

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIC ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd - Tlemcen -
Faculté de TECHNOLOGIE



THESE

Présentée pour l'obtention du grade de DOCTORAT 3^{ème} Cycle

En : Génie Civil

Spécialité : Génie Civil

Par : SEBAA Karim

Sujet

INFLUENCE DU COMPACTAGE SUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE DE LA TERRE CRUE NATURELLE ET TRAITEE

Soutenue publiquement, le 08 / 06 / 2021 , devant le jury composé de :

| | | | |
|--|-------------------------|--------------------------|------------------------|
| M. BEZZAR Abdelillah | Professeur | Univ. Tlemcen | Président |
| M. ABOU-BEKR Nabil | Professeur | Univ. Tlemcen | Directeur de thèse |
| M ^{me} BENCHOUK Assia | Maitre de Conférences A | Univ. Tlemcen | Co- Directeur de thèse |
| M. HOUMADI Youcef | Professeur | Univ. Ain- Témouchent | Examineur |
| M ^{me} BOUROKBA MRABENT Souad Amel | Maitre de Conférences A | USTOran | Examinatrice |
| M. ZENASNI Mohammed Amine | Maitre de Conférences A | Univ. Tlemcen | Examineur |

REMERCIEMENTS

C'est avec un grand plaisir que j'écris ces lignes en signe de gratitude et de reconnaissance à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de cette thèse et qui m'ont aidé pour que je puisse passer tous les obstacles que j'ai rencontré dans mon chemin.

J'adresse ma profonde gratitude à mes directeurs de thèse Monsieur ABOU-BEKR Nabil et Madame BENCHOUK Assia qui m'ont poussé et encouragé tout au long de ce travail. Je les remercie pour leurs conseils, leurs esprits critiques, les nombreuses discussions constructives qui m'ont permis de mener à bien cette thèse et pour leurs qualités humaines.

Je voudrais aussi manifester toute ma gratitude à Monsieur BEZZAR Abdelillah, Professeur à l'université de Tlemcen pour avoir accepté de participer au jury autant que président.

Je remercie également Monsieur HOUMADI Youcef, Professeur à l'université de Ain Témouchent ; Madame BOUROKBA MRABET Souad Amel, Maître de Conférences à l'USTO Oran et Monsieur ZENASNI Mohammed Amine Maître de Conférences à l'université de Tlemcen pour avoir accepté d'être les examinateurs de mon mémoire et m'avoir fait l'honneur de participer au jury de ma thèse.

Je remercie M. Ghomari, Professeur à l'université de Tlemcen pour ses conseils et orientations dès le début de cette thèse.

Je tiens à remercier vivement Monsieur Derfouf Mounir Maître de Conférences à l'université de Saida pour sa précieuse collaboration et ses conseils.

Je réitère une fois encore mes vifs remerciements à Monsieur ZENASNI Amine pour sa contribution dans la partie des analyses chimiques, ses conseils, orientations et surtout pour ses encouragements.

Aussi je voudrais formuler des remerciements particuliers à Dr TAYEB Hocine dont l'aide a été décisive pour la réalisation de certaines analyses chimiques au laboratoire d'application des électrolytes et des polyélectrolytes organiques de l'université de Tlemcen.

J'exprime ma profonde gratitude au Professeur BOUMECHRA Nadir pour son aide précieuse et sa collaboration.

Mes remerciements s'adressent également à l'ensemble des membres du laboratoire EOLE que j'ai côtoyés quotidiennement, ainsi que le personnel des laboratoires de chimie de la faculté des sciences de l'université de Tlemcen : Professeur MEDJAHED, Professeur DAHMANI, Professeur CHOUKCHOU, Madame OUMILOUD, Mademoiselle Khadidja et Madame MOKRI.

Mes pensées vont également à tous mes amis pour leurs soutiens et leurs encouragements permanents, en particulier IGLOULI Sid Ali, Ait Salem Abdelmadjid, AL SAMAWI Moutaz, TEDJDITI Ahmed et MEKAIDECH Oussama.

En fin, Un grand merci et une grande pensée à ma famille et aux personnes qui m'ont accompagné en dehors du travail et qui m'ont toujours soutenu. Merci donc à mes chers parents,

ma femme, mon garçon adoré KHIRO, mes frères BACHIR et OUSSAMA, ma sœur et son mari, ma nièce MARWA et mes neveux GHOUTI et ABDERRAHMEN, mes beaux-parents, mes beaux-frères, ma belle-sœur et sa famille, AMINA et MIMA, mon ami MOHAMMED, HABIB, NAIM, AMINE, mes collègues de travail HAMZA, FATIMA, MALIKA à toute la famille et les amis. Une pensée particulière à ma tante RAFIKA et mon oncle ABDELKADER décédés, qui étaient toujours fières de moi. Pour tout lecteur de ce manuscrit je demande votre compréhension en cas d'oubli.

Le travail de recherche effectué dans cette thèse de doctorat s'inscrit dans la thématique de la valorisation des matériaux locaux pour la construction en terre. L'objectif principal est de contribuer à la réduction de la consommation d'énergie de chauffage et de climatisation ainsi que de la pollution engendrée, en cohérence avec les enjeux du développement durable. La thèse présente une étude expérimentale sur les matériaux compactés non saturés employés dans l'éco-construction. Le matériau d'étude se situe à Beni Saf. Il a été sélectionné après vérification des exigences des matériaux aptes à la construction en terre. Après une série d'essais d'identification physique et physico-chimique du sol choisi, une caractérisation du comportement mécanique a été réalisée sur la terre compactée selon les deux modes de compactage dynamique et statique. Une étude paramétrique est menée sur le matériau compacté afin d'étudier l'effet de la teneur en eau initiale, de l'énergie et du mode de compactage sur la résistance à la compression et le module d'élasticité du sol compacté naturel. L'influence du stabilisant (chaux et ciment séparément) a aussi été étudiée. La durabilité du matériau terre a été explorée à travers un essai de résistance humide après immersion du sol comprimé dans l'eau. Le programme expérimental de cette thèse a été accompagné d'un contrôle de succion des échantillons de sol cru et stabilisé afin de prendre en compte l'aspect de la non saturation. L'aspect minéralogique et chimique a aussi été considéré. Des essais de composition chimique élémentaire, une identification des sels solubles dans l'eau ainsi que la composition minéralogique ont été réalisés afin d'étudier les perturbateurs de solidification contenus dans le sol d'étude pour pouvoir expliquer les résultats de caractérisation mécanique de la terre crue et traitée.

Mots clés : *Compactage, Résistance à la compression, Comportement mécanique, brique de terre comprimée, séchage, non saturé, succion, traitements aux liants, composition chimique, construction en terre.*

The research work carried out in this doctoral thesis is part of the theme valorization of local materials for earthen construction. The main objective is to contribute to the reduction of the energy consumption of heating and air conditioning as well as the pollution generated, in coherence with the stakes of sustainable development. The thesis presents an experimental study on unsaturated compacted materials used in eco-construction. The study material is located in Beni Saf. It was selected after checking the requirements of materials suitable for earthen construction. After a series of physical and physico-chemical identification tests of the selected soil, a characterization of the mechanical behavior was carried out on the compacted soil according to the two modes of dynamic and static compaction. A parametric study is conducted on the compacted material in order to study the effect of the initial water content, energy and compaction method on the compressive strength and modulus of elasticity of the natural compacted soil. The influence of the stabilizer (lime and cement separately) was also studied. The durability of the earth material was explored through a wet strength test after immersion of the compacted soil in water. The experimental program of this thesis was accompanied by a suction control of raw samples and stabilized soil in order to take into account the unsaturation aspect. The mineralogical and chemical aspect was also considered. Elemental chemical composition tests, identification of water-soluble salts as well as mineralogical composition were carried out in order to study the solidification disruptors contained in the study soil in order to be able to explain the results of mechanical characterization of the raw and treated soil.

Key words: *Compaction, Compressive strength, Mechanical behavior, compressed earth block, drying, unsaturated, suction, binder treatments, chemical composition, earth construction.*

إن الأعمال البحثية التي أجريت في أطروحة الدكتوراه هي جزء من موضوع تقييم المواد المحلية للبناء بالتربة. الهدف الرئيسي هو المساهمة في الحد من استهلاك طاقة التدفئة والتكييف والتلوث الناتج، بما يتماشى مع تحديات التنمية المستدامة. تقدم الرسالة دراسة تجريبية عن المواد المضغوطة غير المشبعة المستخدمة في البناء الإيكولوجي. تقع المادة المستعملة في الدراسة في مدينة بني صاف. تم اختيارها بعد التحقق من متطلبات المواد المناسبة للبناء بالتربة. بعد سلسلة من اختبارات التعريف الفيزيائية والفيزيوكيميائية للتربة المختارة، تم إجراء توصيف للسلوك الميكانيكي على التربة المضغوطة وفقاً لطريقتين من الضغط الديناميكي والسكن. تم إجراء دراسة بارامترية على المادة المضغوطة للتحقق من تأثير المحتوى المائي الأولي، طاقة وطريقة الدمك على مقاومة الضغط ومعامل المرونة للتربة الطبيعية المضغوطة. كما تمت دراسة تأثير المثبت (الجير والاسمنت بشكل منفصل). تم استكشاف مائة مادة التربة من خلال اختبار المقاومة الرطبة للضغط بعد غمرها في الماء. كان البرنامج التجريبي لهذه الرسالة مصحوباً بمراقبة شغط عينات التربة الخام والمثبتة من أجل مراعاة جانب عدم التشبع. كما تم النظر في الجانب المعدني والكيميائي. حيث أجريت اختبارات التركيب الكيميائي للعناصر وتحديد الأملاح القابلة للذوبان في الماء وكذلك التركيب المعدني من أجل دراسة العوامل المسببة لاضطراب التصلب الموجودة في التربة الطبيعية والمثبتة من أجل التمكن من شرح نتائج التوصيف الميكانيكي لها.

الكلمات المفتاحية: الدمك، مقاومة الضغط، السلوك الميكانيكي، لينة التربة المضغوطة، التجفيف، عدم التشبع، الشغط، المعالجة بالمواد الرابطة، التركيب الكيميائي، البناء بالتربة.

| | |
|---|----|
| INTRODUCTION GENERALE..... | 1 |
| Chapitre 1 : TERRE CRUE COMPACTEE ET CONSTRUCTION EN TERRE | |
| 1 INTRODUCTION..... | 3 |
| 2 DEFINITION DE LA TERRE CRUE COMPACTEE | 4 |
| 3 CONSTRUCTION EN TERRE..... | 4 |
| 3.1 Les différentes techniques de construction en terre..... | 4 |
| 3.2 La construction en terre dans le monde | 5 |
| 3.3 La construction en terre en Algérie et la problématique énergétique du secteur du bâtiment . | 8 |
| 3.4 La construction en blocs de terre comprimée (B.T.C)..... | 10 |
| 3.4.1 Avantages et inconvénients de la construction en (B.T.C)..... | 10 |
| 3.4.2 Classification des presses | 12 |
| 3.5 La construction en brique de terre stabilisée (B.T.S)..... | 13 |
| 3.5.1 Avantages et inconvénients de la construction en briques de terre stabilisée..... | 14 |
| 3.5.2 Les principaux stabilisants chimiques du sol | 14 |
| 4 PARAMETRES INFLUANT LE COMPORTEMENT MECANIQUE DE LA TERRE COMPRIMEE..... | 15 |
| 4.1 La granulométrie du sol..... | 16 |
| 4.2 La plasticité. | 18 |
| 4.3 Influence de la teneur en eau..... | 19 |
| 4.4 Influence des paramètres liés au compactage..... | 21 |
| 4.4.1 Le Rôle de compactage et sa relation avec la densité sèche et la résistance mécanique du sol | 21 |
| 4.4.2 Les essais de compactage statiques et dynamiques | 21 |
| 4.4.3 Comparaison entre essai de compactage statique et essai Proctor | 23 |
| 4.4.4 Conclusion sur la méthode de compactage | 25 |
| 4.4.5 Influence de l'énergie de compactage..... | 25 |
| 5 CONCLUSION..... | 28 |

Chapitre II : COMPORTEMENT MECANIQUE DE LA BRIQUE DE TERRE COMPRIMEE (B.T.C.)

| | | |
|-------|---|----|
| 1 | INTRODUCTION..... | 29 |
| 2 | RESISTANCE MECANIQUE EN COMPRESSION SIMPLE..... | 30 |
| 2.1 | Résistance à la compression sèche | 31 |
| 2.1.1 | Principe et mode opératoire de l'essai | 31 |
| 2.1.2 | Expression des résultats..... | 32 |
| 2.2 | Résistance à la compression humide..... | 32 |
| 2.2.1 | Principe et mode opératoire | 33 |
| 2.2.2 | Expression des résultats | 33 |
| 2.3 | Résultats de la bibliographie..... | 33 |
| 3 | RESISTANCE A LA TRACTION | 34 |
| 3.1 | Résistance à la traction axiale | 34 |
| 3.1.1 | Principe de l'essai | 34 |
| 3.1.2 | Expression des résultats | 35 |
| 3.2 | Résistance à la flexion..... | 35 |
| 3.2.1 | Principe de l'essai :..... | 36 |
| 3.2.2 | Expression des résultats | 36 |
| 3.3 | Résultats de la bibliographie..... | 37 |
| 4 | COURBES CONTRAINTE-DEFORMATIONS ET MODULE D'ELASTICITE | 37 |
| 4.1 | Principe de l'essai | 37 |
| 4.2 | Analyse de la Courbe type contrainte-déformation..... | 38 |
| 4.3 | Influence du frettage sur la courbe contrainte-déformation | 39 |
| 4.4 | Influence de la densité du matériau sur son comportement mécanique..... | 40 |
| 4.5 | Effet de la vitesse de déplacement sur son comportement vis-à-vis la compression | 41 |
| 5 | RESISTANCE A L'ABRASION | 42 |
| 6 | RESISTANCE AU CISAILLEMENT..... | 43 |
| 7 | CARACTERISTIQUE MECANIQUESE DE LA BTC DANS LA LITTERATURE..... | 44 |
| 8 | CONCLUSION..... | 51 |

Chapitre III : CARACTERISATION PHYSIQUE ET MECANIQUE DU SOL DE BENI-SAF

| | | |
|-----|--|----|
| 1 | INTRODUCTION..... | 52 |
| 2 | IDENTIFICATION DU MATERIAU | 53 |
| 2.1 | Identification physique et chimique du matériau..... | 53 |
| 2.2 | Analyse granulométrique..... | 53 |
| 2.3 | Limites d'Atterberg..... | 54 |

| | | |
|-------|---|----|
| 2.4 | Activité du sol | 56 |
| 2.5 | Essai équivalent de sable | 56 |
| 2.6 | Essai au bleu de méthylène | 57 |
| 2.7 | Teneur en carbonate (CaCO_3)..... | 58 |
| 2.8 | Teneur en matière organique..... | 58 |
| 2.9 | Densité des grains solides G_s | 58 |
| 2.10 | Récapitulatif des essais d'identification | 59 |
| 3 | CARACTERISATION MECANIQUE DU SOL DE BENI-SAF | 60 |
| 3.1 | Résistance à la compression | 60 |
| 3.2 | Mesure de la succion | 61 |
| 3.3 | Mesure du module d'élasticité : | 62 |
| 4 | CARACTERISATION DES ECHANTILLONS COMPACTES DYNAMIQUEMENT | 63 |
| 4.1 | Essais de compactage Proctor dynamique..... | 63 |
| 4.2 | Caractéristiques de compactage du sol interprétées en degré de saturation | 65 |
| 4.3 | Résistances à la compression | 66 |
| 4.3.1 | Résultats de résistance à la compression en compactage dynamique | 66 |
| 4.3.2 | Courbes d'écrasement | 68 |
| 4.4 | La succion | 68 |
| 4.5 | Le module d'élasticité (E) | 70 |
| 5 | CARACTERISATION DES ECHANTILLONS COMPACTES STATIQUEMENT A DEPLACEMENT IMPOSE | 71 |
| 5.1 | Essais de compactage statique à déplacement imposé | 71 |
| 5.2 | Résistances à la compression | 72 |
| 5.2.1 | Résultats de résistance à la compression en compactage statique | 72 |
| 5.2.2 | Courbes d'écrasement | 74 |
| 5.3 | Succion | 75 |
| 5.4 | Module d'élasticité | 76 |
| 6 | CARACTERISATION DES ECHANTILLONS COMPACTES STATIQUEMENT A FORCE IMPOSEE..... | 78 |
| 6.1 | Essais de compactage statique à force imposée..... | 78 |
| 6.1.1 | Courbes de compactage à force imposée | 78 |
| 6.1.2 | Succion..... | 79 |
| 6.1.3 | Module d'élasticité pendant le compactage..... | 80 |
| 6.2 | Résistance à la compression | 81 |
| 6.3 | Mesure du module d'élasticité au cours du séchage..... | 83 |
| 7 | CONCLUSION..... | 85 |

Chapitre IV : EFFET DU TRAITEMENT AUX LIANTS SUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE DE LA TERRE CRUE COMPACTEE

| | | |
|-------|---|-----|
| 1 | INTRODUCTION..... | 86 |
| 2 | METHODOLOGIE DE CARACTERISATION MECANIQUE DE LA TERRE STABILISEE | 87 |
| 3 | COMPORTEMENT MECANIQUE DE LA BRIQUE DE TERRE TRAITEE A LA CHAUX | 87 |
| 3.1 | Origine de la chaux | 87 |
| 3.2 | Caractérisation des échantillons stabilisés à la chaux compactés dynamiquement..... | 88 |
| 3.2.1 | Essais de compactage Proctor dynamique | 88 |
| 3.2.2 | Caractéristiques de compactage du mélange sol-chaux contrôlées en degré de saturation..... | 90 |
| 3.2.3 | Variation de la succion pendant le compactage Proctor | 91 |
| 3.2.4 | Résistances à la compression | 93 |
| 3.3 | Caractérisation des échantillons stabilisés compactés statiquement à déplacement imposé..... | 94 |
| 3.3.1 | Essais de compactage statique à déplacement imposé..... | 94 |
| 3.3.2 | Résistances à la compression | 94 |
| 3.3.3 | Influence du temps de séchage sur la résistance à la compression..... | 95 |
| 3.3.4 | Mesure de succions suivant le temps de séchage | 97 |
| 3.3.5 | Module d'élasticité..... | 98 |
| 3.4 | Caractérisation des échantillons stabilisés compactés statiquement à force imposée (4 MPa) 99 | |
| 3.4.1 | Essai de compactage statique à 4MPa..... | 99 |
| 3.4.2 | Influence du séchage sur la résistance à la compression..... | 100 |
| 3.4.3 | La succion | 102 |
| 3.4.4 | Module d'élasticité..... | 103 |
| 4 | COMPORTEMENT MECANIQUE DE LA BRIQUE DE TERRE TRAITEE AU CIMENT | 104 |
| 4.1 | Influence de l'ajout de ciment sur la plasticité d'un sol..... | 104 |
| 4.2 | Influence de la teneur en ciment sur la résistance à la compression de BTC..... | 105 |
| 4.3 | Effet du ciment sur la durabilité des BTC..... | 106 |
| 4.4 | Effet de l'ajout de ciment sur les performances mécaniques d'une brique de terre comprimée..... | 107 |
| 4.5 | Ciment utilisé | 111 |
| 4.6 | Résultats des essais du traitement au ciment..... | 111 |
| 4.6.1 | Compactage statique à 4MPa..... | 111 |
| 4.6.2 | Résistance à la compression | 113 |
| 4.6.3 | Résistance à la compression après immersion dans l'eau. | 115 |

| | | |
|--|---|-----|
| 4.6.4 | La Mesure de succions suivant le temps de séchage | 116 |
| 4.6.5 | Mesure du module d'élasticité au cours du séchage | 117 |
| 5 | CONCLUSION | 120 |
| Chapitre V : ANALYSE CHIMIQUE DES SOLS TRAITES AUX LIANTS | | |
| 1 | INTRODUCTION | 121 |
| 2 | REACTIONS AU COURS DU PROCESSUS DE TRAITEMENT | 121 |
| 2.1 | Traitement à la chaux | 122 |
| 2.1.1 | Origine..... | 122 |
| 2.1.2 | Mécanisme de traitement..... | 122 |
| 2.2 | Traitement au ciment..... | 125 |
| 2.2.1 | Réactions d'hydratation d'une pâte de ciment..... | 126 |
| 2.2.2 | Réactions pouzzolaniques dans un sol traité au ciment | 128 |
| 3 | PERTURBATEURS DE SOLIDIFICATION | 129 |
| 3.1 | Les chlorures..... | 130 |
| 3.1.1 | Origine..... | 130 |
| 3.1.2 | Effet des chlorures sur le comportement des sols | 130 |
| 3.2 | Les sulfates | 132 |
| 3.2.1 | Origine..... | 132 |
| 3.2.2 | Effet des sulfates sur le comportement des sols..... | 132 |
| 3.3 | Nitrates | 134 |
| 3.3.1 | Origine..... | 134 |
| 3.3.2 | Effet des nitrates sur le comportement des sols | 134 |
| 3.4 | Phosphates..... | 135 |
| 3.4.1 | Origine..... | 135 |
| 3.4.2 | Effet des phosphates sur le comportement des sols..... | 136 |
| 3.5 | Synthèse sur les perturbateurs | 137 |
| 4 | ANALYSES CHIMIQUES DU SOL DE BENI-SAF..... | 138 |
| 4.1 | Spectrométrie de fluorescence X..... | 138 |
| 4.1.1 | Principe et Manipulation..... | 138 |
| 4.1.2 | Résultats de l'essai | 139 |
| 4.2 | Analyse minéralogique par diffraction des rayons X (DRX) | 142 |
| 4.2.1 | Intérêt de la diffraction des rayons X dans l'analyse minéralogique du sol..... | 142 |
| 4.2.2 | Principe de l'essai DRX..... | 142 |
| 4.2.3 | Préparation de l'échantillon..... | 143 |
| 4.2.4 | Résultats et discussions | 144 |

| | | |
|-------|---|-----|
| 4.3 | Essai de Chromatographie ionique | 145 |
| 4.3.1 | Intérêt de l'essai de chromatographie ionique | 145 |
| 4.3.2 | Principe de l'essai..... | 145 |
| 4.3.3 | Préparation de l'échantillon et mode opératoire | 146 |
| 4.3.4 | Résultats et discussions | 146 |
| 5 | CONCLUSION..... | 147 |
| | CONCLUSION GENERALE..... | 148 |
| | REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES..... | 151 |

LISTE DES FIGURES

| | |
|--|----|
| Figure 1.1 : La roue des techniques de construction en terre (Belaid, 2014) | 5 |
| Figure 1.2 : Une maison traditionnelle en pisé dans la région de Rhône-Alpes (Bui.B.Q, 2008) ... | 6 |
| Figure 1.3 : au Mali construite en adobe La Grande Mosquée de Djenné au Mali construite en adobe (Delbecque, 2011)..... | 8 |
| Figure 1.4 : La Bauge de Bretagne, France (Delbecque, 2011). | 7 |
| Figure 1.5 : Logements en B.T.C. à Tamanrasset (Salmi, 2014)..... | 9 |
| Figure 1.6 : Premières assises du prototype du siège du CNERIB (Salmi, 2014). | 9 |
| Figure 1.7 : Répartition de la consommation finale d'énergie par secteur d'activité en 2017 (APRUE, 2019) | 10 |
| Figure 1.8 : Maison construite en BTC à Rhône en Alpes (Rigassi, 1995)..... | 11 |
| Figure 1.9 : Domaine de la terre, l'Isle d'Abeau, Lyon France (Tallah, 2014)..... | 11 |
| Figure 1.10 : Une construction en BTC Abidjan, Côte d'Ivoire..... | 12 |
| Figure 1.11 : Maison construite en BTC à Rwanda. | 12 |
| Figure 1.12 : Fuseaux granulométriques pour la fabrication des (B.T.C) | 17 |
| Figure 1.13 : Résistance à la compression en fonction du pourcentage des fins (Gallipoli et al, 2014)..... | 18 |
| Figure 1.14 : Domaines de plasticité recommandés et caractéristiques des sols utilisés pour la fabrication des (BTC). | 19 |
| Figure 1.15 : Influence de la teneur en eau sur la densité sèche pour le sol de La Verne (Taibi et al, 2011). | 20 |
| Figure 1.16 : Variation de la pression de compactage avec la teneur en eau dans un essai de compactage statique (Camapum de Carvalho et al, 1987). | 20 |
| Figure 1.17 : Relation entre la densité sèche et la résistance à la compression (Morel et al, 2007)..... | 21 |
| Figure 1.18 : Dispositif expérimental de l'ECS moule de (Olivier et al, 1986)..... | 23 |
| Figure 1.19 : Résultats de l'hétérogénéité de l'éprouvette de sol compacté statiquement (Camapum de Carvalho et al, 1985). | 23 |
| Figure 1.20 : Evolution d'un grain de sable: -a- avant compactage, -b- après compactage dynamique -c- après compactage statique d'un sol à 40% d'argile (Esteoule et al, 1991)..... | 24 |
| Figure 1.21 : Comparaison entre les résultats obtenus par un essai de compactage statique et celui de Proctor (Mesbah et al, 1999)..... | 24 |
| Figure 1.22 : Résultats de l'hétérogénéité de l'éprouvette de sol compacté statiquement (Camapum de Carvalho et al, 1985). | 25 |
| Figure 1.23 : Influence de l'énergie de compactage sur la densité sèche du sol compacté (Birle et al, 2008). | 26 |
| Figure 1.24 : Influence de la pression de compactage sur la résistance à la compression simple (Camapum de Carvalho et al, 1987). | 27 |

| | |
|--|----|
| Figure 2.1 : La variation de la résistance à la compression en fonction de la densité sèche de B.T.C (Morel et al, 2005)..... | 30 |
| Figure 2.2 : Essai de détermination de la résistance à la compression (Schroeder, 2015)..... | 32 |
| Figure 2.3 : Résistance à la compression de la BTC juste après compactage et après séchage de 21 jours à différentes énergies de compactage (Denis, 1994)..... | 33 |
| Figure 2.4 : Les étapes de l'essai de traction par fendage de la B.T.C (Schroeder, 2015) | 35 |
| Figure 2.5 : Essai de résistance à la traction selon la norme NZS 4298. | 36 |
| Figure 2.6 : Résistance à la traction de la terre pisé (Beckett et al, 2014) cité dans (Augarde, 2015)..... | 37 |
| Figure 2.7 : Système de mesure de déformations pendant un essai de compression (Denis, 1994)..... | 38 |
| Figure 2.8 : Schéma de la courbe contrainte déformation (Hakimi et al, 1999)..... | 39 |
| Figure 2.9 : Influence de l'utilisation du dispositif anti-fretage sur les résultats de l'essai de compression (Laborel-preneron et al, 2015) | 40 |
| Figure 2.10 : Courbes contraintes-déformation pour des différentes densités apparentes (Ben Mansour et al, 2015)..... | 40 |
| Figure 2.11 : Influence de la densité apparente sur le module d'élasticité de la BTC (Ben Mansour et al, 2015)..... | 41 |
| Figure 2.12 : Effet de la vitesse de déplacement sur la résistance à la compression de la BTC (Bruno et al, 2015)..... | 42 |
| Figure 2.13 : Dispositif de l'essai d'abrasion | 43 |
| Figure 2.14 : Test de résistance au cisaillement (indirect) pour le mortier en terre entre les BTC selon la norme DIN 18946 citée dans (Schroeder, 2015) | 44 |
| Figure 2.15 : Corrélation entre l'essai de cisaillement indirect et l'essai de compression diagonale selon (Blondet et Otazzi, 1986) cité dans (Denis, 1994) | 44 |
| Figure 3.1 : Emplacement du stock du sol de Béni-Saf choisi pour notre étude..... | 53 |
| Figure 3.2 : Les courbes granulométriques du sol de Béni-Saf..... | 54 |
| Figure 3.3 : Appareil de Casagrande..... | 55 |
| Figure 3.4 : Position du sol de Béni-Saf dans l'abaque de Casagrande et le domaine de plasticité recommandé par CRATerre et AFNOR..... | 56 |
| Figure 3.5 : Essai équivalent de sable..... | 57 |
| Figure 3.6 : L'appareillage et le test à la tâche de l'essai au bleu de méthylène (Li, 2015) | 57 |
| Figure 3.7 : Calcimètre pour la mesure de la teneur en carbonate..... | 58 |
| Figure 3.8 : Triangle de classification des sols fins..... | 60 |
| Figure 3.9 : Mesure de la résistance à la compression : a : échantillon compacté dynamiquement ; b : échantillon compacté statiquement | 61 |
| Figure 3.10 : Mesure de la succion par la méthode du papier filtre - a : échantillons mis à l'équilibre b : récupération du papier filtre - c : Courbe d'étalonnage succion- teneur en eau du papier filtre ASTM D5298-10..... | 62 |
| Figure 3.11 : Utilisation de l'appareil ultrason pour la mesure du module de Young | 63 |
| Figure 3.12 : Essais de compactage Proctor | 64 |
| Figure 3.13 : Courbes de compactage Proctor dans un plan $\rho_d - S_r$ | 65 |
| Figure 3.14 : La relation $\rho_d/(\rho_d)_{max}$ en fonction de $S_r - (S_r)_{opt}$ | 66 |
| Figure 3.15 : Evolution de la résistance à la compression en fonction du temps de séchage..... | 67 |
| Figure 3.16 : Courbes d'écrasement des échantillons ayant subi un compactage dynamique | 68 |
| Figure 3.17 : La succion en compactage dynamique. a : Succion en fonction de la teneur en eau b : Valeurs de succion aux différents points de la courbe Proctor et isovaleurs de succion..... | 69 |

| | |
|--|-----|
| Figure 3.18 : Le module d'élasticité du sol compacté à l'OPM et l'OPN | 70 |
| Figure 3.19 : Essais de compactage statique | 71 |
| Figure 3.20 : Evolution de la résistance à la compression des échantillons de sol compactés statiquement en fonction du temps de séchage | 73 |
| Figure 3.21 : Evolution de la résistance à la compression des échantillons de sol compactés statiquement en fonction : (a) : la teneur en eau ; (b) : la succion | 74 |
| Figure 3.22 : Courbes d'écrasement des échantillons compacté statiquement | 75 |
| Figure 3.23 : La succion en compactage statique à déplacement imposé | 75 |
| Figure 3.24 : La succion en fonction de la teneur en eau de séchage | 76 |
| Figure 3.25 : Variation du module d'élasticité durant le séchage : -a- en fonction de la teneur en eau ; -b- en fonction de la succion | 77 |
| Figure 3.26 : Evolution du module d'élasticité en fonction du poids volumique humide | 78 |
| Figure 3.27 : Compactage statique à force imposée | 79 |
| Figure 3.28 : La succion en compactage statique | 80 |
| Figure 3.29 : Le module d'élasticité en compactage statique à force imposée | 80 |
| Figure 3.30 : Résistances à la compression des éprouvettes de sol compactées statiquement à force imposée | 81 |
| Figure 3.31 : Evolution de la résistance à la compression des échantillons de sol compactés statiquement en fonction de la succion | 82 |
| Figure 3.32 : Valeurs de succions suivant la durée de séchage des échantillons compactés statiquement avec force imposée | 82 |
| Figure 3.33 : La succion en compactage statique à force imposée | 83 |
| Figure 3.34 : Variation du module d'élasticité durant le séchage : -a- en fonction de la teneur en eau ; -b- en fonction de la succion | 84 |
| Figure 3.35 : Variation du module d'élasticité en fonction du poids volumique humide | 85 |
| Figure 4.1 : Essais de compactage Proctor effectués sur des échantillons de terre crue et sur des échantillons traités à la chaux | 89 |
| Figure 4.2 : Courbes de compactage Proctor de la terre de Béni Saf crue et traitée à la chaux dans un plan $\rho_d - S_r$ | 90 |
| Figure 4.3 : La relation $\rho_d / (\rho_d)_{\max}$ contre $S_r - (S_r)_{\text{opt}}$ pour la terre crue et traitée à la chaux | 91 |
| Figure 4.4 : Valeurs de succion de la terre traitée à la chaux compactée à l'énergie Proctor modifiée a : la succion en fonction de la teneur en eau ; b : la variation de la succion dans les différents points de la courbe Proctor | 92 |
| Figure 4.5 : Résistances à la compression immédiates en compactage dynamique | 93 |
| Figure 4.6 : Résistances à la compression immédiates en compactage statique | 94 |
| Figure 4.7 : Evolution de la Résistance à la compression en fonction de : (a) : temps de séchage ; (b) : la teneur en eau ; (c) : la succion | 97 |
| Figure 4.8 : Evolution de la succion pour les échantillons séchés en fonction de : (a) : temps de séchage ; (b) : la teneur en eau | 98 |
| Figure 4.9 : Variation du module d'élasticité durant le séchage en fonction de : (a) : la teneur en eau ; (b) : la succion | 99 |
| Figure 4.10 : Compactage statique à force imposée (4MPa) | 100 |
| Figure 4.11 : Evolution de la résistance à la compression en fonction de : (a) : temps de séchage ; (b) : la succion | 99 |
| Figure 4.12 : Evolution de la succion pour les échantillons séchés en fonction de : (a) : temps de séchage ; (b) : teneur en eau | 103 |

| | |
|---|-----|
| Figure 4.13 : Variation du module d'élasticité durant le séchage en fonction de : (a) : la teneur en eau ; (b) : la succion..... | 104 |
| Figure 4.14 : Influence du dosage en ciment sur les limites d'Atterberg (Chew et al, 2004) | 105 |
| Figure 4.15 : Effet de l'ajout du ciment sur la résistance à la compression de la brique de terre crue comprimée | 106 |
| Figure 4.16 : Effet de l'ajout du ciment sur la résistance à la compression après immersion des briques de terre comprimée dans l'eau | 107 |
| Figure 4.17 : Résultats du compactage statique sur terre crue et traitée au ciment..... | 111 |
| Figure 4.18 : L'effet de l'ajout du ciment sur les paramètres de compactage Proctor modifié (Gazon et al, 2015)..... | 113 |
| Figure 4.19 : Résistance à la compression au cours du séchage : -a : en fonction du temps de séchage -b : en fonction de la teneur en eau -c : en fonction de la succion | 115 |
| Figure 4.20 : Tenue à l'eau des échantillons de sol avec ajout de 4% de ciment pour des éprouvettes ayant subies un séchage à l'air libre de : -a- 24h -b- 7jours -c- 28 jours..... | 116 |
| Figure 4.21 : Evolution de la succion : -a : en fonction du temps de séchage -b : en fonction de la teneur en eau | 117 |
| Figure 4.22 : Relation entre le module d'élasticité et la résistance à la compression | 118 |
| Figure 4.23 : Variation du module d'élasticité durant le séchage : -a- en fonction de la teneur en eau ; -b- en fonction de la succion | 119 |
| Figure 4.24 : Variation du module d'élasticité en fonction du poids volumique humide | 120 |
| Figure 5.1 : Mécanisme de l'adsorption de cations Ca^{2+} sur la surface latérale d'une argile (Eid, 2016)..... | 123 |
| Figure 5.2 : Représentation schématique de la microstructure du limon de Meaux : A : avant traitement ; B : après traitement (Cabane, 2004) | 125 |
| Figure 5.3 : Eléments constitutifs d'une pâte de ciment : A : portlandite (CH) et tobermorite (CSH); B : portlandite (CH) et ettringite (Ett.) (U.S. Department of Transportation Highway Administration, 2009; Saussaye, 2012)..... | 128 |
| Figure 5.4 : Hydrates calciques développés par réaction pouzzolanique à partir : A : d'argiles (Locat et al, 1990); B : du quartz (Benezet, 1997) cité dans (Cabane, 2004)..... | 129 |
| Figure 5.5 : Influence d'une addition de NaCl sur les résistances à la compression simple de sols traités : A : Sable de Bouër; B : Limon du Val d'Europe (Le Borgne, 2008)..... | 131 |
| Figure 5.6 : Influencé d'une addition de NaCl sur les résistances à la compression simple d'un sol riche en sels traité (Xing et al. 2009) | 131 |
| Figure 5.7 : Influence d'une addition de Na_2SO_4 sur les résistances à la compression simple d'un sol riche en sels traité (Xing et al. 2009) | 133 |
| Figure 5.8 : Influence de la concentration en phosphate sur les performances physico-mécaniques du limon du Val d'Europe (gonflement et résistance à la traction indirecte) (Le Borgne 2008)..... | 137 |
| Figure 5.9 : Principe de la spectrométrie de fluorescence X (Bayouli, 2016) | 140 |
| Figure 5.10 : Spectre XRF du sol de Béni-Saf..... | 141 |
| Figure 5.11 : Appareil de diffraction des rayons X (DRX)..... | 144 |
| Figure 5.12 : Diffractogramme du sol de Béni-Saf..... | 145 |
| Figure 5.13 : Chromatographe avec système d'acquisition utilisé pour l'élaboration de l'essai | 146 |

LISTE DES TABLEAUX

| | |
|--|-----|
| Tableau 1.1 : Construction en terre à travers le temps | 5 |
| Tableau 1.2 : Les principales opérations de construction en terre en Algérie..... | 8 |
| Tableau 1.3 : Classification des presses de production des B.T.C. (29.5x 14x 9 cm) (CRATerre, 1995)..... | 13 |
| Tableau 2.1 : Facteurs de correction des rapports d'aspect. | 30 |
| Tableau 2.2 : Caractéristique mécaniques de la B.T.C de la littérature..... | 46 |
| Tableau 2.3 : Synthèse bibliographique sur les briques en terre crue stabilisées à la chaux..... | 48 |
| Tableau 2.4 : Synthèse bibliographique sur les briques en terre crue stabilisées au ciment..... | 48 |
| Tableau 3.1 : Résultats des essais de l'identification de sol. | 59 |
| Tableau 3.2 : Les corrélations donnant les caractéristiques à l'optimum Proctor normal et modifié (Fleureau et al, 2002) | 64 |
| Tableau 3.3 : Tableau résumant les résultats du compactage dynamique. | 64 |
| Tableau 3.4 : Résistances à la compression des échantillons compactés dynamiquement. | 67 |
| Tableau 3.5 : Tableau des résistances à la compression des échantillons compactés statiquement..... | 72 |
| Tableau 4.1 : Résultats du compactage dynamique Proctor de la terre crue et traitée à la chaux. | 88 |
| Tableau 4.2 : Résistances à la compression immédiates des échantillons compactés dynamiquement..... | 93 |
| Tableau 4.3 : Résistances à la compression immédiates des échantillons compactés statiquement..... | 94 |
| Tableau 4.4 : Synthèse bibliographique sur les briques en terre crue stabilisées au ciment..... | 109 |
| Tableau 4.5 : Résultats du compactage statique du sol cru et stabilisé avec 4% de ciment. | 112 |
| Tableau 5.1 : Composition chimique du ciment..... | 126 |
| Tableau 5.2 : Composition minéralogique du ciment..... | 126 |
| Tableau 5.3 : Influence du nitrate de calcium sur le temps de prise et la résistance à la compression simple d'une pâte de ciment en fonction de la teneur en C ₃ S du ciment (Aggoun et al. 2008). | 134 |
| Tableau 5.4 : Influence Composition chimique élémentaire (XRF) | 142 |
| Tableau 5.5 : Composition minéralogique (DRX) du sol de Béni-Saf. | 145 |

| | | |
|------------------|---|---|
| BTC | : | Brique de terre comprimée |
| BTS | : | Brique de terre stabilisée |
| S_r | : | Degré de saturation |
| R_c | : | Résistance à la compression |
| S | : | Succion |
| E | : | Module d'élasticité |
| γ_d | : | Densité sèche |
| $\gamma_{d,max}$ | : | Densité sèche maximale |
| W | : | Teneur en eau |
| W_{opt} | : | Teneur en eau optimale |
| ρ | : | Densité du matériau |
| V | : | Vitesse de propagation des ondes de compression |
| ν | : | Coefficient de Poisson |
| G_s | : | Densité des grains solides |
| W_L | : | Limite de liquidité |
| I_p | : | Indice de plasticité |
| A_c | : | Activité du sol |
| G | : | Gravité |
| V.B.S. | : | Valeur de bleu de méthylène |
| MO | : | Teneur en matière organique |
| OPN | : | Optimum Proctor normal |
| OPM | : | Optimum Proctor modifié |

INTRODUCTION GENERALE

La préservation de notre planète contre la pollution constitue actuellement un intérêt primordial et une responsabilité commune. Face à ce défi, et en vue de répondre aux enjeux de développement durable, le secteur du bâtiment est dans l'obligation de mettre en place de nouvelles pratiques et méthodes de construction tout en tenant en compte des critères économiques et sociaux. A cet effet, des projets ambitieux sont établis afin de bien gérer les ressources naturelles et de contribuer ainsi à la diminution du phénomène de réchauffement climatique.

Vu sa disponibilité, la terre crue constitue une alternative viable dans le secteur de la construction qui s'intègre dans cette démarche. Elle permet de réduire la consommation en énergie de climatisation et de chauffage grâce à son inertie thermique. Le processus de fabrication des briques de terre comprimée est moins énergivore et moins polluant que celui de la production du ciment ou celui des briques de terre cuites classiques.

Bien que la terre constitue l'un des premiers matériaux utilisés dans la construction, son exploitation nécessite actuellement des recherches scientifiques afin de définir les conditions de fabrication à l'échelle industrielle ainsi que les méthodes de mise en œuvre et de maintenance pour satisfaire les exigences imposées dans le secteur du bâtiment. D'autant plus que le domaine de construction a connu une évolution technologique importante qui a permis l'amélioration des performances des matériaux de construction.

La fabrication de briques de terre comprimée destinées à l'éco-construction, est marquée par une étape primordiale qui est le compactage. Cette étape a pour but l'augmentation de la densité du matériau et par le même biais ses performances mécaniques.

La brique de terre crue comprimée avec tous ses avantages, présente aussi des inconvénients. Tout d'abord sa résistance à la compression même si elle est liée à l'énergie de compactage, elle reste souvent insuffisante. Elle présente en général et selon la nature du sol des problèmes de fissuration et aussi de sensibilité à l'eau sous l'effet des conditions climatiques. Il est donc nécessaire de prendre en considération ces aspects pour améliorer la durabilité de ce matériau.

Le traitement à la chaux et au ciment et une technique qui permet de rétablir au mieux la tenue à l'eau de la terre compactée et de développer plus son comportement mécanique. Cette technique a gagné un intérêt croissant mais elle nécessite un choix judicieux du liant à ajouter et de bien définir la teneur en liant optimale qui peut donner les propriétés mécaniques recherchées de la brique de terre. Les stabilisants les plus couramment utilisés pour la production des BTC sont le ciment et la chaux. La chaux est plus écologique que le ciment. Le traitement à la chaux présente un intérêt économique et environnemental important car il contribue à la réduction du CO₂ dans l'air pendant le processus de carbonatation.

Dans ce contexte, les principaux objectifs de ce travail de recherche sont d'étudier d'une part, l'effet des différents paramètres de compactage et l'effet de la variation de la succion

matricielle sur le comportement mécanique de la terre comprimée. D'autre part, une étude comparative a été établie entre le comportement mécanique de la terre crue comprimée et celle traitée avec de la chaux et du ciment séparément.

Cette thèse est structurée en cinq chapitres :

Le premier chapitre donne une synthèse bibliographique concernant la terre crue compactée et la construction en terre. Il évoque les paramètres influant sur le comportement mécanique de la terre destinée à la construction ainsi que le rôle du compactage.

Le deuxième chapitre concerne une revue bibliographique de l'identification mécanique du sol comprimé en briques. Cette partie présente les modes opératoires des différents essais à réaliser ainsi que les précautions à prendre pour avoir des résultats fiables. La méthodologie d'analyse des résultats est expliquée au fur et à mesure.

Le troisième chapitre présente les résultats de l'identification physique et physico-chimique du sol issu de la région de Béni-Saf. Une deuxième partie est consacrée à la caractérisation mécanique du sol étudié en fonction des différents paramètres de compactage. Le paramètre succion est mesuré en parallèle des différents essais établis.

Le chapitre quatre étudie l'effet du traitement à la chaux et au ciment sur le comportement de la brique de terre comprimée. Une analyse paramétrique a été élaborée comme pour le chapitre précédent.

Le dernier chapitre contient des analyses chimiques complémentaires aux essais mécaniques qui permettent d'expliquer de façon globale l'évolution du comportement du sol choisi ainsi que le mécanisme de stabilisation au ciment et à la chaux. Les perturbateurs de solidification sont évoqués à travers cette partie.

On termine ce travail expérimental par une conclusion générale et des perspectives afin de tracer les axes de recherche futurs dans le domaine de l'éco-construction.

TERRE CRUE COMPACTEE ET CONSTRUCTION EN TERRE

1 INTRODUCTION

La terre est le matériau de construction le plus ancien de l'histoire de l'être humain. Elle est connue depuis 9000 ans (Minke, 2006). Elle a été utilisée durant toutes les civilisations anciennes : Perses, Assyriennes, Egyptiennes, Babyloniennes...etc. (Doat et al, 1979).

L'idée de comprimer la terre en blocs pour construire est récente. Elle représente une évolution du bloc de terre moulé. D'ailleurs, les premières machines à comprimer la terre auraient été imaginées au XVIII^e siècle (Rigassi, 1995).

La brique de terre comprimée est un éco-matériau qui devient de plus en plus prépondérant au cours des dernières décennies. Construire avec un tel matériau permet de réduire les énergies de chauffage et de climatisation (Touré et al, 2017) et d'améliorer ainsi le confort à l'intérieur des constructions (Bruno et al, 2015). Cet intérêt croissant donné aux briques de terre comprimée (B.T.C) comme matériaux de maçonnerie est dû au fait qu'on peut avoir des constructions durables et modernes aussi.

En Algérie, la construction en blocs de terre stabilisée comprimée (CSEB) n'a pas reçu l'importance qu'elle mérite, à l'exception de quelques-uns des rares projets de construction lancés dans les années 1970 dans certaines régions du pays (Baiche et al, 2015).

L'utilisation des sols situés à proximité des sites de réalisation pour des projets de construction est une alternative permettant à la fois de diminuer les coûts de transport de ces projets et d'économiser les ressources naturelles. Le matériau terre à l'avantage de pouvoir être recyclé ou en toute sécurité libéré dans l'environnement en cas de démolition des constructions ce qui diminue les déchets solides qui constituent la plus grande problématique des sites d'enfouissement.

Cependant, les briques de terre se caractérisent par une faible durabilité. Cette propriété est définie comme étant la capacité d'un sol compacté à résister aux effets néfastes du changement climatique, tel que les cycles de gel-dégel et de séchage-humidification.

Les résultats rapportés dans la littérature ont montré que le traitement à la chaux et au ciment améliorent la résistance à la compression à long terme et la durabilité des briques de terre comprimée. Ces stabilisants sont les plus couramment utilisés pour la production de briques de terre stabilisée. Le traitement à la chaux est plus écologique que celui du ciment (Malkanthi et al, 2020). Il présente un intérêt économique et environnemental important car il contribue à la réduction du CO₂ dans l'air pendant le processus de carbonatation (Wang, 2016).

2 DEFINITION DE LA TERRE CRUE COMPACTEE

Terre crue ou sol est un matériau naturel constitué de particules solides de dimensions très variables résultantes de la destruction physico-chimique et / ou mécanique d'une roche mère (Omran, 2002).

La terre crue compactée résulte de la densification des sols en fournissant une énergie mécanique normalisée. Le compactage cible d'améliorer les propriétés géotechniques du sol et d'augmenter sa résistance mécanique en premier lieu (Benchouk, 2014).

3 CONSTRUCTION EN TERRE

3.1 Les différentes techniques de construction en terre

La construction en terre est tellement ancienne, qu'on peut compter une infinité de techniques et de variantes adaptées à la qualité de la terre se trouvant à proximité du constructeur et à la compétence qui est liée à la culture de chaque civilisation (Houben et al, 1996).

Les techniques de construction les plus couramment utilisées selon (Pignal, 2010) sont les suivants :

- **L'adobe** : La dénomination est espagnole dérivée de l'arabe « al toub ». Il est produit en bloc de terre crue moulée et séchée. Un mur en adobe est généralement porteur et d'une épaisseur de 30 à 50 cm et parfois plus.
- **La bauge** : Est une technique qui permet de monter des murs monolithiques composés de terre structurée par des fibres végétales empilées. Le mur en bauge est porteur pour des maisons jusqu'à deux niveaux. Son épaisseur varie entre 50 et 80 cm.
- **Le pisé** : Est une technique de construction qui consiste à battre couche par couche la terre contenue entre des planches ou des plaques qui forment le mur qu'on veut édifier.
- **Le torchis** : Est un matériau de remplissage non porteur. Son rôle est la protection contre le froid et les précipitations. Il s'agit de combler les vides d'une armature porteuse en bois, avec des bâtons enrobés d'un mélange plastique de terre, d'eau et de paille. L'épaisseur du mur final en torchis est de 8 à 15 cm.

On peut considérer d'autres techniques comme principales selon les auteurs de (CRATerre, 1996) à savoir :

- **La terre-paille** : Est une technique qui consiste à disperser la terre dans de l'eau jusqu'à l'obtention d'un liquide épais homogène que l'on mélange à la paille. Le matériau ainsi obtenu conserve l'aspect de la paille qui sera conditionné pour former un mur monolithique non porteur.
- **Le bloc de terre comprimée** : Est une technique qui consiste à comprimer la terre dans un moule sous forme d'un bloc parallélépipédique en général.

La figure 1.1 montre les différents types de construction en terre :

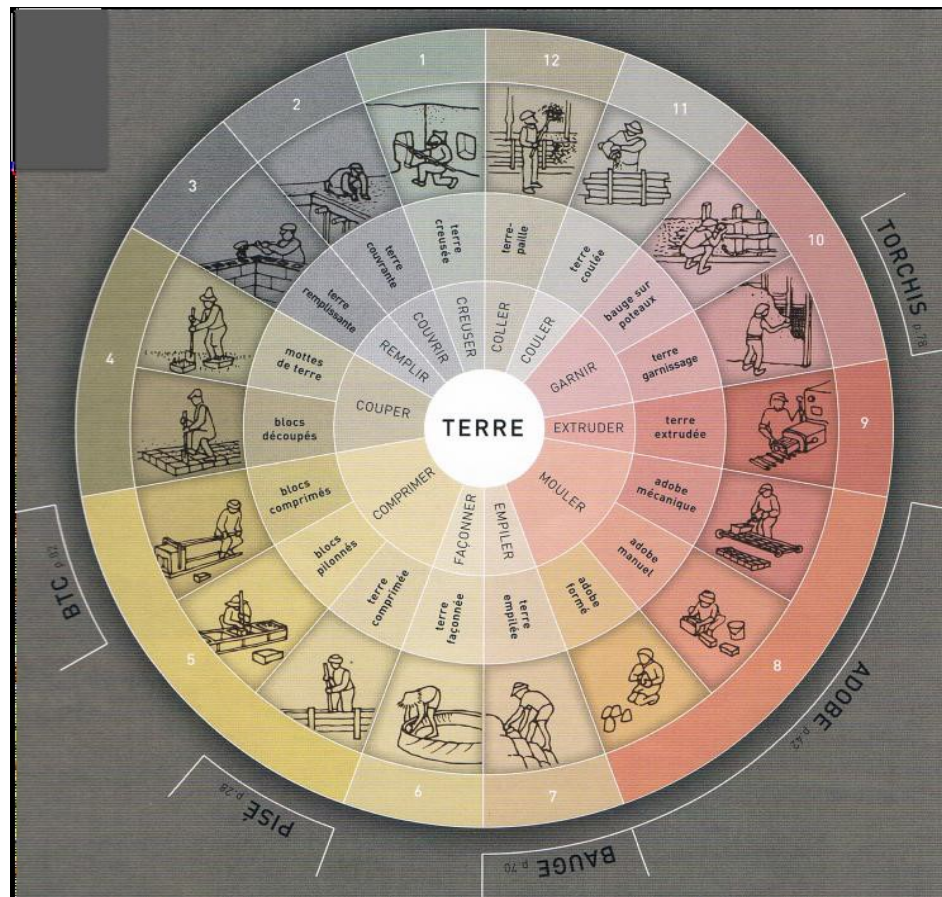


Figure 1.1 : La roue des techniques de construction en terre (Belaid, 2014)

3.2 La construction en terre dans le monde.

La construction en terre est devenue l'expression symbolique de la capacité humaine à prévenir l'environnement contre l'effet de serre. Il représente aussi l'aptitude à construire tout en valorisant au mieux les ressources disponibles localement (UNESCO, 2012).

Selon (Delbecque, 2011) les premières constructions en terre dans le monde sont résumées dans le *Tableau 1.1*.

Tableau 1.1 : Construction en terre à travers le temps

| Epoque | Construction en terre |
|-----------|---|
| 11000 ans | Premières traces de la construction en terre en Amérique du sud. |
| 10000 ans | En Syrie, apparition de la construction en terre par empilement de pains de terre façonnés à la main. |
| 8500 ans | Apparition de la brique de terre en Turquie |
| 8000 ans | Apparition de l'utilisation de la terre dans l'habitat en Europe occidentale – recouvrement de clayonnage |
| 5000 ans | Apparition des premières villes d'architecture de terre crue en Mésopotamie |

La terre crue reste à nos jours le matériau le plus répandue à travers le monde. En 2011, deux milliards de personnes vivaient dans un habitat en terre crue dans 150 pays différents (Delbecq, 2011).

Les figures suivantes donnent quelques exemples sur la construction en terre dans le monde.



Figure 1.2 : Une maison traditionnelle en pisé dans la région de Rhône-Alpes (Bui.B.Q, 2008)



Figure 1.3 : La Grande Mosquée de Djenné au Mali construite en adobe (Delbecque, 2011)



Figure 1.4 : La Bauge de Bretagne, France (Delbecque, 2011).

