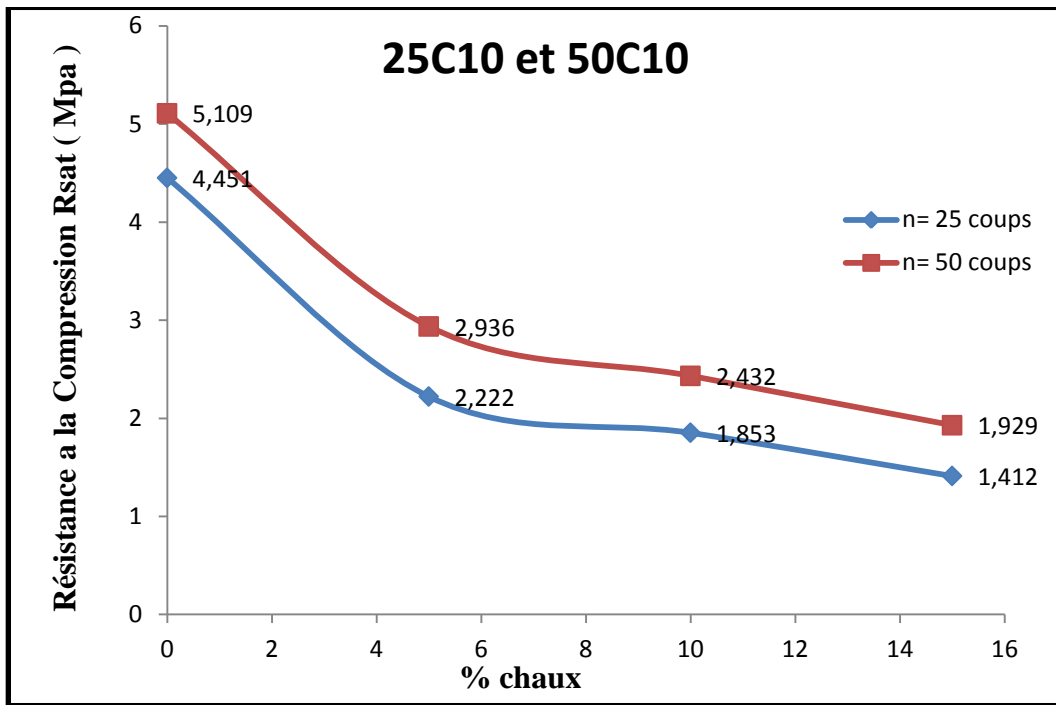
## ANNEXES

**Etude de la résistance à la compression à l'état de saturation de sable stabilisé par le ciment et chaux**

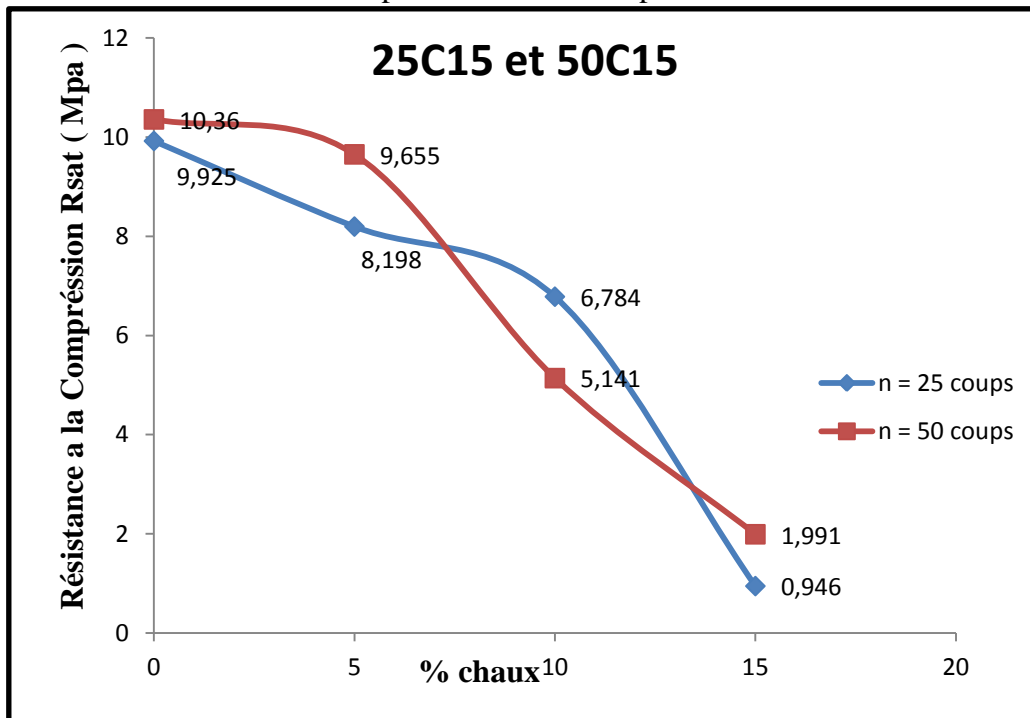
**ANNEXE 1 : Etude de résistance à la compression  $R_{sat}$  de sable + 5% ciment et % chaux pour  $n=25$  et 50 coups**



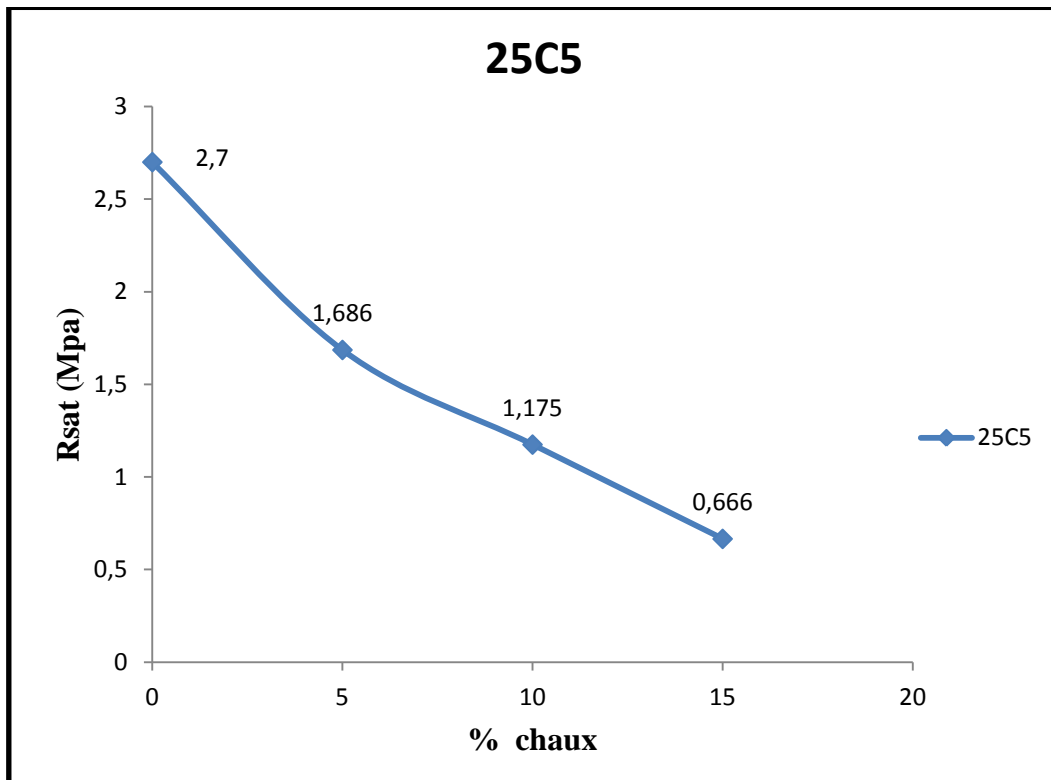
**ANNEXE 2 :** Etude de résistance à la compression R<sub>sat</sub> de sable + 10% ciment et % chaux pour n=25 et 50 coups