Pour revaloriser la construction en terre et pour la faire diffuser partout à travers le monde il faut (CRATerre) :

- Adapter la réglementation et les normes au matériau terre et à ses usages.
- Favoriser la formation professionnelle pour la construction traditionnelle, la restauration et la conservation du patrimoine en terre crue et même celle moderne à savoir les BTC.
- Approfondir la recherche scientifique sur la matière et les techniques de conservation du patrimoine et l'architecture contemporaine afin d'améliorer la qualité du logement.

- Enseigner l'architecture de terre comme une discipline à part entière, en particulier dans les écoles d'architecture.

3.3 La construction en terre en Algérie et la problématique énergétique du secteur du bâtiment

A l'inverse de ce qui se passe dans le monde, où la construction en terre reprend un intérêt considérable; la diffusion de ces techniques en Algérie est très ralentie.

Parmi les opérations pilotes de construction en terre en Algérie, le projet Mustapha BENBRAHIM à Sidi-Bel-Abes. Ce projet de 300 logements a été lancé lors du premier congrès sur l'habitat rural en 1973. Mais, malheureusement cette expérience fut un échec, 10% seulement des logements ont été réalisés pour plusieurs raisons qui étaient politiques en premier lieu (Odule, 1983).

Les responsables de ce secteur ont essayé de faire diffuser la construction en terre en Algérie. Malgré cet échec, plusieurs opérations ont été lancées à travers le pays. Le *Tableau 1.2* résume les principaux projets de construction en terre dans différentes wilayas (Ahmed Ali, 2012).

Tableau 1.2 : Les principales opérations de construction en terre en Algérie.

| Année | Projet |
|-------|--|
| 1973 | 30 des 300 logements du village Ben Brahim à Sidi-Bel-Abes sont réalisés en pisé. |
| 1976 | 100 logements du village agricole Felliache de Biskra sont réalisés en thob. |
| 1980 | 120 logements du village agricole de Madher à Boussaada sont réalisés en BTS. |
| 1981 | 40 logements sont réalisés à Chéraga près d'Alger en blocs de terre comprimée. |
| 1984 | Un prototype bioclimatique fut réalisé à Tamanrasset et un prototype fut réalisé au CNERIB en blocs de terre comprimée. |
| 1986 | 10 logements sont réalisés à Adrar et 10 autres logements à Reggane en blocs de terre comprimée |
| 1994 | 44 logements sont réalisés par l'ETR de Tamanrasset en B.T.C. |
| 1998 | Un prototype en pisé fut réalisé au CNERIB. |
| 2006 | Un projet intitulé « réalisation d'un logement rurale avec efficacité énergétique » est lancé au CNERIB et financé par l'union européenne. |

Ci-après quelques exemples de construction en terre en Algérie montrée sur les *figures 1.5 et 1.6*.



Figure 1.5 : Logements en B.T.C. à Tamanrasset (Salmi, 2014).



Figure 1.6 : Premières assises du prototype du siège du CNERIB (Salmi, 2014).

Aujourd'hui, la construction en terre en Algérie est devenue plus que nécessaire en vue de diminuer le bilan énergétique du secteur résidentiel et tertiaire.

Pour estimer l'impact du secteur de bâtiment sur la consommation d'énergie en Algérie et sur l'économie nationale, nous allons présenter des statistiques établies par l'APRUE (Agence Nationale pour la Promotion et la Rationalisation de l'Utilisation de l'Énergie).

En 2017, la consommation énergétique finale nationale a atteint 44.7 millions de TEP (Tonne Equivalent Pétrole). Elle est répartie sur l'ensemble des secteurs comme le montre la *figure 1.7*.

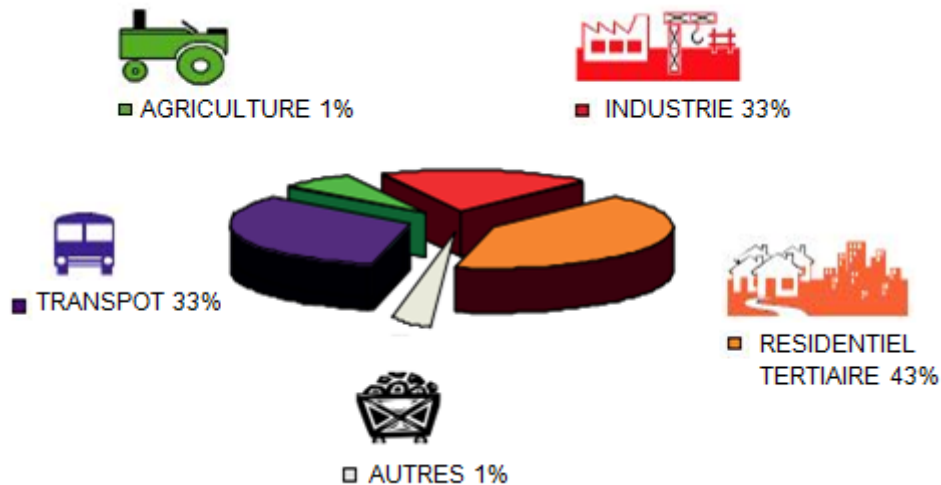


Figure 1.7 : Répartition de la consommation finale d'énergie par secteur d'activité en 2017 (APRUE, 2019)

La figure 1.7 montre que la consommation du secteur résidentiel et tertiaire est très importante à savoir 33% de la consommation finale nationale en énergie pour les deux secteurs. Elle atteint 15 millions de TEP pour le résidentiel et 4 millions de TEP pour le tertiaire (APRUE, 2019). Il est connu que la consommation du secteur tertiaire et celui du résidentiel est beaucoup plus reliée au chauffage et à la climatisation. Par conséquent, l'enjeu est de faire diffuser la construction en terre pour pouvoir diminuer ce bilan énergétique.

3.4 La construction en blocs de terre comprimée (B.T.C)

La technique du bloc de terre comprimée (B.T.C) est récente. Elle représente une évolution moderne du bloc de terre moulé ou adobe. Elle a été développée dans les cinquantes du XX siècle dans le cadre d'un programme de recherche sur l'habitat rural en Colombie. Cette technique consiste à comprimer la terre légèrement humide dans une presse métallique (Rigassi, 1995).

3.4.1 Avantages et inconvénients de la construction en (B.T.C)

Les briques de terre comprimée présentent plusieurs avantages (Joseph, 2007) :

- Une bonne résistance au feu.
- Une bonne isolation acoustique.
- Une grande inertie thermique.
- La surface lisse des B.T.C. et leur couleur naturelle leurs donnent un aspect esthétique exceptionnel.

Bien qu'elle soit un matériau de construction très intéressant, la brique de terre comprimée présente quelques inconvénients. L'obstacle principal de cette technique est sa mise en œuvre

qui nécessite un savoir-faire particulier et le matériel nécessaire à savoir une presse industrielle qui permet de fournir une énergie de compactage suffisante.

Par ailleurs, la résistance à la compression plus au moins faible pour les BTC reste un point négatif à prendre en charge pour l'amélioration de cette technique et sa large diffusion.

Plusieurs constructions en (BTC) ont été réalisées en milieu urbain et rural. Nous donnons l'exemple de plusieurs projets réalisés en (BTC). Les deux figures (figure 1.8 et figure 1.9) montrent deux constructions en France. En Afrique aussi, ce type de constructions prend aussi sa place actuellement dans le domaine de l'éco-construction (figure 1.10 et figure 1.11).



Figure 1.8 : Maison construite en BTC à Rhône en Alpes (Rigassi, 1995).



Figure 1.9 : Domaine de la terre, l'Isle d'Abeau, Lyon France (Tallah, 2014).



Figure 1.10 : Une construction en BTC Abidjan, Côte d'Ivoire.



Figure 1.31 : Maison construite en BTC à Rwanda.

3.4.2 Classification des presses

Selon (Mesbah et al, 1999) et (Mamba et al, 2013) les presses des BTC sont classées en trois grandes catégories :

a. Presses hydrauliques

Ce sont des presses à vérin hydraulique qui permettent d'appliquer une contrainte de compactage connue qui varie entre 5 à 10 MPa et qui peut aller jusqu'à 100 MPa pour les briques hyper-compressées. Une partie de ces presses travaille en compression statique œdométrique et l'autre partie en compression dynamique.

b. Presses mécaniques

Elles sont pilotées en déplacement du piston jusqu'à l'obtention d'un volume finale fixe de la brique. Donc la contrainte limite est mal connue au préalable. Elles peuvent générer des contraintes de même ordre que pour le cas des presses hydrauliques.

c. Presses manuelles

Les contraintes appliquées dans le cas de ce type de presses dépendent de la force que peut appliquer l'opérateur. Elles sont de l'ordre de 2 MPa.

Letableau 1.3 (CRATerre, 1995) résume les classes des presses couramment utilisées pour la fabrication des (B.T.C) selon leur mode de fonctionnement, source d'énergie, force et mode de compactage.

Tableau 1.3 : Classification des presses de production des B.T.C. (29.5x 14x 9 cm) (CRATerre, 1995).

| SYSTEME DE COMPACTAGE UTILISE | | | TYPE DE PRESSES | CARACTERISTIQUES | |
|-------------------------------|--------------------------|-----------------------|------------------------------|---------------------------|------------------------------------|
| Source d'énergie | Transmission d'énergie | Mode de compactage | / | Contrainte de compression | Production théorique (briques/ 8h) |
| Manuelle | Mécanique | Statique | Presses manuelles | Très faible | 300 à 800 |
| | Mécanique et hydraulique | Statique | | Grande | 300 à 400 |
| | Mécanique | Statique | | Faible | 400 à 1000 |
| Motorisée | Mécanique | Statique | Presses motorisées | Faible à moyenne | 800 à 3000 |
| | Hydraulique | Statique | | Faible à moyenne | 800 à 2000 |
| | Mécanique | Statique | Unités de production mobiles | Faible à moyenne | 800 à 3000 |
| | Hydraulique | Statique | | Faible à moyenne | 800 à 3000 |
| | Mécanique | Statique | | Faible | 2000 à 15000 |
| | Hydraulique et mécanique | Statique ou dynamique | | Faible à grande | 1500 à 7500 |
| | Hydraulique | Statique | | Faible à énorme | 3000 à 50000 |
| | Hydraulique et mécanique | Dynamique | Unités de production fixes | | 50000 à 1000000 |

Le choix de la presse à utiliser se fait en se basant sur :

- La contrainte maximale de compression qui peut être appliquée.
- Le mode de compactage statique ou dynamique.
- La course maximale du piston.
- La capacité de fabrication des blocs.
- La possibilité d'utiliser le moule souhaité selon les besoins.

3.5 La construction en brique de terre stabilisée (B.T.S)

La stabilisation chimique est une technique très intéressante qui consiste à mélanger mécaniquement le sol avec un liant pour améliorer ses propriétés physiques et mécaniques. Elle

a commencé à être utilisée dans les années soixante du siècle passé dans le domaine des terrassements (Djelloul, 2018).

Le souci donné au développement durable et l'évolution du contexte économique ont élargi en quelques années l'intérêt porté à cette technique surtout dans le domaine de construction en terre. Elle est généralement économique et elle respecte l'environnement avec moins de coûts supplémentaires par rapport à l'approvisionnement et au transport de sols appropriés à partir d'autres sites (Bell, 1996 ; Wang, 2016).

3.5.1 Avantages et inconvénients de la construction en briques de terre stabilisée

L'utilisation du traitement des briques de terre aux liants est une technique de stabilisation qui consomme très peu d'énergie. Elle réduit ainsi la pollution et le rejet des vapeurs nocives dans l'atmosphère d'une façon sensible. L'autre principal avantage de cette technique est la réutilisation des matériaux en place notamment les argiles avec une qualité médiocre qui ne peuvent être utilisées tels qu'ils sont dans la fabrication des briques de terre. Ce qui réduit au minimum les déblais issus du décaissement et de ce fait elle contribue à la limitation de la constitution de décharges de matériaux (Djelloul, 2018).

La stabilisation des briques de terre comprimée aux liants permet d'améliorer la résistance mécanique et d'empêcher le délitement des liaisons entre agrégats. Elle permet aussi de mieux résister à l'attaque des eaux de pluie et aux cycles gel-dégel.

Cependant, la construction en briques de terre stabilisée nécessite un savoir-faire important vu que cette technique varie selon les types de sol utilisés. Ainsi, les résistances obtenues sont parfois insuffisantes, elles ne remplissent pas les exigences minimales fixées par le constructeur.

3.5.2 Les principaux stabilisants chimiques du sol

3.5.2.1 Le ciment

Le ciment est l'un des ajouts le plus largement utilisé dans le domaine de traitement chimique des sols. Il peut être appliqué pour stabiliser n'importe quel type de sol, à l'exception de ceux dont la teneur en matières organiques est élevée. De nombreuses études ont montré que les sols argileux à faible indice de plasticité sont bien adaptés pour être stabilisés avec du ciment (Gay &Schad2000;Hossain et al. 2007; Djelloul, 2018).

Les ciments sont constitués généralement d'une proportion plus ou moins importante de clinker Portland et de différents autres constituants. Le clinker est obtenu par la cuisson du cru, à environ 1450 °C. Le cru est composé d'environ 80 % de calcaire et de 20 % d'argile. Au cours de la cuisson, le cru est tout d'abord séché jusqu'à 550 °C, puis décarbonaté à 950 °C et enfin une clinkerisation à 1450 °C.

En fonction de la minéralogie du sol et de la teneur en ciment, des réactions chimiques peuvent se produire entre l'hydroxyde de calcium, les silices et alumines solubles présentes dans le sol donnant une modification de la structure des particules. Le ciment va créer des liens

physiques entre les particules augmentant ainsi la résistance des sols. Pour les sols argileux, les constituants hydratés du ciment enrobent et relient les grains entre eux formant des sortes de ponts de plus en plus nombreux et solides, ce qui explique que l'amélioration de portance, la rigidité, la résistance aux cycles de séchage/humidification et les résistances mécaniques au cours du temps, ainsi qu'une réduction significative de l'indice de plasticité et du potentiel de gonflement. Le gain en résistance peut continuer encore pendant plusieurs mois.

3.5.2.2 La chaux

La chaux est un produit écologique, qui respecte plus l'environnement. Elle est obtenue par décomposition thermique du calcaire. Il existe en général trois formes de chaux :

- La chaux vive : principalement constituée d'oxyde de calcium CaO , généralement $>90\%$.
- La chaux éteinte (hydratée) : constituée d'hydroxyde de calcium Ca(OH)_2 .
- Le lait de chaux : mélange de chaux avec de l'eau en pourcentage élevé (calculé par la concentration de CaO par litre d'eau).

La chaux est l'un des additifs les plus anciens et les plus populaires utilisés pour améliorer les sols à grains fins. Elle est utilisée depuis l'antiquité dans diverses applications de génie civil, notamment dans la construction routière. Cette technique a été utilisée pour la première fois, en l'an 312 avant J.-C, par les Romains pour construire la chaussée (Nguyen, 2015). Elle apporte des solutions à divers problèmes, particulièrement avec les sols argileux ayant une faible capacité de portance par une action à court terme et à long terme.

Le principe du traitement à la chaux se base sur l'interaction de la chaux et les particules argileuses décrite par une succession de processus physico-chimiques complexes qui modifient le comportement mécanique des sols.

La réaction de la chaux sur les argiles permet donc la consommation des argiles et la formation de nouveaux minéraux aux propriétés liantes. Tout ceci a pour conséquences :

- Un accroissement de la cohésion, de la dureté et de la résistance au poinçonnement.
- Une augmentation du module de déformation et des résistances mécaniques.
- Une meilleure résistance au gel et au changement climatique.
- Une diminution des variations volumiques (retrait, gonflement) et une augmentation d'insensibilité à l'eau.

La bibliographie montre que la chaux et le ciment produisent des résultats assez similaires et arrivent très bien à se combiner entre eux.

4 PARAMETRES INFLUANT LE COMPORTEMENT MECANIQUE DE LA TERRE COMPRIMEE

Plusieurs paramètres déterminent le comportement mécanique de la brique de terre comprimée. Ces paramètres se résument à :

4.1 La granulométrie du sol

La granulométrie contrôle la taille et la distribution des pores, et en conséquence, la microstructure. En effet, de nombreux aspects mécaniques peuvent varier en fonction de la granulométrie à savoir la compressibilité, la résistance à la compression et la résistance au cisaillement, etc. (Xiang, 1999).

La granulométrie est la principale caractéristique qui influe sur le comportement mécanique des sols compactés. En effet, le mélange des éléments de dimensions différentes doit être d'une telle façon à permettre un réarrangement des grains solides tout en minimisant l'existence des vides.

Les graviers et les sables sont le squelette résistant du matériau; les argiles assurent la cohésion de l'ensemble et contrôlent la plasticité (Walker, 1995 cité par Tallah, 2014).

La granularité étroite ne permet pas d'obtenir une compacité plus grande du sol compacté (Tallah, 2014). Cette conclusion a été confirmée par (Reiffsteck et al, 2007) qui ont montré que l'indice des vides diminue lorsque le coefficient d'uniformité augmente, il atteint un palier quand C_u dépasse la valeur 25. Il est plus judicieux donc d'utiliser des sols ayant des valeurs de $C_u > 25$ pour la fabrication des B.T.C.

La *figure 1.12*, montre les courbes granulométriques des sols utilisés dans la fabrication des briques de terre crue et les fuseaux granulaires recommandés par les normes AFNOR, MOPT et (Houben et al, 1994).

La *figure 1.12*, comporte :

- Les types de sols recommandés par (CRATerre, 1998) et (AFNOR, 2001) pour la fabrication de la B.T.C.
- La plage des fuseaux granulaires donnée par les recommandations espagnoles MOPT et celle de (Houbben et al 1994).
- La granulométrie des sols utilisés pour la fabrication des briques en terre crue par différents auteurs.

Nous avons constaté que :

- La majorité des sols utilisés sont d'une distribution granulométrique qui s'intègre dans le fuseau CRATerre. Cependant, nous avons remarqué qu'il y a une tendance à se rapprocher de la limite supérieure des recommandations.
- Les sols utilisés sont d'une distribution granulométrique continue et plus au moins étalée.

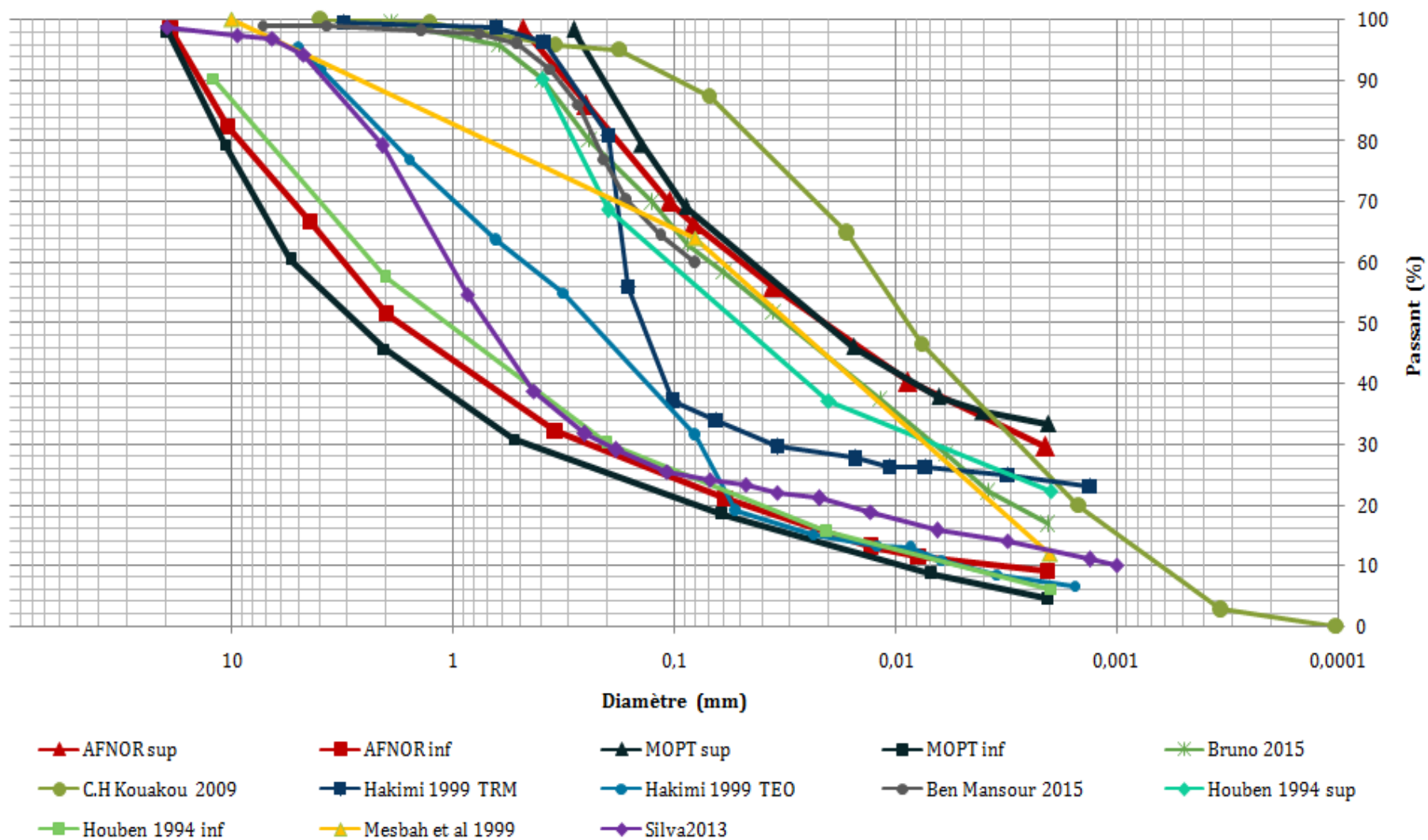


Figure 1.42 : Fuseaux granulométriques pour la fabrication des (B.T.C).

Dans le même sens (Gallipoli et al, 2014) ont montré la variation de la résistance à la compression en fonction du pourcentage d'argiles et de limons.

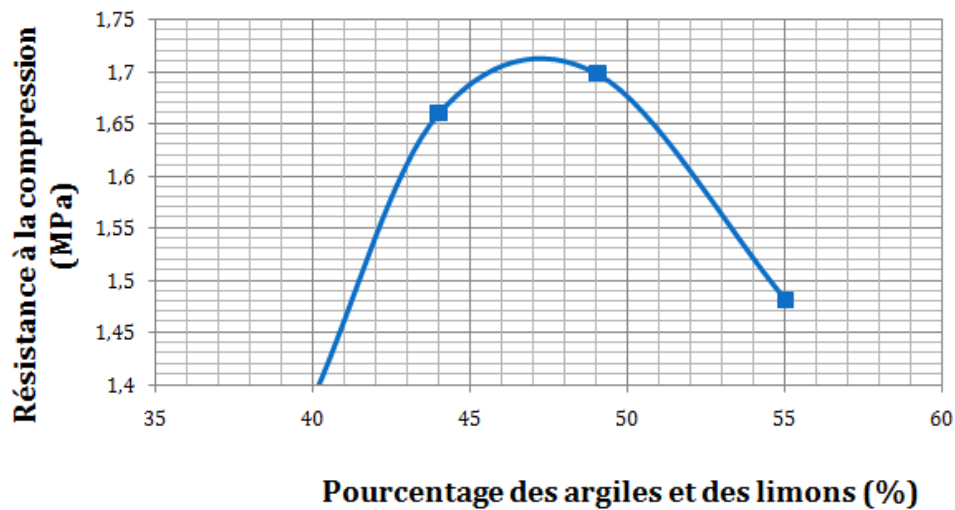


Figure 1.53 : Résistance à la compression en fonction du pourcentage des fins (Gallipoli et al, 2014).

Nous remarquons à travers la *figure 1.13*, que la résistance à la compression augmente avec l'augmentation du pourcentage des fines. Puis, Elle atteint sa valeur maximale entre 45 et 50 %. La résistance à la compression diminue au-delà de cette valeur. Cette conclusion est conforme aussi avec celle de (Mamba et al, 2013) qui a trouvé que les matériaux fins sont plus compressibles que les matériaux grossiers, ils permettent donc d'obtenir des densités sèches plus élevées après compactage. Cependant, ces éléments contiennent une fraction argileuse qui peut provoquer les phénomènes de gonflement ou le retrait et la fissuration du sol.

4.2 La plasticité.

La plasticité définit la propriété de la terre à subir des déformations sans réaction élastique caractérisée par une fissuration ou une pulvérisation (Tallah, 2014). La plasticité d'une terre ainsi que les limites entre différents états de consistance sont déterminées par les mesures des limites d'Atterberg (limite de liquidité W_L , limite de plasticité W_P , l'indice de plasticité I_P).

a. La limite de liquidité (W_L) : C'est la teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états liquide et plastique. Elle se détermine à la coupelle de Casagrande (la limite de liquidité W_L est celle pour laquelle l'incision se referme après 25 chocs).

b. La limite de plasticité (W_P) : C'est la teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre l'état plastique et solide. Elle est déterminée sur des boudins de sol roulés à la main. A la limite de plasticité W_P , on peut constituer des boudins de 10 cm de longueur et 3 mm de diamètre sans les fractionner.

c. L'indice de liquidité (I_P) : C'est le domaine situé entre les états de liquidité et de plasticité. Elle est déterminée par la différence entre les limites de liquidité et de plasticité : $I_P = W_L - W_P$.

Les limites d'Atterberg sont des propriétés importantes de sols fins, elles sont utilisées pour contrôler les propriétés de compressibilité et le comportement des mélanges de sols (Burrough, 2001). Les sols qui ont des valeurs élevées d'indice de plasticité sont très plastiques et sont généralement très compressibles et très cohérents. Un sol plastique est considéré comme cohérent (Tallah, 2014).

Le critère de plasticité constitue un élément principal pour les sols destinés à la construction en terre. Afin de prendre cette caractéristique en considération, nous avons tracé les domaines de plasticités recommandés pour la fabrication des briques de terre comprimée et la plasticité des différents sols utilisés pour la fabrication des briques de terre comprimée sur la *figure 1.14*.

Selon la *figure 1.14*, nous constatons que la majorité des sols utilisés pour la fabrication des briques de terre crue respectent les domaines de plasticité délimités par les recommandations (CRATerre, 1998) ou (AFNOR, 2001) et les normes espagnoles (Mopt, 1992).

On remarque que ces sols sont majoritairement des argiles ou des limons peu plastiques.

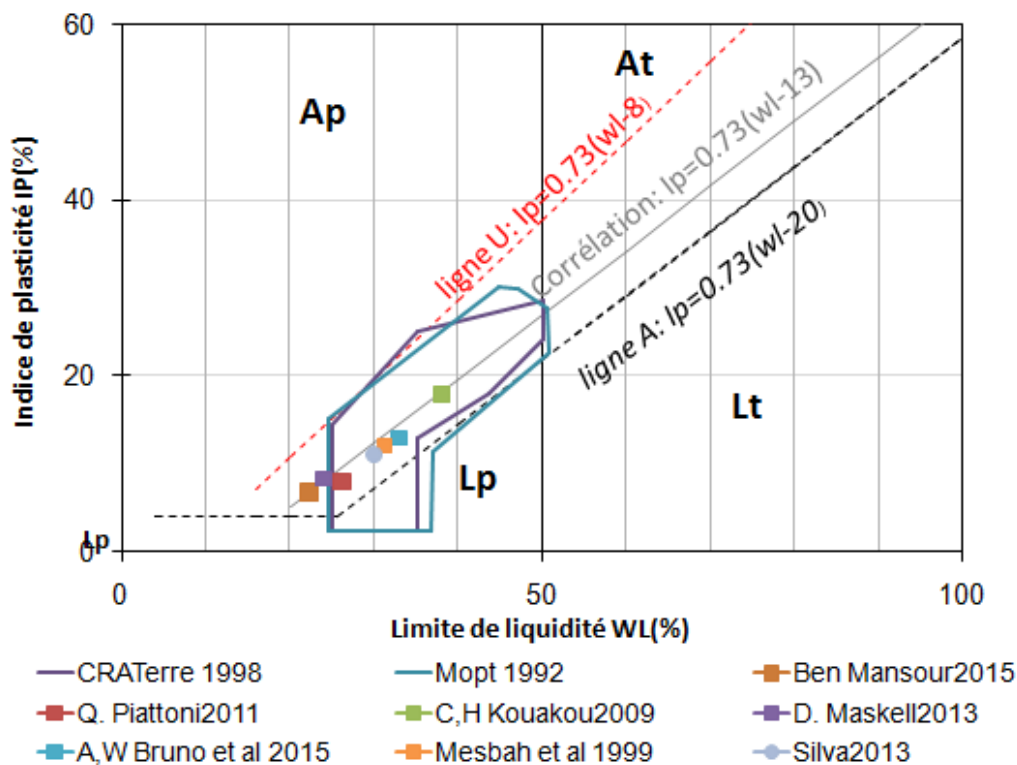


Figure 1.64 : Domaines de plasticité recommandés et caractéristiques des sols utilisés pour la fabrication des (BTC).

4.3 Influence de la teneur en eau

La teneur en eau est le paramètre fondamental dans l'optimisation du compactage des sols, surtout dans le cas des sols fins pour lesquels ce paramètre ne peut changer que lentement en raison de l'affinité de l'eau pour les matériaux argileux. Les propriétés de la terre comprimée sont plus influencées par la teneur en eau que par tout autre paramètre (Burrough, 2001).

Quelle que soit la technique utilisée, on constate que pour un sol donné, le changement de teneur en eau se traduit dans la densité sèche obtenue (Birle et al, 2008).

La *figure 1.15*, montre la relation entre la teneur en eau et la densité sèche obtenue par l'essai Proctor pour le sol du barrage de La Verne dans le sud français (Taibi et al, 2011). Donc, il y a une teneur en eau optimal pour laquelle la densité sèche est maximale.

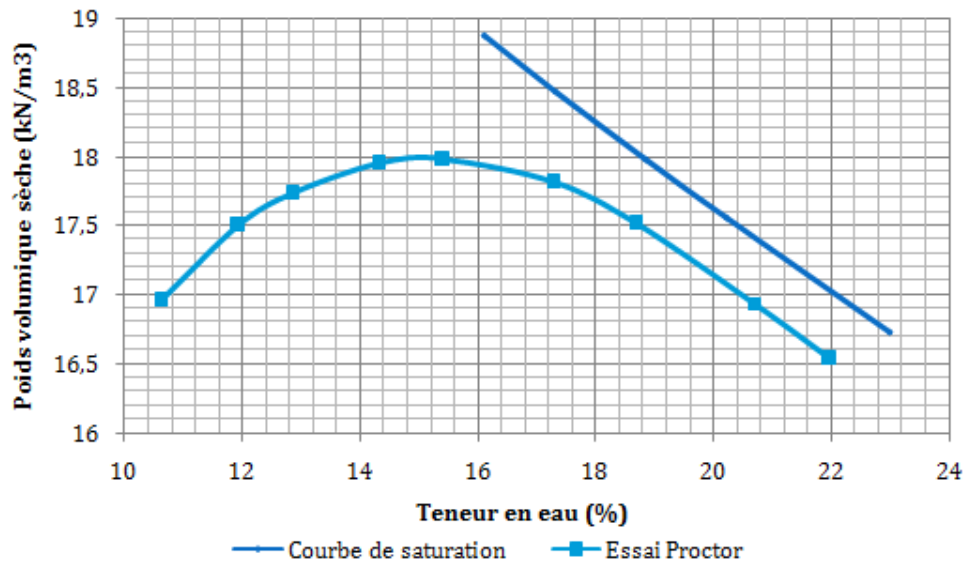


Figure 1.75 : Influence de la teneur en eau sur la densité sèche pour le sol de La Verne (Taibi et al, 2011).

La teneur en eau a le même effet sur la densité sèche des sols compactés statiquement. C'est-à-dire une courbe en cloche dans la teneur en eau optimale peut varier de celle de l'optimum Proctor.

Cependant, (Camapumde Carvalho et al, 1987) ont montré qu'en augmentant la pression de compactage lors de l'essai statique, la teneur en eau nécessaire pour avoir le même poids volumique sec donné diminue. Cette relation est montrée sur la *figure 1.16*.

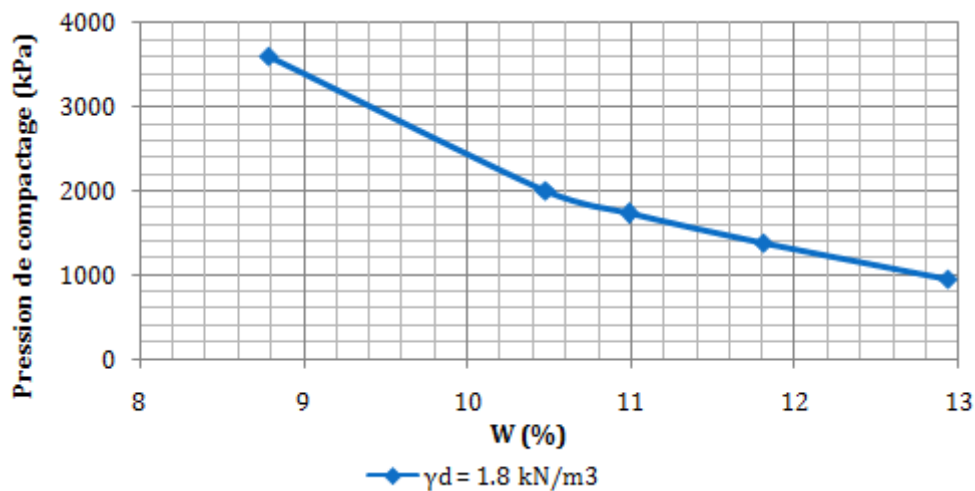


Figure 1.86 : Variation de la pression de compactage avec la teneur en eau dans un essai de compactage statique (Camapum de Carvalho et al, 1987).

4.4 Influence des paramètres liés au compactage

4.4.1 Le Rôle de compactage et sa relation avec la densité sèche et la résistance mécanique du sol

Le compactage est la densification de sol par l'application d'une énergie mécanique bien définie. Cette diminution de volume des vides dans le sol est en relation directe avec la résistance mécanique de ce dernier.

Dans le cas des argiles, ce sont les interactions électromagnétiques entre particules et avec le milieu dans lequel elles se trouvent qui influent sur le compactage du sol (Camapum de Carvalho et al, 1985).

La résistance mécanique de la brique de terre crue est proportionnelle à la densité sèche (Morel et al, 2007) comme montré sur la *figure 1.17*.

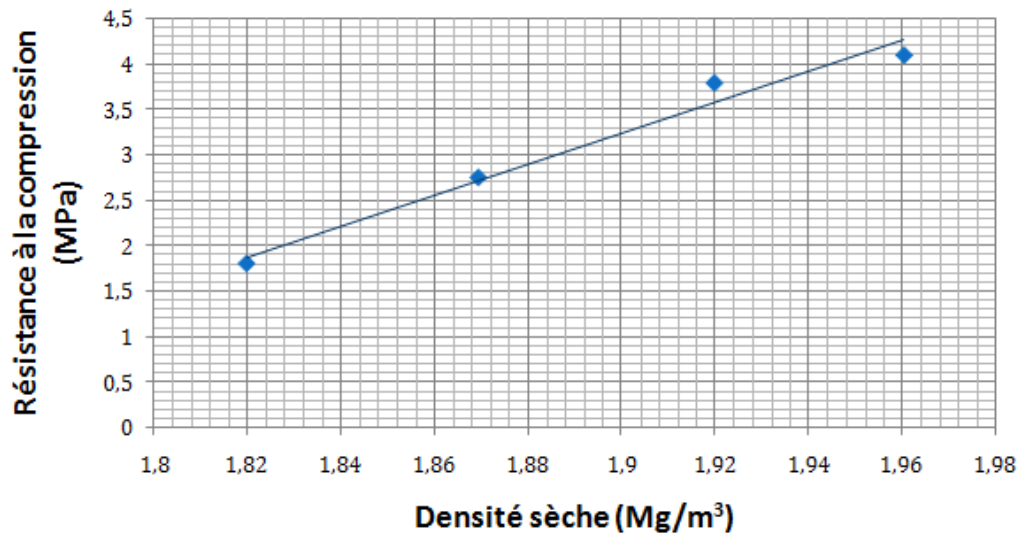


Figure 1.97 : Relation entre la densité sèche et la résistance à la compression (Morel et al, 2007).

Le rôle de compactage est d'améliorer les caractéristiques mécaniques du sol avec la diminution du volume d'air et l'augmentation de la densité sèche.

4.4.2 Les essais de compactage statiques et dynamiques

4.4.2.1 Les essais de compactage dynamiques (essai Proctor, essai CBR)

Les essais de compactage dynamique normalisés sont :

- a. **Essai Proctor** : Cet essai suit la norme NF P 94-093. Il consiste à changer les teneurs en eau du matériau et de le compacter à une énergie définie (un nombre de coup défini) couche par couche. Pour chaque valeur de la teneur en eau, on détermine la densité sèche correspondante du matériau. A la fin, on trace la courbe de la densité sèche en fonction de la teneur en eau. Cette dernière est une courbe en cloche avec un point maximum qui représente l'optimum Proctor (W_{opt} , ρ_{dopt}).

Selon (Denis, 1994), cet essai était censé représenter le compactage produit par les rouleaux à pieds dameurs. La chute de la dame Proctor correspond à l'enfoncement des pieds dameurs dans le sol. Cet essai permet d'avoir une idée préliminaire du comportement mécanique du matériau.

- b. Essai CBR :** Cet essai suit la norme NF P 94-078. CBR est l'abréviation de California Bearing Ratio. Il permet de mesurer la capacité portante du sol compacté par essai Proctor. En estimant sa résistance au poinçonnement. L'indice CBR est le rapport exprimé en pourcentage de la pression obtenue sur le matériau testé à la pression obtenue pour un matériau standard, pour un même enfoncement.

4.4.2.2 L'essai de compactage statique

Ce type d'essai consiste à soumettre l'échantillon à des efforts statiques. Les chemins de sollicitations suivis peuvent être de type triaxial ou œdométrique. Les chemins œdométriques (dans un moule à parois fixes) sont les plus courants, ils sont définis par la valeur de la pression appliquée et le volume auquel cet effort est appliqué.

C'est un essai de moulage de sol sous une pression pour des teneurs en eau et des forces variables (Denis, 1994). Le compactage statique s'effectue au moyen des presses suivant deux méthodes :

- Compactage statique à force imposée.
- Compactage statique à déplacement imposé.

La *figure 1.18* montre un dispositif expérimental de l'essai de compactage statique. Ce moule œdométrique présenté par (Olivier et al, 1986) nous donne la possibilité de fabriquer des éprouvettes cylindriques sous une contrainte axiale qui varie de 0 à 10 MPa. Il est constitué de 2 demi-coquilles fixées sur un axe extérieur. Il permet de mesurer :

- La contrainte axiale délivrée par la presse appliquée en haut de l'échantillon.
- La contrainte axiale mesurée par le piston fixe du moule en bas de l'échantillon.
- La contrainte radiale.
- Le tassement vertical Δh .

La déformation radiale étant égale à zéro puisqu'il s'agit d'un essai œdométrique.

Le compactage statique permet d'établir les relations entre les paramètres initiaux de fabrication (teneur en eau, force de compression) et les caractéristiques mécaniques du matériau obtenu (densité sèche, résistance à la compression) en fonction du matériau (Olivier et al, 1986). Cependant, L'inconvénient de cet essai est l'hétérogénéité des éprouvettes de sol compacté selon (Camapum de Carvalho et al, 1985) car il n'a pas le même comportement en terme de densité sèche en tout point de l'éprouvette.

Carvalho a divisé l'éprouvette de sol compacté en 3 parties. Une proche du point d'application de la charge maximale appelé A, une dans la partie opposée appelée C et la dernière coupée dans la partie centrale désignée par B. Les résultats de l'étude sont montrés dans la *figure 1.19*.

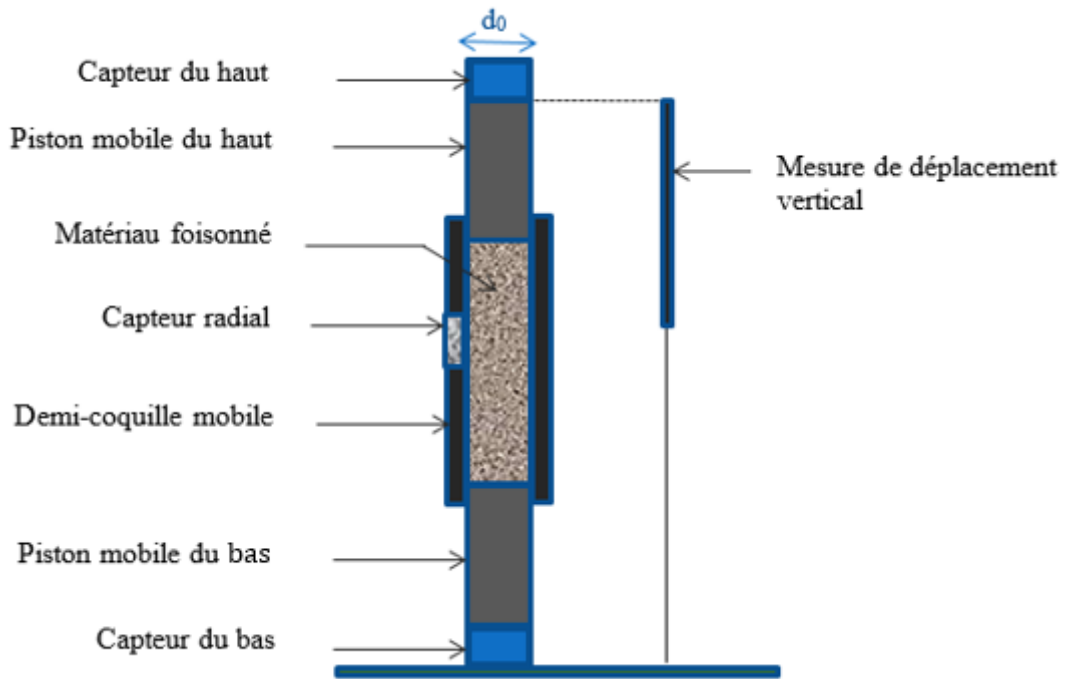


Figure 1.108 : Dispositif expérimental de l'ECS moule de (Olivier et al, 1986).

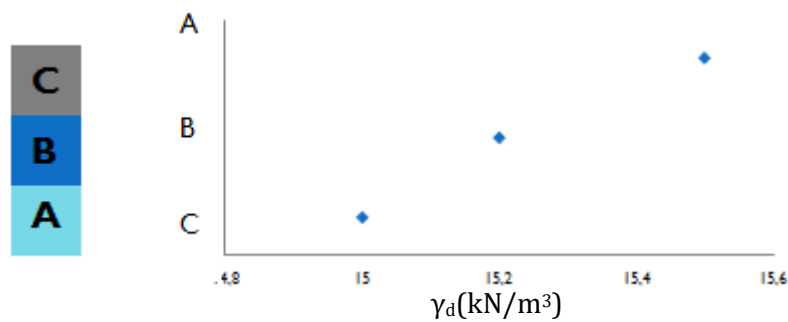


Figure 1.119 : Résultats de l'hétérogénéité de l'éprouvette de sol compacté statiquement (Camapum de Carvalho et al, 1985).

Les résultats montrent que le poids volumique sec diminue du point d'application de la charge au point opposé ce qui peut être expliqué par la dissipation de l'énergie de compactage dans le frottement sol-moule. Carvalho propose une solution qui consiste à interposer une membrane souple entre l'échantillon et le moule lors du compactage.

4.4.3 Comparaison entre essai de compactage statique et essai Proctor

De point de vue évolution granulaire les deux types de compactages provoquent la fracturation des grains de sables donc provoque une augmentation de pourcentage des fines (Esteoule et al, 1991). La *figure 1.20*, montre que la fracturation est presque de même importance pour les deux types de compactage. La granulométrie des sols avant et après compactage confirme ces résultats.

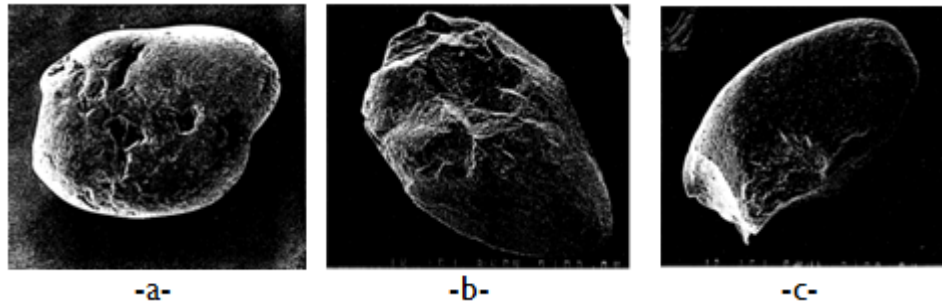


Figure 1.20 : Evolution d'un grain de sable: -a- avant compactage, -b- après compactage dynamique – c- après compactage statique d'un sol à 40% d'argile (Esteoule et al, 1991).

D'autre part, (Mesbah et al, 1999) ont effectué plusieurs essais de compactage sur les sols fins en utilisant le compactage statique et celui dynamique (essai Proctor). Les résultats obtenus sont résumés sur la *figure 1.21*.

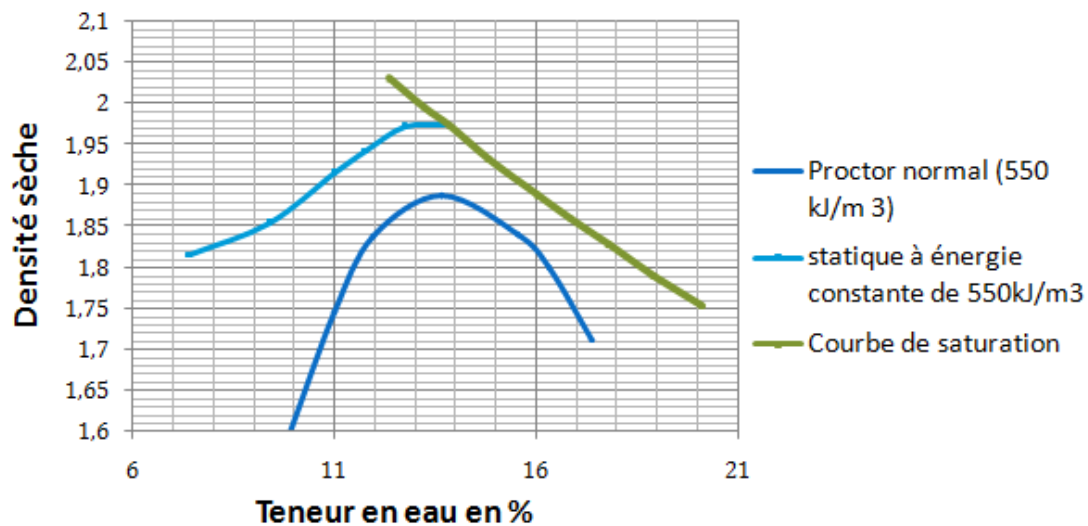


Figure 1.21 : Comparaison entre les résultats obtenus par un essai de compactage statique et celui de Proctor (Mesbah et al, 1999).

La *figure 1.21*, montre que pour les mêmes énergies de compactage c'est-à-dire 550kJ/m^3 , la densité sèche obtenue par le compactage statique est nettement supérieure à celle obtenue par le compactage dynamique de l'essai Proctor. Ce qui est due à une grande énergie dissipée par frottement avec les parois du moule (Mesbah et al, 1999).

En résonnant à une densité sèche donnée, (Camapum de Carvalho et al, 1985) ont montré la différence dans le comportement mécanique en compression simple des éprouvettes compactées différemment. La *figure 2.22*, montre que le comportement mécanique change selon la méthode de compactage choisie.

On remarque de cette figure que le sol compacté statiquement résiste mieux à la compression que celui compacté dynamiquement. Avec un module élastique plus grand. Par contre, il présente une fragilité plus grande puisqu'il se rompre à 5% de déformation seulement contre une rupture à 9% pour le cas du compactage dynamique.

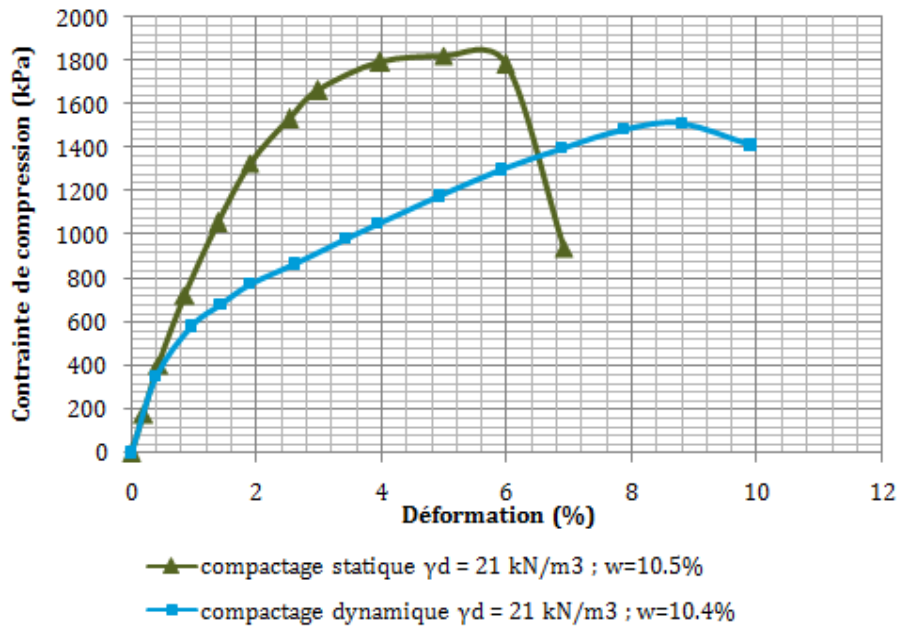


Figure 1.132 : Résultats de l'hétérogénéité de l'éprouvette de sol compacté statiquement (Camapum de Carvalho et al, 1985).

4.4.4 Conclusion sur la méthode de compactage

Il est plus intéressant d'utiliser la méthode de compactage statique puisque :

- Elle permet d'optimiser la densité sèche des matériaux compactés avec la même énergie fournie.
- Elle permet d'avoir un matériau avec une résistance à la compression plus importante et un module d'élasticité plus grand.
- Cette méthode de compactage en laboratoire à déplacement imposé jusqu'à obtenir un volume constant pour être en conformité avec ce qui se passe réellement dans une presse à briques.

4.4.5 Influence de l'énergie de compactage.

L'énergie de compactage influe sur la densité sèche du sol. La *figure 1.23*, donne des résultats de compactage pour deux énergies différentes du sol :

- Proctor Normal: 593 kN.m/m³.
- Proctor Modifié : 2700 kN.m/m³.

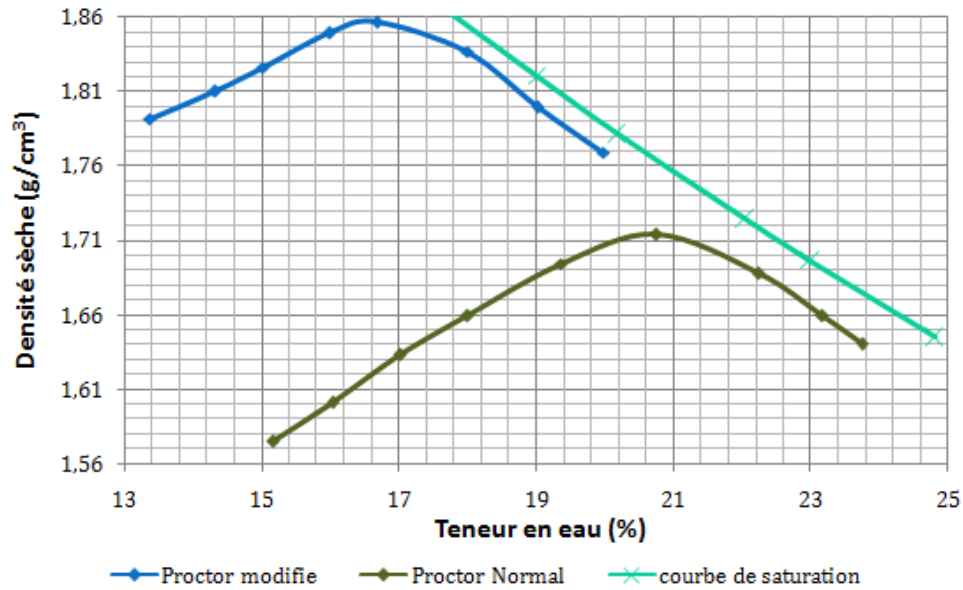


Figure 1.143 : Influence de l'énergie de compactage sur la densité sèche du sol compacté (Birle et al, 2008).

De la *figure 1.23*, nous remarquons que l'augmentation de l'énergie de compactage fait accroître la densité sèche du sol accompagnée d'une diminution de la teneur en eau optimale.

Pour voir l'influence de la pression de compactage sur la résistance à la compression des sols compactés statiquement, (Camapum de Carvalho et al, 1987) ont réalisé une série d'essais dont les résultats sont présentés sur la *figure 1.24*.

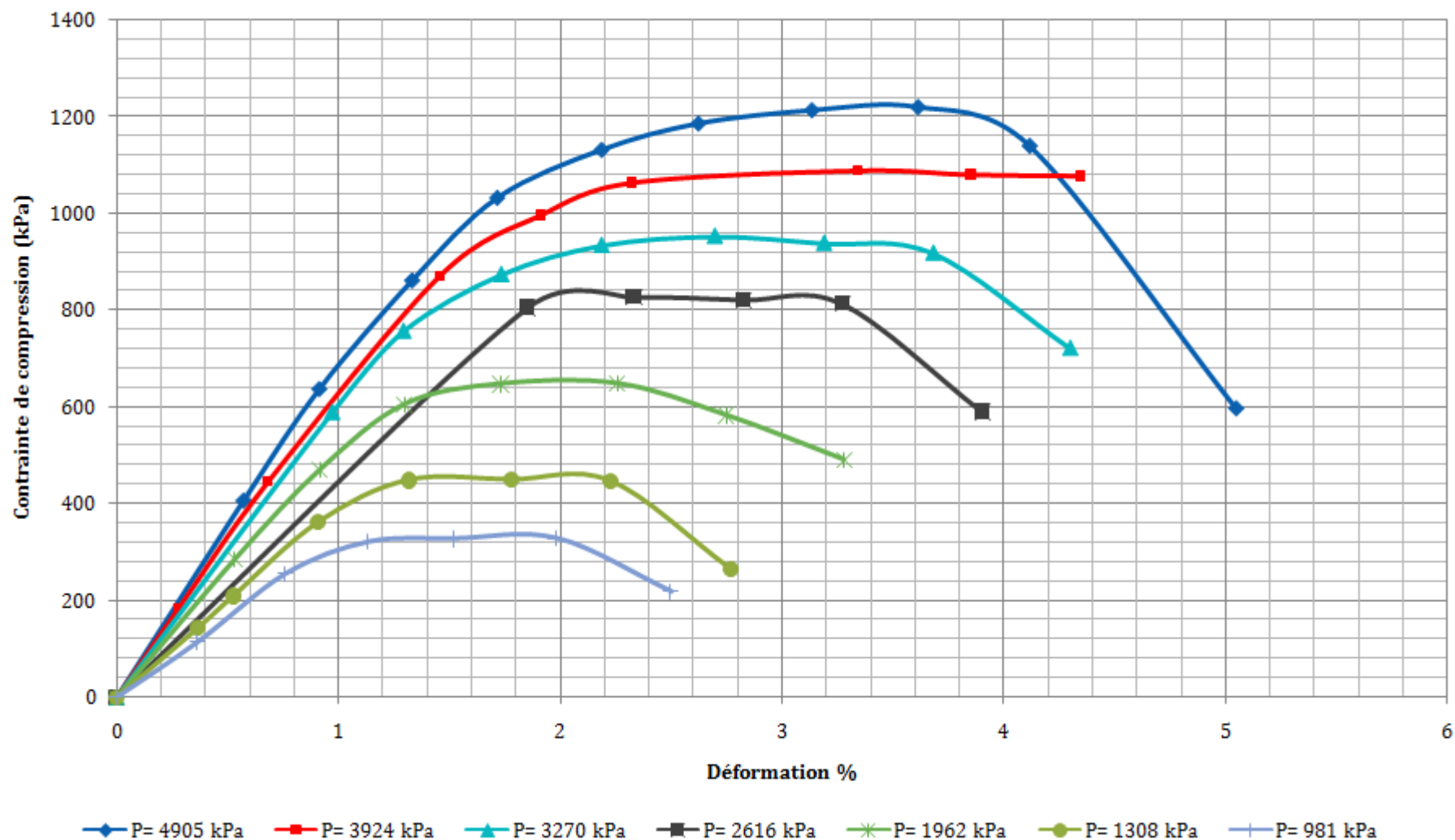


Figure 1.154 : Influence de la pression de compactage sur la résistance à la compression simple (Camapum de Carvalho et al, 1987).

5 CONCLUSION

Ce chapitre a mis l'accent sur l'utilisation et l'intérêt de la terre comme matériau de construction. Il a été consacré à la technique des briques de terre comprimée (BTC), sa diffusion dans le monde et en Algérie.

La stabilisation de la brique de terre à la chaux et au ciment traite le problème de la tenue à l'eau des briques et améliore leur résistance à la compression.

Les caractéristiques mécaniques de la brique de terre comprimée dépendent particulièrement du type du matériau (granulométrie, plasticité et teneur en eau), de l'énergie de compactage, de la méthode de compactage et de la géométrie de l'échantillon à tester. Ce qui met en évidence la nécessité de réaliser des essais expérimentaux pour voir l'effet de chaque paramètre sur le sol choisi.

Dans la continuité de ce travail, il sera intéressant de trouver un fuseau granulaire et des caractéristiques de sol qui nous permet d'avoir des briques en terre comprimée avec des performances meilleures. Cette brique sera par la suite utilisée pour la construction d'un mur porteur.

Chapitre II

**COMPORTEMENT MECANIQUE DE LA BRIQUE DE TERRE
COMPRIMEE (B.T.C)**

1 INTRODUCTION

Les performances mécaniques de la brique de terre comprimée (BTC) avec ceux du mortier de joint constituent les éléments principaux qui déterminent la performance de la structure de maçonnerie en terre (Pkla et al, 2003).Elles sont considérées comme étant des caractéristiques déterminantes pour le comportement de ce matériau et sa durabilité dans le temps (Ghomari, 1989).

Cependant, la connaissance de la rhéologie de la BTC et la détermination de son comportement tout au long de sa durée de vie nécessite une multitude d'essais expérimentaux bien interprétés.

Dans une première approche nous allons présenter les principaux essais de caractérisation mécanique des briques de terre comprimée. Notamment sa résistance à la compression qui est souvent considérée comme une caractéristique représentative de la qualité de la brique fabriquée. Nous allons voir aussi les autres types de résistance du matériau et l'évolution de la contrainte de compression en fonction de la déformation qui va nous permettre d'avoir une idée sur l'élasticité des briques de terre compactées.

2 RESISTANCE MECANIQUE EN COMPRESSION SIMPLE

Selon (Riza, 2015) la résistance à la compression simple est souvent la propriété physique qui informe le plus sur la qualité de la brique de terre comprimée et son comportement mécanique. Elle est influencée par le type de sol, la teneur en eau initiale et la pression de compactage.

La résistance à la compression d'un matériau de construction en terre est définie comme étant la contrainte qui conduit à la rupture du matériau de construction provoquée par une force agissant verticalement sur la section chargée (Schroeder, 2015). Elle est en relation direct avec la densité sèche et apparente du matériau comme le montre la *figure 2.1*.

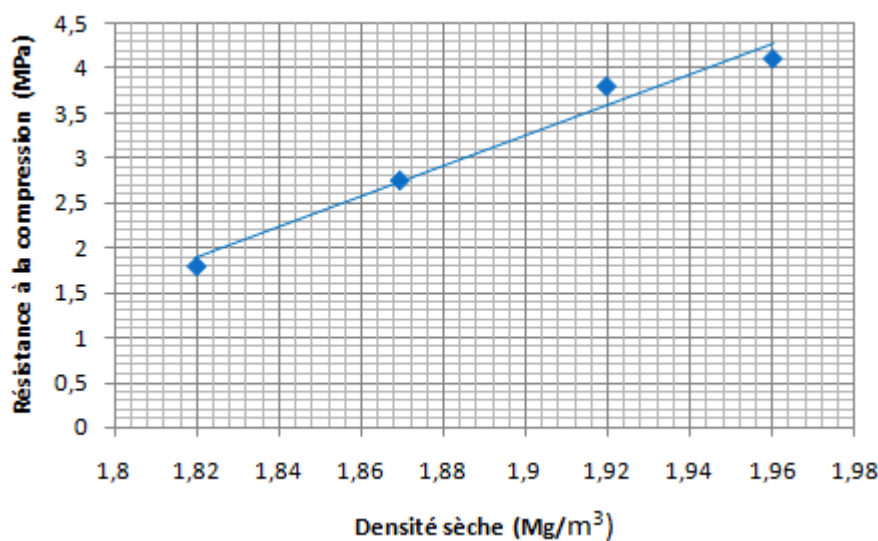


Figure 2.1 : La variation de la résistance à la compression en fonction de la densité sèche de B.T.C (Morel et al, 2005).

Cependant, la mesure de cette caractéristique a toujours fait l'objet de controverses car elle est fortement dépendante des dimensions des spécimens à tester (Aubert, Maillard et al. 2016). Selon (Morel et al, 2007) la géométrie des briques testées a une influence significative sur la résistance à la compression mesurée. Elle dépend surtout du rapport entre sa hauteur et son épaisseur.

(Heathcote et al, 1992) ont proposé des facteurs de correction du résultat de la résistance à la compression montré sur le *Tableau 2.1*.

Tableau 2.1 : Facteurs de correction des rapports d'aspect.

| Rapport d'aspect (Hauteur/épaisseur) | 0 | 0.4 | 0.7 | 1.0 | 3.0 | ≥5 |
|---|---|------|------|------|------|------|
| Facteur de correction de Heathcote et Jankulovski | 0 | 0.25 | 0.40 | 0.58 | 0.90 | 1.00 |

2.1 Résistance à la compression sèche

C'est une caractéristique qui est prise en compte pour les briques de terre crue destinés à la construction dans les zones sèches. Elle est mesurée conformément à la norme AFNOR XP P13-901.

2.1.1 Principe et mode opératoire de l'essai

- On procède au séchage de la brique à tester à l'étuve jusqu'à stabilisation de la masse. La masse est considérée constante lorsque la diminution de masse est inférieure à 1% de la masse initiale entre deux pesées décalées de 24h.
- Découper transversalement par sciage chacun des blocs en deux parties égales.
- Superposer les deux moitiés du bloc par leur face de pose préalablement humidifiée, la boutisse de l'une étant dans le même plan que la section de coupe de l'autre, en les collant avec une couche de mortier de ciment de 10 mm d'épaisseur maximale.
- Après durcissement du mortier de joint, on mesure les dimensions effectives de la surface haute et basse des demi-briques et on procède au surfacage des faces de pose de l'éprouvette. La norme propose deux types de surfacage, le premier en utilisant un enduit de pâte pure ou en utilisant des feuilles de carton plein. Olivier et al, (1997) préconisent d'utiliser une membrane de néoprène graissée sur une plaque en téflon entre les plateaux de la presse et les deux surfaces de l'éprouvette.
- On s'assure que l'ensemble des deux demi-briques est bien centré dans la presse qui satisfait les exigences de la norme NF P 18-412.
- Appliquer la charge d'une manière continue avec une vitesse régulière de 0,02 mm/s jusqu'à rupture complète de l'éprouvette.
- Relever la charge maximale supportée par l'éprouvette au cours de l'essai.

Ces étapes sont résumées dans la *figure 2.2*.

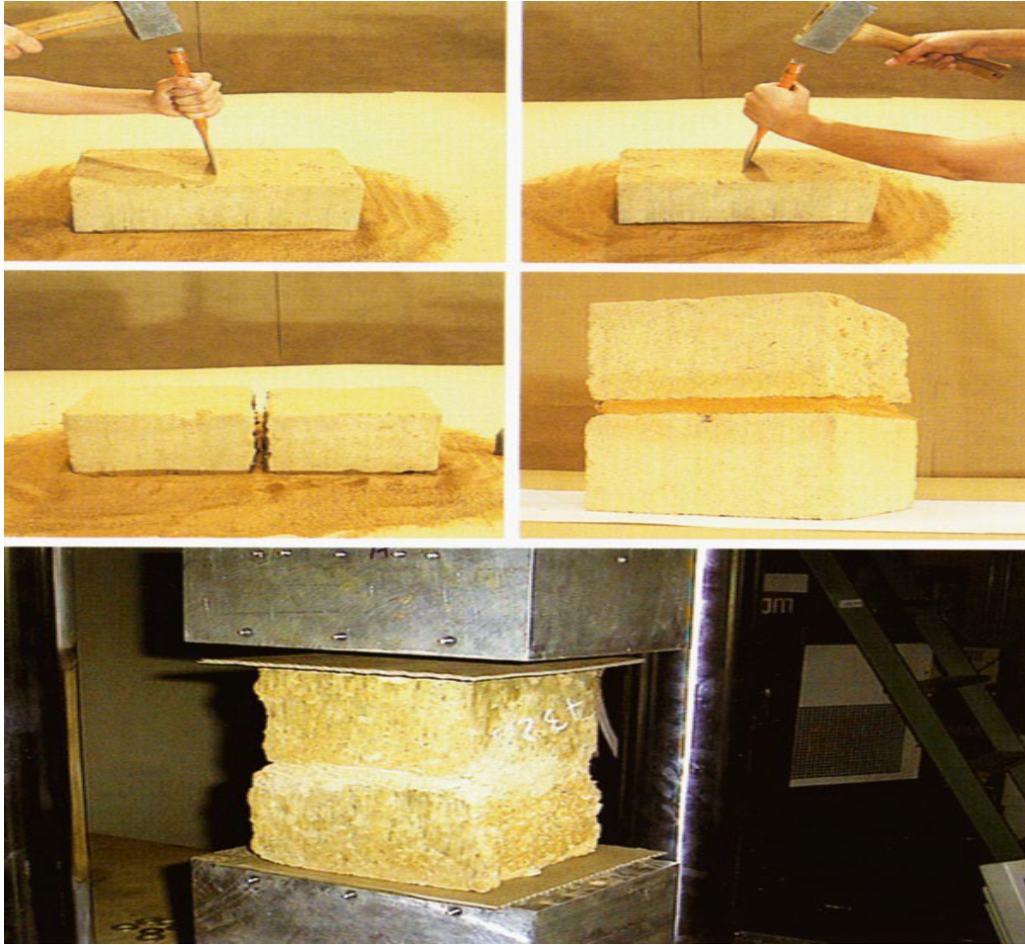


Figure 2.2 : Essai de détermination de la résistance à la compression (Schroeder, 2015)

2.1.2 Expression des résultats.

La résistance à la compression de la brique d'une façon simplifiée (Olivier et al, 1997) est donnée par la formule suivante :

$$R_c = \frac{10 \times F}{S_b} \quad (2.1)$$

Avec :

R_c : Résistance à la compression de la brique en (MPa).

F : Charge maximale supportée par les deux demi-blocs (kN).

S_b : Surface obtenue en multipliant les deux dimensions effectives en (cm²).

2.2 Résistance à la compression humide

Le sol compacté à l'état sec résiste mieux à la compression que dans l'état humide. Donc cette caractéristique représente la résistance dans le cas le plus défavorable. Elle aussi prise en compte pour les constructions en terre dans les régions humides.

2.2.1 Principe et mode opératoire

On suit les mêmes étapes de l'essai de résistance à sec sauf que l'éprouvette est humidifiée préalablement.

- Les deux demi-blocs sont complètement immerger dans l'eau. Après deux heures, on les retire de l'eau et on les essuies avec un linge humide ou une peau de chamois.
- On superpose les deux moitiés et on les colle de la même façon décrite précédemment.
- Emballer les éprouvettes ainsi préparées dans un sac hermétique pendant au moins 48 h.
- On suit le reste des étapes décrite dans le paragraphe 2.1.1.

2.2.2 Expression des résultats

Pour obtenir la résistance à la compression humide on utilise la formule (2.1) du paragraphe 2.1.2.

2.3 Résultats de la bibliographie

Le degré de séchage constitue un des paramètres cruciaux qui affectent la performance de la brique de terre comprimée (Miccoli et al, 2014),(Laborel-preneron et al, 2015).

(Denis, 1994) a étudié l'influence du séchage sur la résistance à la compression de la brique de terre comprimée. Sur des échantillons compactés statiquement sous pressions différentes, les résultats obtenus sont montrés sur la *figure 2.3*.

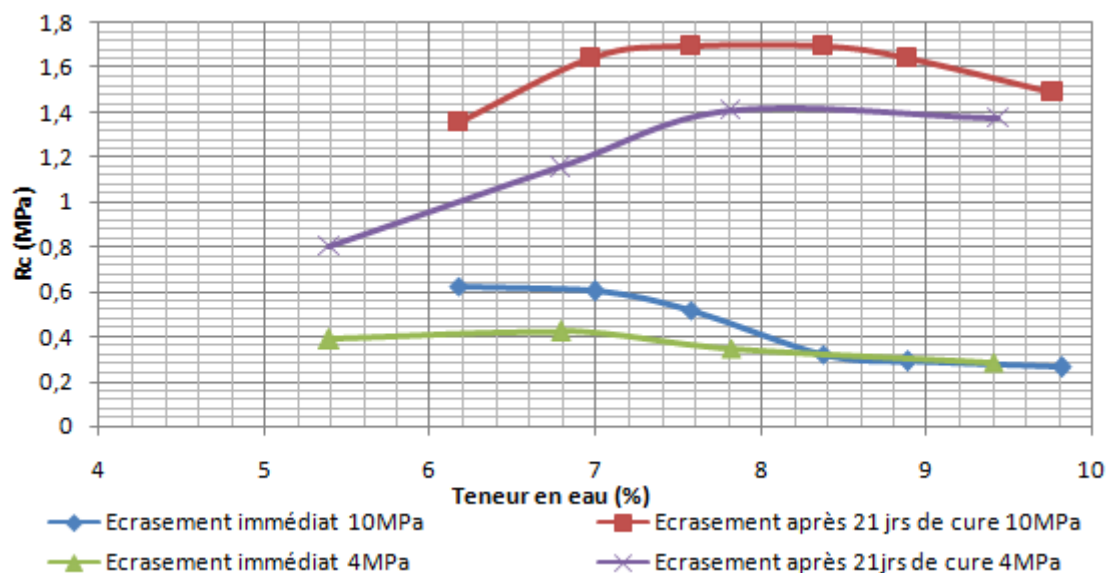


Figure 2.3 : Résistance à la compression de la BTC juste après compactage et après séchage de 21jours à différentes énergies de compactage (Denis, 1994)

La *figure 2.3*, donne la variation avant et après une cure de 21 jours à 25 °C et 80% d'hygrométrie de la résistance à la compression des briques de terre compactées.

L'auteur remarque que :

- La résistance à la compression est plus grande pour les éprouvettes séchées à l'air libre. Ce qui confirme que la résistance à la compression sec est nettement supérieure que celle humide (plus que le double pour la plupart des teneurs en eau).
- La teneur en eau optimale est décalée vers le côté humide pour les briques séchées.
- La résistance à la compression augmente avec l'énergie de compactage. Cependant, l'influence du séchage est plus importante par rapport à l'énergie de compactage.
- Denis(1994) a constaté que la résistance augmente au cours de séchage jusqu'à un palier à partir du 15ème jour et elle atteint son maximum après 20 jours de cure à l'air libre (20°C et 80 % d'hygrométrie). Ghomari (1989) suggère de sécher les briques trois jours à l'air libre avant de les sécher à l'étuve pendant 24 heures à 105°C pour optimiser le temps tout en évitant les fissurations dues au séchage rapide.

L'hétérogénéité des essais de détermination de la résistance à la compression et la diversité des dimensions des spécimens utilisés rend une étude comparative entre les résistances obtenues par les différents auteurs très compliquée.

Selon (Röhlen et al, 2010) les valeurs typiques de la résistance à la compression des briques de terre comprimées varient entre 1 MPa et 5MPa.

Lehmbau Regeln (cité par Schroeder, 2015) donne des valeurs empiriques de la résistance à la compression à sec des BTC qui varient selon lui de 2 à 4 MPa avec une densité sèche entre 1,6 et 2,2. Elle peut atteindre des valeurs entre 4 et 10MPa pour les briques de terre crue comprimées à haute pression qui varie entre 25 MPa et 100MPa (Bruno et al, 2015).

3 RESISTANCE A LA TRACTION

Sur la base de la cohésion qu'elles possèdent, les briques de terre crue comprimées résistent également à la traction. Cependant, elle est faible par rapport à leur résistance à la compression, par conséquent elle est très peu incluse dans le calcul des éléments de construction porteurs.

En se basant sur les différentes utilisations des briques de terre comprimées, la résistance à la traction peut être divisée principalement en deux types :

3.1 Résistance à la traction axiale

Elle est déterminée par l'essai de traction par fendage qui est dérivé de l'essai Brésilien sur les bétons.

3.1.1 Principe de l'essai

Il s'agit de soumettre le bloc après une cure, à une compression le long de deux baguettes en plastique ou en bois dur de 1cm² de section située de part et d'autres du

bloc avec une vitesse constante de 0.02mm /s jusqu'à la rupture (*figure 2.4*). Ce qui se traduit en une contrainte moyenne de traction suivant une facette verticale passant entre ces deux baguettes. L'essai est répété pour les deux autres demi-blocs obtenus de façon à avoir trois résultats pour chaque brique. Cet essai est réalisé selon la procédure recommandée par le Centre pour le développement de l'entreprise CDE (CDE, 2000) et utilisée par (Olivier et al, 1997).

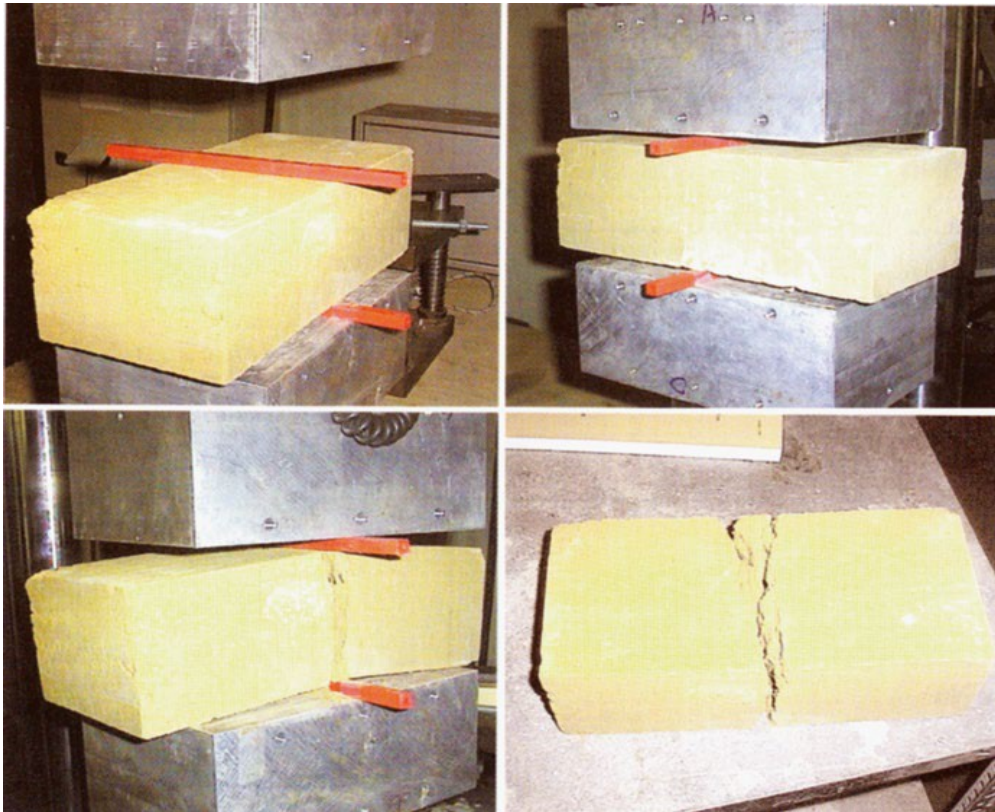


Figure 2.4 : Les étapes de l'essai de traction par fendage de la B.T.C (Schroeder, 2015)

3.1.2 Expression des résultats

La résistance à la traction par fendage des blocs est donnée par la formule suivante :

$$R_t = 0.9 \times 10 \frac{2F}{h.l.\pi} \quad (2.2)$$

Où :

R_t : Résistance à la traction des blocs en (MPa).

F : Charge maximale supportée par les deux demi- blocs en (kN).

l : Largeur du bloc en (cm).

h : Epaisseur du bloc en (cm).

3.2 Résistance à la flexion

La résistance à la flexion est activée dans les B.T.C lorsque les charges sont appliquées perpendiculairement au plan horizontal.

3.2.1 Principe de l'essai :

L'essai de détermination de la résistance à la flexion est basé sur la norme (NZS, 1998) montré sur la *figure 2.5*.

Cette norme préconise d'utiliser 10 mm de lits de sable d'épaisseur sous chaque point de charge pour répartir les charges sur toute la largeur de la brique. La lame de bois supportant le bord des briques de charge doit être placée directement au-dessus du support de la brique testée. La pile de charge est décalée par la dimension $x \approx 0,04$ m (40 mm) pour empêcher le renversement des briques de charge. La brique testée doit être de 350 mm de longueur minimum. La longueur entre les supports de la brique testée est deux fois plus grande que sa profondeur.

On détermine le poids W des briques de charges avec un minimum de précision de 0.5 kg et avant d'appliquer les charges, on détermine les caractéristiques b , d , l , L et X avec une précision de 1,0 mm.

On applique les charges par empilement des briques jusqu'à ce que la rupture en flexion soit atteinte.

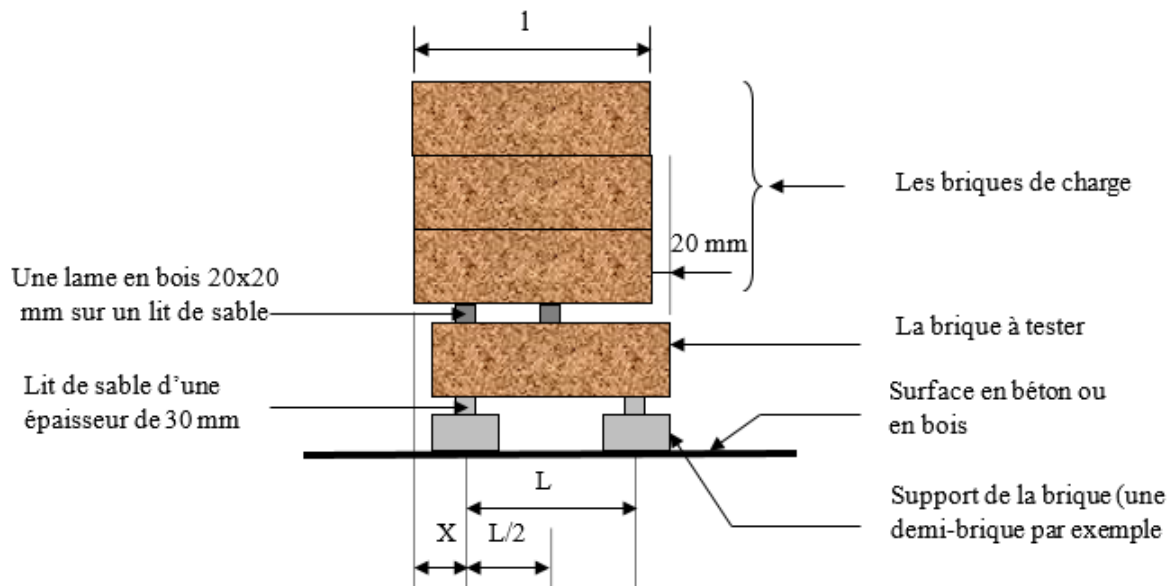


Figure 2.5 : Essai de résistance à la traction selon la norme NZS 4298.

3.2.2 Expression des résultats

La résistance à la traction par flexion est déterminée par la formule :

$$f_{et} = \frac{0.015nWL}{bd^2} \times \frac{l-2X}{L} (\text{kPa}) \quad (2.3)$$

Avec :

b : Largeur de brique d'essai (m).

d : Epaisseur de la brique d'essai (m).

L : Longueur entre les centres de support de briques d'essai (m).

n : Nombre de briques de charge à la rupture.

W : Poids de chaque brique de charge (kg).

x : Décalage de briques de support de charge de la fin de la pile de charge (m).

l : Longueur de la brique de charge (m).

3.3 Résultats de la bibliographie

La résistance à la traction des briques de terre est rarement abordée dans la littérature car pour ce type de sollicitation la rupture est provoquée en générale sur le mortier de terre qui relie les blocs entre eux (Schroeder, 2015). (Beckett et al, 2014) cité dans (Augarde, 2015) ont montré l'influence du degré de saturation sur la résistance à la traction par fendage des échantillons cylindrique carottés de la terre pisé. Les résultats de cette étude sont montrés sur la *figure 2.6*.

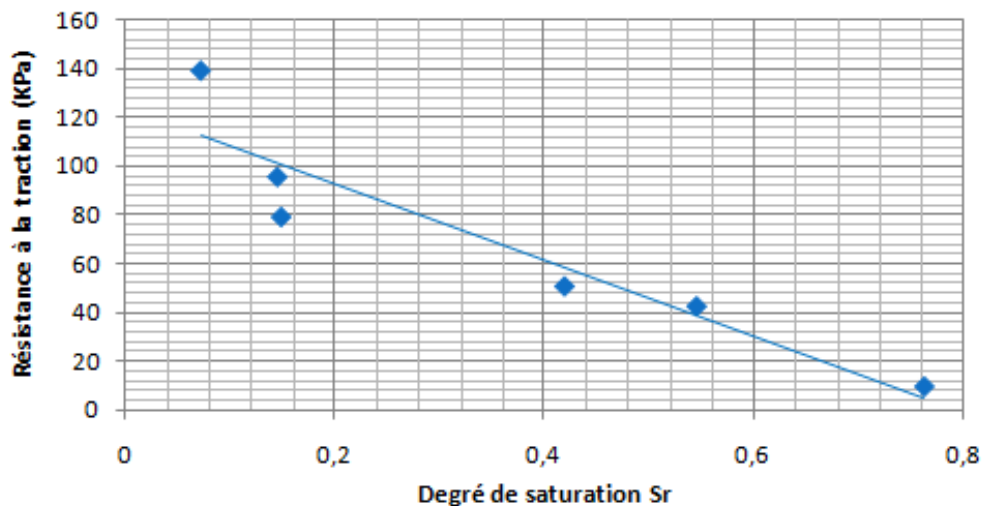


Figure 2.6 : Résistance à la traction de la terre pisé (Beckett et al, 2014) cité dans (Augarde, 2015)

- Nous remarquons que les résistances à la traction pour ces échantillons sont faibles avec un maximum de 140 kPa.
- La résistance à la traction diminue avec l'augmentation du degré de saturation de sol qui peut être expliquée par la diminution de la cohésion entre les grains.

4 COURBES CONTRAINTES-DEFORMATIONS ET MODULE D'ELASTICITE

4.1 Principe de l'essai

- Nous suivons le mode opératoire de l'essai de compression simple avec l'ajout d'un dispositif de mesure de la déformation soit des capteurs qui nous permettent la lecture des déplacements axiaux comme le montre la *figure 2.7*.

- L'application de la charge se fait avec une vitesse de 0,02 mm/s qui est spécifiée dans la norme française sur les blocs de terre comprimée XP P 13-901.

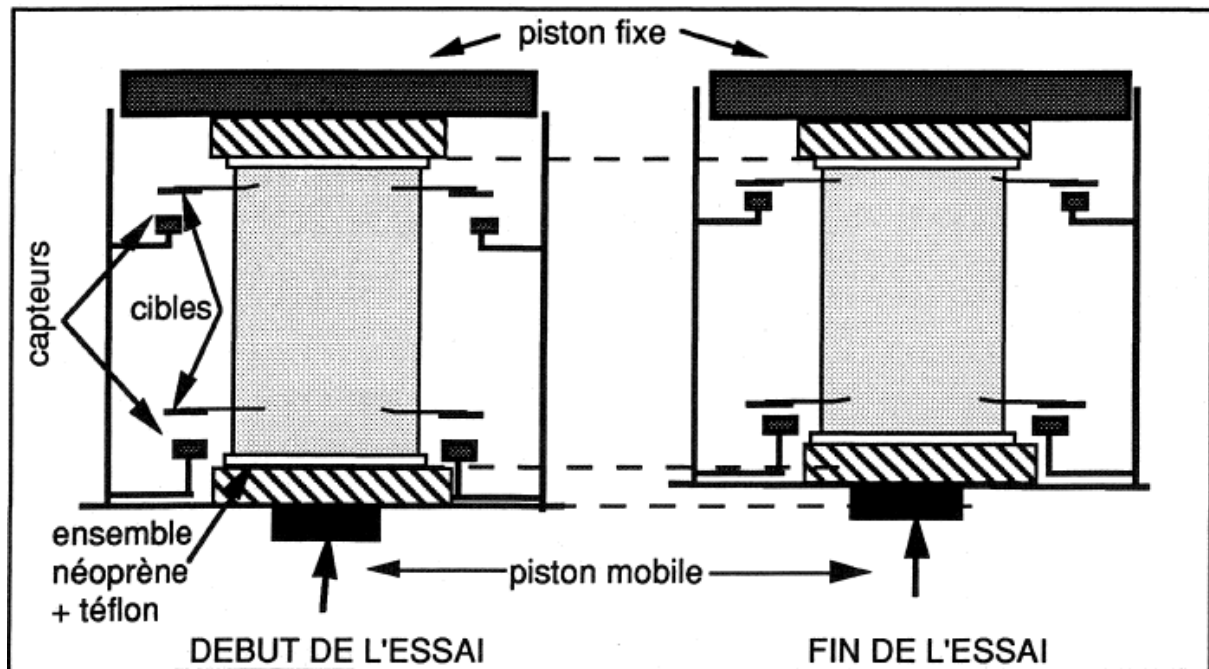


Figure 2.7 : Système de mesure de déformations pendant un essai de compression (Denis, 1994)

4.2 Analyse de la Courbe type contrainte-déformation

Les courbes contrainte-déformation sur les briques de terre crue issues de l'expérimentation se présentent en générale suivant l'allure montrée sur la *figure 2.8*.

Cette courbe se compose de trois grandes parties principales :

- La partie I : Dite phase d'induction, représente en partie les déformations du Néoprène et l'autre partie les arrangements des grains de la brique qui nécessitent de faibles contraintes. Elle se diffère selon la nature du matériau et la rigidité du système anti frettage utilisé.
- La partie II : Représente le domaine du comportement élastique du matériau. Cette partie est très restreinte vu que le sol est peu élastique.
- La partie III : Caractérise la rupture de l'éprouvette due à l'augmentation de la charge appliquée.

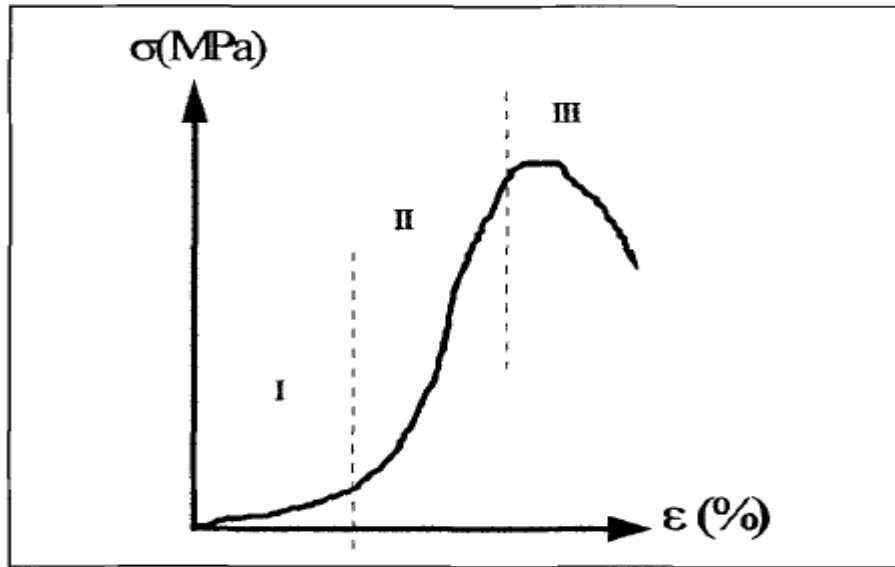


Figure 2.8 : Schéma de la courbe contrainte déformation (Hakimi et al, 1999)

Remarque : Le module d'élasticité E est déterminé à partir de la pente initiale de la partie linéaire (zone de déformation élastique) de la courbe contrainte-déformation.

4.3 Influence du frottement sur la courbe contrainte-déformation

Plusieurs travaux ont mis l'accent sur la nécessité d'utiliser un dispositif anti frottement pour une meilleure fiabilité des résultats de compression (Laborel-Preneron et al, 2015), (Hakimi et al, 1999), (Denis, 1994).

(Laborel-Preneron et al, 2015) ont réalisé plusieurs essais pour voir l'effet de frottement sur la résistance à la compression du BTC. Les résultats de cette étude sont montrés sur la *figure2.9*.

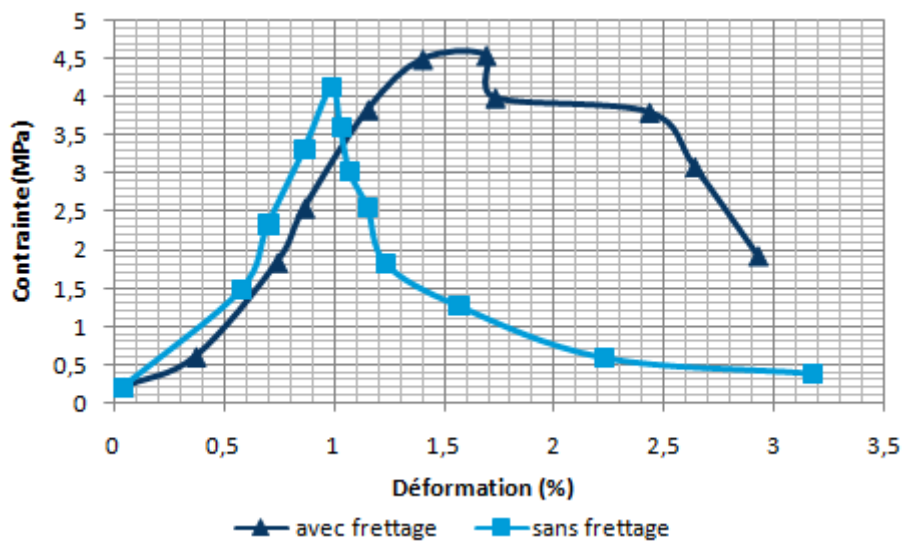


Figure 2.9 : Influence de l'utilisation du dispositif anti-fretage sur les résultats de l'essai de compression (Laborel-preneron et al, 2015)

- La *figure 2.9* met en évidence une diminution significative de la résistance maximale lorsqu'un dispositif anti fretage est utilisé (jusqu'à 20% de différence). Bien que les valeurs de résistance sans ou avec fretage réduit sont plus représentatives de la résistance réelle du matériau, dans la littérature, la majorité des essais est réalisée sans dispositif anti fretage (Laborel-Preneron et al, 2015).
- En remarquant la partie élastique des deux courbes, le fretage ne semble pas avoir une influence très marquée sur le module d'élasticité (module de Young), qui est du même ordre de grandeur dans les deux cas (autour de 500 MPa).

4.4 Influence de la densité du matériau sur son comportement mécanique

La densité de la brique de terre comprimée influe sur son comportement mécanique. La figure 2.10, nous montre l'évolution de la courbe contrainte-déformation pour des densités apparentes différentes.

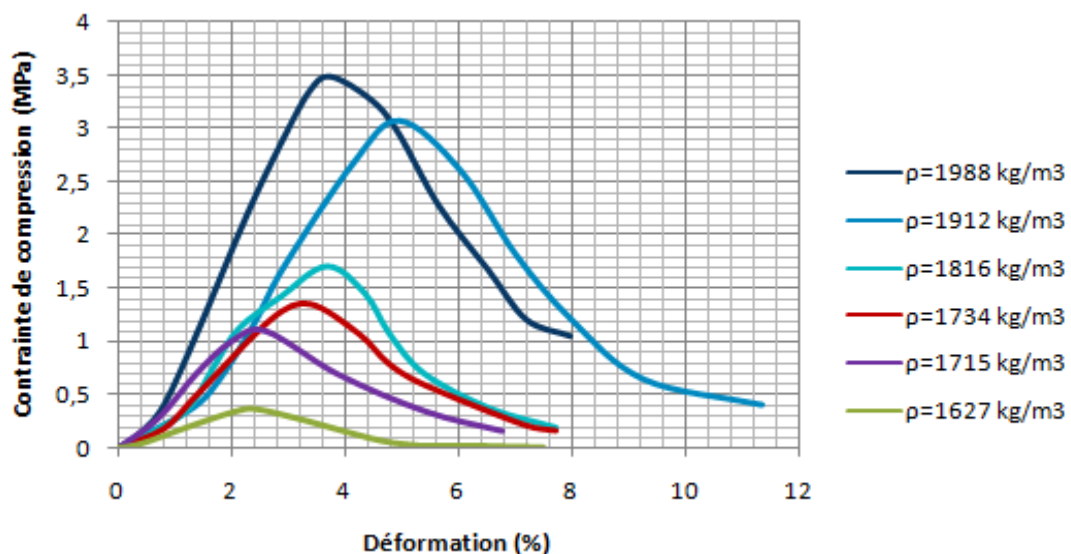


Figure 2.10 : Courbes contraintes-déformation pour des différentes densités apparentes (Ben Mansour et al, 2015)

On remarque sur la *figure 2.10* que :

- Tout d'abord, les courbes ont les mêmes allures donc un même comportement vis-à-vis la compression.
- La résistance à la compression qui est caractérisée par le sommet des courbes (début d'écoulement) augmente avec l'augmentation de la masse volumique.

- La pente de la partie élastique qui représente le module de Young se diffère d'une densité à une autre.

Pour mieux voir l'influence de la densité apparente du matériau sur le module d'élasticité, (Ben Mansour et al, 2015) ont effectué une série d'essais dont les résultats sont montrés sur la *figure 2.11*.

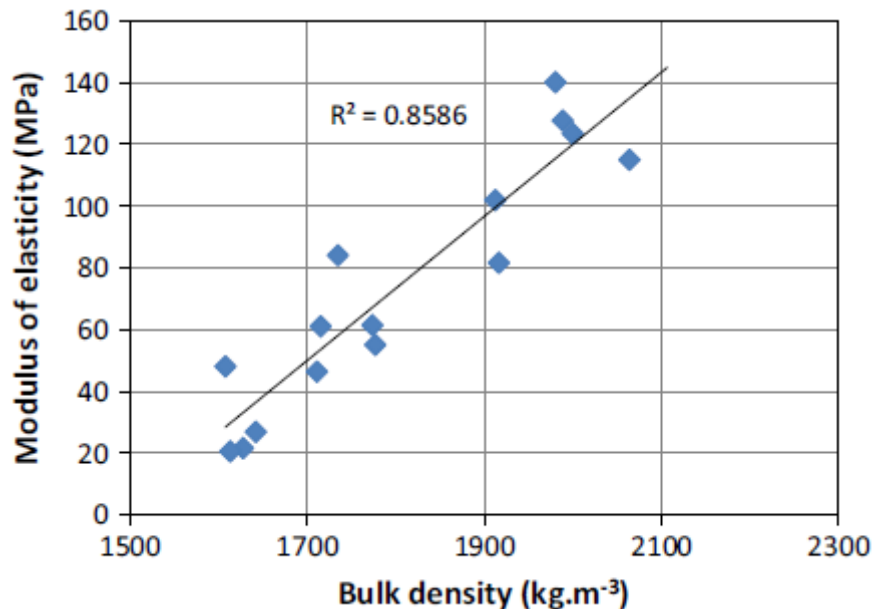


Figure 2.11 : Influence de la densité apparente sur le module d'élasticité de la BTC (Ben Mansour et al, 2015).

La *figure 2.11* permet de déduire les enseignements suivants :

- Le module d'élasticité est proportionnel à la densité apparente de la brique il varie de 20 MPa à 140 MPa pour ce matériau. Cette augmentation de module d'élasticité pour les grandes densités peut être expliquée par l'augmentation du nombre de contacts entre les grains solides quand la porosité diminue.
- Les valeurs du module d'élasticité pour une même densité sont plus au moins dispersées ce qui est dû à la difficulté de le déterminer avec précision vu que la linéarité des courbes n'est pas claire.

4.5 Effet de la vitesse de déplacement sur son comportement vis-à-vis la compression

Pour voir l'influence de la vitesse de déplacement du piston sur le comportement mécanique de la BTC lors de la compression et afin de déterminer la vitesse adéquate pour la réalisation de nos essais de compression ; la *figure 2.12* nous montre les résultats de l'étude menée par (Bruno et al, 2015) à des vitesses de 0,01 mm/s et 0,001 mm/s (vitesse minimale du dispositif) sur des échantillons préparés dans les mêmes conditions de teneur en eau et de contrainte de compactage.

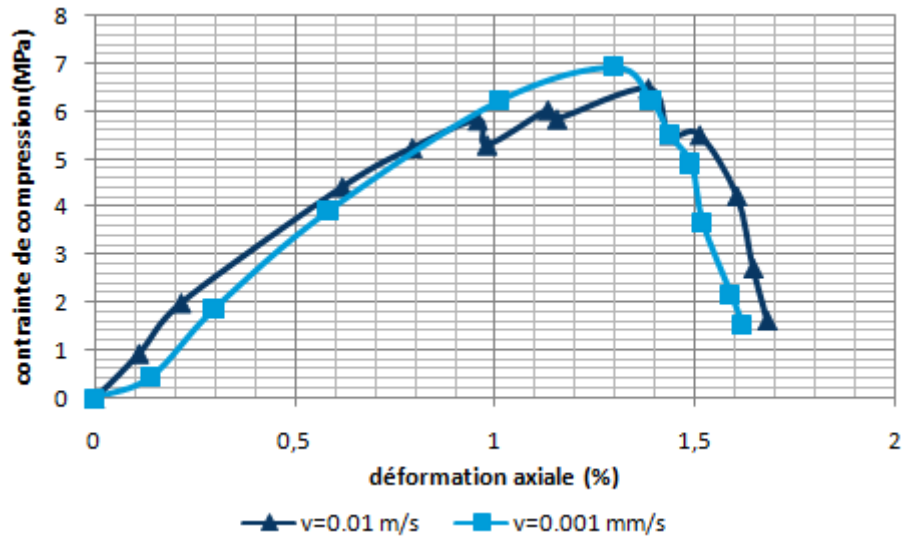


Figure 2.12 : Effet de la vitesse de déplacement sur la résistance à la compression de la BTC (Bruno et al, 2015)

A partir de la *figure 2.12*, on constate :

- La différence de vitesse affecte peu la résistance à la compression enregistrée (une différence de 5 à 6%).
- Des instabilités présentent uniquement sur la courbe de l'essai réalisé à vitesse de déplacement de 0.01 mm/s.

Donc, pour se prévenir des instabilités le long de la partie de chargement de la courbe contrainte-déformation, on applique la plus faible vitesse de déplacement du piston.

5 RESISTANCE A L'ABRASION

La résistance à l'abrasion est une caractéristique très importante des BTC. Elle nous informe sur la qualité de compactage de la brique et de son état de surface. L'essai de la mesure de la résistance à l'abrasion s'effectue suivant la norme AFNOR XP P13-901.

Le principe de cet essai est de soumettre la brique à une friction effectuée à l'aide d'une brosse métallique de largeur 25 mm chargée de 3kg ; à raison d'un aller-retour par seconde pendant une minute (soit 60 aller-retour) sans l'application d'une force verticale sur la brosse.

Le dispositif de cet essai est montré sur la *figure 2.13*.

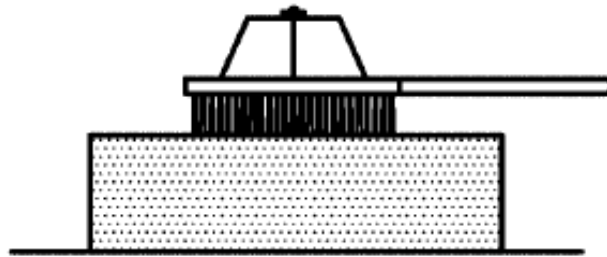


Figure 2.13 : Dispositif de l'essai d'abrasion

Le coefficient d'abrasion de la BTC (Ca) est calculé à partir de la formule (2.4).

$$Ca (cm^2/g) = \frac{S}{m_0 - m_1} \quad (2.4)$$

Avec :

S : Surface d'abrasion de la brique en cm^2 .

m_0 : Masse initiale de la brique avant abrasion en gramme.

m_1 : Masse de la brique après l'essai d'abrasion en gramme.

6 RESISTANCE AU CISAILLEMENT

La résistance au cisaillement d'une brique de terre comprimée est la contrainte agissant sur le plan horizontal qui conduit à la rupture du matériau (Schroeder, 2015).

Cette résistance est formulée dans la mécanique des sols sous le critère de rupture de Mohr-Coulomb (2.5).

$$\tau = c + \sigma \cdot \text{tg}(\varphi) \quad (2.5)$$

Cette résistance au cisaillement est influencée par plusieurs paramètres (facteurs de rugosité de la surface, la structure des pores, teneur en humidité...).

Dans la mécanique des sols, la résistance au cisaillement des sols est déterminée par l'essai triaxial ou bien l'essai à la boîte de cisaillement. Pour les BTC cette résistance au cisaillement est calculée pour les mortiers de terre qui relient les briques, car dans le cas général ce joint constitue le maillon faible de la structure en terre (Schroeder, 2015). Le dispositif de ce test est montré sur la figure 2.14.

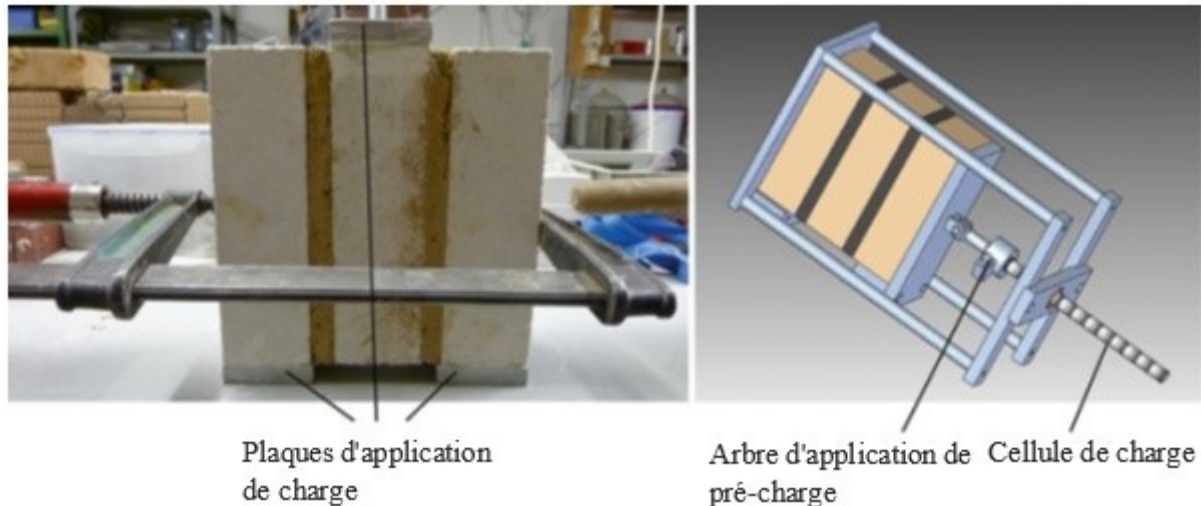


Figure 2.14 : Test de résistance au cisaillement (indirect) pour le mortier en terre entre les BTC selon la norme DIN 18946 citée dans (Schroeder, 2015)

Blondet et Otazzi, (1986) cité dans (Denis, 1994), ont montré que l'essai de cisaillement indirect peut être comparé à celui de l'essai Brésilien de traction et il peut être aussi corrélé à celui de l'essai de compression diagonale d'un assemblage de BTC. Cette corrélation est montrée sur la *figure 2.15*.

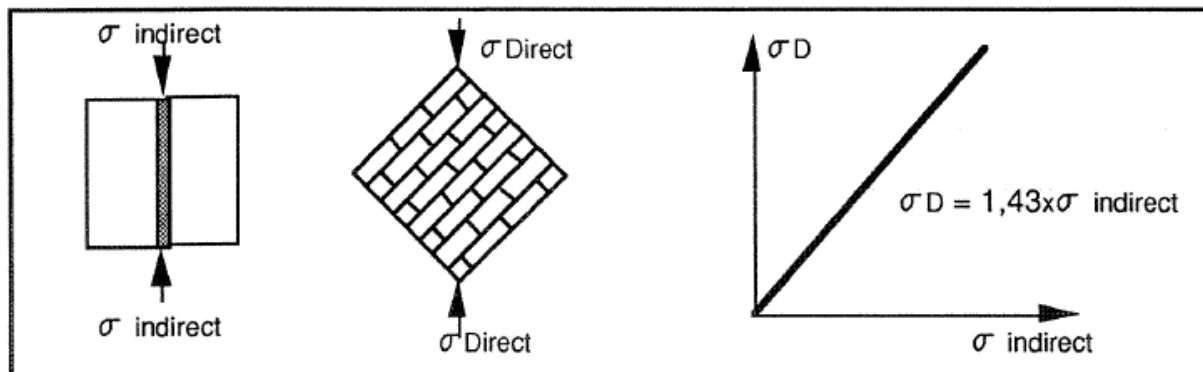


Figure 2.15 : Corrélation entre l'essai de cisaillement indirect et l'essai de compression diagonale selon (Blondet et Otazzi, 1986) cité dans (Denis, 1994)

7 CARACTERISTIQUE MECANIQUE DE LA BTC DANS LA LITTERATURE

Pour avoir une idée sur l'ordre de grandeur des caractéristiques mécaniques de la brique de terre comprimée, les tableaux (2.2 ; 2.3 et 2.4) présentent suivant la nature du sol étudié et les caractéristiques géométriques et de compactage de la BTC, les paramètres caractérisant le comportement mécanique dont : R_c et E .

Deux types d'échantillon sont utilisés pour la détermination de la résistance mécanique cylindrique et prismatique dont l'élancement est généralement égal à deux.