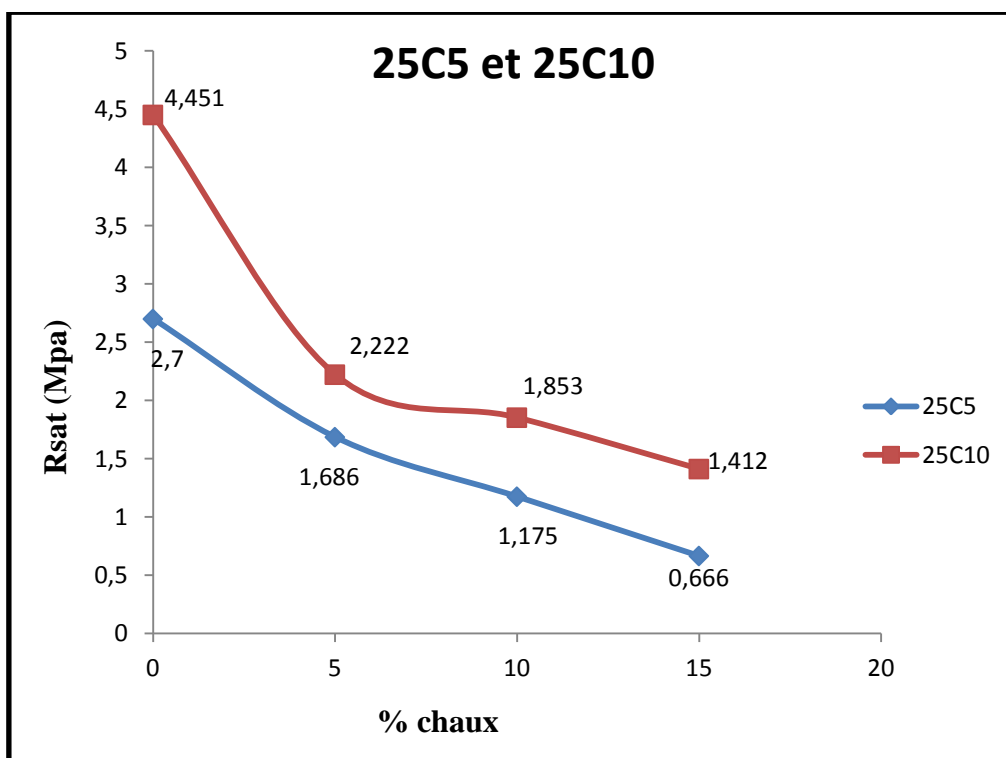
**ANNEXE 3 :** Etude de résistance à la compression R<sub>sat</sub> de sable + 15% ciment et % chaux pour n=25 et 50 coups



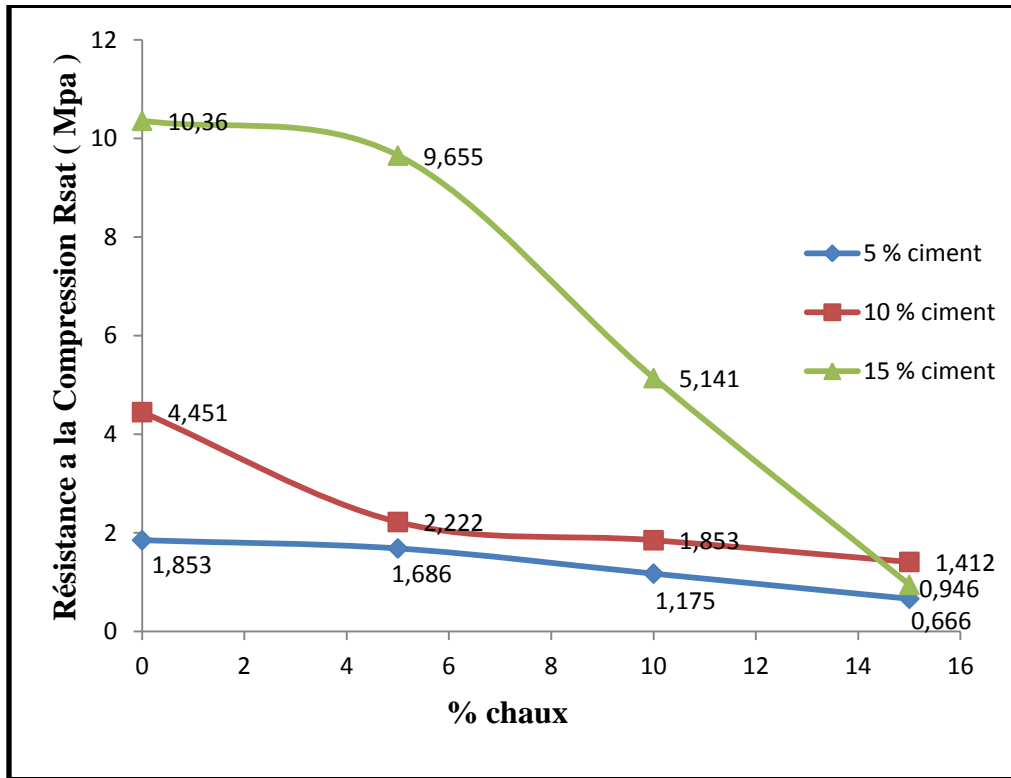
**ANNEXE 4** : Etude de résistance à la compression R<sub>sat</sub> de sable + 5% ciment et % chaux pour n=25 coups