Le séchage le plus adapté aux (BTC) est celui à l'air libre avec une température ambiante de 20°C et une humidité relative de 60%.

Tableau 2.2 : Caractéristique mécaniques de la B.T.C de la littérature.

| Auteur | Granulométrie (%) | Plasticité (%) | Compactage | Echantillon (H,φ), (L,l ₁ ,l ₂) (mm) | Vitesse compression | R _c (MPa) | E (MPa) | Mode de séchage |
|------------------------------------|--|---|--|---|---------------------|----------------------|-----------|---|
| (Bruno et al, 2015) | Argile : 16.3 Limon : 42.9 Sable : 40.4 Gravier : 0.4 | W _L =33 I _P =12.9 | Statique (25 à 100 MPa) | H=200 Φ=50 | 5MPa/s | 4.1 - 10.2 | 2000-4000 | La résistance est calculée immédiatement après compactage |
| (Laborel et al, 2015) | - | W _L =30 I _P =9 | Statique (déplacement imposé l'OPN est visé) | H=50 Φ=50 | 3mm/min | 3.9 | 564 | Séchage 24h à 40°C après à 100°C jusqu'à stabilisation de masse |
| (Hakimi et al, 1999) (TEO) | Argile : 7 Limon : 17 Sable : 56 Gravier : 20 | I _P = 15 | Statique (2 MPa) | H=120 Φ=80 | 0.02mm/s | 1.62 | 468 | Cure 7 jours sous plastique et 14 jours à l'air libre |
| (Hakimi et al, 1999) (TMA) | Argile : 20 Limon : 16 Sable : 50 Gravier : 14 | I _P = 13 | Statique (2 MPa) | H=120 Φ=80 | 0.02mm/s | 1.44 | 292 | Cure 7 jours sous plastique et 14 Jours à l'air libre |
| (Hakimi et al, 1999) (TRM) | Argile : 25 Limon : 5 Sable : 70 Gravier : 1 | I _P = 7 | Statique (2 MPa) | H=120 Φ=80 | 0.02mm/s | 0.51 | 74 | Cure 7 jours sous plastique et 14 Jours à l'air libre |
| (Ben Mansour et al, 2015) | Argile + Limon : 59.88 Sable : 39.11 Gravier : 1.01 | W _L =22.4 1 I _P =6.56 | Statique (<3.5 MPa) | 280x70x70 | - | 4 | 140 | - |
| (Pkla et al, 2003) (sol de Tassin) | Argile : 17 Limon : 5 Sable : 77 Gravier : 1 | W _L =30 I _P =9 | - | - | - | 2.30 | - | - |

CHAPITRE II : COMPORTEMENT MECANIQUE DE LA BRIQUE DE TERRE COMPRIMEE (B.T.C.)

| | | | | | | | | |
|--|--|-------------------------------|----------------------------------|------------------------|------------------|---------------|-----------|---|
| (Hakimi et al, 1996) | Argile : 19 Limon : 36 Sable : 32 Gravier : 13 | $W_L = 37$ $I_P = 13$ | Statique manuel (2.26 MPa) | 295x140x93 | 0.02 mm/s | 1.54 | - | Séchage 14 jours à $T = 25\text{ °C}$ et HR=60% |
| (Piattoni et al, 2011) | Argile : 22.4 Limon : 49.9 Sable : 24.5 Gravier : 3.2 | $W_L = 26.4$ $I_P = 8.0$ | Statique manuel | 230x150x130 | - | 5.15 | 94 | Séchage à $T = 25.5\text{ °C}$ et HR = 58% jusqu'à stabilisation de masse |
| (Miccoli et al, 2014) | Argile : 12 Limon : 45 Sable + gravier : 43 | - | Statique | 240x115x72 | - | 5.21 | 2197 | 28 j de séchage à $T = 23\text{ °C}$ HR= 50% |
| (Kouakou et al, 2009) | Argile : 25.5 Limon : 30 Sable : 44.5 Gravier : 00 | $W_L = 38$ $I_P = 18$ | Statique manuel (2MPa) | 295x140x100 | - | 3-4.5 | 850 - 900 | 21 jours de séchage à $T = 22\text{ °C}$; HR=60% |
| (Maskell et al, 2013) | Argile : 15.9 Limon : 45.5 Sable : 33.1 Gravier : 5.5 | $W_L = 24.1$ $I_P = 8.3$ | Statique | 216x102x66 | 2.5mm/min | 1.13- 2.75 | - | 7 à 28 jours de séchage à $T = 20\text{ °C}$ |
| (Ghomari, 1989) (sol de Sotuba) | Argile : 60 Limon : 23 Sable : 14 Gravier : 03 | $W_L = 39.4$ $I_P = 7.8$ | Statique (9MPa) | D= 25 H= 50 | 1mm/min | 7.5 | - | 3 jours de séchage à l'air libre puis 24h à l'étuve 105 °C |
| (Denis. M, 1994) (sol CD300) | Argile : 12 Limon : 24 Sable : 48 Gravier : 16 | $W_L = 24$ $I_P = 4$ | Statique (4 à 20 MPa) | D= 110 H= 130 - 160 | 0.0208 mm/min | 0.4 – 2.0 | - | Jusqu'à 21 jours de séchage à $T = 25\text{ °C}$ et HR=80% |
| (Cherraj. M, 2009) | Argile : 14 Limon : 30 Sable : 40 Gravier : 16 | $W_L = 33.23$ $I_P = 8.04$ | Statique (2 ; 4 ; 6 MPa) | - | - | 0.44- 0.77 | 102-130 | Résistances immédiates |

CHAPITRE II : COMPORTEMENT MECANIQUE DE LA BRIQUE DE TERRE COMPRIMEE (B.T.C.)

| | | | | | | | | |
|--------------------------|---|----------------------------|--------------------|------------|---|------|---|--|
| (Bei et al, 2003) | Argile : 22 Limon : 35.54 Sable : 41.86 Gravier : 00 | $W_L = 32.5$ $I_P = 13$ | Statique (5MPa) | 250x120x80 | - | 3.12 | - | Cure 7 jours à $T=20^\circ\text{C}$ et HR=90% puis 21jours à HR=65% |
|--------------------------|---|----------------------------|--------------------|------------|---|------|---|--|

Tableau 2.3 : Synthèse bibliographique sur les briques en terre crue stabilisées à la chaux.

| Auteur | Granulométrie (%) | Plasticité é (%) | Compactage | Echantillon (H ; Φ), (L ; l_1 ; l_2) (mm) | Chaux (%) | R_c (MPa) | E (MPa) | Mode de séchage |
|---|---|--------------------------|--|--|-----------|-------------|---|--|
| (Nguyen et al, 2015) (Sol de Marche–Les-Dames LMD) | Argile : 21 Limon : 63 Sable : 16 | $W_L = 30$ $I_P = 07$ | Statique jusqu'à avoir $\rho_{d, \max}$ de l'OPN | (100 ; 50) | 1 à 4% | 0.4 à 4.5 | 250 (0% de chaux) A 2800 (4% de chaux) | 7 ; 28 ; 90 et 365 jours Cure à l'air libre |
| (Nguyen et al, 2015) (Sol de Tours-Bordeaux) | Argile : 25 Limon : 21 Sable : 54 | $W_L = 42$ $I_P = 25$ | Statique jusqu'à avoir $\rho_{d, \max}$ de l'OPN | (100 ; 50) | 1 à 5% | 0.6 à 5.2 | 400 (0% de chaux) A 5800 (5% de chaux) | 7 ; 28 ; 90 et 365 jours Cure à l'air libre |

Tableau 2.4 : Synthèse bibliographique sur les briques en terre crue stabilisées au ciment.

| Auteur | Granulométrie (%) | Plasticité é (%) | Compactage | Echantillon (H ; Φ), (L ; l_1 ; l_2) (mm) | Ciment (%) | R_c (MPa) | E (MPa) | Mode de séchage |
|--------|-------------------|------------------|------------|--|------------|-------------|---------|-----------------|
|--------|-------------------|------------------|------------|--|------------|-------------|---------|-----------------|

CHAPITRE II : COMPORTEMENT MECANIQUE DE LA BRIQUE DE TERRE COMPRIMEE (B.T.C.)

| | | | | | | | | |
|---------------------------------|--|------------------------------|---|--------------------------------|-------------------------------|--|--|--|
| (Bahar et al, 2004) | Argile+ limon : 62.0 Sable : 30.3 Gravier : 7.7 | $W_L = 39$ $I_P = 15$ | Dynamique (Proctor Normal) | (180 ; 120) | 0 à 20% | 1.5 à 6.5 | 2500 (10% de ciment) | Séchage à l'air libre (25°C ; RH= 65%) |
| (Guettala et al, 2006) | Argile : 18 Limon : 18 Sable : 64 | $W_L = 31$ $I_P = 14$ | Statique à 15 MPa | (100 ; 100 ; 200) | 5 et 8% | 15.4 et 18.4 | - | La cure en atmosphère humide (HRd'air > 75%) |
| (Jayasinghe et al, 2007) | Argile+ limon : 8.4 -9.1 Sable : 30.4 - 59.4 Gravier : 36.5 - 56.9 | - | Dynamique (pisé) | (1020 ; 160 ; 630) | 6 ; 8 et 10 % | • 1.52 à 2.06 • 1.72 à 2.94 • 1.92 à 3.09 | - | - |
| (Hakimi et al, 1996) | Argile + limon : 57 Sable : 30 Gravier : 13 | $W_L = 37$ $I_P = 13$ | Statique à 2.2 MPa | (120 ; 80) (295 ; 140 ; 93) | 0 et 4% | • 2.67 à 3.93 • 1.54 à 1.80 | - | 7 j à 20°C et 95% HR+ 7 j à 25°C et 60% HR (pour 4%). • 14 j à 25°C et 60% HR (terre cru). |
| (Basha et al, 2005) | Argile : 10 Limon : 44 Sable : 46 | $W_L = 36.8$ $I_P = 13.8$ | Statique (à l'OPN) | (100 ; 50) | 0 ; 2 ; 4 ; 8 ; 12 %. | 0.1 à 0.35 | - | 7 jours en plastique pour garder l'humidité initiale |
| (Hussaini et al, 2019) | Argile + limon : 10 Sable : 55 Gravier : 35 | - | Dynamique (à une énergie intermédiaire entre le Proctor normal et modifié) | (150 ; 75) | 0 ; 2.5 ; 5 ; 7.5 ; 10% | • 2.4 MPa (terre crue). • 2.8 à 5.2 MPa (pour les échantillons traités au ciment.) | • 120 MPa (terre cru). • 320 à 800 MPa (traités au ciment). | 30 jours dans les conditions de température et d'humidité du laboratoire |

CHAPITRE II : COMPORTEMENT MECANIQUE DE LA BRIQUE DE TERRE COMPRIMEE (B.T.C.)

| | | | | | | | | |
|-----------------------------|---|--------------------------|--|-----------------|--------------------|-------------------------|---|--|
| (Meukam et al, 2003) | - | $W_L = 42$ $I_P = 20$ | Compactage dynamique | (160 ; 40 ; 40) | 4 ; 6 ; 8 ; 10% | Entre 3 et 10 MPa | | 7, 28 et 60 jours à l'air libre |
| (Pakbaz et al, 2012) | Argile : 10 Limon : 44 Sable : 46 | $W_L = 30$ $I_P = 17$ | juste un mouillage à des teneurs en eau de 30 à 70%. | (70 ; 35) | 4 ; 6 ; 8 ; 10% | Entre 0.2 et 2.9 MPa | - | Séchées dans une chambre (à $T=25^{\circ}C$; HR=97%) pendant 28j. |

8 CONCLUSION

La diffusion de la brique de terre comprimée comme matériau de construction en Algérie et dans plusieurs d'autres pays, nécessite l'élaboration des procédures uniformes et des normes de dimensionnement et de vérification de ces structures en terre.

A travers ce chapitre nous avons présenté les différentes procédures de détermination du comportement mécanique de la brique de terre comprimée ; principalement son comportement vis-à-vis de la compression qui est considérée comme paramètre essentiel et souvent utilisé pour les BTC.

Cette étude bibliographique nous a permis de voir les résultats de nombreux travaux afin d'arriver à mieux cerner le comportement mécanique de la BTC. Elle nous a amené à faire les conclusions suivantes :

- Les caractéristiques mécaniques de la brique en terre crue et stabilisée dépendent de sa géométrie et du mode opératoire des essais expérimentaux.
- Le mode et le temps de séchage influe sur le comportement mécanique de la terre compactée.
- Pour plus de fiabilité pour nos résultats, l'appareil de compression des briques doit comprendre un bon dispositif anti-fretage.
- Pendant la réalisation des essais de compression, il faut appliquer la vitesse minimale au déplacement de piston pour avoir une réponse idéale du matériau.

Malgré la diversité des travaux effectués pour caractériser la brique de terre comprimée crue et stabilisée ; il reste beaucoup d'inconnus relatifs à son comportement mécanique. C'est dans ce contexte que nous proposons de réaliser une étude expérimentale qui permet d'enlever quelques ambiguïtés relatives à cet aspect.

Chapitre III

CARACTERISATION PHYSIQUE ET MECANIQUE DU SOL DE BENI-SAF

1 INTRODUCTION

Des investigations de laboratoire ont été réalisées sur des éprouvettes de sol compacté à différentes conditions, en vue de mieux comprendre l'effet de la présence de la phase air dans le sol. Cet effet est traduit par le paramètre succion sur le comportement mécanique de la terre crue compactée.

Comme première étape, une identification physique et chimique du sol sélectionné a été faite. Les résultats de cette identification vont servir à l'explication d'autres résultats ainsi l'orientation des essais ultérieurs.

La deuxième étape a été consacrée à la caractérisation mécanique du matériau compacté. On a présenté les démarches expérimentales suivies pour essayer de répondre d'une manière fiable aux problèmes liés à la fabrication des briques ainsi que les différents paramètres qui influent sur le comportement mécanique de la terre crue compactée à savoir : l'énergie de compactage, la teneur en eau, le mode de compactage et le temps de séchage. Aussi, on a mesuré la succion pour une compréhension meilleure du phénomène intervenant dans le comportement des éprouvettes de sol compacté.

2 IDENTIFICATION DU MATERIAU

Le matériau choisi pour cette étude est un sol issu d'un stock de déblai du projet de raccordement de la ville de Béni-Saf au réseau ferroviaire national.

Le sol a été stocké pendant les mois de mars et avril de l'année 2015, au-cours de l'opération de terrassement de la voie d'une profondeur moyenne de 5 à 6m. Ce dépôt de matériau se trouve à côté de la cimenterie de Béni-Saf.

La *figure3.1*, montre l'endroit où se situe la zone d'emprunt du sol étudié.



Figure 3.1 : Emplacement du stock du sol de Béni-Saf choisi pour notre étude

2.1 Identification physique et chimique du matériau

La caractérisation physique permet non seulement de classer le sol mais aussi de cerner son comportement mécanique et d'avoir une idée sur la possibilité de l'utiliser pour la fabrication des B.T.C. La granulométrie du sol et ses critères de plasticité sont les premières spécifications qu'il faut vérifier pour pouvoir l'utiliser dans la construction en terre. Pour la caractérisation physique de ce sol plusieurs essais ont été réalisés dont on donnera les résultats ci-après.

2.2 Analyse granulométrique

Le tamisage par voie humide est réalisé selon la norme (AFNOR XP P 94-041, 1995) qui nous permet d'avoir la distribution granulométrique des grains de sol ayant un diamètre supérieur à 80 μm . Il a été suivi de l'essai de sédimentation qui a été réalisé conformément à la norme (AFNOR NF P 94-057, 1992) pour compléter la courbe granulométrique des particules dont le diamètre ne dépasse pas les 80 μm .

Les essais ont été réalisés pour trois échantillons de sol écrêté à 10 mm, 5 mm et 2mm. Les résultats sont reportés sur la *figure3.2*. Les courbes sont comparées avec le fuseau recommandé par la norme sur les matériaux destinés à la fabrication des BTC.

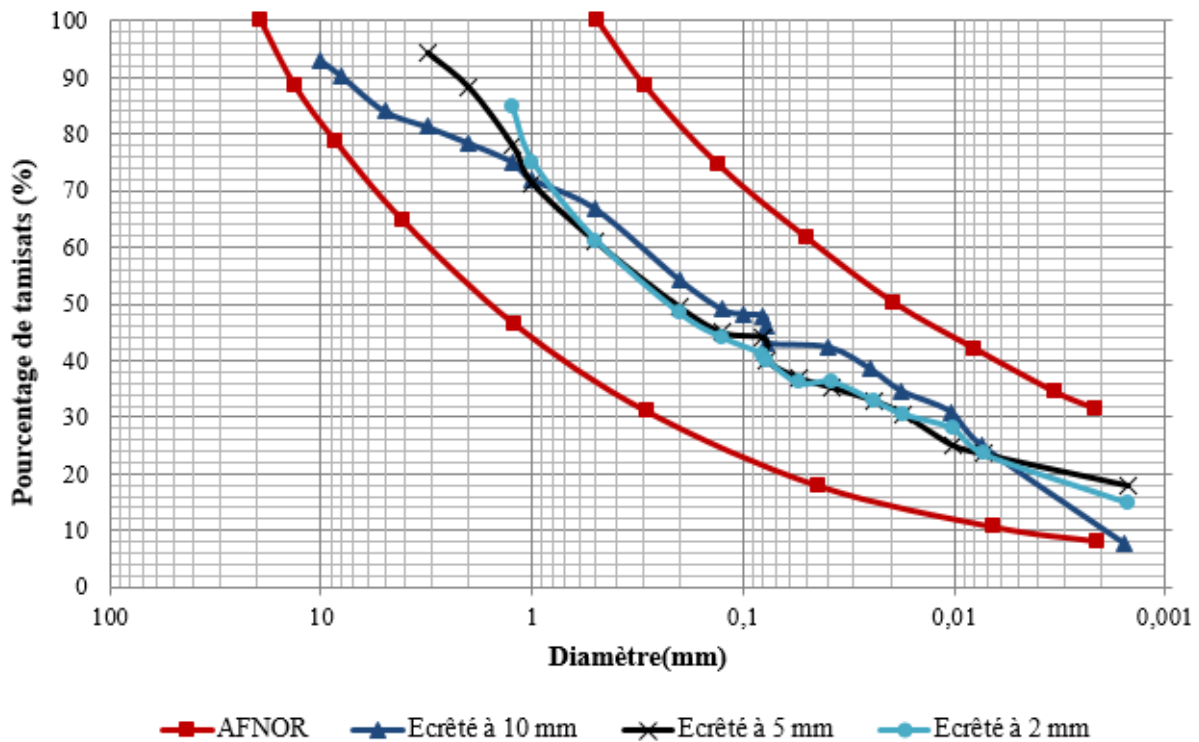


Figure 3.2 : Les courbes granulométriques du sol de Béni-Saf

Les résultats des analyses granulométriques des échantillons de sol montrent que les courbes granulométriques sont très proches. Puisqu'il s'agit du même sol mais avec des diamètres maximaux différents.

On remarque que les courbes granulométriques du sol de Béni-Saf se situent au milieu du fuseau recommandé par la norme (AFNORXP P13-901,2001) et les recommandations CRAT-terre. Donc sa granulométrie s'inscrit bien dans le fuseau des sols destinés à la fabrication des BTC. Elle présente une distribution étalée et continue.

Le sol utilisé dans les essais de caractérisation mécanique est celui écrêté à 5mm et avec lequel on envisage de fabriquer les briques. Ce choix a été adopté en se référant à plusieurs travaux pilote dans ce domaine (CRATerre, 1998 ; P'kla, 2002 ; Bahar et al, 2004 ; Guettala et al, 2006).L'analyse granulométrique du sol choisi (écrêté à 5 mm), a montré qu'il est constitué de 12% d'éléments supérieurs à 2mm, 48% de sable, 21% de limon et 19% de particules argileuses dont le diamètre ne dépasse pas 2 μ m.

On trouve aussi que :

- Le coefficient d'uniformité $C_u = 500 > 2$ donc un sol étalé.
- Le coefficient de courbure $C_c = 0.8 < 1$ donc sol mal gradué.

2.3 Limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg sont des teneurs en eaux pondérales correspondant à des états particuliers d'un sol. Elles sont déterminées sur la fraction du sol inférieure à 400 μ m.

- La détermination de la limite de liquidité W_L par la coupelle Casagrande (figure 3.3), est basée sur la norme (AFNOR NF P 94-051, 1993).



Figure 3.3 : Appareil de Casagrande

La limite de liquidité trouvée est : $W_L=37\%$.

L'indice de plasticité a été déduit à partir de la corrélation (3.1) de Biarez et al, (1976) :

$$I_P= 0.73 \times (W_L - 13) \quad (3.1)$$

L'indice de plasticité du sol de Béni Saf est égal : $I_P= 17 \%$.

Pour pouvoir analyser les résultats on a positionné notre matériau dans l'abaque de Casagrande où on a inclut le domaine de plasticité recommandé par CRATerre et la norme (AFNOR XP P13-901, 2001) (*Figure3.4*).

- D'après son emplacement dans le diagramme de Casagrande, le sol de Béni-Saf apparaît comme un limon peu plastique.
- Les valeurs de la limite de liquidité et de plasticité positionnent le matériau au milieu du domaine de plasticité recommandé par CRATerre et la norme (AFNOR XP P13-901, 2001).

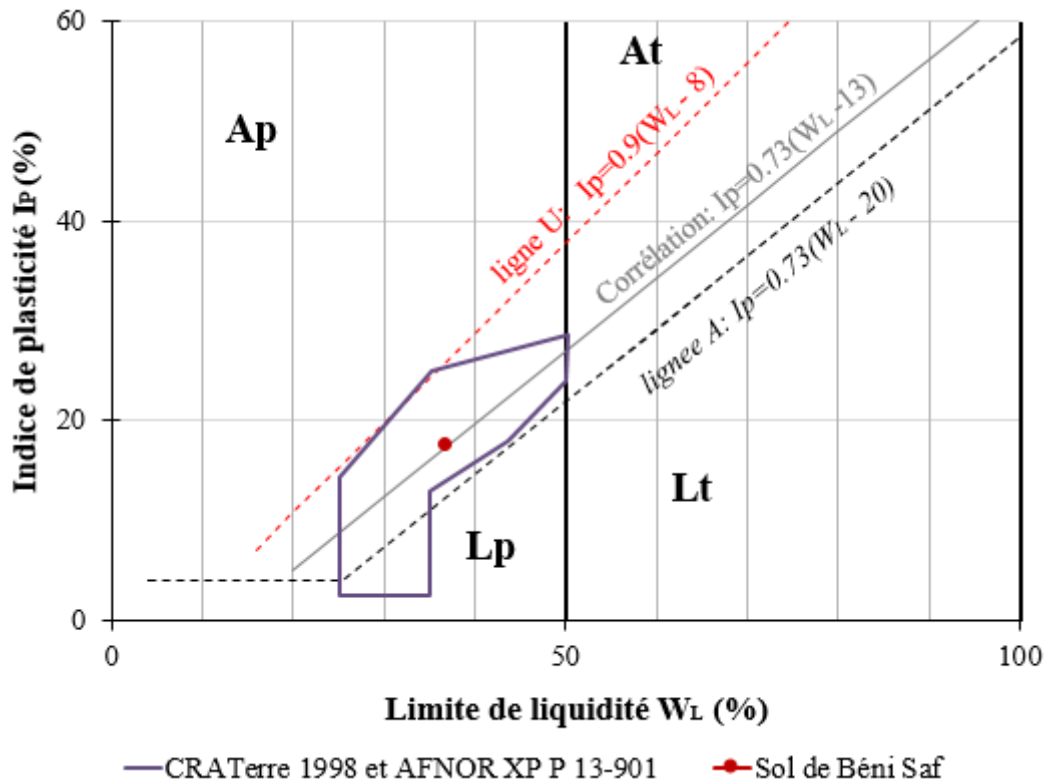


Figure 3.4 : Position du sol de Béni-Saf dans l'abaque de Casagrande et le domaine de plasticité recommandé par CRATERre et AFNOR

2.4 Activité du sol

L'activité d'un sol dépend en premier lieu de sa composition minéralogique notamment la teneur en argile (El Sohby et al. 1986).

(Skempton, 1953) a défini l'activité comme le rapport de l'indice de plasticité du matériau à sa teneur en particules argileuses en pourcentage et qui correspond à la teneur en particules de dimensions inférieures à 2 µm.

L'activité d'une argile « A_C » est définie par la relation (3.2)

$$A_C = \frac{\text{Indice de plasticité}}{\% \text{ des argiles } (<2\mu\text{m})} \quad (3.2)$$

L'activité du matériau étudié : $A_C = 0.9$

D'après la classification de Skempton (1953), l'activité du sol de Béni-Saf est de classe normale. On présume aussi que le minéral prédominant dans ce matériau est l'illite.

2.5 Essai équivalent de sable

Cet essai permet de caractériser d'une manière globale la proportion des particules fines et très fines dans le sol. Il constitue une affirmation de la valeur trouvée pour l'indice de plasticité. Il est réalisé selon la norme (AFNOR P18-598, 1991) selon le protocole décrit sur la figure 3.5.

$$E_s = (h_1/h_2) \times 100$$

$E_s = 16\%$: Sol plastique

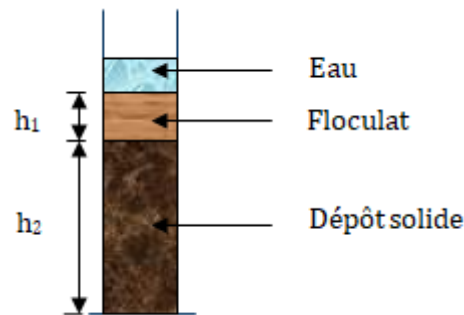


Figure 3.5 : Essai équivalent de sable

2.6 Essai au bleu de méthylène

Il est réalisé suivant la norme (AFNOR NF P 94-068, 1998). Il consiste à mesurer par dosage la quantité de bleu de méthylène pouvant s'adsorber sur la prise d'essai. Cette valeur est rapportée par proportionnalité directe à la fraction 0/50 mm du sol. Le dosage s'effectue en ajoutant successivement différentes quantités de bleu de méthylène et en contrôlant l'adsorption après chaque ajout. Pour ce faire, on prélève une goutte de la suspension que l'on dépose sur un papier filtre, ce qui provoque la création d'une tache. L'adsorption maximale est atteinte lorsqu'une auréole bleu clair persistante se produit à la périphérie de la tache. Le protocole d'essai est décrit sur la *figure 3.6* (Li, 2015).

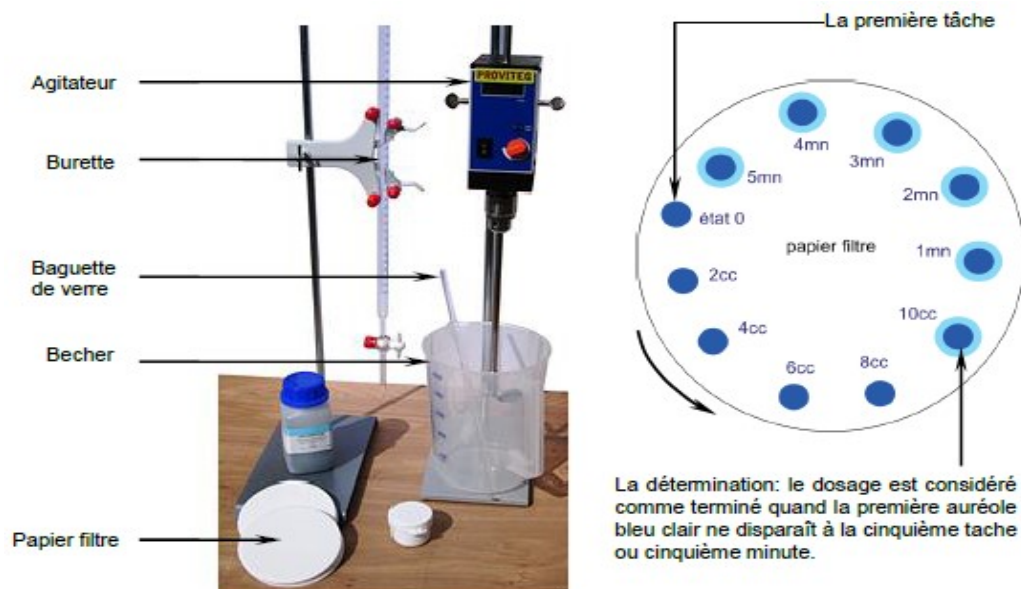


Figure 3.6 : L'appareillage et le test à la tache de l'essai au bleu de méthylène (Li, 2015)

La valeur du Bleu de Méthylène du sol étudié est : $VBS = 1.5$.

2.7 Teneur en carbonate (CaCO_3)

Elle est réalisée selon la norme NF P 94-048. Le principe est de calculer le volume de CO_2 dégagé par une masse de sol sur le volume de CO_2 dégagé par une masse identique de CaCO_3 . L'appareillage qui permet de réaliser cet essai est montré sur la *figure 3.7*.

La teneur en carbonate est déterminée en utilisant l'expression (3.3)

$$\text{CaCO}_3 (\%) = \frac{\text{Volume du } \text{CO}_2 \text{ dégagé par 0,5 g de sol}}{\text{Volume du } \text{CO}_2 \text{ dégagé par 0,5 g de } \text{CaCO}_3 \text{ pur}} \quad (3.3)$$

Pour ce sol, on a trouvé une teneur en carbonate $\% \text{CaCO}_3 = 85\%$.

D'après la norme NF P 94-048, le sol étudié est un calcaire marneux.



Figure 3.7 : Calcimètre pour la mesure de la teneur en carbonate

2.8 Teneur en matière organique

La teneur en matière organique est déterminée selon la norme XP P 94-047. Le principe de cet essai est de sécher le matériau dans l'étuve à 105°C ensuite mesurer la perte de masse provoquée par une hausse de température jusqu'à 450°C .

$\% \text{MO} = 1.8\%$: Sol faiblement organique.

2.9 Densité des grains solides G_s

Elle est déterminée expérimentalement suivant la norme NF P 94-054. Le calcul de la masse volumique des grains solides s'effectue par des mesures de masses en utilisant un pycnomètre.

Le sol de Béni-Saf a une densité des grains solides $G_s = 2.74$.

2.10 Récapitulatif des essais d'identification

Le *tableau 3.1* résume les valeurs de différentes caractéristiques physiques du sol de Béni-Saf.

Tableau 3.1: Résultats des essais de l'identification de sol.

| Caractéristiques | Valeurs |
|-------------------------|---------|
| Gravier (% > 2mm) | 12 |
| Sable (% 0,063-2mm) | 48 |
| Limon (% 0,002-0.063mm) | 21 |
| Argile (< 0.002mm) | 19 |
| Cc | 0.8 |
| Cu | 500 |
| W _L (%) | 37 |
| I _P (%) | 17 |
| E _s (%) | 16 |
| V.B.S. | 1.5 |
| % CaCO ₃ (%) | 85 |
| % Mo (%) | 1.8 |
| G _s | 2.74 |
| A _c | 0.9 |

- Le sol de Béni-Saf est une grave argileuse suivant la classification LPC/USCS.
- Selon la classification triangulaire des sols fins (contenant moins de 30% d'éléments de diamètre supérieur à 2 μm), ce sol est classé comme limon sableux (voir *figure 3.8*).

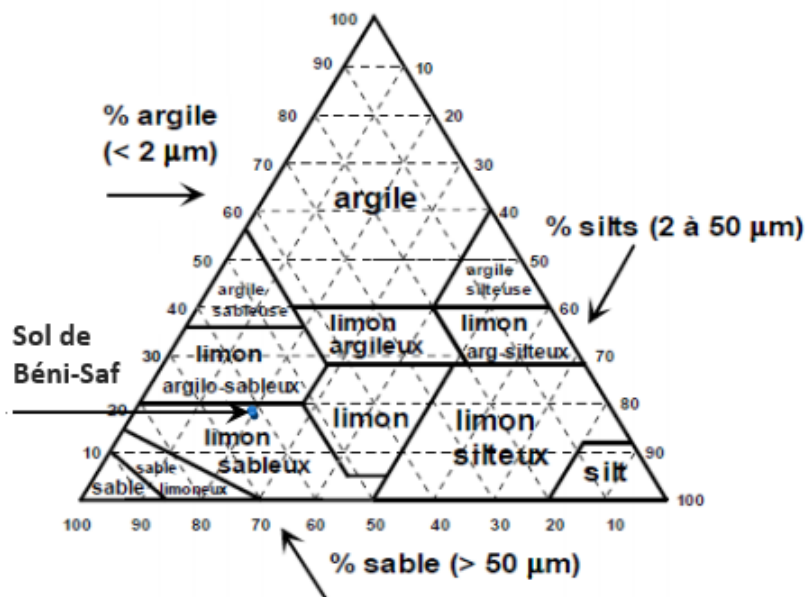


Figure 3.8 : Triangle de classification des sols fins.

3 CARACTERISATION MECANIQUE DU SOL DE BENI-SAF

Pour différents modes de compactage : dynamique, statique à déplacement imposé et statique à force imposée, on a réalisé une série de mesures :

- La détermination de la résistance à la compression immédiatement après confection des échantillons et à différents âges de séchage.
- La détermination de la succion pour voir l'influence de la non saturation.
- La mesure du module d'élasticité.

Les protocoles expérimentaux de ces essais seront détaillés ci-après :

3.1 Résistance à la compression

Les essais d'écrasement ont été réalisés à l'aide d'une presse hydraulique équipée d'un capteur de force relié à une acquisition sur ordinateur ; avec une vitesse de 1mm/min. Le but de ces essais étant d'obtenir la résistance à la compression des échantillons de dimensions (H=116 mm ; D=101 mm pour les éprouvettes compactées dynamiquement et H=100mm ; D=50mm pour celles compactées statiquement). Les résistances sont mesurées immédiatement après compactage et après plusieurs jours de séchage au laboratoire où règne une température ambiante de 22°C. La procédure du montage expérimental est présentée sur la *figure 3.9*.



- a -

- b -

Figure 3.9 : Mesure de la résistance à la compression : **a** : échantillon compacté dynamiquement ; **b** : échantillon compacté statiquement

3.2 Mesure de la succion

Les valeurs de la succion en compactage ont été déterminées par la méthode du papier filtre selon la norme ASTM D 5298-10.

Pour avoir la valeur de la succion d'un échantillon de sol, on suit les étapes suivantes :

- On met le papier filtre à l'intérieur de l'échantillon lors du compactage. Cette éprouvette est ensuite paraffinée et laissée quelques jours jusqu'à équilibre entre la teneur en eau du sol et celle du papier (*figure 3.10.a*).
- Après avoir laissé l'échantillon quelques jours (4 à 7 jours), on récupère le papier filtre mis à l'intérieur de l'éprouvette et on mesure sa teneur en eau (*figure 3.10.b*).
- La teneur en eau obtenue est tirée à partir de la courbe d'étalonnage succion- teneur en eau du papier filtre de la norme ASTM D5298-10(*figure 3.10.c*). Elle est calculée en utilisant le papier filtre de type Whatman No. 42 à partir des équations (3.4) et (3.5). Selon la teneur en eau du papier filtre, la valeur de la succion est donnée par :

$$W_f < 45\% : S = 5.327 - 0.0779.W_f \quad (3.4)$$

$$W_f > 45\% : S = 2.412 - 0.0135.W_f \quad (3.5)$$

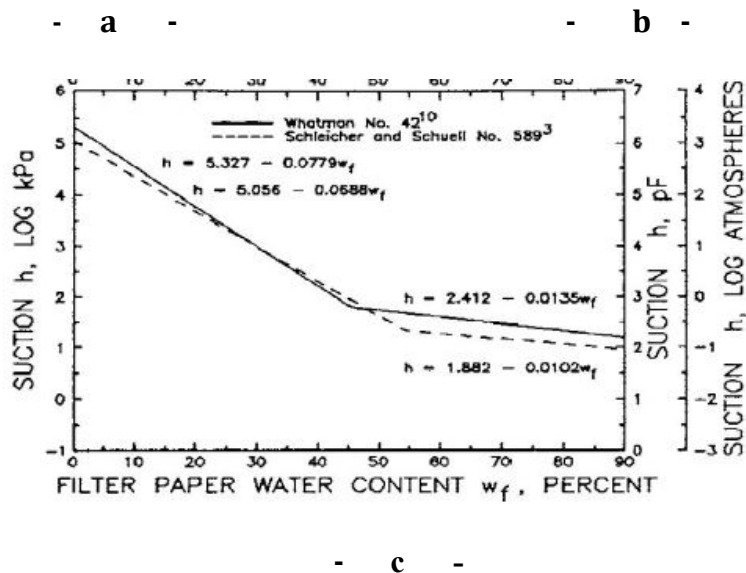


Figure 3.10 : Mesure de la succion par la méthode du papier filtre -a : échantillons mis à l'équilibre
 b : récupération du papier filtre – c : Courbe d'étalonnage succion- teneur en eau du papier filtre
 ASTM D5298-10

3.3 Mesure du module d'élasticité :

Le module d'élasticité ou module de Young noté (E) est la constante qui relie la contrainte de compression appliquée à l'échantillon et la déformation. Il a été mesuré en utilisant l'appareil ultrason. Le principe est de mesurer la vitesse du son à travers l'échantillon dont on connaît sa longueur et sa masse volumique. Le module d'élasticité E est déduit de la formule (3.6):

$$E = \frac{V^2 \rho (1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu} \quad (3.6)$$

E : module d'élasticité (GPa).

V : vitesse de propagation d'ondes (m.s⁻¹).

ρ : Densité du matériau (g.m^{-3}).

ν : coefficient de Poisson.

La *figure 3.11* montre le mode opératoire de l'essai.



Figure 3.11 : Utilisation de l'appareil ultrason pour la mesure du module de Young

4 CARACTERISATION DES ECHANTILLONS COMPACTES DYNAMIQUEMENT

4.1 Essais de compactage Proctor dynamique

Des essais de compactage Proctor dynamique ont été réalisés selon la norme NF P 94-093 afin de déterminer les caractéristiques à l'optimum pour trois énergies différentes (OPN, OPM, OPM+25 coups) dans le moule Proctor. Les résultats des essais sont montrés sur la *figure3.12*.

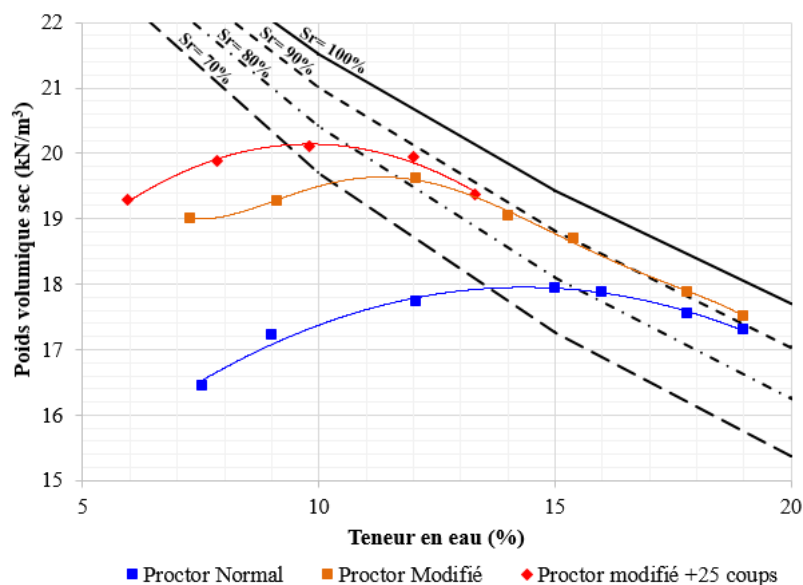


Figure 3.12 : Essais de compactage Proctor

Les résultats du compactage dynamique sont résumés dans le *tableau 3.3* ainsi que les résultats trouvés en appliquant les corrélations de Fleureau et al. (2002) en compactage Proctor normal et modifié. Les corrélations de Fleureau et al.(2002) se réfèrent à la limite de liquidité du sol. Elles sont présentées dans le *tableau 3.2* :

Tableau 3.2 : Les corrélations donnant les caractéristiques à l'optimum Proctor normal et modifié (Fleureau et al, 2002)

| Corrélations de Fleureau | Proctor normal | Proctor modifié |
|--------------------------|------------------------------|---------------------------------|
| $\gamma_{d, \max}$ | $21-0,113W_L+0,00024(W_L)^2$ | $20,56-0,086W_L+0,00037(W_L)^2$ |
| W_{opt} | $1,99+0,46W_L-0,0012(W_L)^2$ | $4,55+0,32W_L-0,0013(W_L)^2$ |

Tableau 3.3 : Tableau résumant les résultats du compactage dynamique.

| Compactage | OPN | OPM | OPM+25 coups |
|---|-------|-------|--------------|
| W_{opt} (%) | 15 | 12 | 10,5 |
| γ_{dmax} (kN/m³) | 18.0 | 19.7 | 20.1 |
| Sr à l'optimum (%) | 79 | 83 | 79 |
| W_{opt} (Fleureau et al 2002) (%) | 17.3 | 14.5 | / |
| γ_{dmax} (Fleureau et al 2002) (kN/m³) | 17.14 | 17.88 | / |

On remarque que :

- Le poids volumique sec maximal à l'OPM est nettement supérieur à celui de l'OPN (une augmentation de 10%). Alors qu'on n'a pas enregistré une grande augmentation du poids volumique sec maximal dans le cas du compactage à l'énergie Proctor modifié + 25 coups (1.5% par rapport à celle de l'OPM).
- Les teneurs en eau optimales se décalent vers le côté sec en augmentant l'énergie de compactage.
- Les corrélations établies par Fleureau et al.(2002) servent à avoir les caractéristiques du sol en compactage Proctor d'une manière simplifiée. Cependant, la différence notée entre les résultats trouvés en compactage et ceux calculés en utilisant les corrélations peuvent être due à la nature minéralogique du sol de Béni-Saf. Une différence de teneur en eau en compactage Proctor Normal de 13% plus faible par rapport à celle donnée par la corrélation et 17% en énergie Proctor modifié. Pour ce qui est de la densité sèche, elle de 5% plus faible que la densité calculée par la corrélation de Fleureau et al. (2002) en Proctor Normal et 9% en compactage Proctor modifié.

4.2 Caractéristiques de compactage du sol interprétées en degré de saturation

Classiquement, les essais de compactage sont représentés dans le plan densité-teneur en eau. Les courbes de compactage ainsi représentées sont paramétrées en fonction de l'énergie de compactage comme on vient de le constater pour notre matériau d'étude (figure 3.12). L'énergie de compactage étant un paramètre difficile à cerner sur le terrain, (Tatsuoka, 2015 ; Tatsuoka et Gomes Correia, 2018), ont proposé une approche qui permet de s'affranchir de l'énergie de compactage. Il s'agit de remplacer la teneur en eau par le degré de saturation et de définir un degré de compactage qui est le rapport entre la densité à une énergie donnée et la densité maximale correspondant à la même énergie.

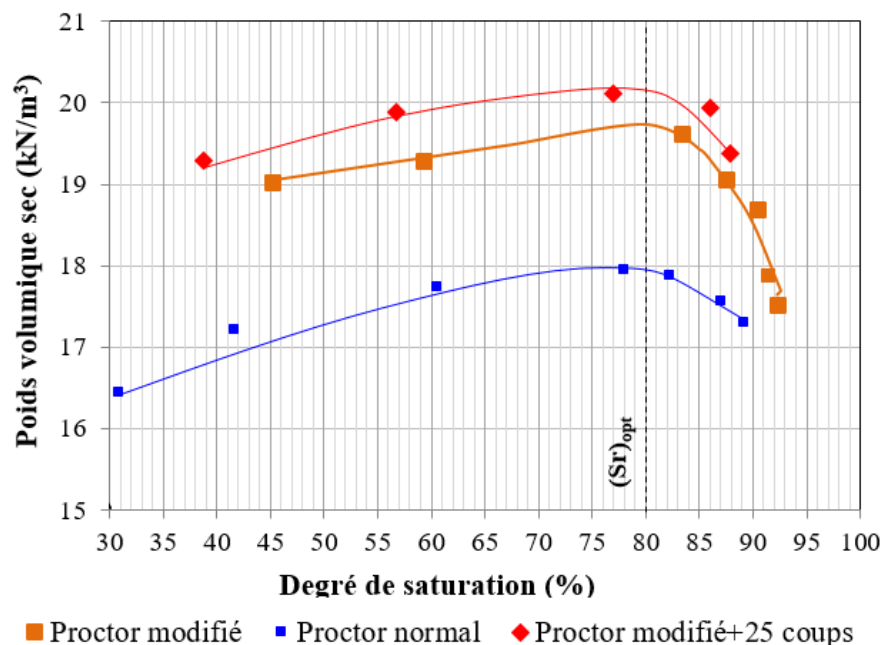


Figure 3.13 : Courbes de compactage Proctor dans un plan $\rho_d - S_r$

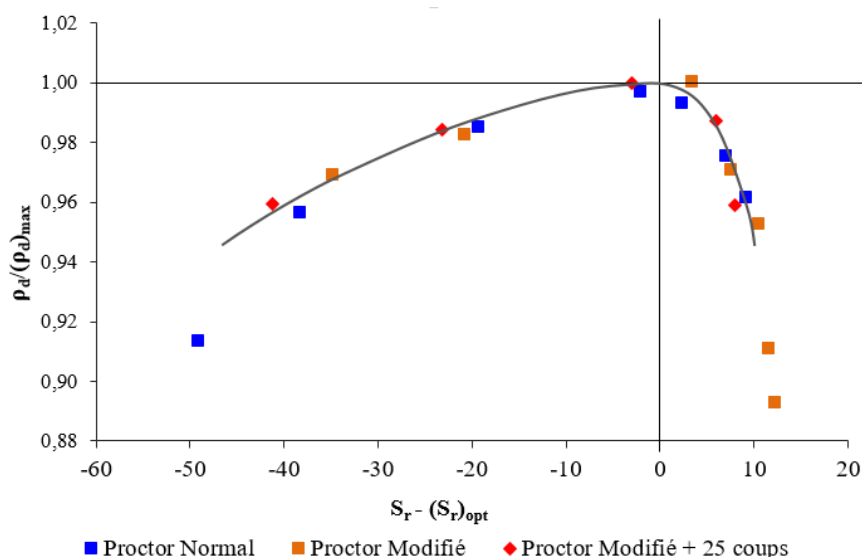


Figure 3.14 : La relation $\rho_d/(\rho_d)_{max}$ en fonction de $S_r - (S_r)_{opt}$

Nous avons retracé sur la *figure 3.13* les courbes de la densité sèche en fonction du degré de saturation pour les différentes énergies de compactage. Les courbes obtenues présentent la même allure, des courbes en cloche superposées avec des $(\rho_{d\ max})$ qui correspondent à un même degré de saturation optimal S_{ropt} qui est de 80% pour le sol de Béni Saf.

D'autre part, la relation (ρ_d / ρ_{dmax}) en fonction de $(S_r - S_{ropt})$ qui est une relation indépendante de l'énergie de compactage est présentée dans la *figure 3.14*. L'ensemble des points se regroupent sous une même courbe quel que soit leur énergie de compactage. Cette courbe, qualifiée de courbe de compactage unifiée, peut servir à contrôler le compactage de ce sol en se basant sur le degré de saturation atteint sans avoir recours à déterminer l'énergie de compactage utilisée sur le terrain. Ces résultats rejoignent ceux trouvés par (Tatsuoka, 2015 ; Tatsuoka et Gomes Correia, 2018, Lachgueur et al, 2021).

4.3 Résistances à la compression

4.3.1 Résultats de résistance à la compression en compactage dynamique

Elle est mesurée selon le protocole décrit dans le présent chapitre au paragraphe 3.1. Les résultats des écrasements sont présentés dans le *tableau 3.4*. L'évolution de la résistance à la compression en fonction du temps de séchage est tracée dans le graphe de la *figure 3.15*.

- D'après la *figure 3.15*, la résistance à la compression augmente au cours du séchage de l'éprouvette avant d'atteindre un palier après stabilisation de la teneur en eau.
- La résistance à la compression augmente avec l'augmentation de l'énergie de compactage. La résistance des échantillons compactés à l'OPM et OPM+25coups est nettement supérieure à celle de l'OPN.

Tableau 3.4 : Résistances à la compression des échantillons compactés dynamiquement.

| Compactage | OPN | OPM | OPM+25 coups |
|---|-------------|-------------|--------------|
| Résistances à la compression immédiates | | | |
| W (%) | 15.23 | 11.92 | 10.62 |
| γ_d (kN/m ³) | 17.93 | 19.84 | 20.07 |
| Rc_{immédiate} (MPa) | 0.12 | 0.36 | 0.64 |
| Résistances à la compression après 7 jours de séchage | | | |
| W _{finale} (%) | 1.70 | 1.73 | 2.26 |
| $\gamma_{d, finale}$ (kN/m ³) | 17.76 | 19.48 | 19.80 |
| Rc_{7j} (MPa) | 1.43 | 1.43 | 1.69 |
| Résistances à la compression après 14 jours de séchage | | | |
| W _{finale} (%) | 1.87 | 1.65 | 1.66 |
| $\gamma_{d, finale}$ (kN/m ³) | 17.69 | 19.39 | 19.14 |
| Rc_{14j}(MPa) | 1.46 | 2.39 | 2.80 |
| Résistances à la compression après 21 jours de séchage | | | |
| W _{finale} (%) | 2.00 | 2.25 | 1.13 |
| $\gamma_{d, finale}$ (kN/m ³) | 17.41 | 18.67 | 19.64 |
| Rc_{21j} (MPa) | 1.5 | 3.24 | 3.08 |
| Résistances à la compression après 28 jours de séchage | | | |
| W _{finale} (%) | 1.65 | 1.45 | / |
| $\gamma_{d, finale}$ (kN/m ³) | 17.34 | 19.02 | / |
| Rc_{28j}(MPa) | 1.57 | 3.5 | / |

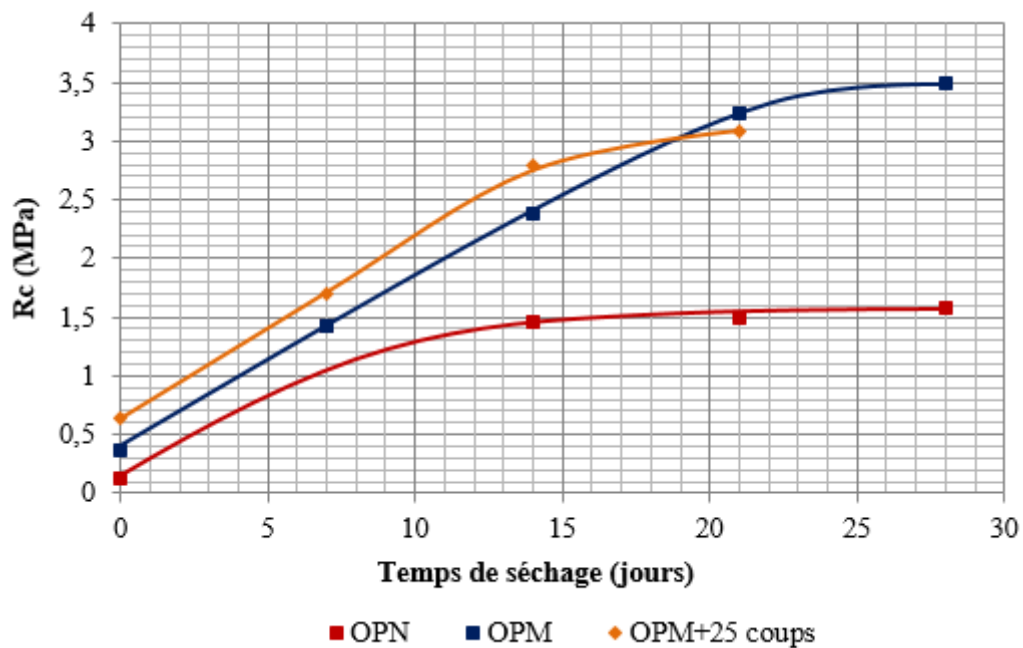


Figure 3.15 : Evolution de la résistance à la compression en fonction du temps de séchage

Remarque : Il faut noter la difficulté de démoulage des échantillons compactés à l'énergie Proctor modifié + 25 coups. Les échantillons démoulés présentent des fissures longitudinales en raison de la grande énergie de compactage qui a engendré une augmentation du frottement entre le sol et le moule.

4.3.2 Courbes d'écrasement

L'ensemble des courbes d'écrasement pour les échantillons compactés dans un compactage Proctor ont été rassemblées dans la *figure 3.16*. Ces courbes rejoignent l'allure des courbes type contrainte-déformation qui sont constituées de trois parties, la première représente le réarrangement des grains nécessitant de faibles contraintes. Une deuxième partie linéaire là où la force augmente en fonction du temps. Elle atteint sa valeur maximale et elle chute après la rupture de l'éprouvette dans la troisième partie.

On remarque que plus on sèche les échantillons leur comportement vis-à-vis de la compression devient de plus en plus fragile. Donc ils atteignent la phase de rupture avant les échantillons soumis à l'essai juste après compactage.

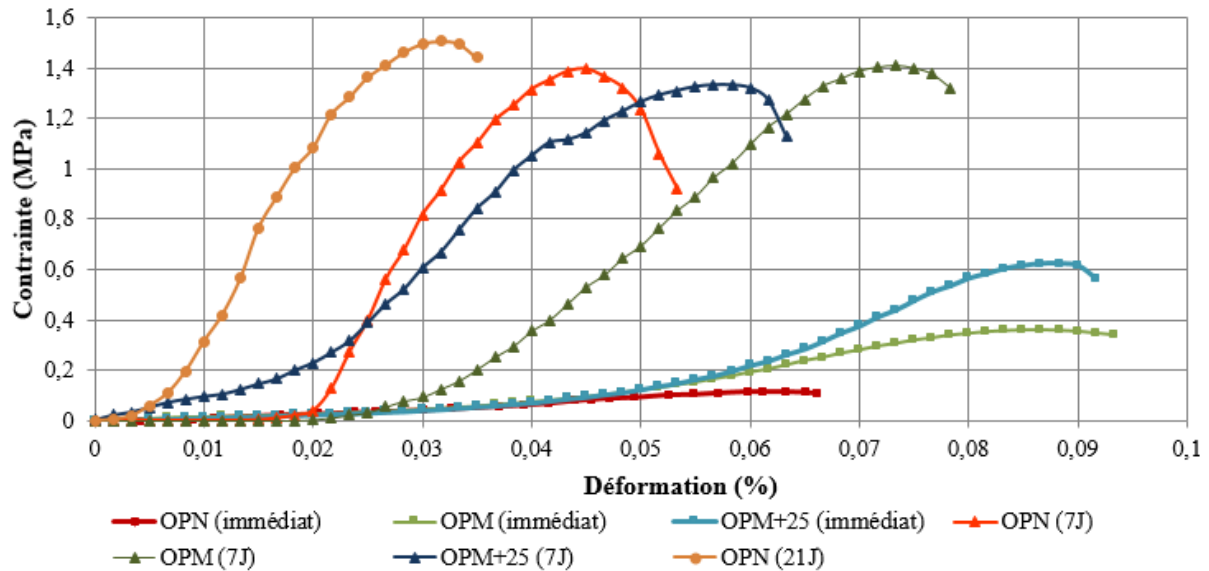
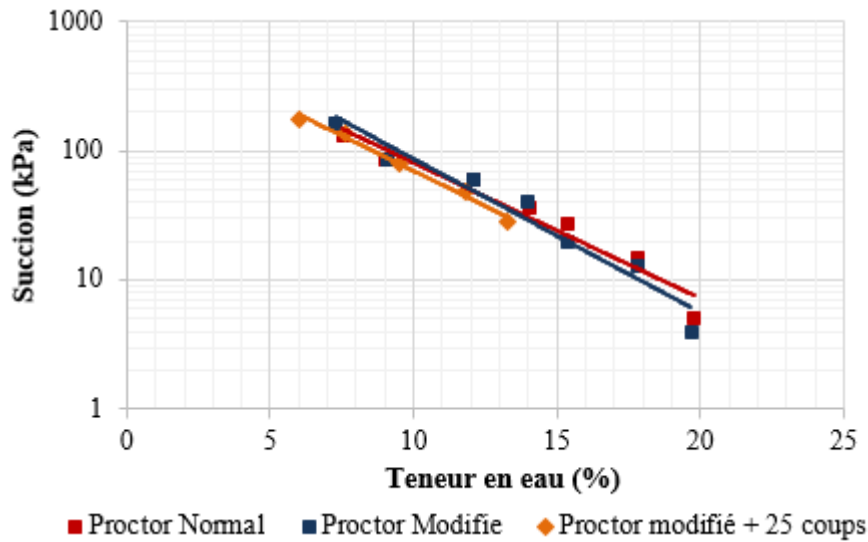


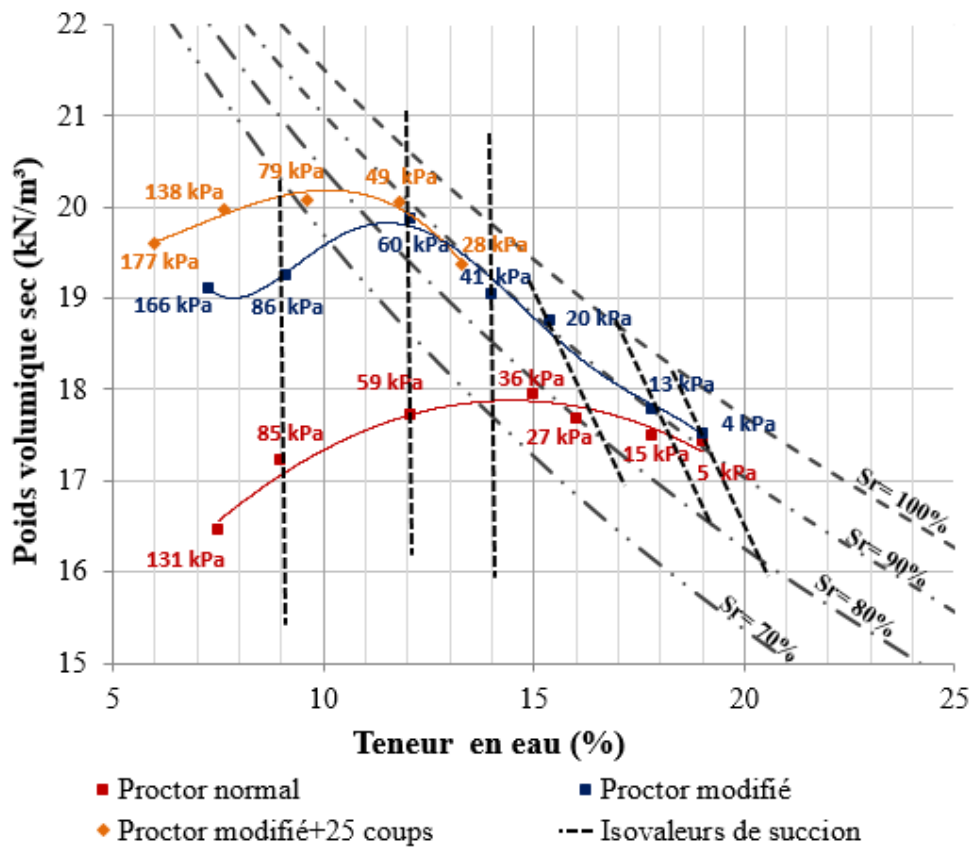
Figure 3.16 : Courbes d'écrasement des échantillons ayant subi un compactage dynamique

4.4 La succion

La *figure 3.17* représente les valeurs de succion des échantillons de sol compacté. Ces valeurs sont déterminées par la méthode du papier filtre selon les étapes décrites dans le paragraphe 3.2.



-a-



-b-

Figure 3.17 : La suction en compactage dynamique.
a : Suction en fonction de la teneur en eau **b** : Valeurs de suction aux différents points de la courbe Proctor et isovaleurs de suction

- On remarque sur la *figure 3.17.a* que la succion diminue avec l'augmentation de la teneur en eau initiale du sol compacté.
- On remarque aussi que les succions enregistrées en compactage Proctor normal, modifié et celui modifié +25 coups sont très rapprochées.
- La *figure 3.17.b* montre des courbes verticales d'iso-valeurs de succion du côté sec (à gauche de l'optimum) et des courbes légèrement inclinés du côté humide. Ceci est conforme aux résultats de (Gens et al, 1995 ; Li, 1995 ; Romero, 1999 ; Cui et al, 2003 ; Andrianatrehina, 2016).
- Les succions mesurées sont de 60 kPa à l'OPM et de 36 kPa à l'OPN. Ces valeurs sont similaires à celles trouvées par (Li, 1995) 50 kPa à l'OPN pour un limon peu plastique ($W_L = 26\%$, $W_P = 19$, $32\% < 2 \mu\text{m}$). Aussi pour le sable argileux de La Verne ($W_L = 36\%$, $W_P = 17$, $3\% < 2 \mu\text{m}$) étudié par (Delage et al, 2000) avec une succion de 30 kPa. Les résultats de succion du limon Livet-Gavet ($W_L = 30\%$; $4\% < 2 \mu\text{m}$) trouvés par (Andrianatrehina, 2016) en compactage Proctor normal montrent une cohérence avec les résultats trouvés pour le tuf brut rapportés sur la *figure 3.15* avec une succion à l'OPN de 48 kPa.

4.5 Le module d'élasticité (E)

La *figure 3.18* représente la variation des valeurs du module d'élasticité (E) en fonction de la teneur en eau. On a obtenu ces résultats en utilisant l'appareil de mesures ultrason selon le protocole décrit dans le paragraphe 3.3.

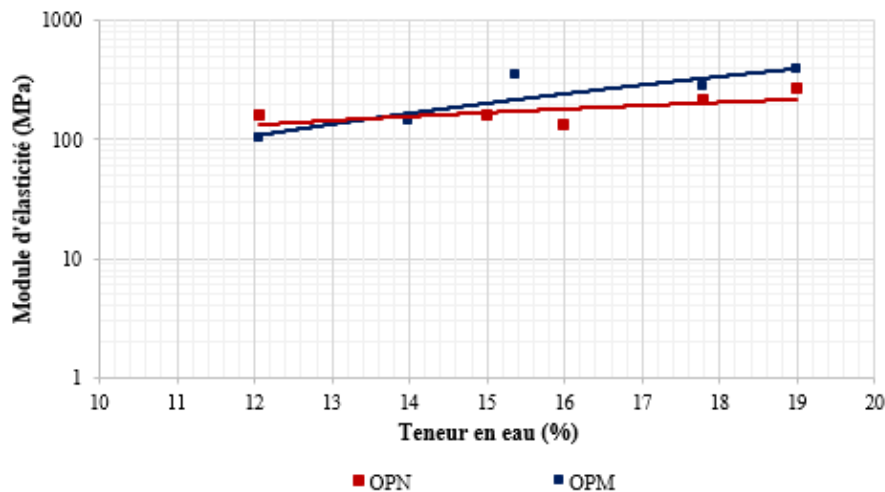


Figure 3.18 : Le module d'élasticité du sol compacté à l'OPM et l'OPN

- On remarque sur la *figure 3.18* que la variation du module d'élasticité est légèrement influencée par la teneur en eau initiale. En effet, on note une légère augmentation du module de Young avec l'augmentation de la teneur en eau avec une certaine dispersion des points ce qui est dû à la difficulté de la détermination du module E avec précision.

- Pour les échantillons compactés à l'énergie Proctor modifié +25 coups les résultats du module d'élasticité sont très dispersés ce qui est dû à l'état de l'échantillon qui présente des fissures donc une certaine hétérogénéité de l'éprouvette.
- En ce qui concerne l'énergie de compactage, les résultats obtenus montrent que cette dernière n'affecte pas le module d'élasticité des échantillons qui n'ont pas subi un séchage (juste après démoulage).

5 CARACTERISATION DES ECHANTILLONS COMPACTES STATIQUEMENT A DEPLACEMENT IMPOSE

5.1 Essais de compactage statique à déplacement imposé

On a effectué ce type de compactage en introduisant une masse calculée à partir des résultats de compactage dynamique pour les différentes énergies (Proctor normal et modifié).

Le protocole expérimental suivi pour la confection des échantillons compactés statiquement est détaillé ci-après :

- On calcule la masse du sol à mettre dans le moule qui nous permet d'avoir un échantillon cylindrique ($H=100$ mm ; $D=50$ mm) à partir de la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale tirés du compactage Proctor dynamique soient M_{PN} pour Proctor normal et M_{PM} pour Proctor modifié.
- On prépare une quantité de sol mélangée à la teneur en eau optimale Proctor.
- On prend une masse MPN ou MPM du sol mélangé et on l'introduit dans le moule de compactage statique. Le sol est compacté ensuite avec une vitesse de 1mm/min jusqu'à avoir un échantillon de 100 mm de hauteur.
- Après démoulage, l'échantillon est séché à l'aire libre (température environ 22°C et une humidité d'environ 65%).

Le protocole de compactage utilisé est montré sur la *figure3.19*.



Figure 3.19 : Essais de compactage statique

5.2 Résistances à la compression

5.2.1 Résultats de résistance à la compression en compactage statique

On a réalisé une série d'essais d'écrasement pour obtenir la résistance à la compression des échantillons immédiatement après compactage statique à une densité sèche ciblée et après plusieurs jours de séchage au laboratoire à une température ambiante de 22°C. Ces essais ont été réalisés à une vitesse de 1 mm / min. Ces résultats sont présentés dans le *tableau 3.5*. L'évolution de la résistance à la compression en fonction du temps de séchage est tracée dans le graphe de la *figure 3.20*.

Tableau 3.5 : Tableau des résistances à la compression des échantillons compactés statiquement.

| Compactage | OPN | OPM |
|---|-------------|-------------|
| Résistances à la compression immédiates | | |
| W (%) | 14.34 | 11.77 |
| γ_d (kN/m ³) | 17.95 | 18.84 |
| R_{c, immédiate}(MPa) | 0.11 | 0.51 |
| Résistances à la compression après 7 jours de séchage | | |
| W _{finale} (%) | 2.06 | 1.92 |
| $\gamma_{d, finale}$ (kN/m ³) | 17.96 | 19.16 |
| R_{c7j}(MPa) | 1.73 | 3.16 |
| Résistances à la compression après 14 jours de séchage | | |
| W _{finale} (%) | 1.89 | 1.21 |
| $\gamma_{d, finale}$ (kN/m ³) | 17.72 | 19.12 |
| R_{c14j}(MPa) | 1.83 | 3.42 |
| Résistances à la compression après 21 jours de séchage | | |
| W _{finale} (%) | 2.03 | 2.09 |
| $\gamma_{d, finale}$ (kN/m ³) | 17.52 | 19.04 |
| R_{c21j}(MPa) | 1.87 | 3.57 |
| Résistances à la compression après 28 jours de séchage | | |
| W _{finale} (%) | 1.57 | 0.71 |
| $\gamma_{d, finale}$ (kN/m ³) | 17.45 | 19.11 |
| R_{c28j}(MPa) | 1.91 | 3.55 |

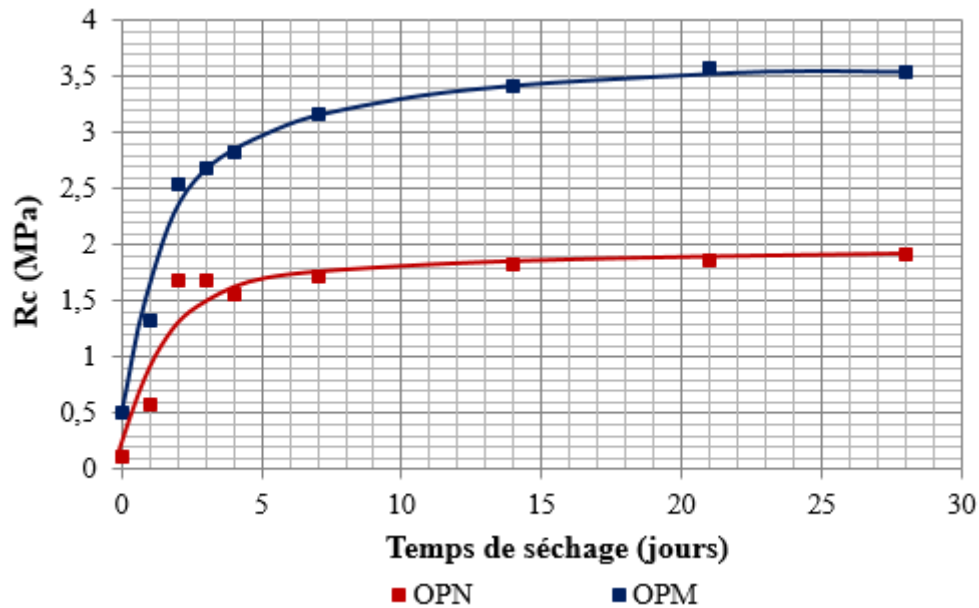
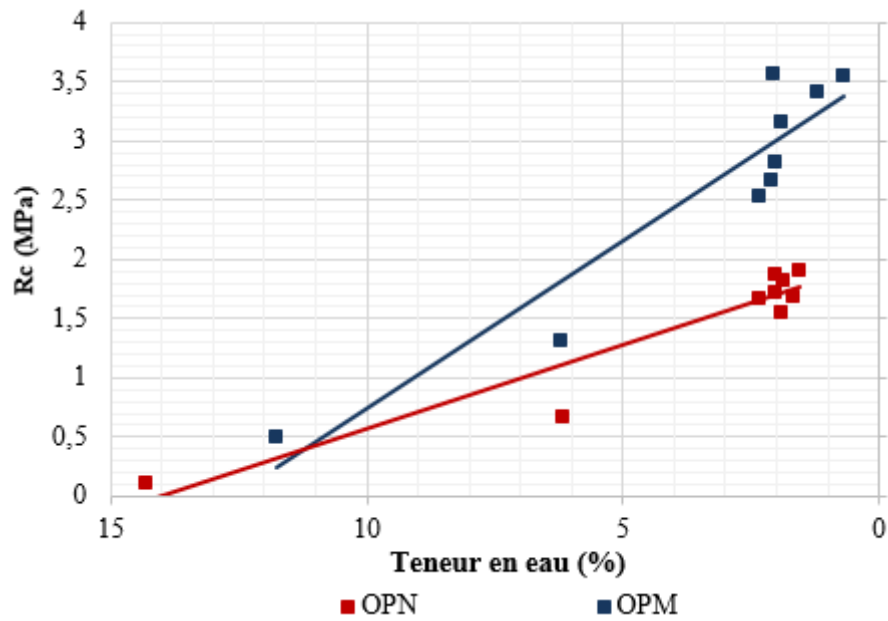
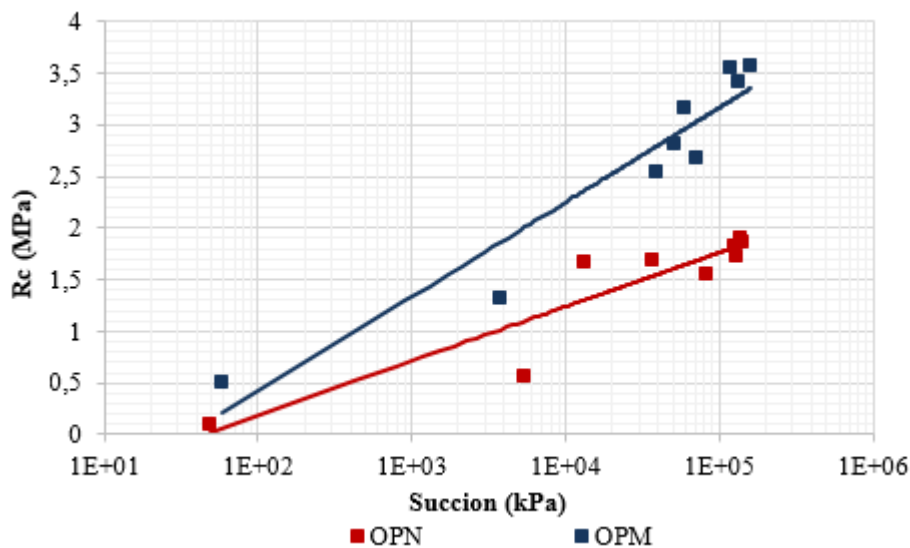


Figure 3.20 : Evolution de la résistance à la compression des échantillons de sol compactés statiquement en fonction du temps de séchage

- On remarque que la résistance à la compression augmente au cours du séchage pour les échantillons compactés statiquement jusqu'à l'optimum OPN et OPM. L'augmentation est quasi-linéaire dans les trois premiers jours. Elle atteint un palier après 7 jours de séchage pour les échantillons compactés à l'OPN et 14 jours pour le cas des éprouvettes compactées à l'OPM.
- La résistance à la compression pour les éprouvettes compactées jusqu'à la densité maximale OPM est nettement supérieure à celle des éprouvettes compactées jusqu'à la densité maximale OPN (presque deux fois plus grande).
- La diminution de la teneur en eau, due au séchage, conduit à une augmentation de la résistance à la compression, pour tous les échantillons étudiés. Ceci apparait clairement sur la *figure 3.21.a*.
- La résistance à la compression augmente avec l'augmentation de la succion pour le compactage à l'OPN et l'OPM comme le montre la *figure 3.21.b*. Cela peut être lié à une cohésion accrue entre les particules due à des forces capillaires accrues (Taïbi et al, 2009). On remarque aussi que la résistance à la compression a une relation linéaire avec le logarithme de succion (Bui et al, 2011).



-a-



-b-

Figure 3.21 : Evolution de la résistance à la compression des échantillons de sol compactés statiquement en fonction : **(a)** : la teneur en eau ; **(b)** : la succion

5.2.2 Courbes d'écrasement

L'ensemble des courbes d'écrasement (courbes contrainte-déformation) pour les échantillons compactés statiquement ont été rassemblées dans la *figure 3.22*. Ces courbes sont constituées d'une phase d'induction, une partie linéaire et d'une phase caractérisant la rupture de l'éprouvette.

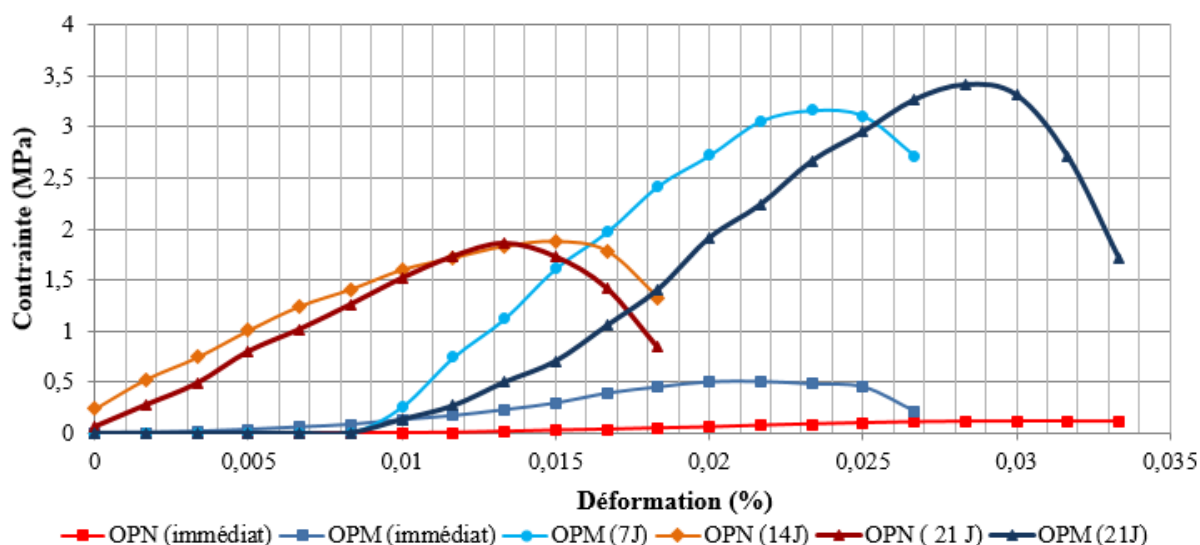


Figure 3.22 : Courbes d’écrasement des échantillons compacté statiquement

On remarque dans la *figure 3.22* que ce n’est pas le séchage des échantillons qui rend leurs comportements fragiles vis-à-vis la compression comme c’est le cas du compactage dynamique. En général, la rupture des échantillons aura lieu après une grande déformation donc un comportement plus ou moins ductile.

5.3 Succion

Les succions ont été mesurées en fonction du séchage des échantillons à l’aide de la méthode du papier filtre selon la norme ASTM D5298-10 présentée dans le paragraphe 3.2. Les résultats de ces essais sont montrés sur les *figures 3.23* et *3.24*.

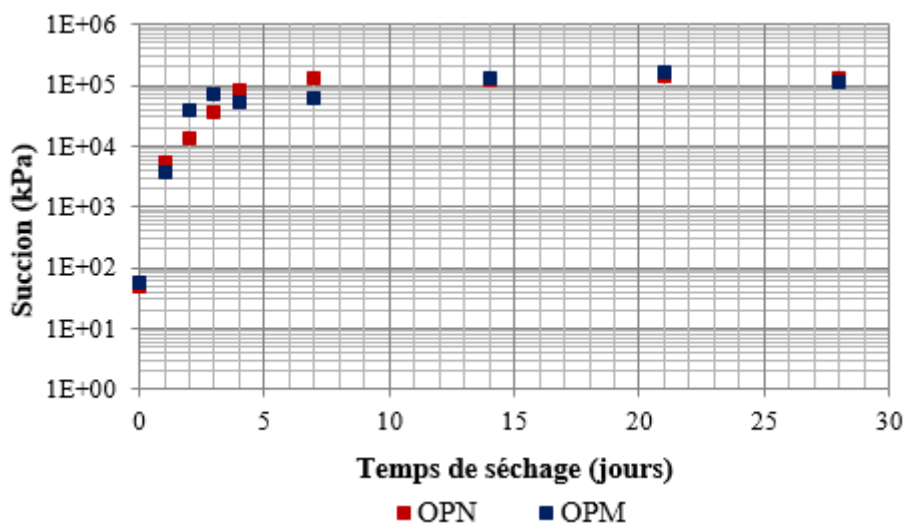


Figure 3.23 : La succion en compactage statique à déplacement imposé

Le séchage influe énormément sur la succion des échantillons compactés statiquement. En effet, on atteind des valeurs de 160 MPa de succion. Elle se stabilise ensuite et atteint un palier après 14 jours de cure. Une analogie a été notée entre la variation de la résistance à la compression en fonction du séchage et celle de la résistance à la compression. Par conséquent,

l'évolution de la résistance à la compression est directement liée à la succion des différents échantillons testés (*figures 3.23 et 3.24*).

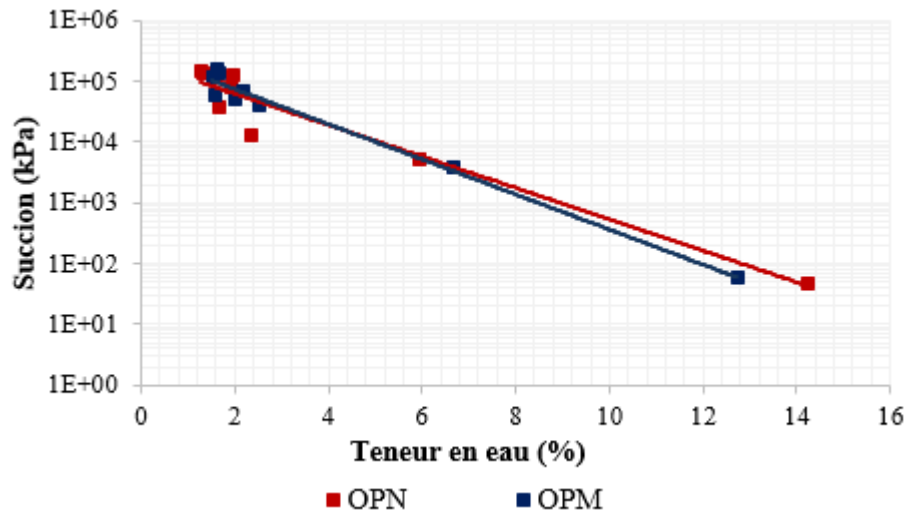
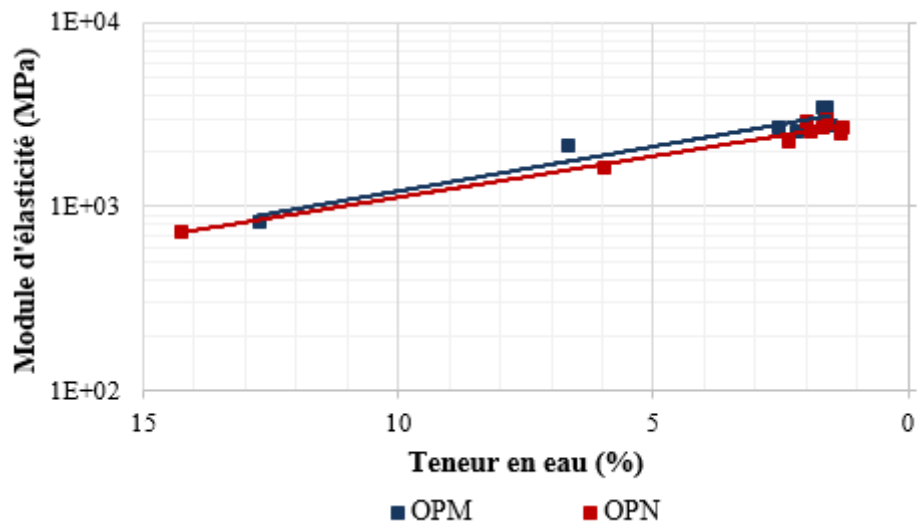


Figure 3.24 : La succion en fonction de la teneur en eau de séchage

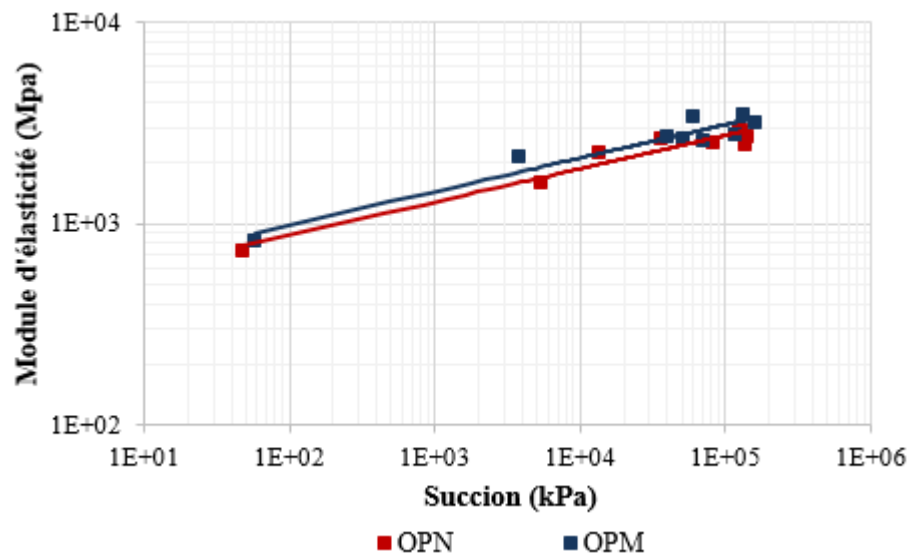
5.4 Module d'élasticité

La détermination du module d'élasticité des échantillons compactés statiquement a été réalisée par l'appareil ultrason d'une manière identique à celle utilisée en compactage dynamique. Les résultats obtenus pour ce paramètre sont tracés en fonction de la teneur en eau de l'éprouvette testée et en fonction de la succion aussi sur les graphes de la *figure 3.25*.

- Le temps de séchage influe sur le module d'élasticité des éprouvettes. Il atteint des valeurs jusqu'à 3500 MPa.
- Les courbes de la variation du module d'élasticité en fonction du séchage pour les échantillons compactés à l'OPM et à l'OPN sont pratiquement confondues. Donc l'influence du temps de séchage sur la variation du module d'élasticité est plus importante que celle de l'énergie de compactage.
- La *figure 3.25.a* montre que le module de Young augmente avec la diminution de la teneur en eau de l'échantillon au cours du séchage.
- Le module d'élasticité augmente avec l'augmentation de la succion due au séchage comme montré sur la *figure 3.25.b*.



- a -



-b-

Figure 3.25 : Variation du module d'élasticité durant le séchage :
 -a- en fonction de la teneur en eau ; -b- en fonction de la succion.

La *figure 3.26* présente l'évolution du module de Young en fonction du poids volumique humide.

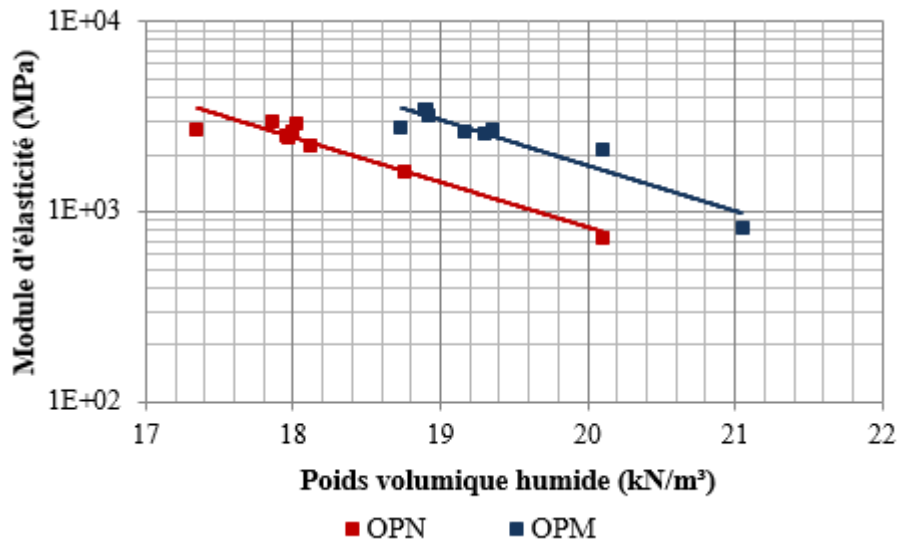


Figure 3.26 : Evolution du module d'élasticité en fonction du poids volumique humide

- On remarque sur cette figure que le module d'élasticité décroît avec l'augmentation du poids volumique humide.
- Les échantillons compactés à l'OPM sont plus rigides par rapport aux échantillons compactés à l'OPN. Ce qui rejoint les résultats trouvés par (Bruno et al, 2015) pour des briques de terre comprimés à 25 ; 50 et 100 MPa.

6 CARACTERISATION DES ECHANTILLONS COMPACTES STATIQUEMENT A FORCE IMPOSEE

6.1 Essais de compactage statique à force imposée

Ce type d'essai est réalisé en introduisant une masse donnée (400 g) de sol préparée à différentes teneurs en eau dans le moule. On compacte ensuite jusqu'à une contrainte donnée (4 MPa et 10 MPa). La densité sèche est calculée à partir de la hauteur de l'échantillon à la fin du compactage. On trace par la suite la courbe du poids volumique sec en fonction de la teneur en eau correspondante (le même principe de l'essai Proctor dynamique). Les résultats de ces essais sont montrés sur la *figure 3.27*.

6.1.1 Courbes de compactage à force imposée

Les résultats des essais de compactage à force imposée sont reportés sur la *figure 3.27*.

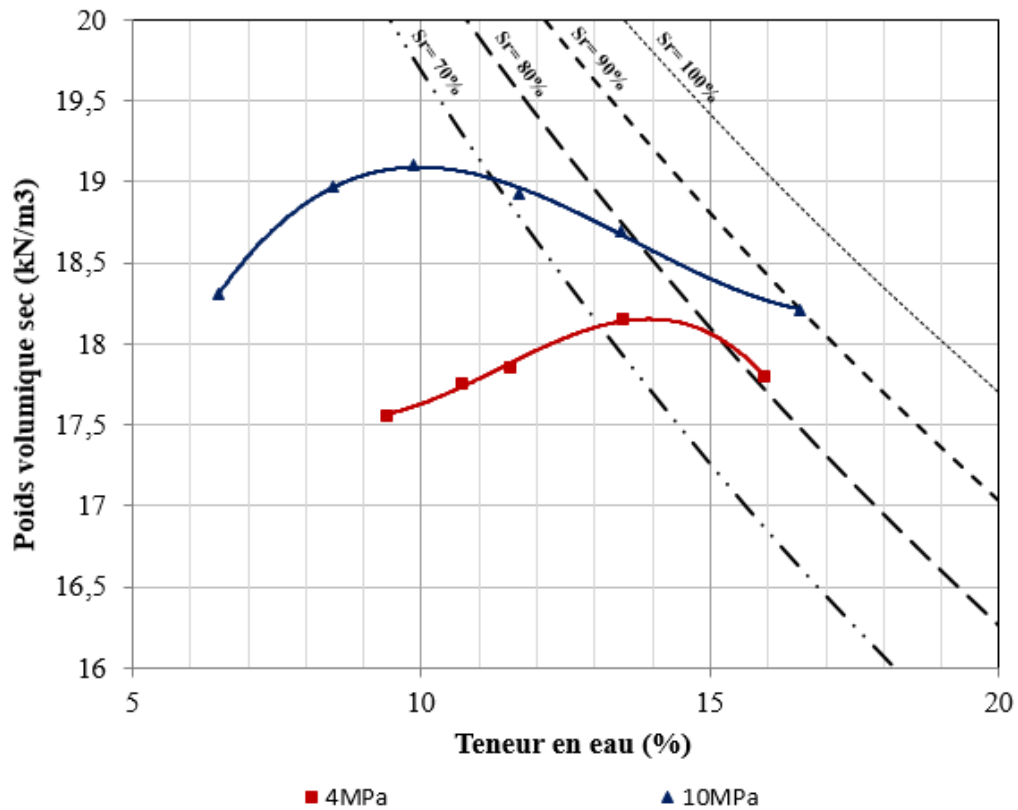


Figure 3.27 : Compactage statique à force imposée

- On remarque que la courbe de compactage statique en fonction de la teneur en eau est une courbe en cloche qui a la même allure que celle du Proctor.
- La teneur en eau optimale est décalée vers le côté sec en augmentant l'énergie de compactage de 4MPa à 10MPa.
- La densité sèche maximale en compactage à 10 MPa est plus grande que celle en compactage à 4MPa avec une différence d'environ 5%.

6.1.2 Succion

On a mesuré la succion des échantillons compactés statiquement à 4 et 10 MPa par la méthode du papier filtre. Les résultats de cette étude sont tracés sur les graphes de la *figure 3.28*.

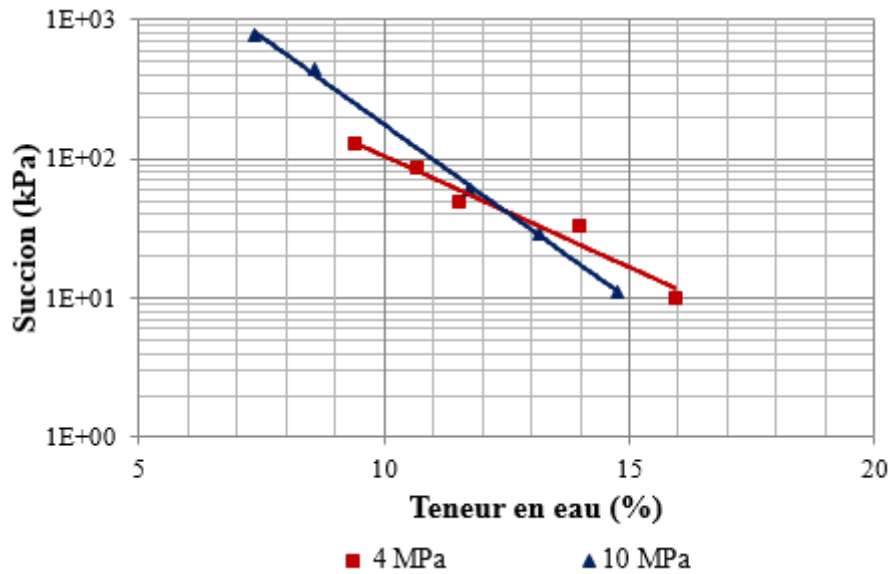


Figure 3.28 : La succion en compactage statique

- On remarque sur la *figure 3.28* que la succion diminue avec l'augmentation de la teneur en eau initiale du sol compacté. La relation entre la succion et la teneur en eau initiale est exponentielle.
- On remarque aussi que les succions enregistrées après compactage à 4MPa et celles après 10 MPa sont très proches.

6.1.3 Module d'élasticité pendant le compactage

Le compactage statique à 4 MPa et 10 MPa a été accompagné d'une série de mesures du module d'élasticité à l'aide de l'appareil ultrason. Les résultats obtenus sont tracés sur les courbes de la *figure 3.29*.

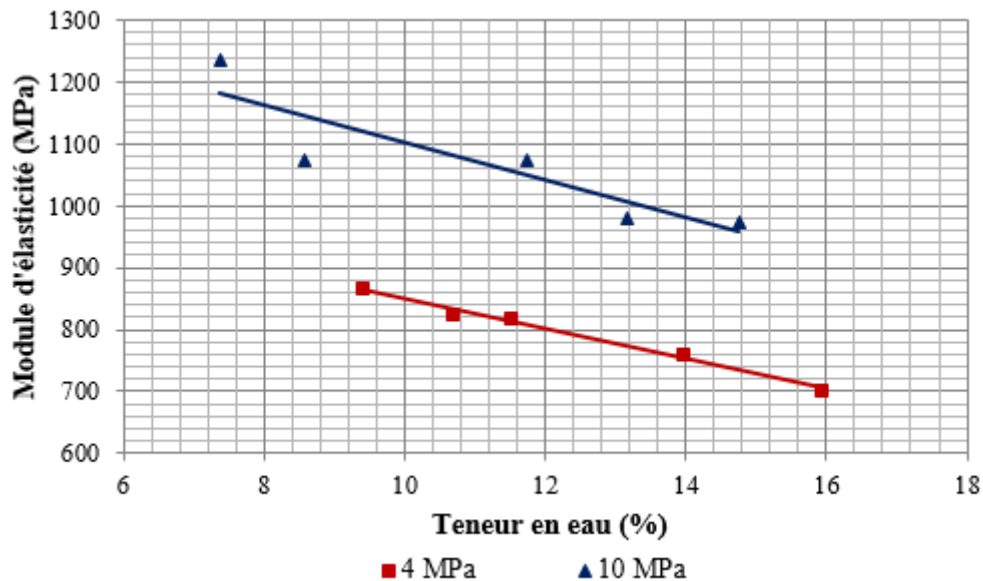


Figure 3.29 : Le module d'élasticité en compactage statique à force imposée

- On remarque sur la *figure 3.29* une diminution du module d'élasticité avec l'augmentation de la teneur en eau pour les deux énergies de compactage.
- On note aussi que les valeurs du module d'élasticité pour le compactage à 10 MPa sont plus grandes par rapport à celle de 4 MPa (différence de 25% à 30%).

6.2 Résistance à la compression

Les essais d'écrasement ont été menés conformément au protocole décrit dans le paragraphe 3.1. Les résultats obtenus ont été résumés sur la *figure 3.30*.

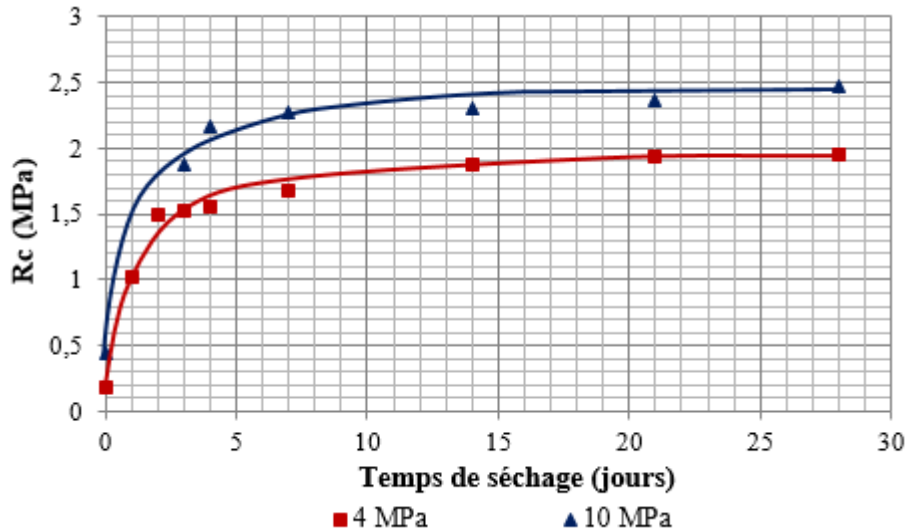


Figure 3.30 : Résistances à la compression des éprouvettes de sol compactées statiquement à force imposée

- La résistance à la compression augmente au cours du séchage jusqu'à atteindre un palier après 7 jours de séchage qui est un peu déstabilisé pour le cas du compactage à 10 MPa qui peut être justifié par la difficulté de démoulage à cette énergie.
- La résistance à la compression pour les éprouvettes compactées à 10 MPa est plus grande par rapport à celle des éprouvettes compactées à 4 MPa (environ 25% d'augmentation).
- La résistance à la compression augmente avec l'augmentation de la succion pour le compactage à 4MPa et 10MPa comme le montre la *figure 3.31*.

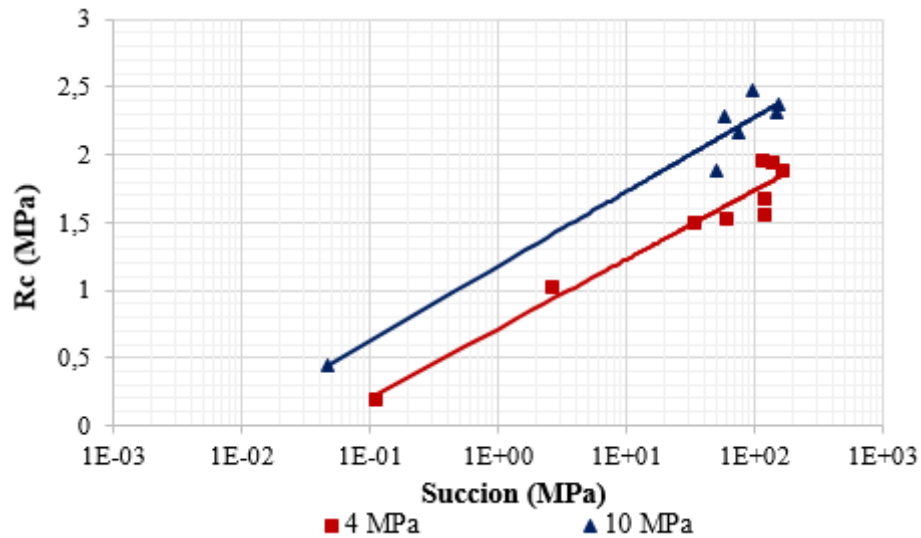


Figure 3.31 : Evolution de la résistance à la compression des échantillons de sol compactés statiquement en fonction de la succion

On remarque sur la *figure 3.31* que la résistance à la compression a une relation linéaire avec le logarithme de succion (Bui et al, 2011). Donc la résistance est proportionnelle à la succion de l'éprouvette de sol compacté. Mesure de succions suivant le temps de séchage

Les succions ont été mesurées en fonction du séchage des échantillons à l'aide de la méthode du papier filtre selon la norme ASTM D5298-10 présentée dans le paragraphe 3.2. Les résultats de ces essais sont montrés sur les *figures 3.32* et *3.33*.

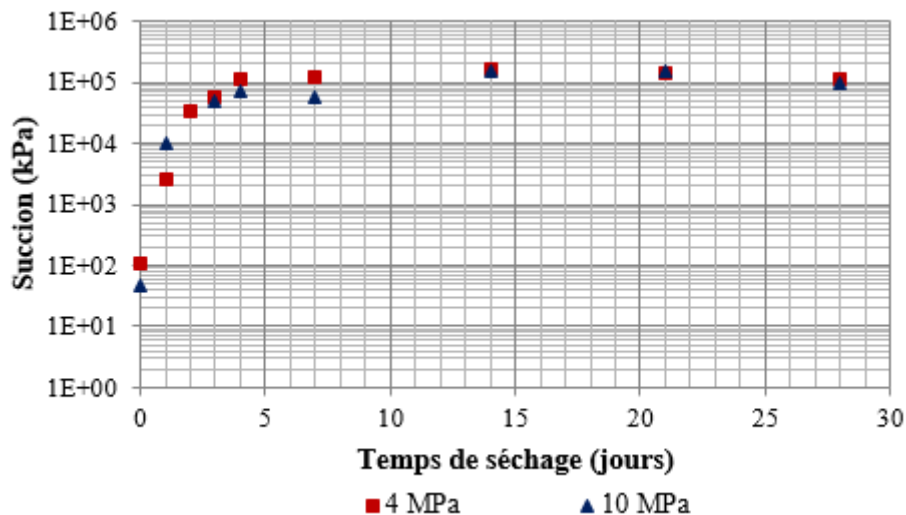


Figure 3.32 : Valeurs de succions suivant la durée de séchage des échantillons compactés statiquement avec force imposée

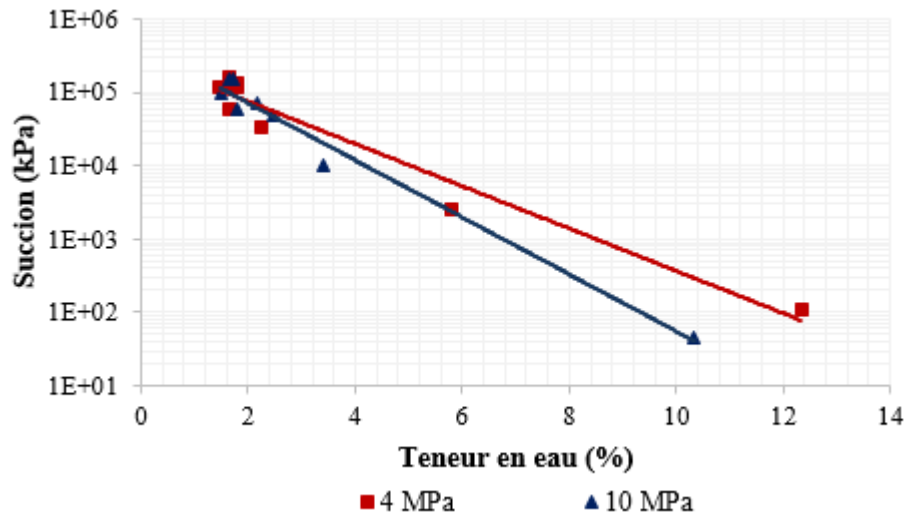
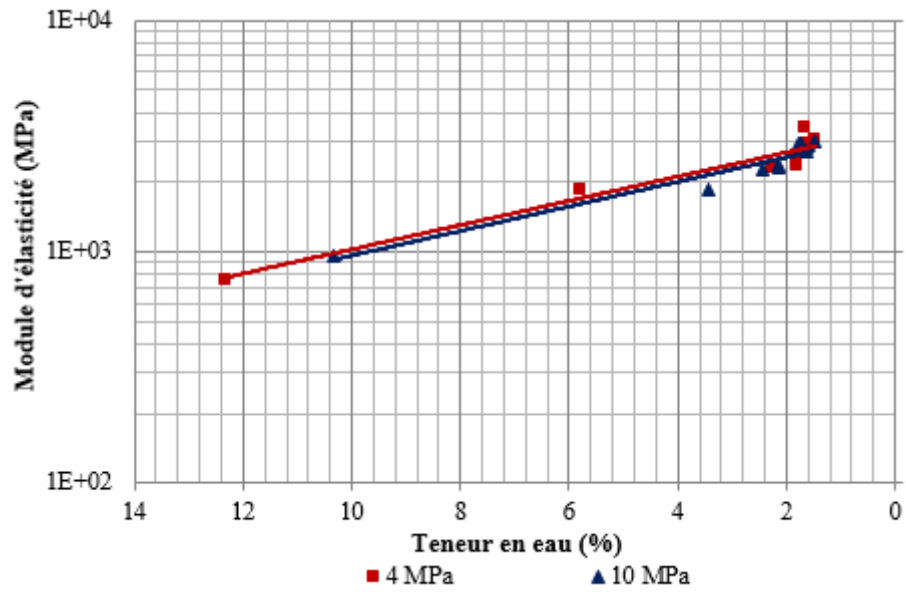


Figure 3.33 : La succion en compactage statique à force imposé

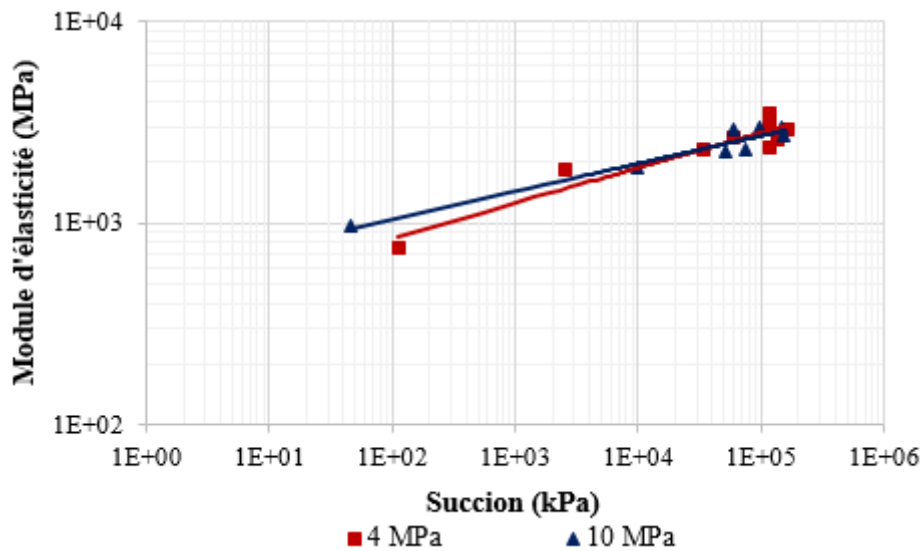
- On remarque que ces résultats sont similaires à ceux du compactage statique à l'OPN et l'OPM.
- On note pour les deux figures 3.32 et 3.33 que le temps de séchage influe énormément sur la succion des échantillons compactés statiquement à force imposée (On atteint des valeurs de 165 MPa de succion).
- Les deux courbes de succion en compactage à 4MPa et 10MPa sont pratiquement confondues. Donc l'influence du séchage sur la succion mesurée est plus significative que l'énergie de compactage.

6.3 Mesure du module d'élasticité au cours du séchage

Le module d'élasticité est contrôlé aux cours du séchage. Il a été déterminé au moyen de l'appareil ultrason et retracé sur les courbes de la figure 3.34.



- a -



- b -

Figure 3.34 : Variation du module d'élasticité durant le séchage :
 -a- en fonction de la teneur en eau ; -b- en fonction de la succion

- Le séchage influe sur le module d'élasticité des éprouvettes. Il atteint des valeurs jusqu'à 3500 MPa.
- Les courbes de la variation du module d'élasticité en fonction du séchage pour le compactage à 4 MPa et 10 MPa sont pratiquement confondues. Donc le module de Young est plus influencé par la teneur en eau de l'éprouvette que par l'énergie de compactage appliquée.
- Il est clair sur la *figure 3.34.a* que le module d'élasticité augmente avec la diminution de la teneur en eau, il est influencé donc par la variation de la succion (*figure 3.34.b*).