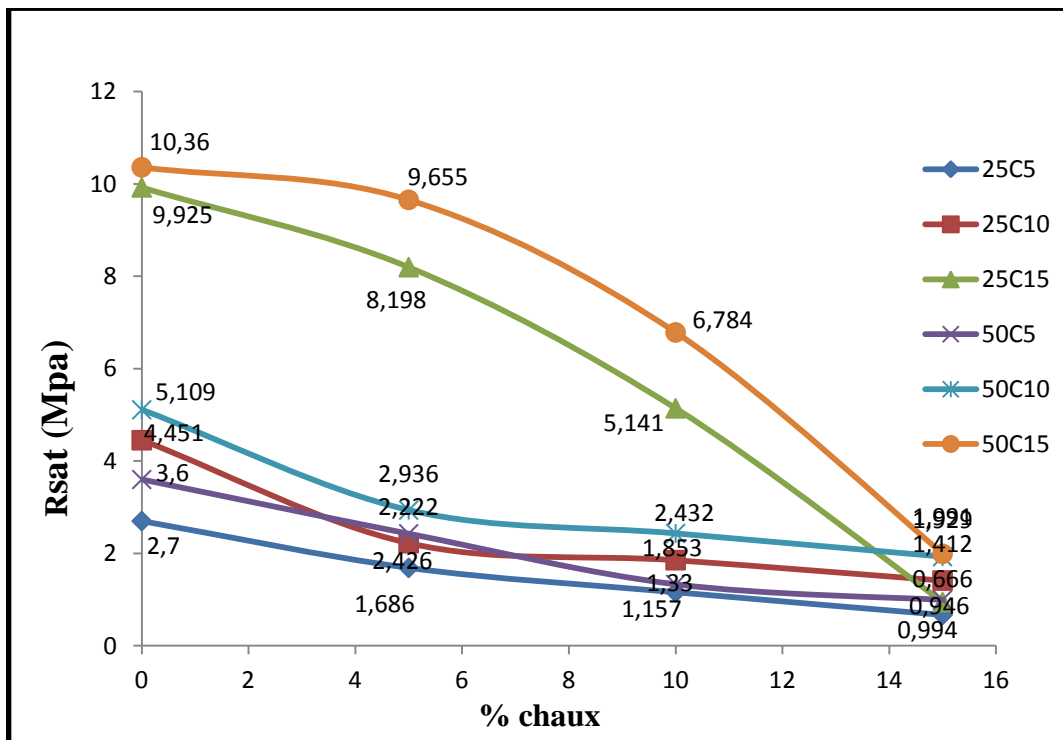
**ANNEXE 5** : Etude de résistance à la compression R<sub>sat</sub> de sable + 5 et 10 % ciment et % chaux pour n=25