Les résultats du module d'élasticité sont retracés sur la *figure 3.35* dans un plan ($E - \rho_h$).

- On remarque sur cette figure 3.35 que le module d'élasticité décroît avec l'augmentation du poids volumique humide au cours du séchage.
- Les échantillons compactés à 10 MPa sont plus rigides par rapport aux échantillons compactés à 4 MPa.

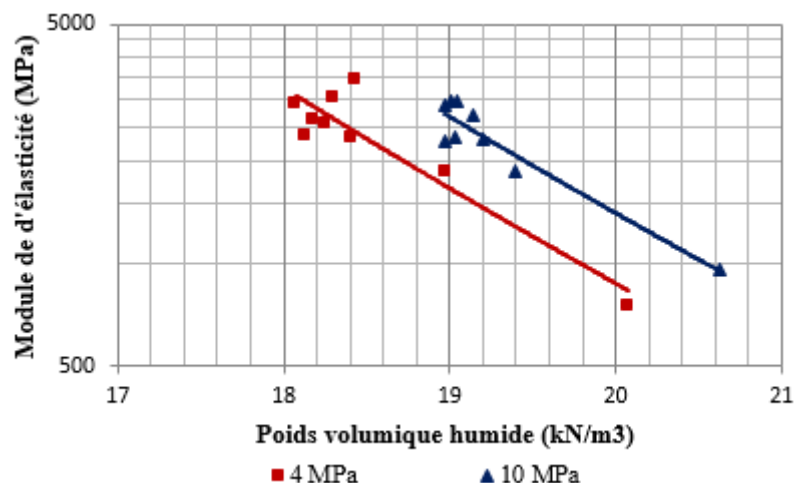


Figure 3.35 : Variation du module d'élasticité en fonction du poids volumique humide

7 CONCLUSION

Le sol de Béni-Saf est classé comme une grave argileuse suivant la classification LPC/USCS, avec une fraction fine ($< 2\mu\text{m}$) de l'ordre de 19% et des paramètres chimiques qui indiquent une très faible capacité de gonflement.

Ainsi, nous avons présenté à travers ce chapitre une caractérisation physique et chimique du matériau étudié pour la fabrication des briques de terre crue compactée.

Une série d'essais de compactage dynamique et statique à différentes conditions a été effectuée. Ces essais ont montré que ce sol n'a pas donné une bonne résistance à la compression immédiatement après compactage comparativement aux valeurs trouvées dans la littérature ; bien que ses caractéristiques physiques répondent aux exigences de la norme AFNOR XP P13-901. Cependant, ce sol se comporte bien en compression simple après séchage à l'air libre avec des résistances proches ou supérieures à celles de la littérature. Sachant que la résistance à la compression d'une brique de terre comprimée varie selon la nature de sol, la teneur en eau, l'énergie et le mode de compactage.

Ces essais ont montré aussi que la succion est un paramètre principal qui influe sur le comportement mécanique de la terre crue compactée en termes de résistance à la compression ainsi que le module d'élasticité quelque soient les conditions de compactage.

EFFET DU TRAITEMENT AUX LIANTS SUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE DE LA TERRE CRUE COMPACTEE

1 INTRODUCTION

Le traitement aux liants des briques de terre pour les constructions durables, nécessite à avoir un compromis entre les performances mécaniques recherchées notamment la tenue à l'eau de la brique et l'impact environnemental. Les briques de terre crue, ne résistent pas en général aux intempéries. Ainsi, la durabilité des ouvrages construit en terre est redoutée. Elles sont vouées à de sérieux problèmes de stabilité est d'usure en présence d'un taux d'humidité important, surtout dans les pays à forte pluviométrie.

Bien que l'ajout de ciment et/ou de chaux améliore le comportement mécanique de la terre crue compactée, mais cette amélioration dépend de plusieurs paramètres :

- La nature du sol et la quantité d'argile contenue.
- Les paramètres de compactage (mode de compactage, énergie et teneur en eau).
- Le dosage en liant (ciment et chaux).
- Les conditions de cure (température, humidité et le temps de séchage).

Nous cherchons à travers ce travail d'améliorer le comportement mécanique de la brique de terre crue et surtout de répondre aux exigences de durabilité tout en limitant la quantité du liant à rajouter. Ainsi, nous visons à déterminer le liant qui permet de mieux traiter la terre destinée à la fabrication des briques parmi les deux ajouts utilisés qui sont le ciment et la chaux aérienne.

2 METHODOLOGIE DE CARACTERISATION MECANIQUE DE LA TERRE STABILISEE

Pour différents modes de compactage : dynamique, statique à déplacement imposé et statique à force imposée, on a réalisé une série de mesures. Ces mesures consistent dans :

- La détermination de la résistance à la compression immédiatement après confection des échantillons (pour le compactage dynamique) et à différents âges de séchage (pour le compactage statique).
- La détermination de la succion pour voir l'influence de la non saturation.
- La mesure du module d'élasticité.

Les protocoles expérimentaux de ces essais sont ceux utilisés pour la caractérisation mécanique de la terre crue compactée qui sont détaillés dans le chapitre III (paragraphe 3.1, paragraphe 3.2 et 3.4).

3 COMPORTEMENT MECANIQUE DE LA BRIQUE DE TERRE TRAITEE A LA CHAUX

La stabilisation chimique à la chaux des briques de terre comprimée est une technique traditionnelle très ancienne qui permet d'améliorer la durabilité du matériau en améliorant sa sensibilité à l'eau. Ainsi que sa résistance à la compression par ses réactions chimiques avec les éléments contenus dans le sol (Mallela et al, 2004 ; Sore, 2013).

Le traitement du sol à la chaux est économique, en raison de son prix et son processus de fabrication. Il est aussi environnemental puisqu'il contribue dans la diminution du taux de CO₂ dans l'air pendant le processus de carbonatation d'une part (Wang, 2016). D'autre part, la calcination du carbonate de calcium se produit à une température inférieure à la température nécessaire à la clinkerisation pour la fabrication du ciment. Par conséquent, son procédé est moins énergivore.

A travers ce chapitre, les résultats d'une série d'essais seront présentés pour voir l'effet de la stabilisation à la chaux sur les caractéristiques physiques et mécaniques de la terre comprimée.

3.1 Origine de la chaux

La chaux vive résulte de la calcination d'un carbonate et celle ayant subi une hydratation est appelée chaux éteintes. Pour le cas de cette étude on a utilisé une chaux aérienne vive provenant de la carrière de BMSD à Hasasna, dans la ville de

Saida qui se situe au nord-ouest de l'Algérie. Son activité principale est l'extraction de calcaire et sa transformation.

3.2 Caractérisation des échantillons stabilisés à la chaux compactés dynamiquement

3.2.1 Essais de compactage Proctor dynamique

Des essais de compactage Proctor dynamique ont été réalisés sur le tuf de Béni-Saf (noté T) selon la norme NF P 94-093 afin de déterminer les caractéristiques aux optimums pour deux énergies différentes, à savoir le Proctor Normal (noté PN) et le Proctor Modifié (noté PM). Des essais similaires ont été effectués sur le tuf stabilisé à 4% (noté TCH4) et 6% de chaux (noté TCH6). Les résultats obtenus sont présentés sur la *figure 4.1* avec une synthèse donnée dans le *tableau 4.1*.

Tableau 4.1 : Résultats du compactage dynamique Proctor de la terre crue et traitée à la chaux.

| Compactage | T-PN | T-PM | TCH4-PN | TCH4-PM | TCH6-PN | TCH6-PM |
|--|------|------|---------|---------|---------|---------|
| W_{opt} (%) | 15 | 12 | 14 | 10.5 | 13 | 10 |
| $\gamma_{d, max}$ (kN/m ³) | 18.0 | 19.9 | 17.2 | 18.8 | 16.9 | 18.6 |
| S_r à l'optimum (%) | 77 | 86 | 65 | 60 | 55 | 60 |

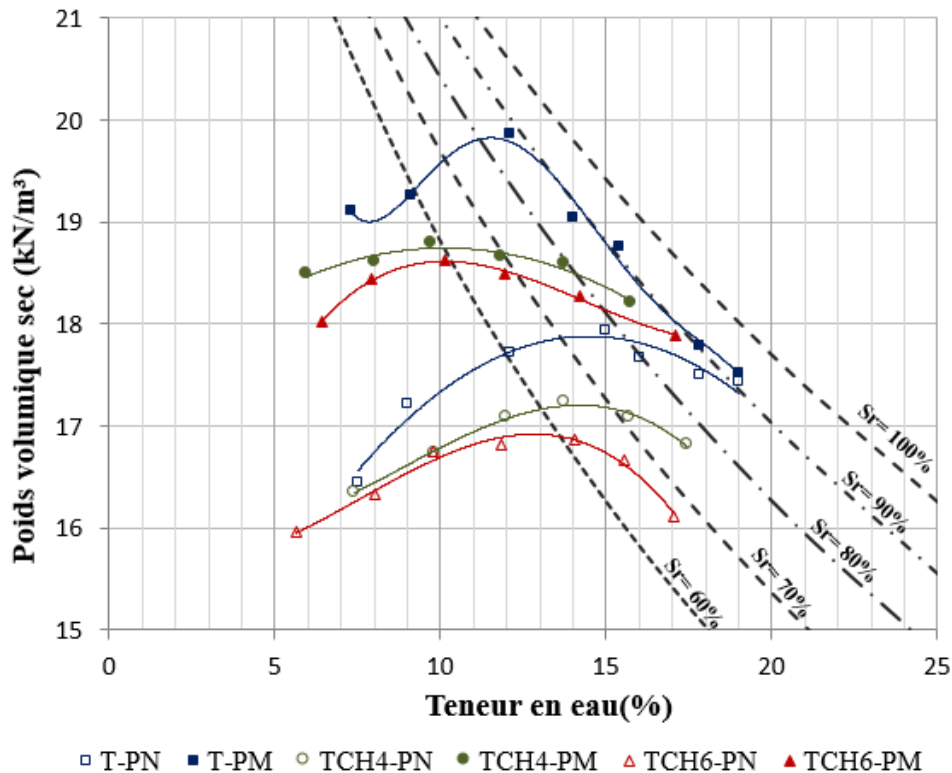


Figure 4.1 : Essais de compactage Proctor effectués sur des échantillons de terre crue et sur des échantillons traités à la chaux

En comparant les différentes courbes, on constate que :

- L'ajout de la chaux diminue les poids volumiques secs des échantillons. Plus on rajoute de la chaux plus la densité sèche diminue, pour les deux énergies de compactage (Proctor Normal et Modifié). Une diminution qui varie entre 4% et 6%. Cela peut s'expliquer par le fait qu'en ajoutant de la chaux, des flocons se forment, ce qui engendre de grosses particules de sol ; c'est ce qu'on appelle le processus de floculation-agglomération. Cette nouvelle texture qui en résulte entraîne une augmentation de la porosité du sol, ce qui induit une baisse de la densité sèche maximale. Ces résultats sont cohérents avec ceux rapportés dans (Ibtehaj et al, 2014; Kinuthia et al, 1999 ; Athanasopoulou et al, 2016 ;Jahandari et al, 2017 ; Sharo et al, 2019).
- La teneur en eau optimale diminue avec l'ajout de chaux. Le pourcentage de baisse de la teneur en eau optimale varie entre 6% et 16%, selon la méthode de compactage (PN ou PM) et le pourcentage de chaux utilisé. Ces résultats ne concordent pas avec ceux trouvés par (Kinuthia et al, 1999 ; Wang et al, 2016). Cela est probablement dû au fait que le matériau utilisé dans les études susmentionnées est un sol argileux ; alors que le sol étudié dans la présente étude contient principalement du limon et du sable, avec 85% de CaCO_3 .

- Sur la base de ces résultats, il a été décidé que les échantillons ne seraient compactés qu'avec l'optimum Proctor modifié (OPM), car avec l'optimum Proctor Normal(OPN) l'ajout de 4% et 6% de chaux ne répond pas à l'exigence de densité sèche maximale ; elle devrait être supérieure à 17,5 kN/m³, comme recommandé par (Burroughs, 2009).

3.2.2 Caractéristiques de compactage du mélange sol-chaux contrôlées en degré de saturation

Cette approche qui consiste à contrôler les paramètres de compactage en degré de saturation a été étudiée sur plusieurs type de sol (Tatsuoka et al, 2018 ; Tatsuoka, 2015 ; Lachgueur et al, 2021). Dans cette partie, on va voir les résultats de projeter cette approche sur le sol traité à la chaux. La *figure 4.2* montre les courbes de la densité sèche en fonction du degré de saturation pour la terre crue et celle traitée à 4% et 6% de chaux avec les différentes énergies de compactage. Les courbes obtenues présentent les allures plus ou moins similaires. Des courbes en cloche superposées avec des degrés de saturation optimaux ($(S_r)_{opt}$) identiques pour les deux niveaux d'énergie de compactage utilisés (Proctor Normal et Modifié) pour chaque traitement utilisé. Le degré de saturation optimal de la terre crue étant de 80% pour ce qui est de la terre traitée à 4% de chaux ($(S_r)_{opt, TCH4}$ tourne autour de 62% ainsi pour la stabilisation à 6% de chaux ($(S_r)_{opt, TCH6} = 60\%$).

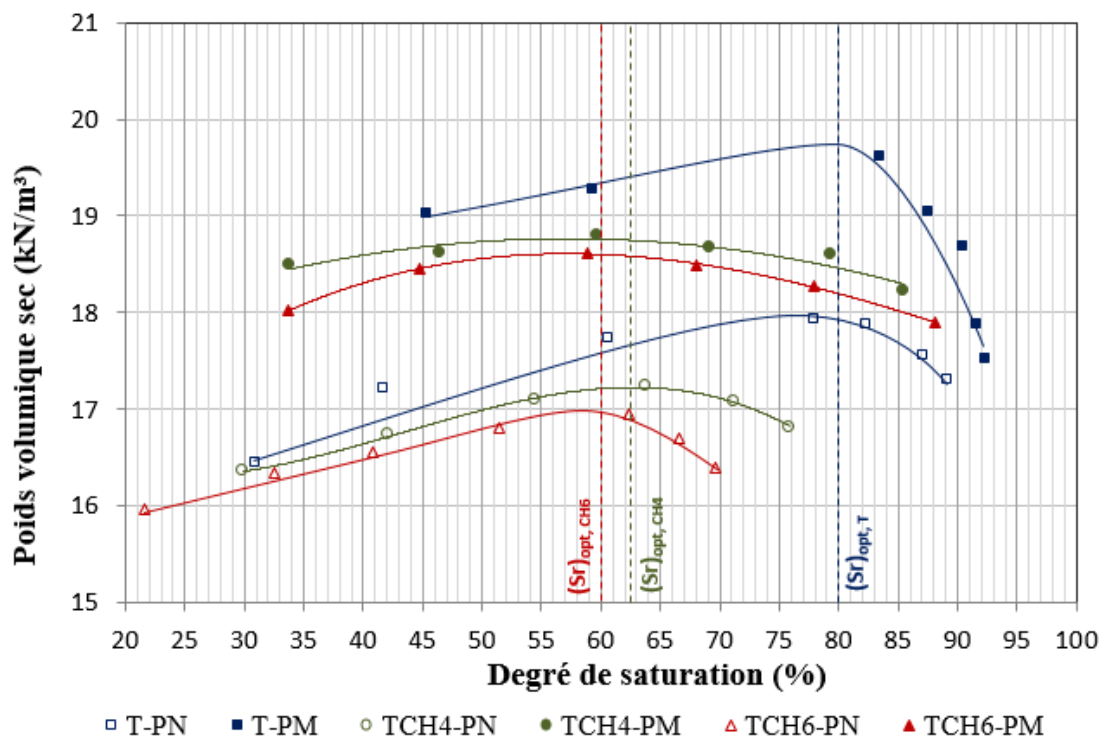


Figure 4.2 : Courbes de compactage Proctor de la terre de Béni Saf crue et traitée à la chaux dans un plan $\rho_d - S_r$

La relation $(\rho_d / \rho_{d, \max})$ en fonction de $(S_r - (S_r)_{opt})$ est tracé sur la *figure 4.3*. On remarque que les points expérimentaux se regroupent sous deux courbes, la première regroupe les données de la terre crue. Elle est plus pointue et elle est marquée par une chute importante du rapport $(\rho_d / \rho_{d, \max})$ quand le S_r dépasse le $(S_r)_{opt}$. La deuxième courbe caractérise les points traitée à la chaux où la stabilisation à 4% et 6% de chaux donne pratiquement le même nuage de points. Ces courbes peuvent être utilisées comme des abaques de compactage de ce sol. Où on peut contrôler le compactage en suivant le degré de saturation indépendamment de l'énergie de compactage appliquée.

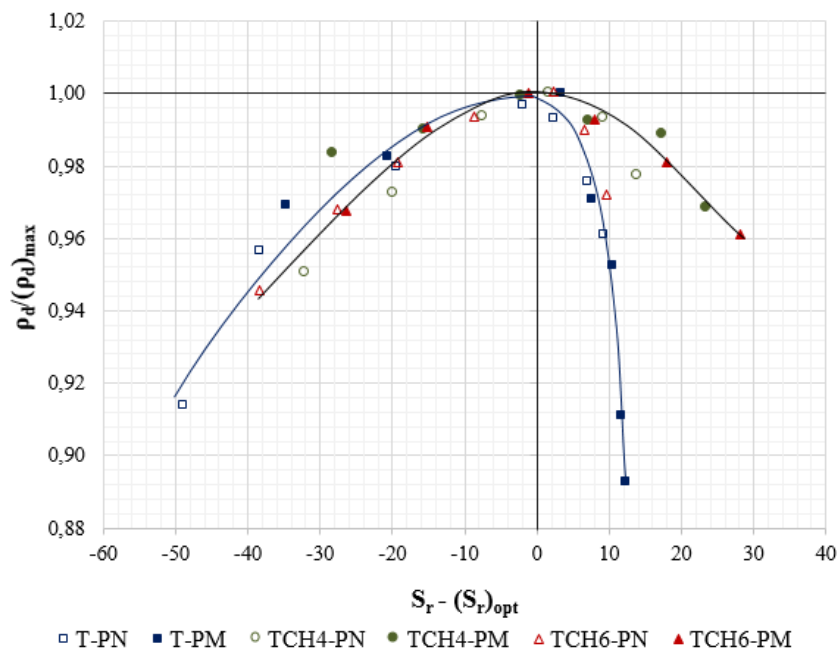


Figure 4.3 : La relation $\rho_d / (\rho_d)_{\max}$ contre $S_r - (S_r)_{opt}$ pour la terre crue et traitée à la chaux

3.2.3 Variation de la succion pendant le compactage Proctor

La succion a été mesurée pendant le processus de compactage Proctor Modifié. Pour chaque point de la courbe Proctor, la succion a été déterminée. Les valeurs de succion mesurées par la technique du papier filtre sont représentées sur la *figure 4.4*.

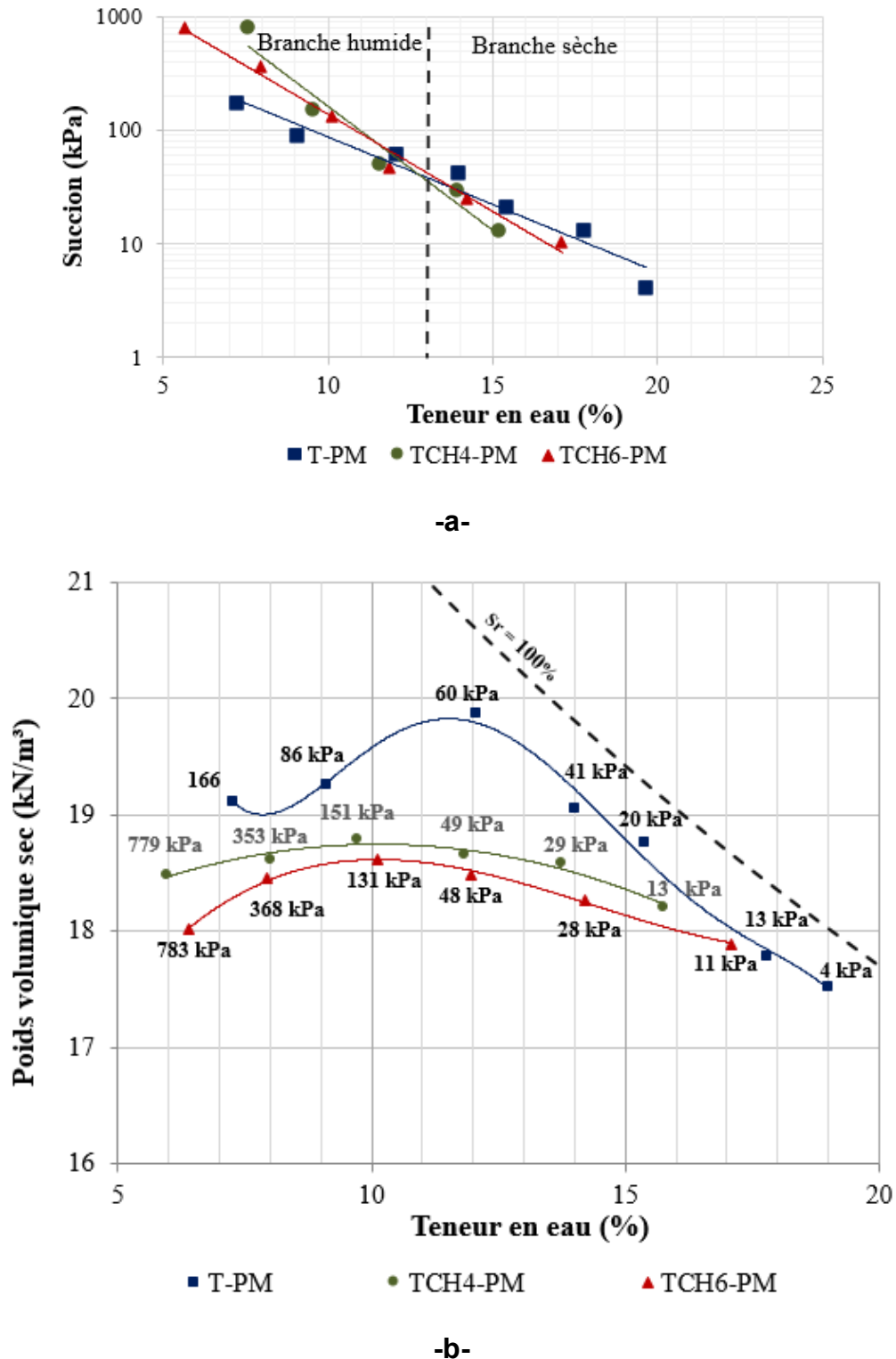


Figure 4.4 : Valeurs de succion de la terre traitée à la chaux compactée à l'énergie Proctor modifiée **a** : la succion en fonction de la teneur en eau ; **b** : la variation de la succion dans les différents points de la courbe Proctor

On note que sur la *figure 4.4* qu'il y a des succions plus élevées pour le sol traité à la chaux dans la branche sèche et des valeurs proches dans le côté humide. La succion diminue avec l'augmentation de la teneur en eau de l'échantillon pour tous les

échantillons de sol brut et traité à la chaux. L'analyse de ces résultats montre que l'évolution de la succion en fonction de la teneur en eau du sol stabilisé présente les mêmes tendances de variation que la terre crue compactée.

3.2.4 Résistances à la compression

Des essais d'écrasement ont été réalisés immédiatement après compactage selon la procédure décrite dans le chapitre III (paragraphe 3.1).

Les résultats de ces essais sont présentés dans le *tableau 4.2*. Ainsi, la *figure 4.5* donne une comparaison des résistances obtenues immédiatement après compactage dynamique de la terre crue aux optimums Proctor et avec ajout de 4% et 6% de chaux.

Tableau 4.2 : Résistances à la compression immédiates des échantillons compactés dynamiquement.

| | T-PN | T-PM | TCH4-PN | TCH4-PM | TCH6-PN | TCH6-PM |
|----------|------|------|---------|---------|---------|---------|
| Rc (MPa) | 0.12 | 0.36 | 0.24 | 0.55 | 0.25 | 0.87 |

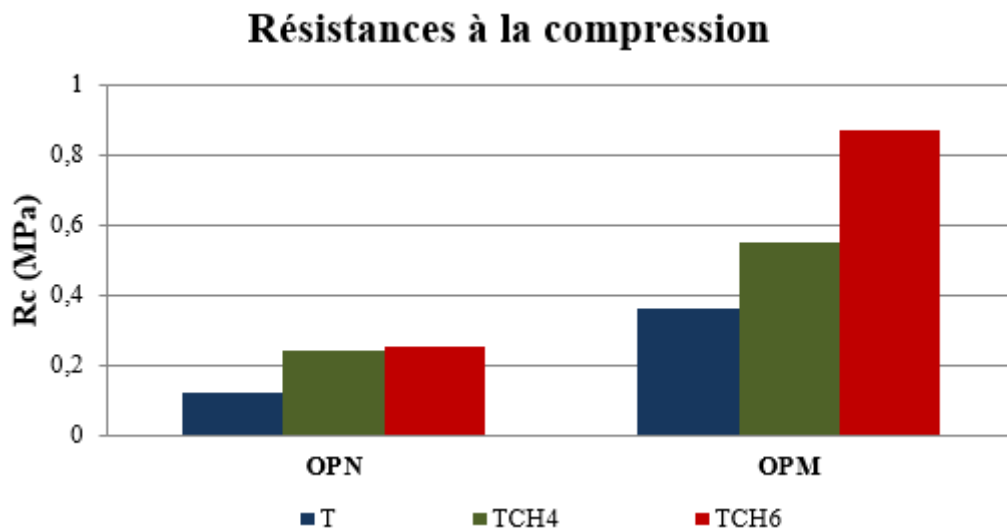


Figure 4.5 : Résistances à la compression immédiates en compactage dynamique

La résistance à la compression est plus importante pour les échantillons stabilisés (le double). Que ce soit en compactage Proctor normal ou modifié. Par contre, on enregistre une légère augmentation de la résistance entre la stabilisation à 4% et 6% de chaux. Selon (Ibtihaj et al, 2014) l'utilisation de la chaux comme ajout pour traiter les sols donne une augmentation plus au moins importante de la cohésion du sol et une légère amélioration de l'angle de frottement interne.

3.3 Caractérisation des échantillons stabilisés compactés statiquement à déplacement imposé

3.3.1 Essais de compactage statique à déplacement imposé

Après ajout de la chaux au sol séché à 105°C pendant 24h, on mélange bien l'ensemble, ensuite on rajoute la quantité d'eau qui permet de cibler la teneur en eau optimale tirée du compactage dynamique. Une masse calculée à partir des résultats de compactage dynamique est introduite dans le moule et compactée avec une vitesse de 1mm/min. A la fin de compactage on obtient des échantillons cylindriques (H=100 mm ; D=50 mm). L'homogénéité de l'échantillon est assurée en le compactant dans les deux sens. Le protocole utilisé est montré dans le chapitre précédent sur la *figure 3.19*.

3.3.2 Résistances à la compression

Une série d'essais d'écrasement a été réalisée selon (paragraphe 3.1 du chapitre III,) pour avoir la résistance à la compression immédiatement après compactage statique jusqu'à la densité sèche maximale obtenue en compactage dynamique sans et avec ajout de la chaux.

Les résultats de ces essais sont présentés dans le *tableau 4.3*. Ainsi que la *figure 4.6* donne une comparaison des résistances obtenues immédiatement après compactage statique de la terre crue aux optimums Proctor et avec ajout de 4% et 6% de chaux.

Tableau 4.3 : Résistances à la compression immédiates des échantillons compactés statiquement.

| | T-PN | T-PM | TCH4-PN | TCH4-PM | TCH6-PN | TCH6-PM |
|----------|------|------|---------|---------|---------|---------|
| Rc (MPa) | 0.11 | 0.51 | 0.135 | 0.53 | 0.19 | 0.58 |

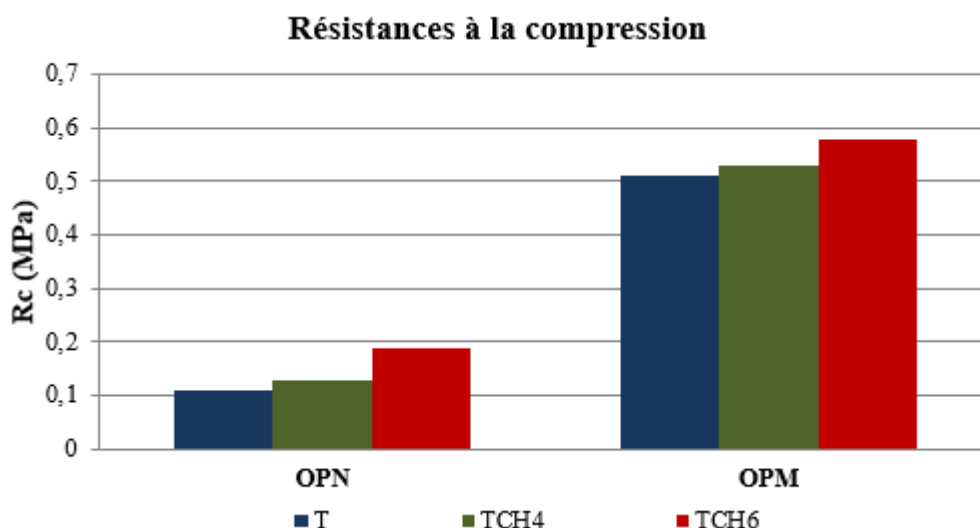


Figure 4.6 : Résistances à la compression immédiates en compactage statique

La résistance à la compression immédiate est légèrement influencée par l'ajout de la chaux dans le cas du compactage à la densité du Proctor modifié. Pour ce qui est

du Proctor normal, on note une amélioration plus au moins importante. Le mode de compactage avec une petite vitesse de 1mm/min n'a pas permis l'amélioration de la cohésion entre les particules comme c'est le cas du compactage dynamique.

3.3.3 Influence du temps de séchage sur la résistance à la compression

La *figure 4.7* illustre l'évolution de la résistance à la compression non confinée des échantillons bruts non stabilisés et ceux stabilisés avec 4% et 6% de chaux, et compactés statiquement à l'optimum Proctor modifié, en fonction du temps de séchage, de la teneur en eau et de la succion.

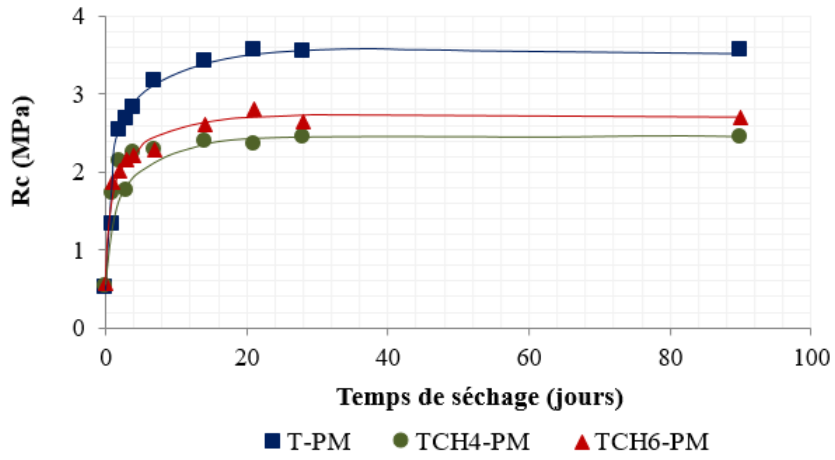
Les résultats montrés sur la *figure 4.7.a* indiquent que la résistance à la compression pendant le séchage est plus élevée pour des échantillons de terre crue non stabilisée. De plus, une légère différence est observée entre les résistances à la compression des échantillons traités avec 4% et 6% de chaux. Selon (Mallela et al, 2004), les propriétés des sols traités à la chaux ont un impact sur le gain de résistance dans le temps. Ces propriétés sont le pH du sol, la teneur en carbone organique, la minéralogie argileuse, la présence de carbonate et le rapport silice-alumine (De Baecque et al, 2018).

La *figure 4.7.b* montre que la diminution de la teneur en eau, due au séchage, conduit à une augmentation de la résistance à la compression, pour tous les échantillons étudiés.

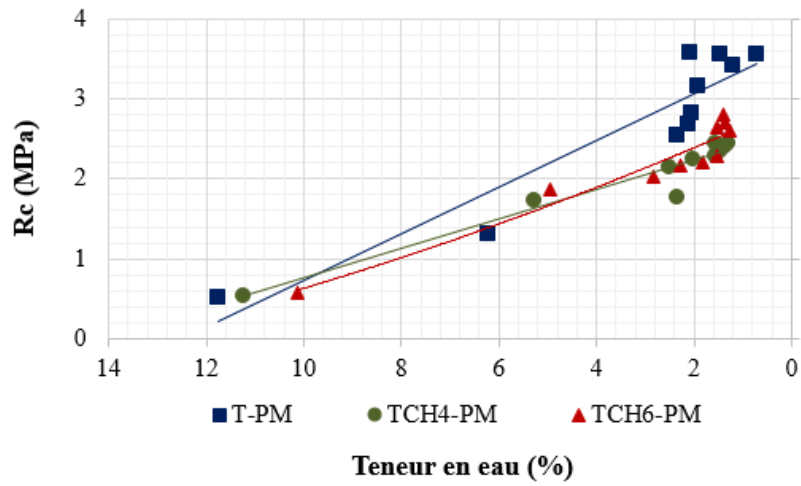
La résistance à la compression augmente avec l'augmentation de la succion des échantillons de terre crue ou stabilisés à la chaux (*figure 4.7.c*). Cela peut être attribué à une cohésion accrue entre les particules en raison de l'augmentation des forces capillaires (Taibi et al, 2009 ; Serbah et al, 2018). Cette même figure montre également que la résistance à la compression présente une relation linéaire avec le logarithme de la succion (Bui et al, 2011). Les courbes des résistances à la compression des échantillons stabilisés avec 4% et 6% de chaux ne montrent pas de différences significatives. En revanche, des échantillons de terre crue compactée développent de plus grandes résistances pour les mêmes valeurs de succion.

(Bell, 1989) a obtenu des résultats similaires sur de l'argile traitée à la chaux. Il a remarqué que l'augmentation de la résistance des échantillons traités n'était pas si importante au cours du séchage et qu'elle n'était pas nécessairement régulière. De plus, un gain de résistance lent et régulier sur plusieurs mois est caractéristique d'un sol stabilisé à la chaux (Bell, 1989).

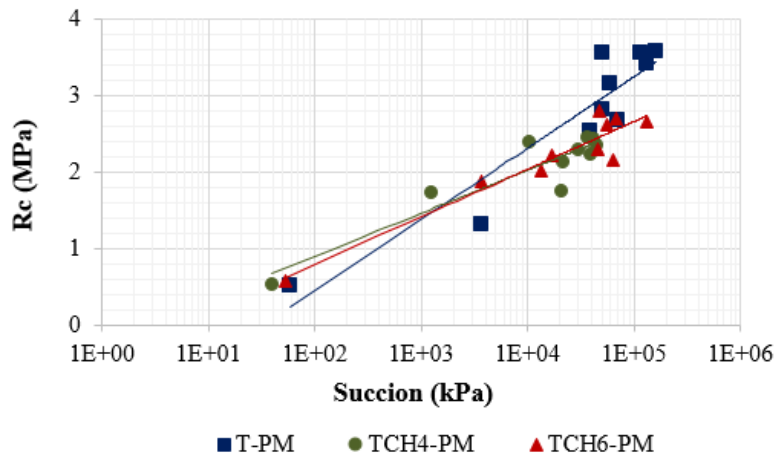
La résistance à la compression augmente avec le temps en raison de la perte d'une certaine quantité d'eau contenue dans les échantillons de terre crue, ce qui entraîne une augmentation de la succion. Pour les échantillons de sol stabilisés à la chaux, la quantité d'hydrates de silicate de calcium (C-S-Hs) et d'hydrates d'aluminate de calcium (C-A-Hs) augmente avec le temps pour donner une cohésion plus élevée entre les particules de sol (Athanasopoulou et al, 2016 ; Sharo et al, 2019).



-a-



-b-



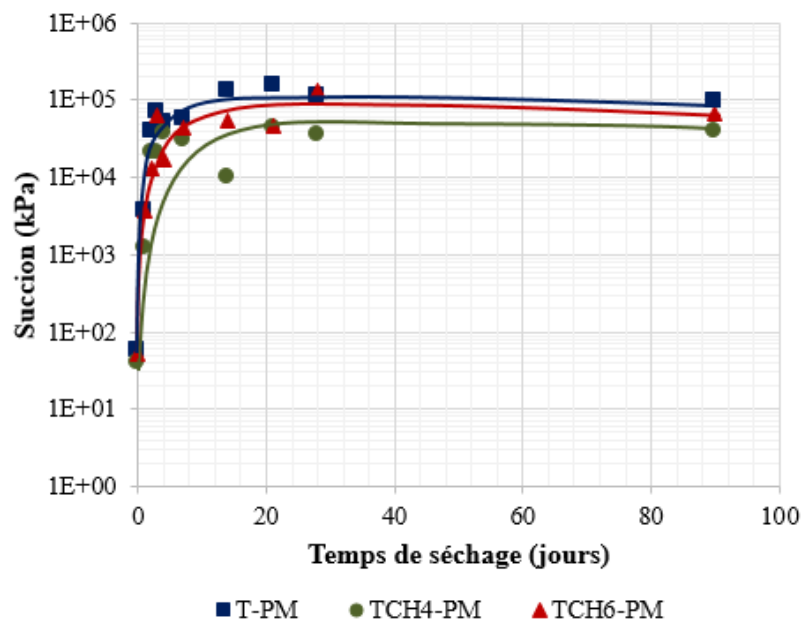
-c-

Figure 4.7 : Evolution de la Résistance à la compression en fonction de : **(a)** : temps de séchage ; **(b)** : la teneur en eau ; **(c)** : la succion

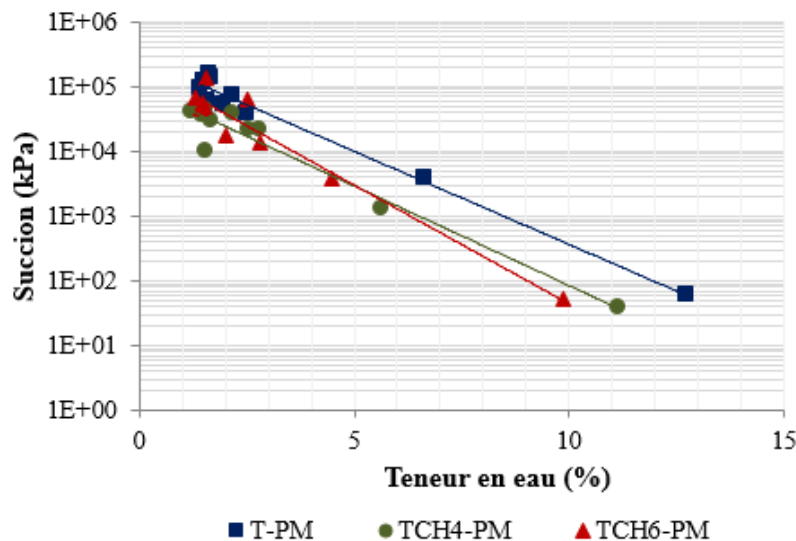
Les valeurs de résistances obtenues pour les éprouvettes de sol brutes et stabilisées à la chaux s'améliorent au cours du séchage à température ambiante (22°C) jusqu'à atteindre un palier après 20 jours. Les résultats obtenus après séchage se sont avérés cohérents avec ceux rapportés par (Ben Mansour et al, 2015 ; Maskell et al, 2012 ; Kouakou et al, 2009 ; Bei et al, 2003).

3.3.4 Mesure de succions suivant le temps de séchage

Les succions ont été mesurées en fonction du temps de séchage. Les résultats sont présentés sur la *figure 4.8*.



-a-



-b-

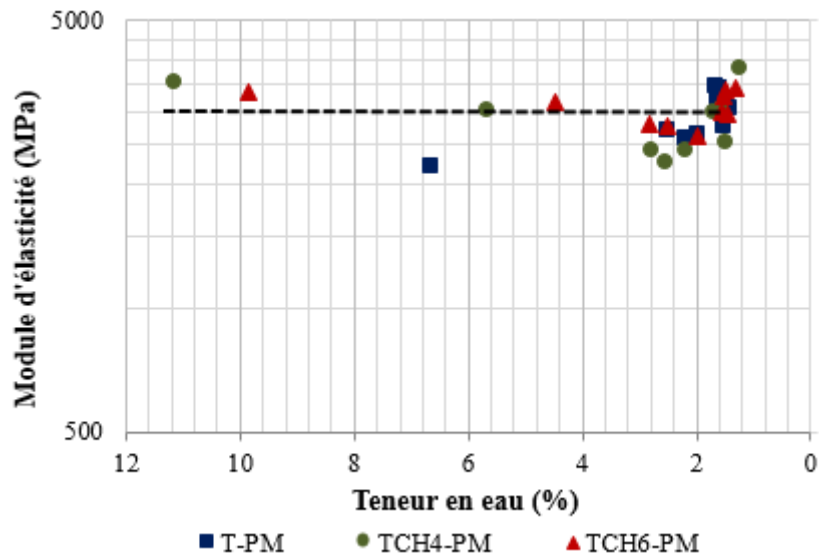
Figure 4.8 : Evolution de la succion pour les échantillons séchés en fonction de : (a) : temps de séchage ; (b) : la teneur en eau.

Il a été constaté que la succion augmente pendant le séchage jusqu'à atteindre un palier entre 21 et 28 jours pour les échantillons bruts et stabilisés. Une analogie a été notée entre la variation de la résistance à la compression en fonction du séchage et celle de la résistance à la compression en fonction de la succion. Par conséquent, l'évolution de la résistance à la compression est directement liée à la succion des différents échantillons testés. Il est important de se rappeler que le séchage a un impact énorme sur la succion des échantillons comprimés. En effet, la succion pourrait atteindre des valeurs supérieures à 100 MPa. Cela peut s'expliquer par le fait que les micropores deviennent plus petits, car les composés issus de la réaction pouzzolanique viennent remplir les pores et ainsi augmenter la capacité de rétention d'eau (Wang et al, 2015 ; Wang et al, 2016).

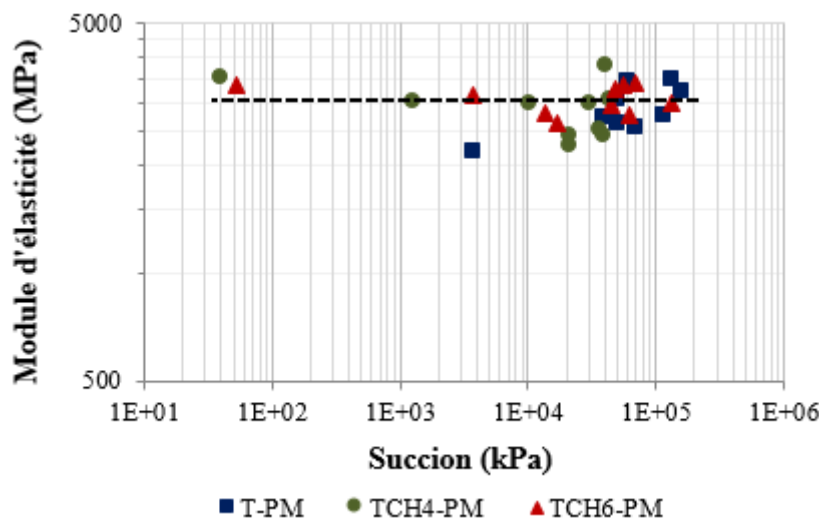
3.3.5 Module d'élasticité

Les résultats obtenus sur la *figure 4.9* suggèrent que le processus de séchage n'affecte pas significativement le module d'élasticité. Il reste quasiment stable autour de 3000 MPa au cours du séchage. Ce paramètre mécanique semble dépendre essentiellement de la densité sèche comme l'ont montré plusieurs auteurs (Kouakou et al, 2009 ; Bruno et al, 2015). Cependant, pour ces essais, les variations de densité sèche sont très faibles et n'atteignent pas les 3%, conduisant à un module d'élasticité presque constant. En général, nous n'attendons pas de variations importantes de densité lorsqu'un matériau compacté au Proctor optimal est soumis à un processus de séchage.

Nos résultats sont cohérents avec ceux de (Lu et al, 2013 ; Lu et al, 2014) qui montrent que pour les sols à faible plasticité, le module d'élasticité est presque insensible à la variation de la teneur en eau.



-a-



-b-

Figure 4.9 : Variation du module d'élasticité durant le séchage en fonction de : **(a)** : la teneur en eau ; **(b)** : la succion

3.4 Caractérisation des échantillons stabilisés compactés statiquement à force imposée (4 MPa)

3.4.1 Essai de compactage statique à 4MPa

Après ajout de la chaux au sol séché, on mélange bien l'ensemble, ensuite on rajoute la quantité d'eau qui permet de cibler une teneur en eau donnée. On introduit 400 gr de ce sol préparé dans le moule et on compacte jusqu'à une contrainte de 4MPa. La densité sèche est calculée à partir de la hauteur de l'échantillon à la fin de compactage. On refait ensuite ces étapes avec changement de la teneur en eau. On

trace par la suite la courbe du poids volumique sec en fonction de la teneur en eau correspondante. Les résultats de ces essais sont montrés sur la *figure 4.10*.

A partir des courbes de compactage on remarque que l'ajout de la chaux diminue les poids volumiques secs des échantillons. Plus on rajoute de la chaux plus la densité sèche diminue comme pour le cas du compactage Proctor. Ce comportement est aussi similaire à celui observé par (Bell, 1996 ; Kavak et al, 2007 ; Khattab et al, 2008). Les teneurs en eau optimales pratiquement ne varient pas entre le compactage statique de la terre crue à 4MPa et celui avec l'ajout de 4% et 6% de chaux, c'est au environ de $W_{opt} = 13.5\%$.

On note une très légère différence entre les densités sèches maximales avec 4% et 6% de chaux (1%). Par contre, ces densités sont plus au moins faibles par rapport à celle de la terre crue (5%).

Les courbes de compactage avec ajout de chaux sont plus au moins étalées donc on déduit une légère influence de la teneur en eau sur la densité sèche du matériau.

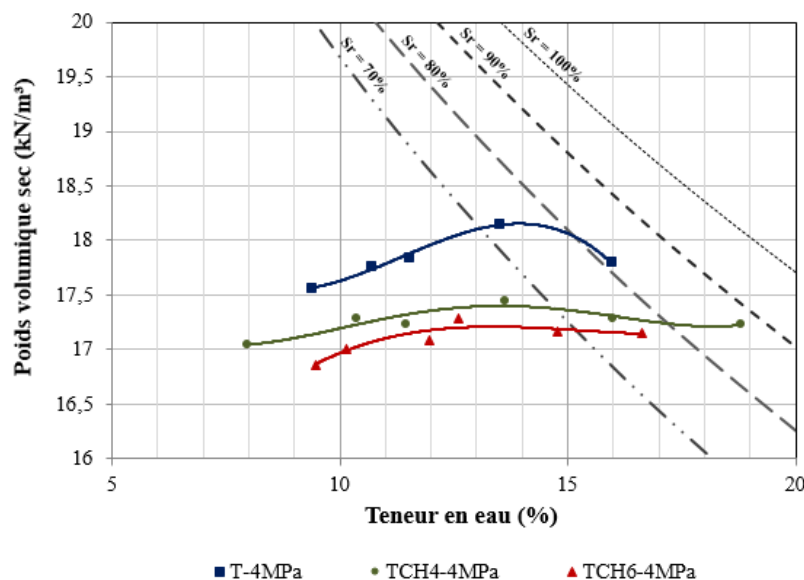
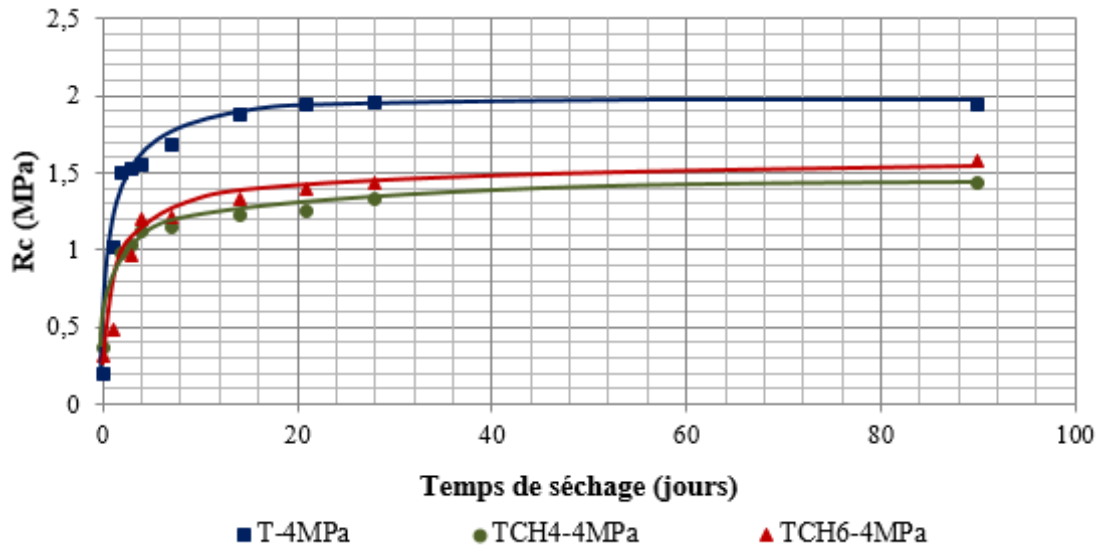


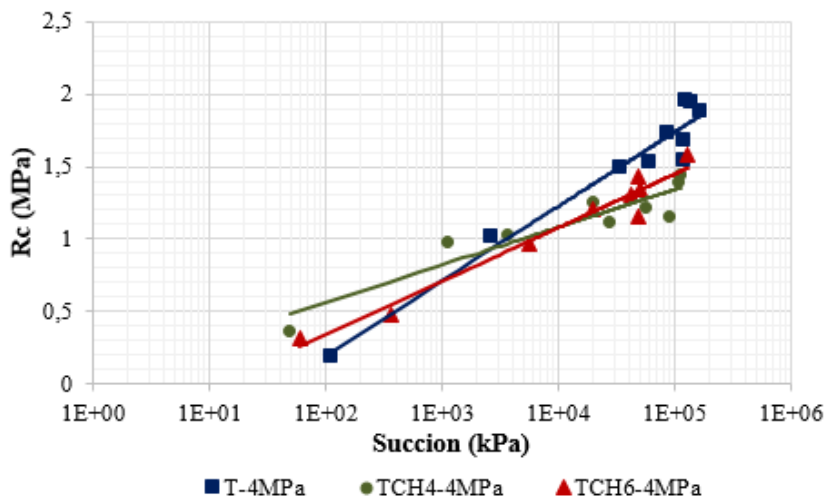
Figure 4.10 : Compactage statique à force imposée (4MPa)

3.4.2 Influence du séchage sur la résistance à la compression

Des essais d'écrasement ont été réalisés sur des échantillons séchés à l'air libre (20° de température) après un compactage statique à 4MPa de la terre sans et avec ajout de la chaux. Les résultats de ces essais sont tracés et présentés sur la *figure 4.11*.



-a-



-b-

Figure 4.11: Evolution de la résistance à la compression en fonction de :
(a) : temps de séchage ; (b) : la succion

On remarque sur la *figure 4.11* que le comportement de la terre crue comprimée et traitée à la chaux après compactage statique à 4MPa de contrainte est similaire à celui observé pour le cas du compactage statique aux optimums Proctor. En effet, la résistance à la compression au cours de séchage est plus importante pour les échantillons de terre crue (jusqu'à 25%). On note une légère différence entre les résistances des éprouvettes stabilisées avec 6% de chaux et ceux contenant 4% de chaux.

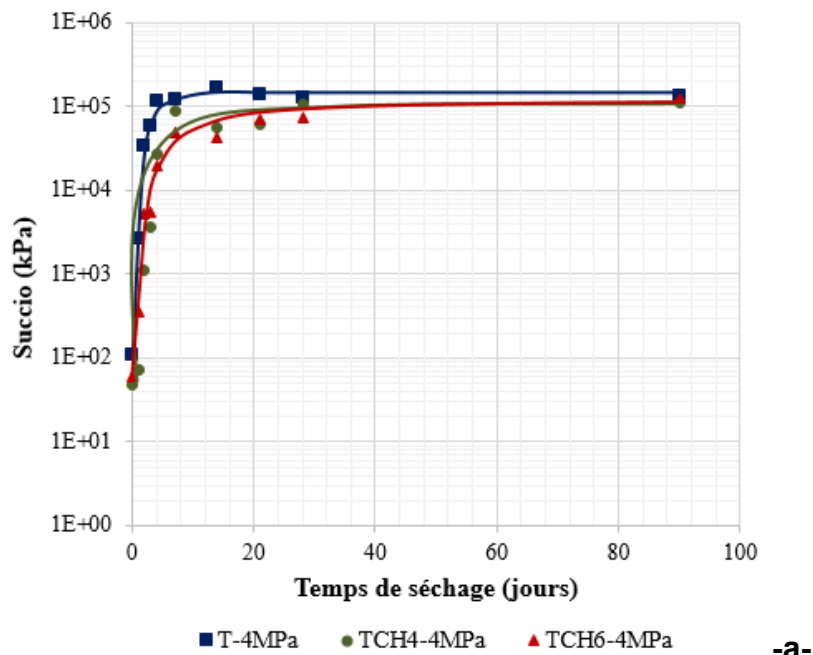
La résistance à la compression augmente au fil du temps jusqu'à atteindre un palier après 28 jours de séchage. Cependant, on a noté une légère augmentation de la résistance après, entre 28 et 90 jours de séchage, dans le cas des échantillons de

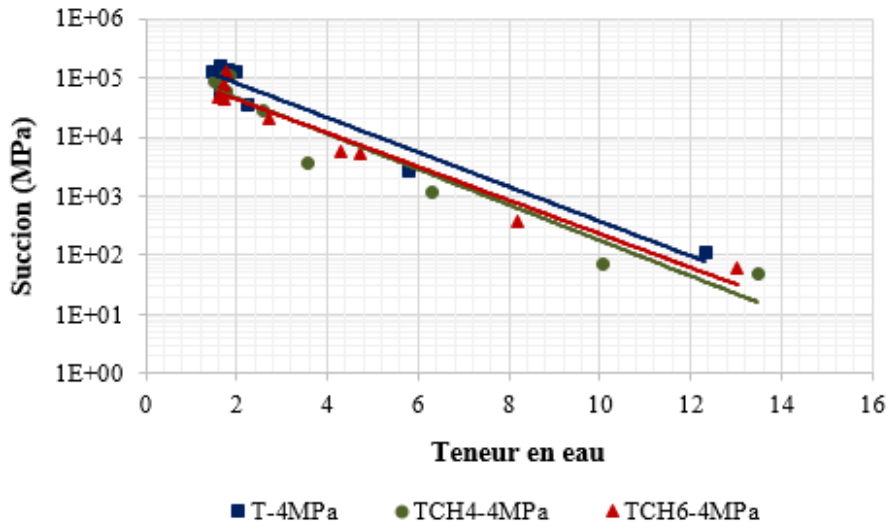
terre traitée à la chaux. Cette augmentation de résistance peut être expliquée par le développement des réactions pouzzolaniques à l'intérieur de l'éprouvette. La résistance à la compression augmente avec l'augmentation de la succion pour les échantillons de sol stabilisé à la chaux compacté à 4MPa comme le montre la *figure4.11.b*.

3.4.3 La succion

Il a été constaté sur la *figure 4.12* un comportement similaire à celui de la *figure 4.8* où la succion augmente pendant le séchage jusqu'à atteindre un palier entre 14 et 20 jours. Aussi, une analogie a été notée entre la variation de la résistance à la compression en fonction du séchage et celle de la succion au cours du temps. Par conséquent, l'évolution de la résistance à la compression est directement liée à la succion des différents échantillons testés. Il est important de se rappeler que le séchage a un impact énorme sur la succion des échantillons comprimés. En effet, la succion pourrait atteindre des valeurs supérieures à 100 MPa.

Les valeurs de succion enregistrées pour les échantillons traités à la chaux sont très proches de ceux de la terre crue comprimée. On peut dire que la chaux avec ce dosage-là (4% et 6%) a un effet négligeable sur la succion.





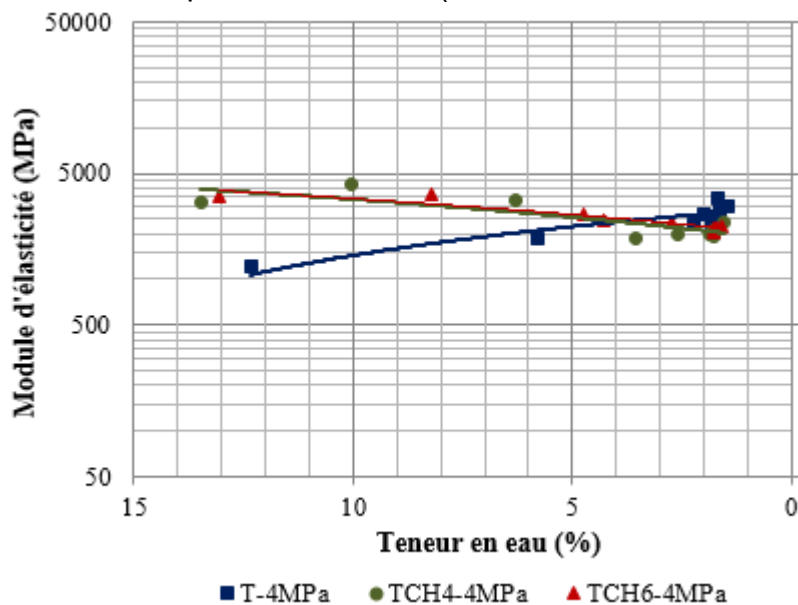
-b-

Figure 4.12 : Evolution de la succion pour les échantillons séchés en fonction de : (a) : temps de séchage ; (b) : teneur en eau

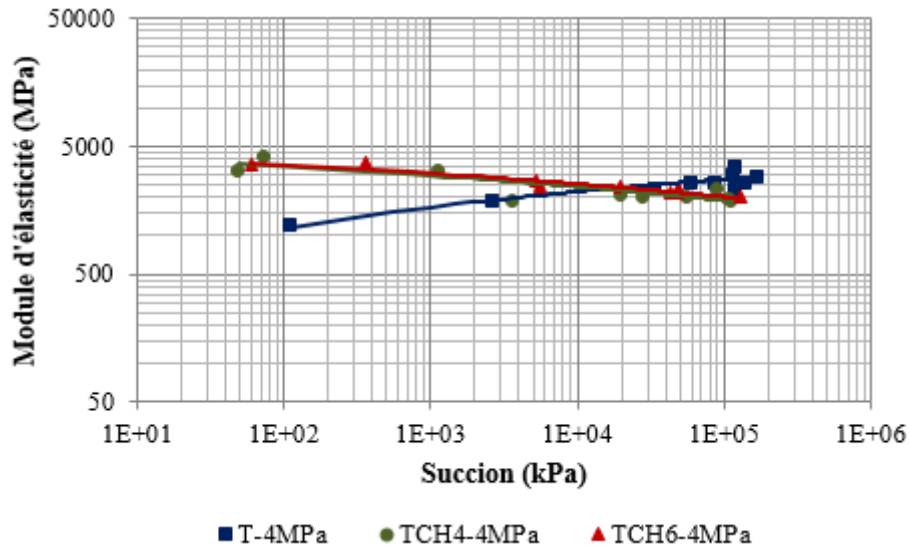
3.4.4 Module d'élasticité

Les résultats de la *figure 4.13* montrent que le processus de séchage n'affecte pas significativement le module d'élasticité des éprouvettes traitées à 4% et 6% de chaux. Par contre, ce module s'améliore avec la diminution de la teneur en eau au séchage et donc avec l'augmentation de la succion.

Il faut rappeler que ce paramètre mécanique dépend essentiellement de la densité sèche comme l'ont montré plusieurs auteurs (Kouakou et al, 2009 ; Bruno et al, 2015).



-a-



-b-

Figure 4.13 : Variation du module d'élasticité durant le séchage en fonction de : (a) : la teneur en eau ; (b) : la succion

4 COMPORTEMENT MECANIQUE DE LA BRIQUE DE TERRE TRAITEE AU CIMENT

La brique de terre traitée au ciment constitue une bonne alternative de la brique de terre cuite ordinaire. Le ciment Portland est le traitement chimique le plus utilisé pour la stabilisation de la terre. Il a la capacité de diminuer l'indice de plasticité (I_p) et donc augmenter l'ouvrabilité du sol (Waziri et al, 2013). Selon (Danso et al., 2015), 50 % des travaux de recherches réalisés sur la stabilisation de la terre concerne l'utilisation du ciment.

Cette partie concerne des essais expérimentaux sur l'effet du compactage et du traitement chimique par ciment Portland sur les performances mécaniques de la terre crue. Nous avons accordé une attention particulière à l'évolution de la résistance à la compression et de la tenue à l'eau des éprouvettes de sol stabilisé ainsi que l'effet de la méthode de compactage sur leur comportement au cours du temps.

4.1 Influence de l'ajout de ciment sur la plasticité d'un sol

Le traitement d'un sol argileux au ciment Portland modifie sa plasticité. Plusieurs travaux réalisés sur l'effet de la stabilisation des sols aux ciments ont permis de constater que l'indice de plasticité du matériau diminue avec l'augmentation de la teneur en ciment.

Les travaux de (Bourokba et al, 2011) ont montré que le traitement au ciment conduit à une diminution sensible de l'indice de plasticité dans la plupart des cas. Cette étude mis en évidence une influence appréciable du ciment sur la terre comprimée par la diminution de la limite de liquidité, de 49% pour l'argile non traité à 42% pour un ajout de 6% ciment. D'autre part, la limite de plasticité augmente en fonction du

pourcentage d'ajout, elle varie de 21% pour l'argile non traitée, à 27% pour un ajout de 6% de ciment. Ceci influe d'une façon sensible sur l'indice de plasticité qui diminue d'environ 50%.

Ce changement dans les limites d'Atterberg du sol est en accord avec les résultats de (Basha et al, 2005 ; Horpibulsuk, 2010). Il est aussi en concordance avec les résultats de (Chew et al, 2004) montrés sur la *figure 4.14*. Où on montre l'évolution des limites d'Atterberg avec la teneur en ciment ajouté au sol après 7 et 28 jours de cure. Ce changement est lié à l'interaction entre le ciment et les particules argileuses du sol. L'absorption des ions Ca^{2+} par la surface des particules argileuses augmente le contact entre les feuilletts argileux ce qui fait accroître la limite de plasticité des argiles (Flament, 2013).

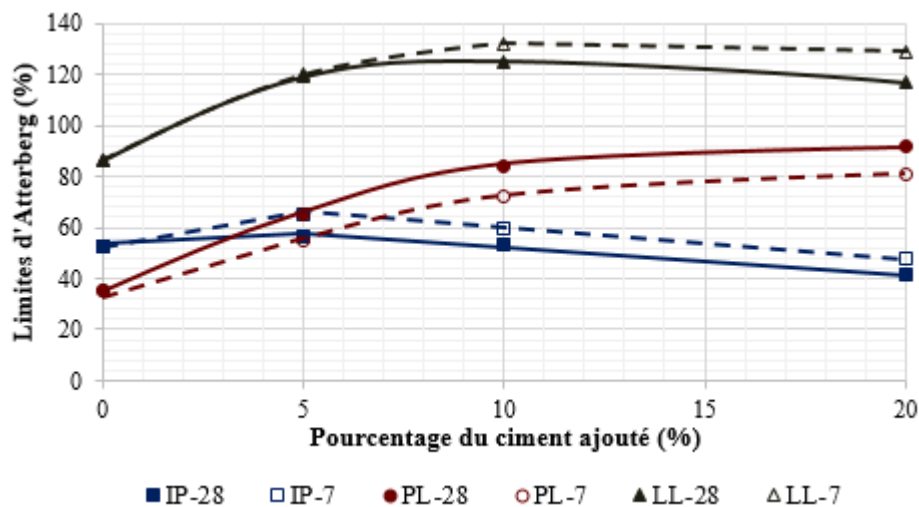


Figure 4.14 : Influence du dosage en ciment sur les limites d'Atterberg (Chew et al, 2004)

4.2 Influence de la teneur en ciment sur la résistance à la compression de BTC

Plusieurs recherches ont montré l'influence du pourcentage du ciment sur le comportement mécanique de la brique de terre comprimée notamment sa résistance à la compression sèche et après immersion dans l'eau. La *figure4.15* montre l'effet de l'ajout du ciment sur la résistance à la compression de la brique de terre pour plusieurs travaux de recherches.

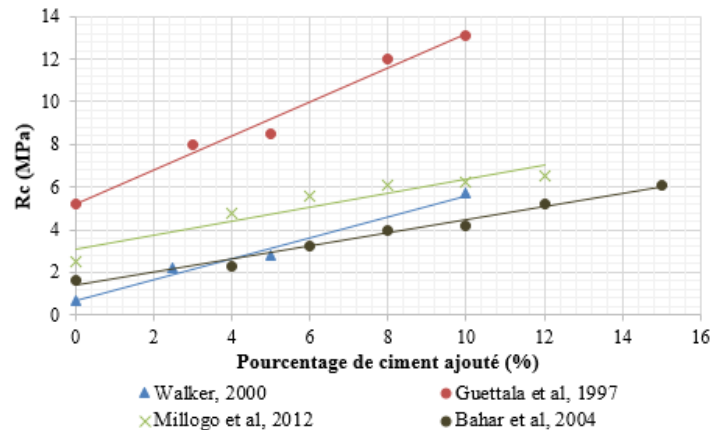


Figure 4.15: Effet de l'ajout du ciment sur la résistance à la compression de la brique de terre crue comprimée

On remarque sur la *figure 4.15* que l'ensemble des courbes produites par divers chercheurs montrent une corrélation linéaire entre la résistance à la compression et la teneur en ciment ajouté (Morel et al, 2007). Ce résultat est lié principalement à la formation des hydrates de type CSH pendant l'hydratation du ciment. Les propriétés mécaniques en général, augmentent par rapport à celles obtenus sur le même sol stabilisé à la chaux vive (Millogo et al, 2012). La production des composés CSH après hydratation du ciment contenu dans le mélange, relie les particules isolées de sol et contribue donc à l'amélioration de la résistance mécanique. Pour (Millogo et al, 2012), la résistance mécanique acquise après l'ajout du ciment est liée à la distribution granulométrique (14% d'argile 86% de sable en poids). Par conséquent, la stabilisation de la chaux vive est plus bénéfique pour une teneur en argile plus élevée.

(Bahar et al, 2004) considèrent que l'augmentation de la résistance à la compression avec la quantité du ciment ajoutée est due aux produits d'hydratation de ce dernier qui remplissent les pores de la matrice et améliorent la rigidité de sa structure en formant un grand nombre de liaisons rigides reliant les particules de sable.

La recherche bibliographique sur la stabilisation des terres avec du ciment Portland a mis en évidence l'augmentation des résistances à la compression des sols quelle que soit la nature de leurs argiles contenues. (Guettala et al, 1997 ; Walker, 2000 ; Hakimi et al, 1996 ; Basha et al, 2005 ; Jayasinghe et al, 2005 ; Ribeiro et al, 2016 ; Pakbaz et al, 2012). Les Hydrates cimentaires formés à travers les pores permettent de créer des ponts rigides entre les particules de sol. Ce qui rigidifie l'échantillon et augmente la résistance globale du sol.

4.3 Effet du ciment sur la durabilité des BTC

Les briques de terre comprimée stabilisée fabriquées suivant les bonnes pratiques et en respectant les recommandations résistent aux agressions climatiques spécialement les pénétrations des pluies (Bradley et al, 2018). La durabilité des (BTS) peut être vérifiée si les exigences de la norme (AFNOR XP P13-901) en termes de

résistances à la compression humide soient satisfaites (une résistance minimale de 1 MPa).

Bien qu'elle soit liée aux propriétés du sol et la teneur en ciment, la résistance à la compression humide de la brique de terre stabilisée au ciment est généralement autour 50% de celle mesurée à sec (Walker, 1995).

L'augmentation du taux de ciment contenu dans le mélange sol-ciment augmente la résistance à la compression humide aussi, en diminuant la porosité de la structure par les produits d'hydratation qui remplissent les pores de la matrice et empêche la pénétration facile de l'eau entre les particules du sol. Bahar et al, (2004) ont testé des échantillons de sol traité avec des teneurs en ciment différentes. Ces échantillons ont été immergés dans l'eau pendant 48 h et après 28 jours de cure à l'air libre. Il ressort que le sol étudié donne des résultats satisfaisants à partir d'un traitement au ciment de 4% et on note une relation quasi-proportionnelle avec la teneur en liant ajouté qui tend vers un palier au-delà de 20% d'ajout. Millogo et al, (2012) ont réalisé des essais similaires sauf que les échantillons ont subi une immersion de 4 jours dans l'eau avant la mesure de la résistance à la compression. Les résultats de ces travaux sont montrés sur la *figure 4.16*.

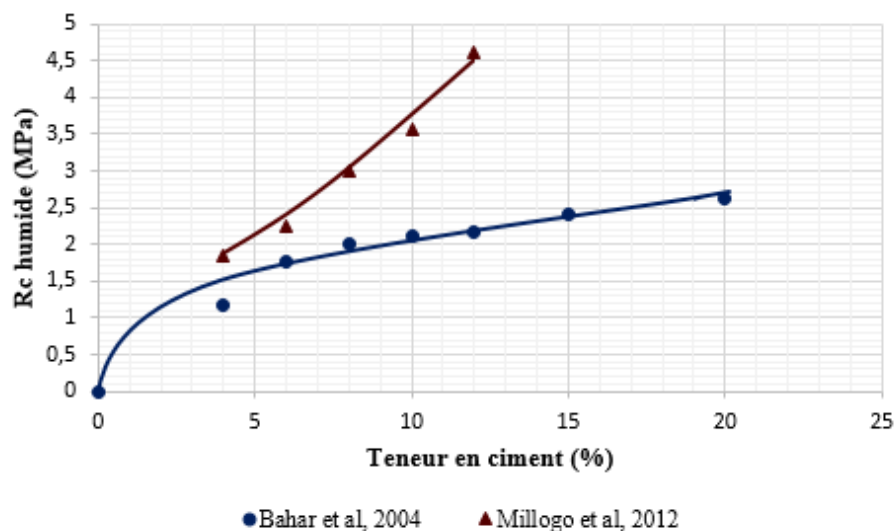


Figure 4.16 : Effet de l'ajout du ciment sur la résistance à la compression après immersion des briques de terre comprimée dans l'eau

4.4 Effet de l'ajout de ciment sur les performances mécaniques d'une brique de terre comprimée

La recherche bibliographique sur le traitement des briques de terre comprimée a mis en évidence une augmentation des résistances à la compression avec des taux variables qui dépendent essentiellement du pourcentage d'ajout du liant et de la nature minéralogique des sols stabilisés. Toutefois, plusieurs études n'ont pas été suffisamment exploitables vu le manque des données importantes (conditions de cure, mode et énergie de compactage, dimensions des échantillons...). Le *tableau 4.4* présente une synthèse bibliographique sur les briques en terre comprimées stabilisées

au ciment. Cette synthèse comporte les caractéristiques physiques et mécaniques ainsi que le mode de séchage des éprouvettes de sol étudiées.

Tableau 4.4 : Synthèse bibliographique sur les briques en terre crue stabilisées au ciment.

| Auteurs | Granulométrie (%) | Plasticité (%) | Compactage | Echantillon (H ; Φ), (L ; l ₁ ; l ₂) (mm) | Ciment (%) | R _c (MPa) | E (MPa) | Mode de séchage |
|--------------------------|--|--|----------------------------|--|---------------|---|----------------------|--|
| (Bahar et al, 2004) | <ul style="list-style-type: none"> Argile+ limon : 62.0 Sable : 30.3 Gravier : 7.7 | W _L = 39 I _P = 15 | Dynamique (Proctor Normal) | (180 ; 120) | 0 à 20% | 1.5 à 6.5 | 2500 (10% de ciment) | Séchage à l'air libre (25°C ; RH= 65%) |
| (Guettala et al, 2006) | <ul style="list-style-type: none"> Argile : 18 Limon : 18 Sable : 64 | W _L = 31 I _P = 14 | Statique à 15 MPa | (100 ; 100 ; 200) | 5 et 8% | 15.4 et 18.4 | - | Le cure a été effectuée dans une atmosphère humide (humidité relative d'air > 75%) |
| (Jayasinghe et al, 2007) | <ul style="list-style-type: none"> Argile+ limon : 8.4 -9.1 Sable : 30.4 - 59.4 Gravier : 36.5 - 56.9 | - | Dynamique (pisé) | (1020 ; 160 ; 630) | 6 ; 8 et 10 % | <ul style="list-style-type: none"> 1.52 à 2.06 1.72 à 2.94 1.92 à 3.09 | - | - |
| (Hakimi et al, 1996) | <ul style="list-style-type: none"> Argile + limon : 57 Sable : 30 Gravier : 13 | W _L = 37 I _P = 13 | Statique à 2.2 MPa | (120 ; 80) (295 ; 140 ; 93) | 0 et 4% | <ul style="list-style-type: none"> 2.67 à 3.93 1.54 à 1.80 | - | <ul style="list-style-type: none"> 7 jours à 20°C et 95% HR+ 7 jours à 25°C et 60% HR (pour 4%). 14 jours à 25°C et 60% HR (terre crue). |

| | | | | | | | | |
|-------------------------------|---|------------------------------|--|-----------------|-------------------------------|---|--|---|
| (Basha et al, 2005) | <ul style="list-style-type: none"> Argile : 10 Limon : 44 Sable : 46 | $W_L = 36.8$ $I_P = 13.8$ | Statique (à l'OPN) | (100 ; 50) | 0 ; 2 ; 4 ; 8 ; 12 %. | 0.1 à 0.35 | - | 7 jours en plastique pour garder l'humidité initiale |
| (Hussaini et al, 2019) | <ul style="list-style-type: none"> Argile + limon : 10 Sable : 55 Gravier : 35 | - | Dynamique (à une énergie intermédiaire entre le Proctor normal et modifié) | (150 ; 75) | 0 ; 2.5 ; 5 ; 7.5 ; 10% | <ul style="list-style-type: none"> 2.4 MPa (terre crue). 2.8 à 5.2 MPa (pour les échantillons traités au ciment.) | <ul style="list-style-type: none"> 120 MPa (terre crue). 320 à 800 MPa (échantillons traités au ciment). | 30 jours dans les conditions de température et d'humidité du laboratoire |
| (Meukam et al, 2003) | - | $W_L = 42$ $I_P = 20$ | Compactage dynamique | (160 ; 40 ; 40) | 4 ; 6 ; 8 ; 10% | Entre 3 et 10 MPa | | 7, 28 et 60 jours à l'air libre |
| (Pakbaz et al, 2012) | <ul style="list-style-type: none"> Argile : 10 Limon : 44 Sable : 46 | $W_L = 30$ $I_P = 17$ | Pas de compactage juste un mouillage avec des teneurs en eau élevées 30 à 70%. | (70 ; 35) | 4 ; 6 ; 8 ; 10% | Entre 0.2 et 2.9 MPa | - | Séchées dans une chambre (à $T=25^{\circ}C$; $HR=97\%$) pendant 28 jours. |

4.5 Ciment utilisé

Le ciment est composé de plusieurs minéraux, il est principalement constitué du calcium, de silice, d'alumine et de composés ferreux. L'ajout de l'eau au ciment provoque son hydratation, ce qui signifie que les composés cimentaires de calcium – silicate – hydrate (C – S – H) et calcium – aluminat – hydrate (C – A – H) se forment et environ 31 % en poids de l'hydroxyde de calcium (CaOH) est libéré (Puppala, 2016).

Le ciment utilisé pour le traitement du sol est le ciment Portland (CEM II / A 42,5), produit localement par la cimenterie de Béni-Saf. Ce ciment est conforme à la norme algérienne NA 442/2013.

4.6 Résultats des essais du traitement au ciment.

4.6.1 Compactage statique à 4MPa

Après ajout du ciment au sol séché avec un pourcentage massique de 4%, on mélange l'ensemble, ensuite on rajoute la quantité d'eau qui permet de cibler une teneur en eau donnée. On introduit 400 gr de ce sol préparé dans le moule et on compacte jusqu'à une contrainte de 4MPa. La densité sèche est calculée à partir de la hauteur de l'échantillon à la fin du compactage. On refait ensuite ces étapes avec changement de la teneur en eau. On trace par la suite la courbe du poids volumique sec en fonction de la teneur en eau correspondante. Les résultats de ces essais sont montrés sur la *figure4.17*.

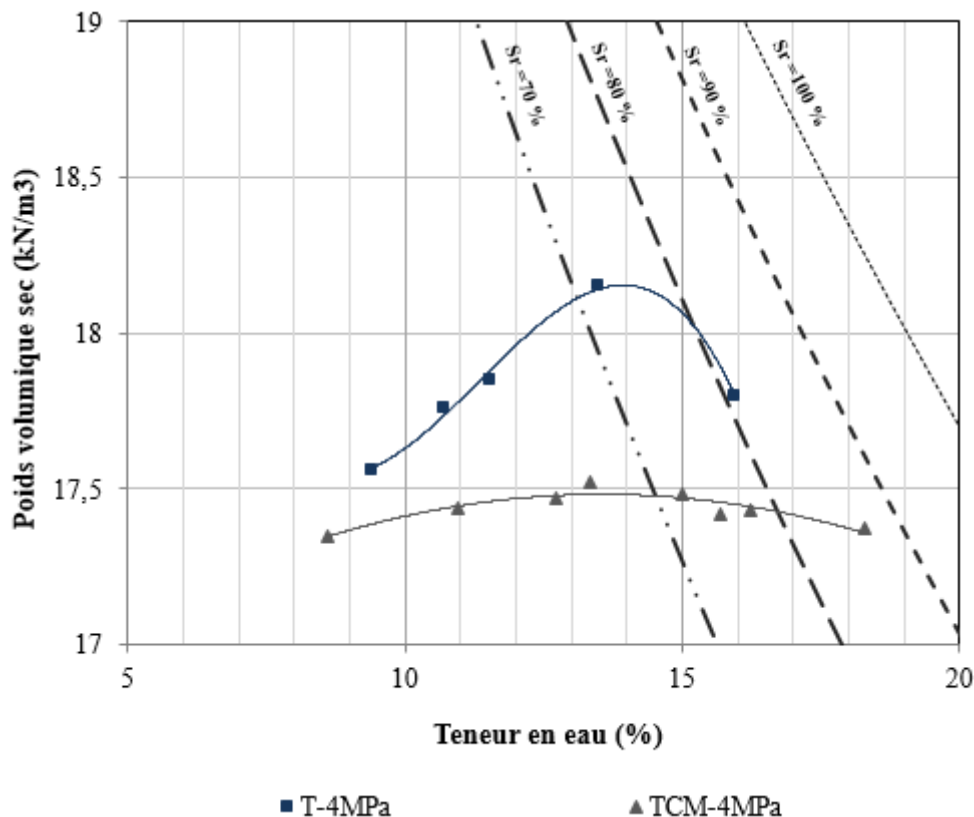


Figure 4.17 : Résultats du compactage statique sur terre crue et traitée au ciment

L'ensemble des résultats du compactage dynamique sont résumés dans le *tableau 4.5*.

Tableau 4.5 : Résultats du compactage statique du sol cru et stabilisé avec 4% de ciment.

| Compactage | T-4MPa | TCM-4MPa |
|--|--------|----------|
| W_{opt} (%) | 14 | 13.5 |
| $\gamma_{d, max}$ (kN/m ³) | 18.15 | 17.45 |
| Sr à l'optimum (%) | 75 | 65 |

On remarque sur la *figure 4.17* que l'ajout du ciment a provoqué une légère diminution des poids volumiques secs des échantillons. Notamment le $\gamma_{d, max}$ avec une baisse d'environ 5% par rapport aux échantillons de terre crue. La teneur en eau optimale pratiquement ne varie pas entre le compactage statique de la terre crue à 4MPa et celui avec l'ajout de 4% de ciment Portland ($W_{opt} = 13.5\%$). La courbe de compactage statique avec ajout de ciment est étalée donc la teneur en eau influe légèrement sur la densité sèche du matériau.

Ces résultats sont analogues à ceux rapportés par (Islam et al, 2020). La teneur en eau optimale ne varie pas de manière significative pour les sols stabilisés avec de petits pourcentages du liant. Donc on n'a pas besoin d'une grande quantité d'eau pour l'hydratation de ciment. Cependant, une diminution de densité sèche maximale a été observée pour les sols stabilisés au ciment. Cette réduction de la densité sèche maximale est le résultat de la floculation et agglomération des particules fines du sol ce qui entraîne une chute de la densité sèche maximale. C'est aussi le résultat de l'enrobage du sol par le ciment pour former des agrégats plus gros qui occupe par la suite un plus gros espace (Basha et al. 2003; Ikhlef et al. 2015 ; Djelloul, 2018).

Dans le même sens, (Garzon et al, 2015) ont constaté une légère réduction des valeurs de la densité sèche maximale pour les mélanges argile-ciment, par rapport à l'argile phyllite non traitée. Cela a été expliqué par la plus faible densité de l'additif de ciment et la plus grande rigidité du squelette du sol traité. D'autre part l'augmentation modérée de la teneur en eau optimale peut être associée au besoin en eau pour l'hydratation. Ces résultats sont montrés dans les courbes de la *figure 4.18*.

Par contre, pour l'étude de (Baldovino et al, 2020) pour les sols étudiés, la densité sèche maximale obtenue n'a pas été influencée par le pourcentage de ciment ajouté. Ce qui peut être due selon (Baldovino et al, 2020) à la finesse du ciment qui n'apportait pas d'effet de remplissage sur les sols limoneux et probablement aussi parce qu'il n'y a pas de changements significatifs qui se sont produits dans la structure des mélanges en fonction de la quantité de ciment ajoutée en si peu de temps.

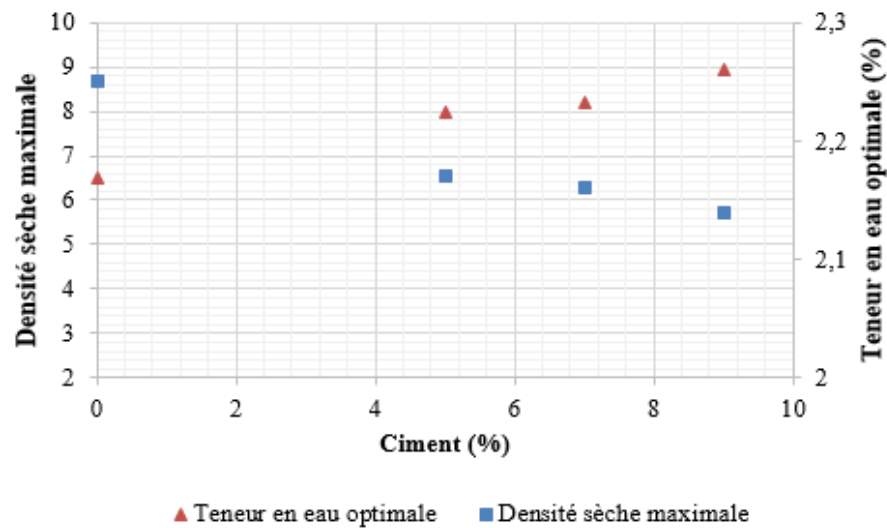


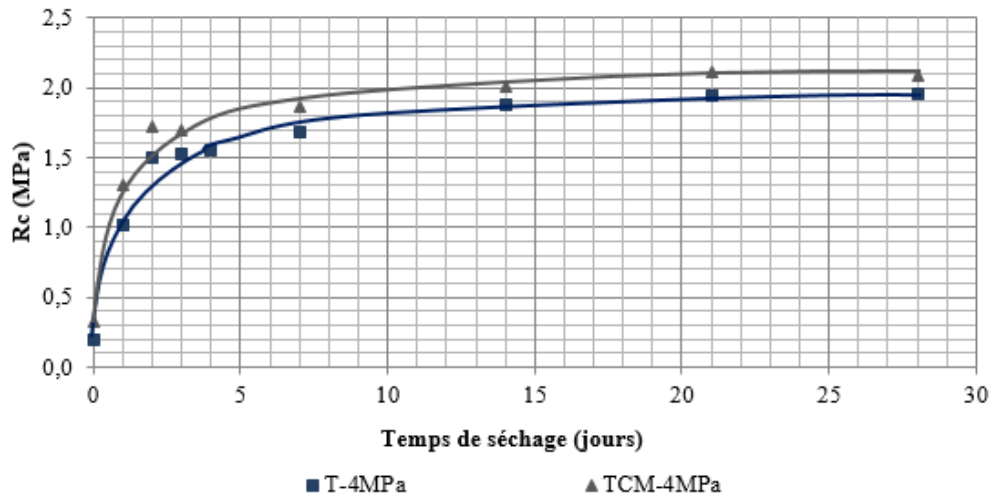
Figure 4.18 :L'effet de l'ajout du ciment sur les paramètres de compactage Proctor modifié (Gazon et al, 2015)

4.6.2 Résistance à la compression

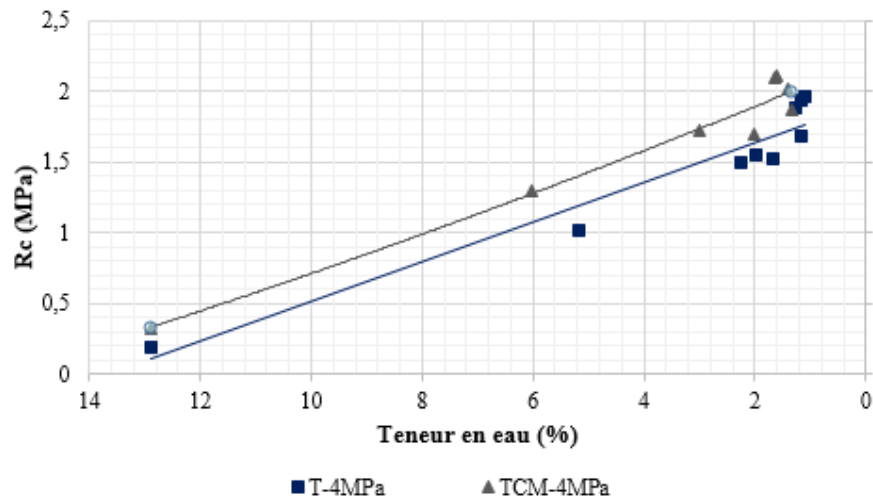
L'évolution de la résistance à la compression des échantillons de sol cru non traité et traité avec 4% de ciment compactés statiquement à 4MPa de contrainte en fonction de la teneur en eau, temps de séchage et succion est présentée dans la figure 4.19 :

- Concernant la *figure 4.19.a*, La résistance à la compression augmente au fil du temps jusqu'à atteindre un palier après 7 jours de séchage pour les échantillons de terre crue comprimée et ceux traités avec 4% de ciment. On note aussi que les résistances des éprouvettes stabilisées sont légèrement supérieures à ceux de terre crue (environ 6% à 10%). Selon (Bahar et al, 2004; Millogo et al, 2012), le ciment réagit avec l'eau pour former divers hydrates forts et rigides qui remplissent espaces et lient les particules. Ensuite les réactions pouzzolaniques avec les argiles contenues dans le sol se produisent et jouent un rôle dans l'amélioration de la cohésion de l'ensemble.
- Concernant la *figure 4.19.b*: Elle représente l'évolution de la résistance à la compression en fonction de la teneur en eau mesurée après la cure à l'air libre des échantillons. La relation entre la résistance et la teneur en eau est linéaire avec des résistances des éprouvettes traitées au ciment légèrement supérieur à ceux qui sont sans traitement pour une même teneur en eau. Ce qui figure clairement dans les résultats de (Reddy et al, 2011) avec des teneurs en ciment différentes.
- La variation de la résistance à la compression en fonction de la succion est présentée dans la *figure 4.19.c*, la succion varie de 45 kPa à 60 MPa pour les échantillons traités au ciment et de 110 kPa à 115 MPa dans le cas de la terre crue. On note ainsi que pour une valeur donnée de succion, la résistance à la

compression est plus grande pour les éprouvettes stabilisées (entre 10% et 20%). Donc on peut dire que l'ajout du ciment agit sur la succion et augmente ainsi la résistance des BTC. En outre, Il a été constaté que la relation résistance à la compression-succion est log-linéaire. Ce qui est en cohérence avec les observations de (Bui et al, 2014 ; Islam et al, 2020).



- a-



-b-

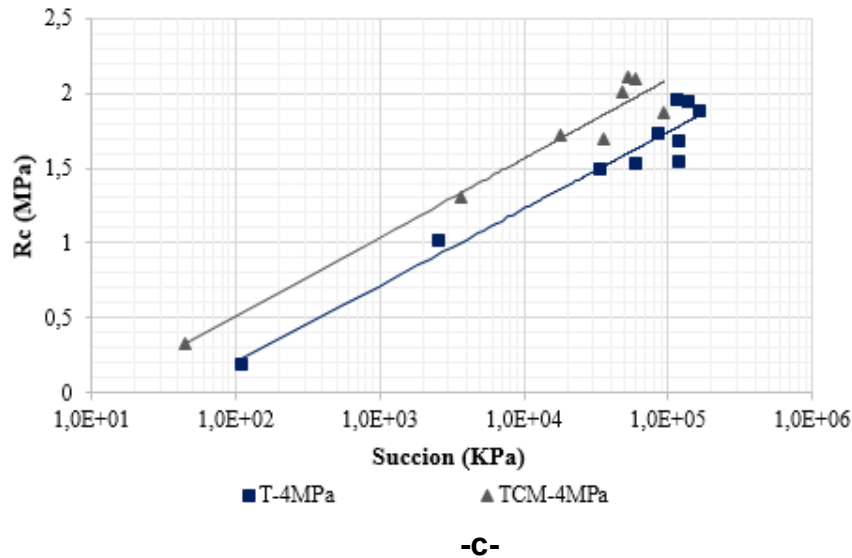
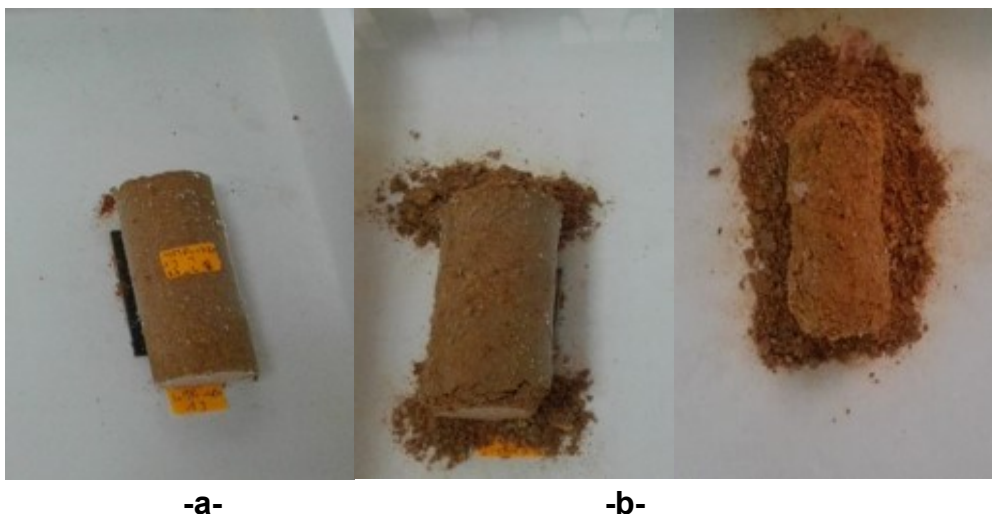


Figure 4.19 : Résistance à la compression au cours du séchage : -a : en fonction du temps de séchage -
b : en fonction de la teneur en eau -c : en fonction de la succion

Les résistances à la compression obtenues montrent une compatibilité avec les résultats de la recherche bibliographique résumée dans le *tableau 4.4* avec des différences liées à la nature du sol, sa granulométrie, le pourcentage de ciment ajouté, etc.

4.6.3 Résistance à la compression après immersion dans l'eau.

Pour analyser l'effet du traitement au ciment sur la tenue à l'eau des éprouvettes de sol compactées statiquement avec une contrainte de 4MPa, on a procédé à leur immersion totale dans l'eau pendant deux heures puis on les a soumis à l'essai d'écrasement comme prescrit dans la norme (AFNOR XP P13-901) dans sa partie destinée à la mesure de la résistance à la compression humide. Les essais d'immersion des échantillons séchés pendant 24h, 7jours et 28 jours sont montrés sur la *figure4.20*.



-a-

-b-

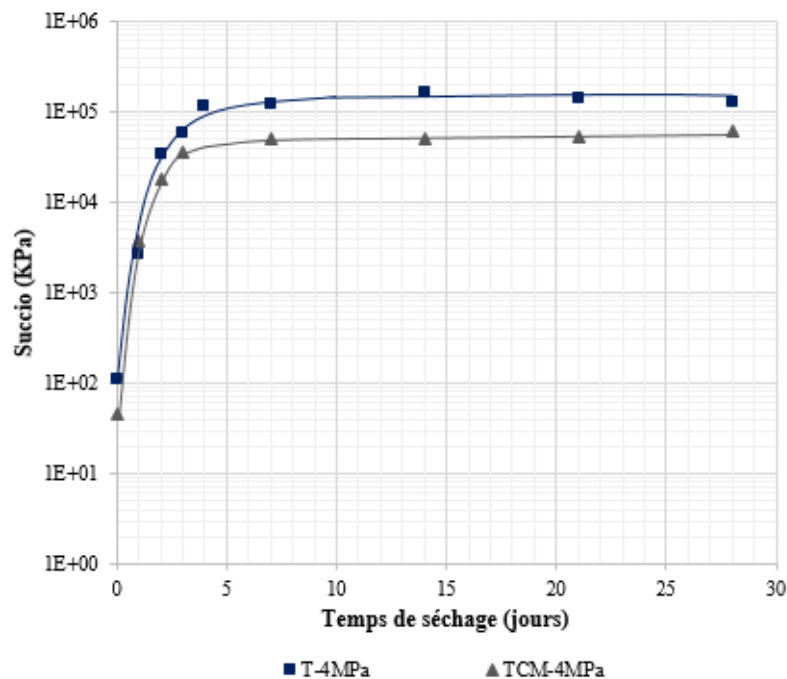
-c-

Figure 4.20 : Tenue à l'eau des échantillons de sol avec ajout de 4% de ciment pour des éprouvettes ayant subies un séchage à l'air libre de : -a- 24h -b- 7jours -c- 28 jours

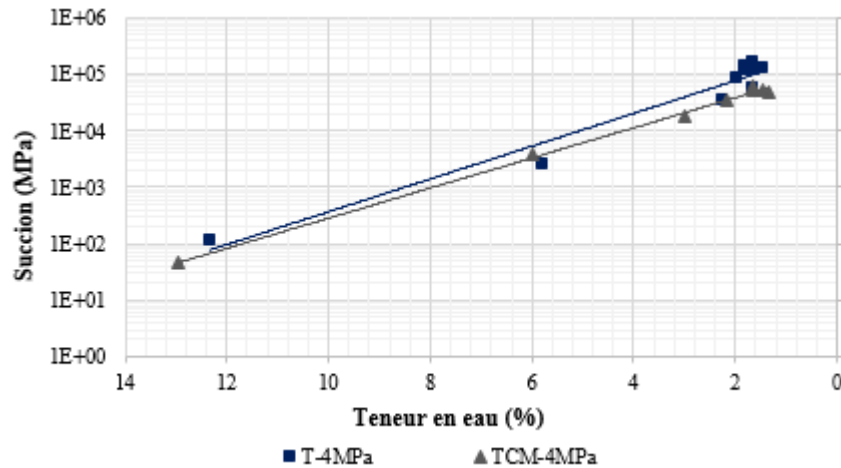
- L'éprouvette séchée à l'air libre pendant 24h a bien tenu après l'immersion pendant deux heures dans l'eau. L'échantillon a été ensuite écrasé. La résistance humide obtenue est égale à : $R_h = 0.85 \text{ MPa}$
- L'éprouvette séchée à 7 jours présentait un petit endommagement du au démoulage ce qui n'a pas permis de mesurer parfaitement sa résistance humide. Elle est égale à : $R_h = 0.89 \text{ MPa}$.
- L'éprouvette séchée à l'aire libre pendant 28 jours n'a pas tenu après l'immersion pendant deux heures dans l'eau. L'échantillon dont son état après immersion est montré sur la *figure 4.20.c* ne peut pas subir un essai d'écrasement.

4.6.4 La Mesure de succions suivant le temps de séchage

Les succions ont été mesurées en fonction du séchage des échantillons à l'aide de la méthode du papier filtre selon la norme ASTM D 5298-10. Les résultats de ces essais sont montrés sur la *figure 4.21*.



-a-



-b-

Figure 4.21 : Evolution de la succion : -a : en fonction du temps de séchage-b : en fonction de la teneur en eau

On remarque sur la *figure 4.21.a* que la succion augmente au cours du séchage. Jusqu'à atteindre un palier après 7 jours de cure pour les échantillons de terre crue et traitée au ciment. On remarque aussi une analogie entre l'évolution de la résistance à la compression en fonction du séchage et celle de la succion. Donc on peut dire que l'évolution de la résistance à la compression est liée à la succion des éprouvettes que ce soit pour la terre crue compactée ou traitée au ciment.

La *figure 4.21.b* présente l'évolution de la succion en fonction de la teneur en eau après séchage. Le séchage a un impact énorme sur la succion des échantillons comprimés. En effet, la succion pourrait atteindre des valeurs supérieures à 60 MPa et 120 MPa pour les éprouvettes de sol traitées et de terre crue comprimée respectivement.

La succion a diminué avec l'ajout du ciment ce qui a été souligné par (Bourokba et al, 2018 ; Djelloul, 2018). Cette diminution est expliquée par la réorganisation des particules induites par le phénomène de floculation (Bourokba et al, 2018; Chu et al, 1981). Donc un changement dans la phase poreuse de l'échantillon de sol compacté. Ce changement microstructural est justifié par la baisse de la densité observée après l'ajout de ciment.

4.6.5 Mesure du module d'élasticité au cours du séchage

Le module d'élasticité a été mesuré en utilisant l'appareil ultrason. Les résultats de ces essais sont présentés sur les *figures 4.22 ; 4.23 et 4.24*.

D'une manière générale pour la terre crue comprimée, on obtient des modules d'élasticité plus grands pour les résistances les plus élevées ce qui paraît clairement dans la *figure 4.22*. Ces résultats rejoignent (Jegandan et al, 2010) et (Denies et al, 2012). Aussi pour (Szymkiewicz, 2011) qui trouve une relation module d'élasticité-

résistance à la compression similaire mais avec des matériaux plus rigides (un module d'élasticité qui atteint 1GPa). Par contre pour les éprouvettes de sol traité au ciment, on note une diminution du module d'élasticité quand la résistance augmente.

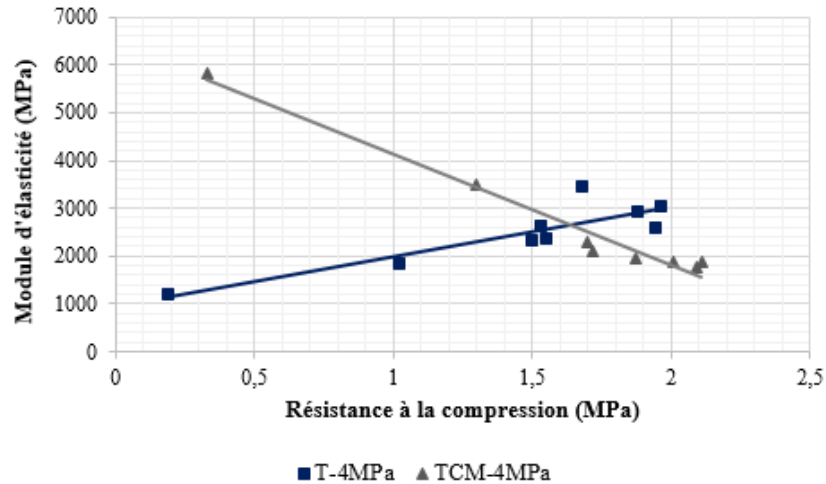
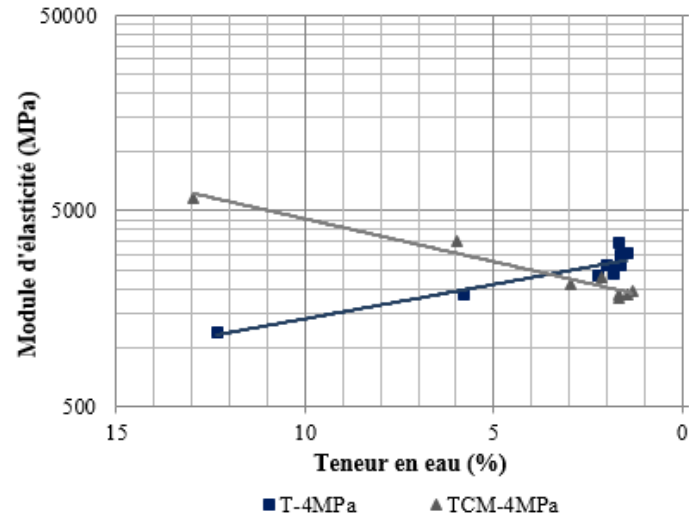


Figure 4.22 : Relation entre le module d'élasticité et la résistance à la compression

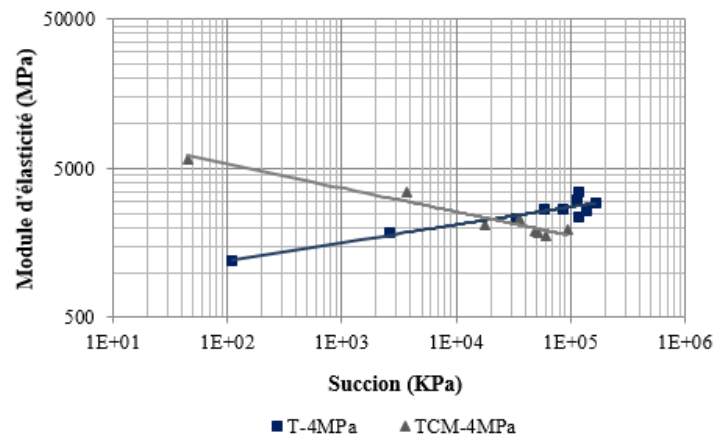
La *figure 4.23* montre que pour les échantillons de terre crue compactée à 4MPa, le module de Young augmente avec la diminution de la teneur en eau de séchage. Ce qui correspond à une augmentation du module d'élasticité avec l'augmentation de la succion dû au séchage.

Pour les échantillons de sol stabilisés au ciment :

- Le séchage influe sur le module d'élasticité des éprouvettes. Il atteint des valeurs jusqu'à 1700 MPa après une cure de 28 jours à l'air libre contre 5800 juste après démoulage des éprouvettes.
- On remarque que le module d'élasticité diminue quand la succion augmente.



-a-



-b-

Figure 4.23 : Variation du module d'élasticité durant le séchage :
-a- en fonction de la teneur en eau ; -b- en fonction de la succion

La *figure 4.24* montre que le module d'élasticité décroît avec l'augmentation du poids volumique humide pour les échantillons de terre crue compactée à 4MPa. Par contre, le module d'élasticité augmente avec l'augmentation de la densité humide des échantillons traités au ciment.

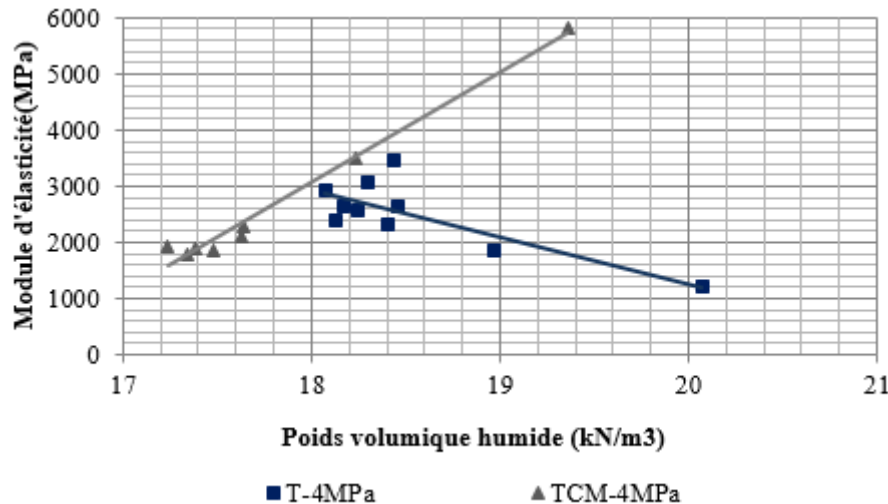


Figure 4.24 : Variation du module d'élasticité en fonction du poids volumique humide

5 CONCLUSION

On a opté pour un traitement du sol de Béni-Saf avec de la chaux et du ciment afin d'améliorer la résistance humide de notre matériau et améliorer aussi sa durabilité dans le temps. A la lumière de cette étude, les conclusions suivantes peuvent être dégagées :

- Le traitement du sol au ciment améliore la résistance à la compression des BTC. Avec une relation linéaire entre la résistance mécanique et le dosage en ciment. Par contre, le traitement à la chaux a permis d'améliorer juste la résistance avant séchage des échantillons. On peut dire que la résistance à la compression n'est pas fonction seulement du pourcentage du liant ajouté mais aussi de la composition minéralogique du sol, son PH, le temps de durcissement et les conditions de cure.
- Bien que la chaux et le ciment améliorent la tenue à l'eau de la terre comprimée, le comportement du sol de Béni Saf reste insatisfaisant vis-à-vis de l'agression de l'eau avec ce traitement chimique en petits pourcentages qui est de 4 et 6% de chaux ou 4% de ciment.
- L'ajout du liant (chaux ou ciment) a diminué légèrement les succions des éprouvettes de terre comprimée enregistrées au cours du séchage à l'air libre.
- L'ajout de la chaux n'a pas affecté le module d'élasticité des échantillons de terre comprimée. En revanche, La rigidité de la terre comprimée est sensible à l'ajout de ciment avec une augmentation de module de d'élasticité quand la teneur en eau augmente.

ANALYSE CHIMIQUE DES SOLS TRAITES AUX LIANTS

1 INTRODUCTION

Les résultats obtenus lors des essais réalisés après traitement du sol à la chaux et au ciment notamment montrent la chute de la résistance mécanique après une longue durée de cure à l'air libre. Ce constat nous a poussé à essayer de mieux comprendre le ou les mécanismes qui causent cette inefficacité de traitement qui est en général attribuée aux perturbateurs chimiques ou minéralogiques.