**ANNEXE 6** : variation de la résistance R<sub>sat</sub>-% chaux, comparaison : 25C5, 25C10 et 25C15  
n=25 coups

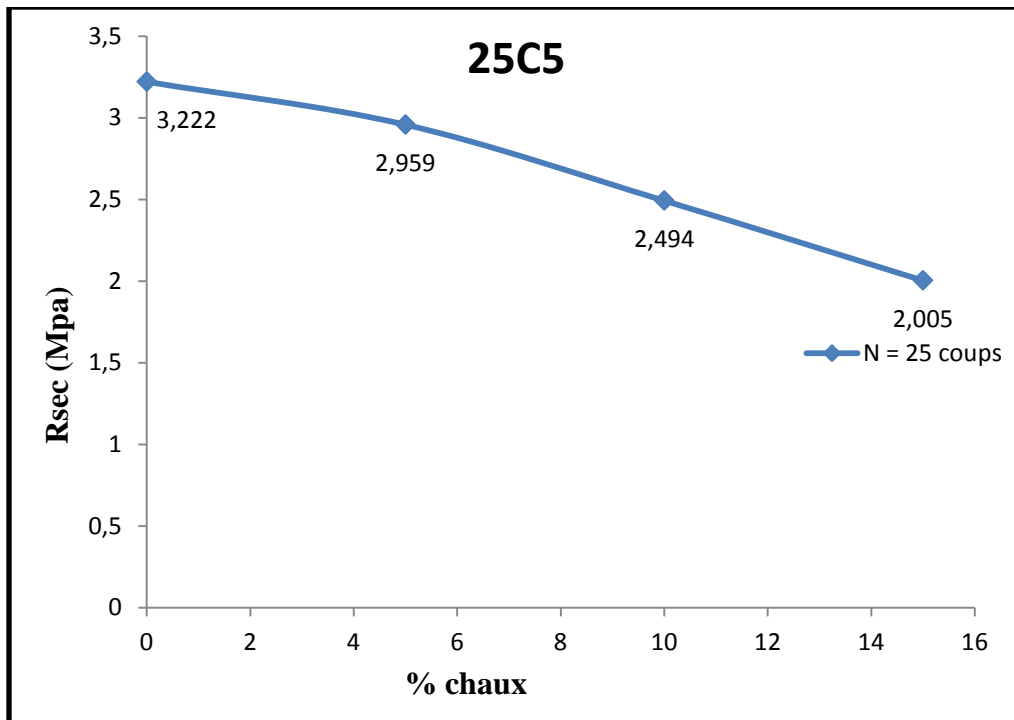


**ANNEXE 7** : variation de la résistance R<sub>sat</sub>-% chaux, pour différentes teneurs en ciment correspondant à n=25 et n=50 coups

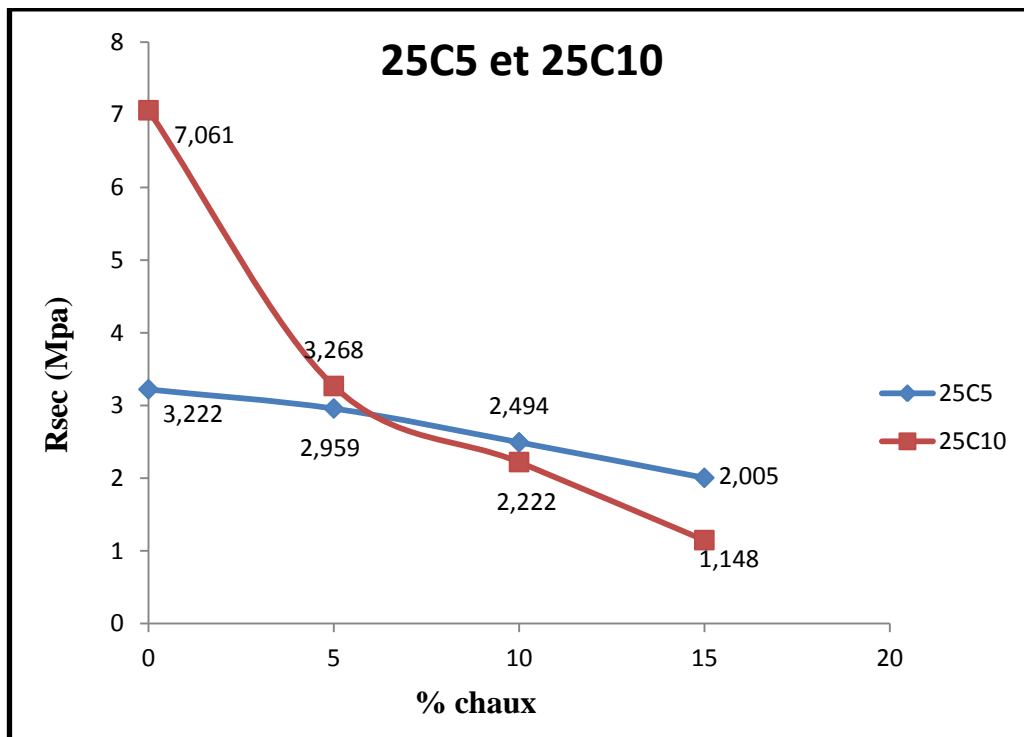


Etude de résistance à l'état sec Rsec de sable stabilisé par ciment et chaux

**ANNEXE 8** : variation de la résistance Rsec-% chaux, pour 5% ciment pour n=25 coups



**ANNEXE 9** : variation de la résistance Rsec-% chaux, pour 5et 10% ciment pour n=25 coups



**ANNEXE 10** : variation de la résistance Rsec-% chaux, comparaison : 25C5, 25C10 et 25C15  
n=25 coups