Tout d'abord, nous allons voir dans la première partie les mécanismes du traitement chimique du sol à la chaux et au ciment et les modifications physico-chimiques qui se produisent immédiatement et après de longues durées et qui sont censés améliorer le comportement mécanique de notre brique de terre compactée et sa durabilité. Ensuite, nous allons nous intéresser aux fameux perturbateurs de solidification qui agissent soit par un gonflement de sol après traitement ou par une fissuration de la terre comprimée. Ce qui engendre une perte de résistance comme c'est le cas dans nos résultats expérimentaux. Plusieurs essais chimiques ont été réalisés pour déterminer la composition chimique et minéralogique afin de repérer les éléments responsables du comportement mécanique du sol de Béni Saf cru et traité à la chaux et au ciment.

2 REACTIONS AU COURS DU PROCESSUS DE TRAITEMENT

Le traitement chimique des sols, possédant des qualités géotechniques inadaptées à la construction en terre, est une technique qui consiste à incorporer dans le matériau un liant

chimique tel que la chaux ou le ciment. Le but de cette stabilisation étant d'améliorer les caractéristiques mécaniques et de durabilité afin d'obtenir les caractéristiques hydromécaniques souhaitées.

L'effet du traitement aux liants est lié à la naissance des espèces cristallines après hydratation des particules en présence d'eau. Ces cristaux créent des liaisons avec les autres particules présentes dans le sol ce qui génère une cohésion de l'ensemble qui va dépendre de :

- Type et la quantité du liant introduit.
- Nature du sol (granulométrie, minéralogie...).
- Densité du sol traité.
- Température et le temps de cure.

Dans notre étude, deux traitements ont été testés, le premier à la chaux, le deuxième au ciment. On détaillera ci-après les mécanismes engendrés par ces stabilisations.

2.1 Traitement à la chaux

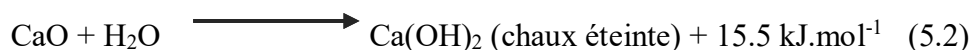
2.1.1 Origine

La chaux est obtenue à partir d'un calcaire (CaCO_3 et autres minéraux) porté à une température de plus de 1000°C . Il se produit alors une réaction chimique : le calcaire se décompose en chaux vive et en dioxyde de carbone (réaction (5.1)) :



2.1.2 Mécanisme de traitement

L'eau présente dans le sol réagit avec la chaux vive ajoutée pour produire l'hydroxyde de calcium selon la réaction (5.2) :



Cette réaction est appelée réaction d'hydratation de la chaux vive. En général, cette réaction se produit immédiatement après l'ajout de la chaux au sol contenant une certaine quantité d'eau. C'est une réaction exothermique qui dégage une forte chaleur (Wang, 2016 ; Ibtihaj et al, 2014; Vitale et al, 2017).

Dans une condition de pH de 12.4, l'hydroxyde de calcium se dissout selon la réaction d'ionisation (5.3). Le pH augmente avec l'augmentation de la concentration en particules de chaux (CaO) (Nguyen, 2015) :



L'ajout de la chaux au sol produit en général une amélioration de l'indice de plasticité, de la pression de gonflement et une augmentation de la résistance de la terre traitée. Cependant cette amélioration des propriétés physiques et mécaniques du sol peut s'étaler sur plusieurs mois voire quelques années (Kavak and Baykal, 2012). Les mécanismes qui sont responsables de ces transformations apportées au sol sont les suivants :

a) Echange cationique

Les particules d'argiles ont la capacité d'échanger leurs cations constitutifs avec leur environnement et de fixer donc l'ion de calcium libéré par l'hydratation de la chaux. Cet échange s'appelle l'échange cationique. Il s'effectue de deux manières : échange des cations inter-foliaires et échange des cations de bordure :

- *Echange de cations inter-foliaires* : Ces échanges concernent plus particulièrement les argiles T-O-T (smectite, vermiculite ...). Les ions de calcium divalents peuvent remplacer facilement des cations monovalents, et des ions en plus forte concentration remplacent ceux dont la concentration est plus faible. Généralement, les cations de plus grande valence remplacent ceux dont la valence est plus faible. A concentrations égales, voici l'ordre de substitution classique, où le cation de droite remplace celui de gauche (Eid, 2016 ; Cabane, 2004 ; Little, 1987) :



Les échanges cationiques se déclenchent avec l'ajout de la chaux à un sol argileux hydraté. La nature du sol et les cations constituant ses argiles, déterminent la quantité de calcium nécessaire pour avoir un taux important d'échange cationique inter-foliaire. On parle dans la littérature de la notion « lime fixation point, Lime Consommation Optimale et Initial Lime Consommation » (Ciancio et al. 2013). Il faut donc adapter la proportion de chaux en fonction de la quantité d'argile et sa nature.

- *Echange de cations de bordure* : Sur les bords des feuillets, les liaisons Si-OH et Al-OH présentent des charges non équilibrées. Ces liaisons fixent les cations de calcium présents dans le milieu basique (figure 5.1) (Eid, 2016).

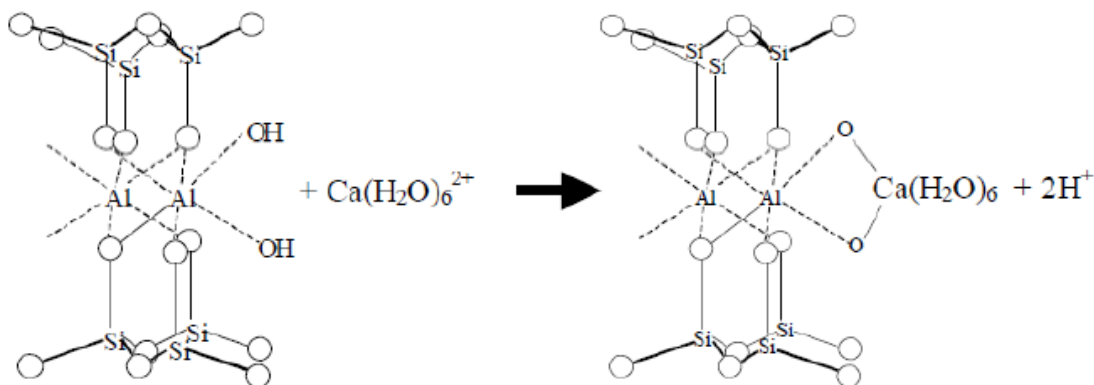


Figure 5.1 : Mécanisme de l'adsorption de cations Ca^{2+} sur la surface latérale d'une argile (Eid, 2016)

b) Flocculation et agglomération

Ce processus est une conséquence de l'échange cationique. Il résulte un changement de texture de sol d'une matière plastique à grains fins à un sol plus granulaire. Il peut être déduit par l'attraction entre les surfaces chargées de différentes particules. On observe alors une diminution du volume apparent des particules et une contraction du sol. Sur le plan microstructural, on remarque une diminution de la double couche d'eau qui entoure les

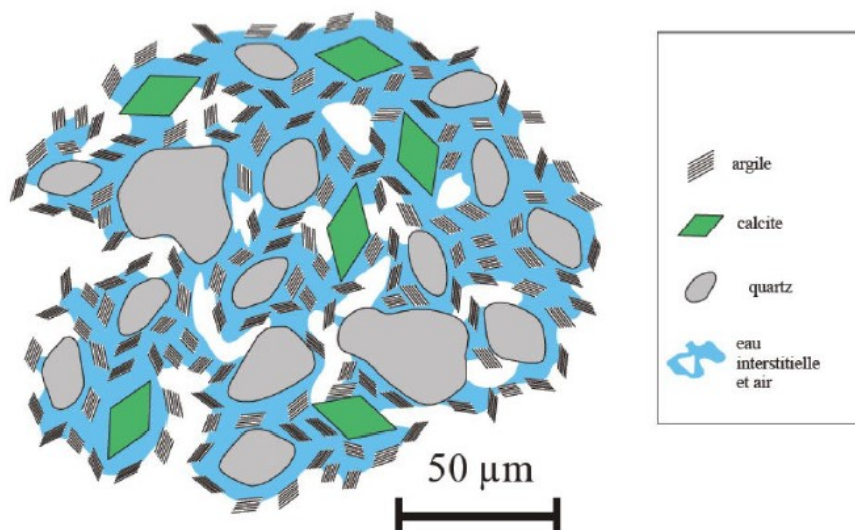
particules de sol et la formation de ponts de calcium entre les particules d'argiles (*figure 5.2*). La floculation améliore la consistance des argiles (indice de plasticité) (Eid, 2016).

c) Réactions pouzzolaniques

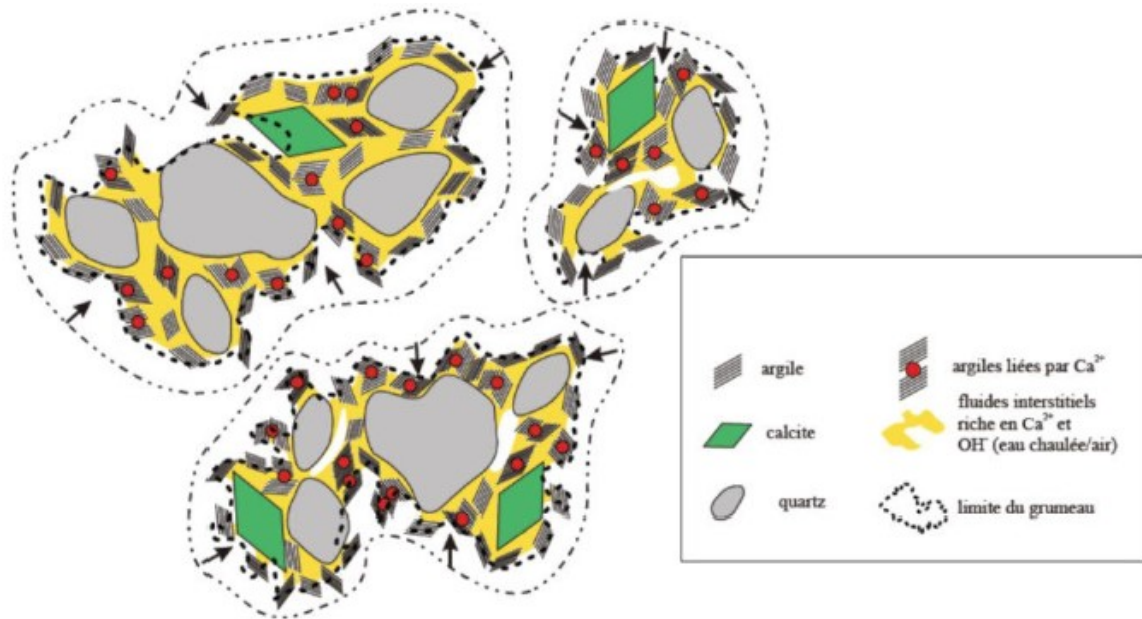
Après dissolution des silicates et des aluminates présents dans le sol dans un milieu basique à pH élevée résultant de l'ionisation de l'hydroxyde de calcium ; les C₂S, C₃S et C₃A peuvent réagir avec les cations Ca²⁺ pour former des aluminates de calcium hydraté (C-A-H), des silicates de calcium hydratés (C-S-H) et des silicates d'aluminate de calcium hydratés (C-A-S-H) (Nguyen, 2015 ; Maubec, 2017 ; Wang, 2016 ; Yong et al, 2007). Ces réactions sont appelées réactions pouzzolaniques (5.4) et (5.5). Une fraction de ces composés se combine à l'eau présente et crée ainsi des liaisons de même nature que des produits cimentaires :



La cinétique des réactions pouzzolaniques dépend de plusieurs paramètres. Elle est influencée en premier degré par la température et la teneur en eau des sols traités. Elle s'accélère avec l'augmentation de la température. Ainsi, l'humidité importante permet la mobilité des ions et favorise donc ce genre de réactions. En général, les réactions pouzzolaniques nécessitent, à température ordinaire, plusieurs mois pour qu'elles donnent des effets sur le comportement du sol traité (Ibtihaj et al, 2014). Elle est fortement liée à la quantité de calcium présente dans le mélange. Toutefois, les cations de calcium fixés déjà dans l'espace inter-foliaire ne participent plus aux réactions pouzzolaniques. Par conséquent ces réactions se passent sur les bords des particules argileux avec les cations excédentaires en solution (Eid, 2016).



-A-



-B-

Figure 5.2 : Représentation schématique de la microstructure du limon de Meaux : A : avant traitement ; B : après traitement (Cabane, 2004)

d) La carbonatation :

Il s'agit de la formation de la calcite à partir de la chaux et le dioxyde de carbone CO_2 présent dans l'air selon la réaction (5.6) :



Dans le cas où la carbonatation aura lieu, les cristaux de calcite ainsi formés auront des propriétés liantes très médiocres et perturbent la stabilisation des sols car leur développement inhibe la réaction pouzzolanique. Ceci est dû à la consommation d'une partie de la chaux disponible pour ce processus. La carbonatation entraîne donc, une réduction de la résistance finale de la terre traitée (Eid, 2016). Lelong (2008) indique que la carbonatation d'un sol argileux traité à la chaux implique une baisse de sa résistance à la compression simple de 30 à 80%.

Cette réaction pourrait avoir lieu pendant la maturation des sols traités. Cependant, les conditions nécessaires à la formation de ces calcites dans les sols traités à la chaux restent encore mal connues (Nguyen, 2015).

2.2 Traitement au ciment

Le ciment Portland est composé principalement du clinker et d'autres additifs. Le clinker est un mélange de 80% de calcaire et 20% d'argile, le tout calciné à 1450°C et broyé en poudre fine inférieure à $80 \mu\text{m}$. Le résultat est formé de quatre composés anhydres (Eid, 2016) :

- Silicates tricalciques (C_3S).
- Silicates dicalciques (C_2S).
- Aluminates tricalciques (C_3A).
- Alumino-ferrites tétracalciques (C_4AF).

D'autres constituants sont ajoutés au clinker au moment du broyage : des laitiers de hauts-fourneaux, des pouzzolanes, des cendres volantes, des fumées de silice etc., ainsi qu'une proportion de l'ordre de 5 % de gypse destiné à régulariser la cinétique de la prise hydraulique.

Les compositions chimiques et minéralogiques du ciment sont données dans les *tableaux 5.1* et *5.2*.

Tableau 5.1 : Composition chimique du ciment.

| Elément | Nom de l'élément | Composition (%) |
|--------------------------------|------------------------------|-----------------|
| SiO ₂ | Dioxyde de silicium | 24.82 |
| Al ₂ O ₃ | Alumine ou oxyde d'aluminium | 5.62 |
| Fe ₂ O ₃ | Oxyde ferrique | 3.07 |
| CaO | Oxyde de calcium | 61 |
| MgO | Oxyde de magnésium | 0.74 |
| SO ₃ | Trioxyde de soufre | 2.45 |
| Na ₂ O | Oxyde de sodium | 0.30 |
| K ₂ O | Oxyde de potassium | 0.43 |
| CaO (libre) | - | 0.94 |
| Pertes au feu | - | 1.71 |

Tableau 5.2 : Composition minéralogique du ciment.

| Minéral | Le nom du minéral | Composition (%) |
|-------------------|--------------------------------|-----------------|
| C ₃ S | Silicates tricalciques | 55.65 |
| C ₂ S | Silicates dicalciques | 20.18 |
| C ₃ A | Aluminates tricalciques | 9.77 |
| C ₄ AF | Aluminoferrites tétracalciques | 9.50 |
| Gypse | - | 4 |

Pour comprendre le mécanisme de traitement de la terre au ciment, il faut connaître les réactions chimiques dans un mélange d'eau et de poudre de ciment et les composants ainsi formés.

2.2.1 Réactions d'hydratation d'une pâte de ciment

2.2.1.1 Silicates de calcium hydratés (CSH) et portlandite (CH)

En contact avec l'eau présente dans le sol, l'hydratation de ces composés (C₂S et C₃S) se déclenche (réactions 5.7 et 5.8) et entraîne la formation des silicates de calcium hydratés (CSH) qui constituent la colle recherchée.



Dans une pâte de ciment hydratée, les CSH sont majoritaires et représentent 60% à 70% du volume total. Ils possèdent une structure souvent mal cristallisée de type gel. En englobant les grains anhydres du ciment, les CSH augmentent la cohésion de la pâte et apportent une résistance au mélange (Saussaye, 2012). La portlandite (CH) résultante aussi de l'hydratation des silicates cristallise sous une forme hexagonale. Elle occupe 20 à 30% du volume de la pâte de ciment. Elle constitue une source de calcium nécessaire aux réactions pouzzolaniques différées. Sa contribution en gain de résistance de matériau est faible (Eid, 2016).

2.2.1.2 Aluminates de calcium hydratés (CAH)

Elles résultent de l'hydratation rapide des aluminates tricalciques décrite dans la réaction (5.9). Ces composants participent peu à l'amélioration de la résistance de la pâte. Par contre, elles provoquent une prise rapide et diminuent la malléabilité du mélange (Saussaye, 2012 ; Abouelaz et al, 2015 ; Eid, 2016).



2.2.1.3 Ettringite primaire

C'est le résultat de la réaction des C_3A et les C_4AF avec le gypse $C\bar{S}H_2$ pour former le trisulfoaluminate de calcium hydraté, noté $(C_3A.3C\bar{S}H)$ ou $CA\bar{S}H$ selon la réaction (5.10).



Elle a une structure trigonale qui apparait macroscopiquement sous forme des aiguilles fines blanches enchevêtrées. Le développement de cette phase précède l'hydratation des autres anhydres (réactions (5.7) et (5.8)) (Abouelaz et al, 2015).

2.2.1.4 Ettringite secondaire

La dissolution de l'ettringite primaire donne naissance à des ions sulfate qui se réassocient avec les phases aluminates (C_3A et C_4AF) pour donner monosulfoaluminate de calcium hydraté selon la réaction (5.11).



L'ettringite secondaire est un minéral expansif qui peut apparaître quelques années après la solidification de la pâte (Abouelaz et al, 2015).

Les sulfoaluminates de calcium peuvent occuper 5 à 15% du volume de la pâte de ciment hydratée (Abouelaz et al, 2015).

La cinétique de l'évolution physico-mécanique et physico-chimique de la pâte de ciment est très influencée par la température. Elle se déroule en grande partie dans les premières minutes qui suivent le gâchage (Saussaye, 2012 ; Eid, 2016).

La figure 5.3 montre les différents éléments contenus dans une pâte de ciment durcie.

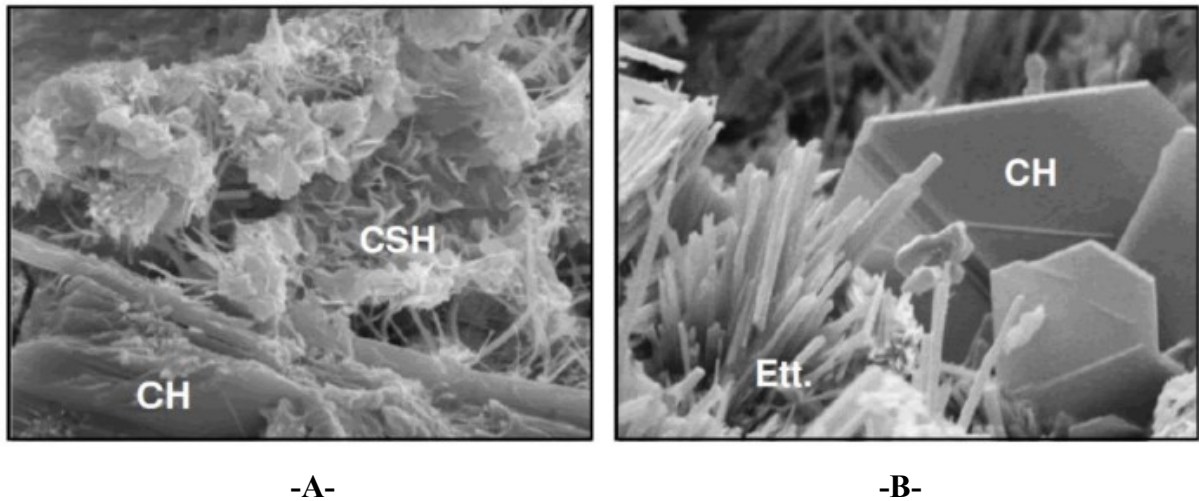


Figure 5.3 : Eléments constitutifs d'une pâte de ciment : A : portlandite (CH) et tobermorite (CSH); B : portlandite (CH) et ettringite (Ett.) (U.S. Department of Transportation Highway Administration, 2009; Saussaye, 2012)

2.2.2 Réactions pouzzolaniques dans un sol traité au ciment

Les réactions pouzzolaniques sont des réactions qui se déclenchent quelques semaines après hydratation du ciment. Elles peuvent durer quelques jours à une année (Cabane, 2004 ; Eid, 2016). Elles sont susceptibles de se produire en fonction de la minéralogie du matériau à traiter, de son pH et/ou de la quantité de calcium disponible dans le mélange terre + ciment.

La solubilité de la silice SiO_2 , de l'alumine Al_2O_3 , du carbonate de calcium CaCO_3 et de la portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$ est directement liée au pH du milieu. Ainsi tout comme pour le cas du traitement à la chaux ; à un pH de 12,4, les ions de silice et d'alumine dissociées réagissent avec le calcium apporté par le traitement pour former de nouveaux hydrates comme les silicates de calcium hydratés (CSH) (réaction (5.12)), les aluminates de calcium hydratés (CAH) (réaction (5.13)) et les aluminosilicates de calcium hydratés (CASH) (réactions (5.14) et (5.15)). La nature des minéraux formés ainsi que leur quantité dépendent directement de la minéralogie des argiles présentes dans le sol (Saussaye, 2012 ; Abouelaz et al, 2015 ; Eid, 2016). La *figure 5.4* montre les hydrates calciques développés lors de ce processus. Dans la *figure 5.4.a* on remarque les C-S-H sous formes réticulés et C-S-A-H qui sont aplatis se développant à la surface des particules d'argiles. Ainsi, la *figure 5.4.b* montre les C-S-H de structure fibreuse (réticulée) formant une couche adhérente à la surface des grains de quartz.



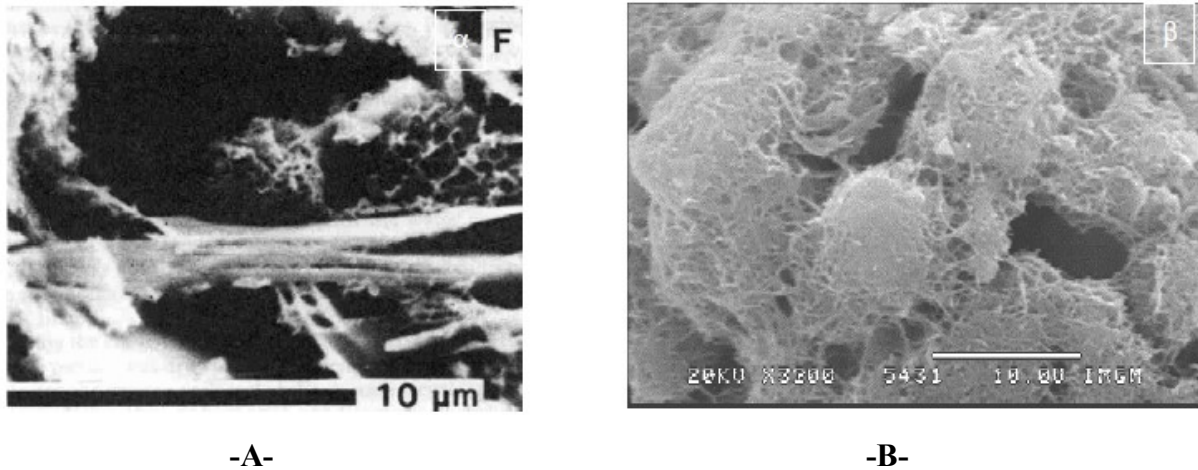


Figure 5.4 : Hydrates calciques développés par réaction pouzzolanique à partir : A : d’argiles (Locat et al, 1990); B : du quartz (Benezet, 1997) cité dans (Cabane, 2004)

Le traitement au ciment améliore le comportement mécanique du sol compacté par l’hydratation du ciment et la formation d’un mortier. Ainsi que par sa réaction avec l’argile contenue dans le mélange. Cette progression est rapidement acquise le premier mois et peuvent augmenter pendant un an (Cabane, 2004 ; Hibouche, 2013 ; Eid, 2016).

Dans un sol traité au ciment on peut trouver trois structures mêlées (Eid, 2016):

- Une matrice inerte sableuse liée au ciment.
- Une matrice d’argile stabilisée.
- Une matrice de terre non stabilisée.

Le taux de ciment ajouté peut donner différents résultats, selon la structure de la terre et sa minéralogie. Certaines terres se comportent mieux sans ajout de ciment. La résistance en compression reste très dépendante du dosage (Eid, 2016).

3 PERTURBATEURS DE SOLIDIFICATION

Cette partie reprend les quatre anions potentiellement perturbateurs de la solidification des sols traités, les chlorures, sulfates, nitrates et phosphates (Cl^- , SO_4^{2-} , NO_3^- et PO_4^{3-}). L’objectif est de déterminer les seuils de concentrations en ces anions quel que soit le contre ion qui leur est associé ; qui déclenchent une perturbation de solidification. Les travaux de recherches dans ce contexte consistent à apporter un élément chimique parmi ceux déjà cités au sol et étudier son potentiel perturbateur. Cette approche permet de voir l’influence des interactions chimiques qui existent dans le sol.

En effet, On constate que la majorité des recherches établies dans ce domaine s’intéressent à la perturbation des cinétiques de prise, d’hydratation et de durcissement des matériaux cimentaires. Ensuite, les analogies constatées avec un sol traité à la chaux et aux liants hydrauliques permettent d’envisager soit une accélération, un retard ou un arrêt dans le développement des performances mécaniques de la terre traitée aux liants.

Cependant, le mode d’expression des concentrations, qui diffère d’une étude à l’autre, rend difficile voir incertain la mise en place d’une notion de seuil pour définir une amélioration ou

une régression des performances mécaniques. Comme dans le cas des sulfates, les mesures sont exprimées selon trois modes :

- Soufre total, c'est-à-dire toutes les formes chimiques contenant l'élément soufre, exprimé en %S.
- Sulfate soluble dans l'eau ou dans l'acide, selon les normes relatives à la caractérisation des granulats entrant dans la formulation de bétons hydrauliques ou des graves traitées, exprimé en %SO₃.
- Sulfate soluble à l'eau, selon les normes relatives à la caractérisation des déchets, exprimé en %SO₄²⁻.

3.1 Les chlorures

3.1.1 Origine

La couche terrestre contient une quantité importante de chlorure avec une concentration totale estimée à 1900 ppm (ppm : partie par million).

La présence des chlorures dans les sols est attribuée généralement aux embruns marins et aux intrusions d'eau de mer dans les zones côtières. Ils sont généralement présents sous forme de sels solubles NaCl et KCl. La solution du sol peut contenir jusqu'à 10 ppm d'ions chlorure dans un sol acide et jusqu'à 1000 ppm dans un limon sableux (Calvet, 2003), soit environ 1,5 à 150 mg par kilogramme de sol sec.

3.1.2 Effet des chlorures sur le comportement des sols

Les chlorures n'entrent pas dans la composition des matériaux cimentaires, cependant ils jouent le rôle d'accélérateur de prise dans un liant hydraulique (le chlorure de calcium CaCl₂), utilisé à 1 ou 2% par rapport à la masse de ciment (Saussaye, 2012).

L'effet nuisible des ions chlorure, sur le long terme, tient en général en une augmentation des teneurs en calcium lessivé de la matrice cimentaire (Zamorani et al. 1989).

Le Borgne (2010) a étudié l'influence des ions de chlorure sur la solidification de deux sols, un sable et un limon. Chacun de ces sols a été dopé par 60 et 1200mg Cl⁻.kg⁻¹ de sol sec, introduits en solution sous la forme NaCl. Ensuite, le sable est traité à 6% de ciment CEMI et le limon est traité à 1,5% de chaux et 6% de ciment CEMI. Les concentrations en chlorure représentent alors 0,1 à 2% par rapport à la masse de liants. La *figure 5.5* présente les résultats d'essais de résistance à la compression simple (R_c) réalisés à différentes échéances (7, 28 et 60 jours) sur le sable (*figure 5.5.a*) et le limon (*figure 5.5.b*). Pour le sable, une accélération de la prise et de l'hydratation est observée. Elle est plus importante quand la concentration en chlorure augmente. En revanche, pour le limon, il semble que l'ajout du chlorure n'influe pas sur le développement des R_c, les niveaux de performances restant équivalents à ceux du sol témoin. Le Borgne (2010) met ainsi en avant la dépendance des réactions physico-chimiques à la nature du sol. Il est en outre probable qu'il existe une réaction chlorure-chaux dans le cas du limon.

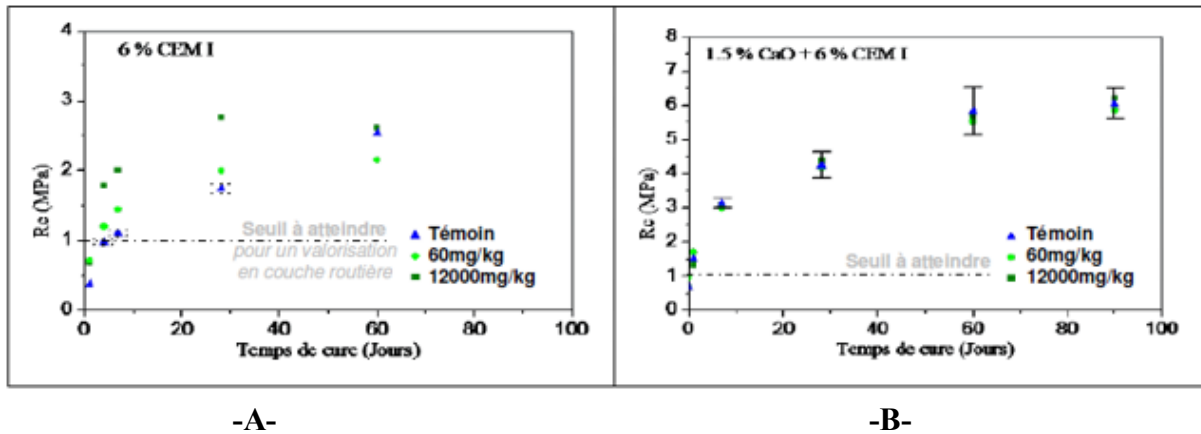


Figure 5.5 : Influence d'une addition de NaCl sur les résistances à la compression simple de sols traités : A : Sable de Bouër; B : Limon du Val d'Europe (Le Borgne, 2008)

Xing et al (2009) travaillent sur des sols riches en sels, avec des concentrations en chlorure de 1,5 à 16,0 g.kg⁻¹, traités à 21% de ciment CEMI 32,5, soit 0,75 à 8% de chlorure.

La figure 5.6 montre les courbes contraintes-déformations obtenues en compression simple à 28 jours pour trois concentrations. On remarque sur cette figure que plus la concentration en chlorure du sol augmente plus les résistances enregistrées sont plus faibles (une diminution de R_c d'environ 20%). Selon (Xing et al. 2009) cet affaiblissement de performance est aussi constaté à 7 et 90 jours.

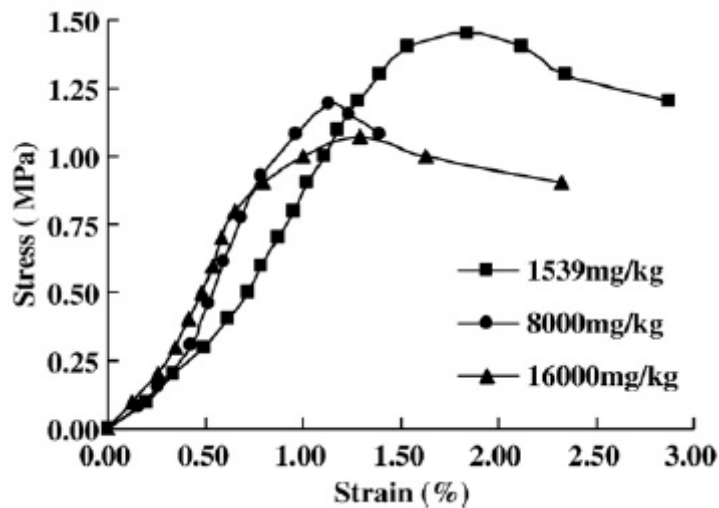


Figure 5.6 : Influence d'une addition de NaCl sur les résistances à la compression simple d'un sol riche en sels traité (Xing et al. 2009)

Xing *et al.* (2009) réalisent ensuite une analyse physico-chimique des sols traités. Ils constatent que les ions Cl^- réagissent avec les ions Ca^{2+} et Al^{3+} pour former $Ca_2Al(OH)_6Cl \cdot (H_2O)_2$, minéral qui se dépose à la surface des argiles, sans en améliorer la cohésion. L'augmentation de concentration en ions Cl^- retarde ainsi le développement des composés calciques CAH et CSH.

La durabilité de la terre traitée aux liants chimiques a été remise en cause par (Lampris et al. 2009). En effet, la dissolution des sels lors d'une faible immobilisation chimique et/ou physique

des ions de chlorure affecte la structure, ce qui conduit à la diminution des résistances voire à une désintégration en immersion dans l'eau.

3.2 Les sulfates

3.2.1 Origine

Les deux sources naturelles les plus communes du soufre sont :

- La pyrite, FeS_2 : Présente en particulier dans les marnes, elle s'altère rapidement dans les conditions de surface (en milieu oxydant) et forme des oxydes et hydroxydes métalliques (oxyde de fer Fe_2O_3 , hydroxyde de fer $\text{Fe}(\text{OH})_3$, ...) et des sulfates (acide sulfurique H_2SO_4 , sulfate ferreux FeSO_4 , gypse $\text{Ca}_2\text{SO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$...).
- Le gypse, $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$: Il peut être présent initialement ou provenir de l'altération de la pyrite. En milieu aqueux, le gypse est soluble à la concentration de $2,4\text{g.L}^{-1}$ à 20°C , ce qui en fait le moins soluble des sulfates présents dans le sol. En comparaison avec les sels solubles K_2SO_4 et Na_2SO_4 , fréquemment présents dans les milieux sédimentaires qui ont des solubilités de 109 et 209g.L^{-1} à 20°C .

En général, les teneurs en composés contenant le soufre dans la plupart des sols sont généralement faibles, de l'ordre de 15 à 30 mg.kg^{-1} de sol sec. Elles peuvent atteindre 150 mg.kg^{-1} dans un limon sableux (Saussaye, 2012).

3.2.2 Effet des sulfates sur le comportement des sols

Les sulfates, sous forme de gypse sont des composés nécessaires pour réguler la prise des aluminates tricalciques (C_3A). Ainsi les ciments courants peuvent contenir de $0,1$ à $4,0\%$ de SO_3 .

Ils sont considérés comme étant une cause de gonflements voire de fissurations du matériau cimentaire. L'association de plusieurs sources de sulfate et d'alumine conduit au développement d'ettringite $(\text{CaO}) \cdot (\text{Al}_2\text{O}_3) \cdot 3(\text{CaSO}_4) \cdot 32(\text{H}_2\text{O})$ qui menace la durabilité des matériaux cimentaires. La croissance de l'ettringite s'effectue aux dépens des CAH et CSH, initiant un gonflement et affectant ainsi la structure du matériau (Guillon, 2004).

Xing *et al.* (2009) étudient le comportement en compression simple à 28 jours des sols riches en sulfate. La *figure 5.7* montre que la résistance diminue lorsque la concentration en sulfate augmente. Les ions sulfate de Na_2SO_4 sont retardateurs de l'hydratation d'un ciment CEMI 32,5. Les auteurs ont constaté aussi que lorsque la résistance mécanique est plus faible, la proportion d'hydrates CAH et CSH aperçue à 7, 28 et 60 jours est moindre.

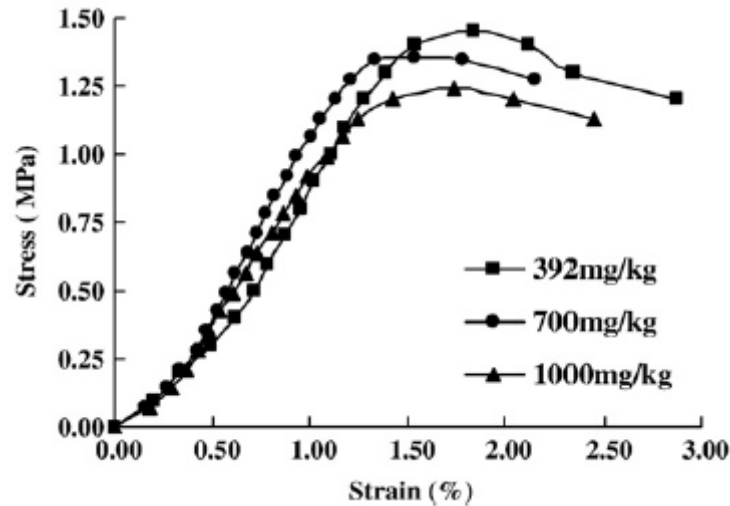


Figure 5.7 : Influence d'une addition de Na_2SO_4 sur les résistances à la compression simple d'un sol riche en sels traité (Xing et al. 2009)

Le Borgne(2008) a étudié l'influence du type de ciment lors d'un essai d'aptitude au traitement en présence de sulfate. Le sol utilisé qui est le limon du Val d'Europe a été traité avec 1,5% de chaux et 6% de ciment CEMI ou CEMII. Il a constaté qu'un ajout de de 620mg de $\text{SO}_4^{2-} \cdot \text{kg}^{-1}$ (1%) apporté sous la forme $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ engendre un gonflement volumique de l'ordre de 0,5% quel que soit le type de ciment. Par contre une concentration de 10% de sulfate provoque un gonflement de l'ordre de 15% avec le CEMII et inférieur à 5% avec le CEMI. Donc pour (Le Borgne, 2008) le gonflement est attribué à la cristallisation de minéraux expansifs par réaction des ions sulfate avec le calcium et l'aluminium du liant et/ou du sol.

Ainsi, conformément à ce qui a été observé pour les matériaux cimentaires, les minéraux expansifs d'ettringite $(\text{CaO}) \cdot (\text{Al}_2\text{O}_3) \cdot 3(\text{CaSO}_4) \cdot 32(\text{H}_2\text{O})$ et de thaumasite $(\text{CaCO}_3) \cdot (\text{CaSiO}_3) \cdot (\text{CaSO}_4) \cdot 15(\text{H}_2\text{O})$ sont aussi formés dans le cas des sols traités (Kinuthia, 1999 ; Rajasekaran 2005 ; Xing et al, 2009). Ils conduisent à des perturbations quelques jours à quelques semaines après le traitement. Ces perturbations se résument à :

- Des gonflements importants des éprouvettes de sol.
- Un développement d'une fissuration.
- Une diminution des résistances mécaniques : Le sol traité se comporte comme un sol normalement consolidé et non comme un sol cimenté (Sivapullaiah et al, 2000).

Cabane(2004) a travaillé sur douze sols (limons, schistes, marnes) traités à 1% de chaux et 5% de ciment CEMII/B 32,5. Il s'est intéressé aux concentrations en soufre total et en soufre soluble (exprimées en % SO_3) et leur influence sur la solidification des terres traitées.

Les concentrations en sulfate soluble sont mesurées sur la fraction du sol soluble à l'eau. La gamme de concentrations en sulfate soluble pour ces sols s'étend de 0,03 à 16%.

L'auteur de la recherche donne les résultats suivants :

- Des perturbations sont visibles pour de très faibles teneurs en soufre total et en sulfate soluble (dès 0,01% équivalent SO_3).

- Pour des teneurs en soufre identiques, des sols de minéralogie, texture et microstructure différentes ne sont pas affectés par les mêmes taux.
- Pour des teneurs élevées en soufre total, certains sols ne gonflent pas.
- Le gonflement volumique n'est pas en relation direct avec les concentrations en soufre total. Cependant, ce gonflement augmente avec l'augmentation des sulfates solubles.

3.3 Nitrates

3.3.1 Origine

Les ions nitrates sont produits après une succession de réactions biochimiques de l'azote atmosphérique fixé et celui minéralisé à partir de la matière organique. Ils sont naturellement présents en faible quantité, de l'ordre de 10mg.kg^{-1} jusqu'à 200mg.kg^{-1} dans un limon sableux (Calvet, 2003).

Les ions nitrate sont très facilement lessivables. Leur rétention physico-chimique est faible voire nulle. Les quantités solubilisées dépendent alors de nombreux facteurs tels que les précipitations, la nature du sol, du couvert végétal, l'utilisation des terrains...

3.3.2 Effet des nitrates sur le comportement des sols

Les nitrates n'entrent pas dans la composition des liants hydrauliques, ils sont utilisés comme accélérateur de prise sous forme de nitrate de calcium $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2$ (Aggoun *et al.* 2008).

Pour mieux comprendre l'action de nitrate de calcium dans un matériau cimentaire (Aggoun *et al.* 2008 ; Saussaye, 2012) ont réalisé des essais de prise et de résistance à la compression simple à partir de deux pâtes de ciment dont la proportion de C_3S diffère (2,82 et 8,33%) avec un ajout de 1% de $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2$ soit 3,33% de la masse de liant hydraulique.

Les résultats sont montrés dans le *tableau 5.3*.

Tableau 5.3 : Influence du nitrate de calcium sur le temps de prise et la résistance à la compression simple d'une pâte de ciment en fonction de la teneur en C_3S du ciment (Aggoun *et al.* 2008).

| Pâte de ciment (E/C=0.3) | C1 : 8,33% C_3S | | C2 : 2,82% C_3S | |
|--|---------------------------------|-----|---------------------------------|-----|
| | 0 | 1 | 0 | 1 |
| Dosage en $\text{Ca}(\text{NO}_3)_2$ (%) | | | | |
| Temps de début de prise (min) | 137 | 125 | 188 | 150 |
| Temps de fin de prise (min) | 205 | 195 | 330 | 260 |
| Rc à 1j (MPa) | 18 | 27 | 11 | 9 |
| Rc à 3j (MPa) | 25 | 36 | 17 | 15 |
| Rc à 7j (MPa) | 35 | 41 | 35 | 29 |
| Rc à 28j (MPa) | 60 | 67 | 50 | 60 |

On constate que le nitrate de calcium permet de réduire les temps de prise d'une pâte de ciment (2,82% de C_3S) (E/C = 0,5) de 20% et d'améliorer R_{c28} de 20%. Un ciment contenant 8,33% de

C₃S ne va pas réagir à la présence de nitrate de calcium en termes de temps de prise, mais les résistances seront améliorées de 50% après 1 et 3 jours. Cette amélioration est faible à 28 jours.

Pour ce qui du KNO₃, il est accélérateur de prise pour un ajout de 0 à 2.5% et il est retardateur au-delà de cet intervalle. Après 28 jours de cure, d'une pâte de ciment gâchée avec une solution de KNO₃, (Medala, 2005) observe la présence d'ettringite et de nitroaluminat de calcium 3(CaO).(Al₂O₃).3(Ca(NO₃)₂).X(H₂O), qui est un minéral expansif.

Par analogie avec les matériaux cimentaires, (Cabane, 2004) présente les perturbations de la solidification des sols en présence de nitrate d'ammonium NH₄NO₃ :

- La réaction entre l'ion ammonium et la chaux retarde la prise du ciment jusqu'à la disparition totale des NH₄⁺. Elle provoque le dégagement d'ammoniac et probablement une baisse de pH du milieu.
- Sous des conditions de pH (12,4) et de saturation du milieu adéquat, l'ion nitrate favorise la stabilité en solution de l'ion calcium. Ce qui donne naissance aux minéraux expansifs de nitroaluminat de calcium et une fissuration du matériau traité à terme.

Le Borgne, (2008) étudie l'effet du nitrate d'ammonium sur le limon du Val d'Europe avec une concentration de 156 mg NO₃⁻.kg⁻¹ et 1,56g NO₃⁻.kg⁻¹ soit (0,26 et 2,60 % de nitrate) avant son traitement à 1,5% de chaux et 6% de ciment CEMII. Il montre ainsi que les ions nitrate ne sont pas perturbateurs de la prise et de l'hydratation des liants. En effet, il constate qu'avec cet élément chimique, les résistances mécaniques et le gonflement volumique du matériau solidifié restent acceptables pour une réutilisation en technique routière. En outre, il n'observe pas de modification particulière de la microstructure du sol traité avec l'addition de nitrate d'ammonium.

3.4 Phosphates

3.4.1 Origine

Le phosphore est un élément prédominant de la couche extrême de la terre (pédosphère) avec 1000mg.kg⁻¹ dont 60% se trouve sous forme inorganique. Pour la plupart des sols, les teneurs totales en phosphate sont de 200 à 4000mg.kg⁻¹ de sol sec. Cependant, les roches volcaniques ou certaines craies peuvent contenir jusqu'à 10 000mg.kg⁻¹ (Saussaye, 2012).

Le phosphore se présente dans les sols en général à l'état d'orthophosphate PO₄³⁻ liés au calcium (apatite 3[Ca₃(PO₄)₂].CaX₂ avec X : Cl⁻, F⁻, OH⁻) ou 3[Ca₃(PO₄)₂].CaCO₃. Il se trouve aussi sous forme adsorbée à la surface des minéraux argileux ou même associé à des oxydes et des hydroxydes de fer et d'aluminium (Saussaye, 2012).

Les concentrations moyennes en ions orthophosphate dans la solution de sol sont comprises entre 0,01 et 0,10ppm. Ce qui est dû à leur faibles solubilité dans l'eau (Calvet 2003).

3.4.2 Effet des phosphates sur le comportement des sols

Les liants hydrauliques, contiennent de faibles proportions de phosphate, de l'ordre de 0,05 à 0,5% en masse.

Selon (Lin *et al.* 2009) l'ajout de P_2O_5 dans la composition du ciment Portland : 0,46 à 0,85% par rapport à la masse du ciment augmente le temps de fin de prise d'une pâte de ciment de 1h à 6h. Cependant les résistances à la compression simple diminuent de 20 à 30% pour des concentrations de 0,75 et 0,85% de P_2O_5 .

Le mécanisme de retard de la prise hydraulique est décrit par (Cabane, 2004) comme suit : La formation de phosphate de calcium (hydroxyapatite) jusqu'à consommation totale des ions phosphate solubles. Une fois le phosphate soluble éliminé, le système évolue vers la formation des aluminates calciques hydratés (CAH).

Pour ce qui est de son effet sur les sols, L'acide phosphorique H_3PO_4 est utilisé comme traitement chimique avec des ajouts 2 à 3% par rapport à la masse sèche de sol. (Ghazali *et al.* 1991) ont montré que H_3PO_4 induit la pré-consolidation de la kaolinite, une augmentation de sa cohésion et de son angle de frottement interne ainsi qu'une amélioration de sa résistance à la compression simple. Il constitue donc une alternative de la chaux vive.

Les phosphates tricalciques, phosphates de calcium mono et di-hydrogénés sont aussi utilisés pour stabiliser les argiles. Toutefois la présence de calcite induit une diminution des performances mécaniques due à la formation de phosphate de calcium qui consomme la chaux présente dans le sol. (Saussaye, 2012) aussi, signale que les ions phosphate, à un pH de 12,4, se trouvent sous la forme PO_4^{3-} et réagissent avec les ions calcium pour former des phosphates de calcium (hydroxyapatite) insolubles qui retarde la prise.

Des études sur le limon du Val d'Europe traité à 1,5% de chaux et 6% de CEMI ont été réalisées par Le Borgne (2008). Des concentrations en phosphate de 285 et 850mg $PO_4^{3-}.kg^{-1}$ (0,5 et 1,4%) apporté sous la forme K_3PO_4 . Les résultats des essais d'aptitude sont montrés sur la *figure 5.8*.

On remarque que le limon reste apte au traitement de point de vue gonflement volumétrique et résistance à la traction. Dans une autre série d'essais, il constate que la résistance à la compression simple diminue avec la concentration en phosphate mais reste suffisamment importante pour une utilisation du sol traité en technique routière ($R_c > 1MPa$).

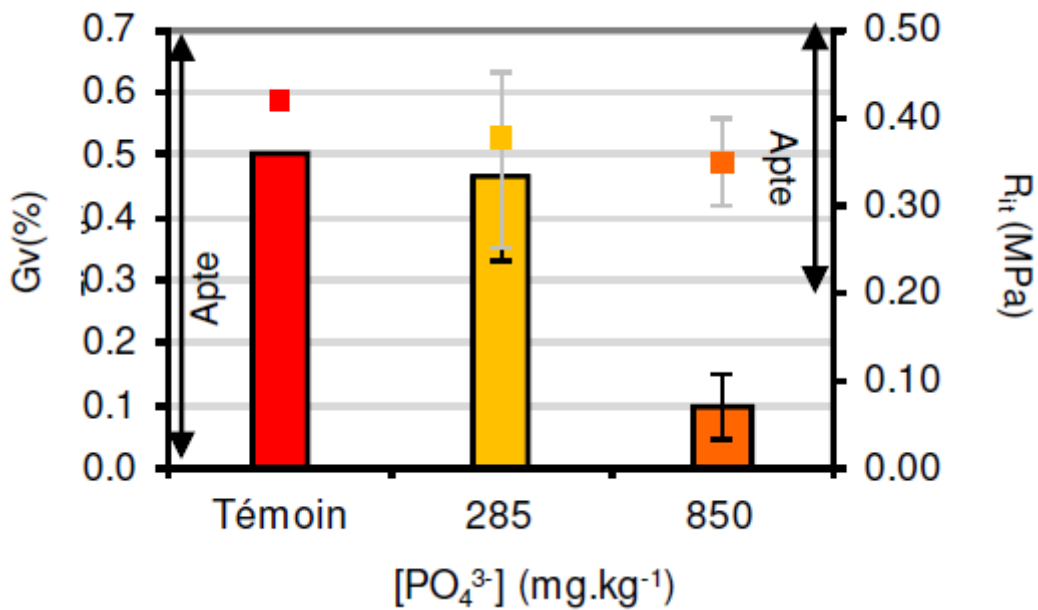


Figure 5.16 : Influence de la concentration en phosphate sur les performances physico-mécaniques du limon du Val d'Europe (gonflement et résistance à la traction indirecte) (Le Borgne 2008)

3.5 Synthèse sur les perturbateurs

En industrie cimentaire, quatre anions sont connus comme potentiellement perturbateurs de prise et d'hydratation. Les nitrates et les phosphates sont qualifiés comme retardateurs voire inhibiteurs de solidification. Alors que les chlorures et les sulfates jouent un rôle d'accélérateur de la prise et de l'hydratation des liants hydrauliques avec un risque de gonflement.

Cependant, à travers cette revue bibliographique il ressort que :

- Le chlorure de sodium NaCl est retardateur pour des concentrations inférieures à 0,03% et supérieures à 0,30%. Il modifie en particulier les réactions d'hydratation des aluminates du ciment avec la formation du chloroaluminate de calcium, ou sel de Friedel, qui retarde la formation d'aluminates de calcium hydratés CAH. Ces modifications sont liées aux proportions d'alumine et de silice contenues dans le liant hydraulique.
- Par contre les sulfates sont retardateurs pour des concentrations inférieures à 0,03% et accélérateurs pour des concentrations supérieures à 0,30%. Ils induisent aussi une déstructuration du matériau par la formation de minéraux expansifs d'ettringite et de thaumasite. La formation de ces minéraux implique la mobilisation des aluminates, des sulfates et du calcium du sol et des liants. Ainsi, ils présentent un risque de gonflement volumique au-delà de 0.3 g de SO₄²⁻.kg⁻¹ de sol sec.
- Le nitrate de calcium Ca(NO₃)₂ est considéré comme accélérateur de la prise et de l'hydratation des liants hydrauliques. Cependant il est difficile d'associer le processus à une réaction avec les aluminates ou les silicates de calcium. Par contre, Le retard induit

par le nitrate d'ammonium est attribué à la formation de nitroaluminat de calcium expansif à partir d'une réaction avec les C_3A .

- Les phosphates (Na_3PO_4 et $Ca_3(PO_4)_2$) sont utilisés comme adjuvant retardateur de prise. Ceci est dû à la formation d'hydroxyapatite à la surface des grains de ciment anhydre. La formation de ce minéral consomme les ions calcium et limite la formation de phases cimentaires structurantes. L'effet est supposé être analogue dans le cas des sols traités. Toutefois la revue bibliographique a montré que la baisse des résistances ne dépassera pas les 30% et que ces minéraux ne provoquant pas de gonflement.

4 ANALYSES CHIMIQUES DU SOL DE BENI-SAF

Dans le cadre de ce travail visant à cerner l'ensemble des paramètres qui permettent la fabrication d'une brique de terre stabilisée ; et dans le but de comprendre les phénomènes physico-chimiques qui expliquent les résultats de comportement mécanique obtenus notamment la résistance des éprouvettes de sol stabilisés après immersion totale dans l'eau. Des analyses chimiques du sol de Béni-Saf, de la chaux et du ciment utilisés dans le traitement ont été réalisées.

Notre objectif principal à travers cette partie est de parvenir à évaluer l'effet d'un certain nombre de composés chimiques sur le comportement de la terre crue compactée et sur l'efficacité du traitement à la chaux et au ciment adoptés. Les analyses chimiques permettront de déterminer l'existence ou non de composés chimiques dans le sol de Béni-Saf qui peuvent être considérés comme des éléments perturbateurs du traitement.

Le deuxième objectif de cette partie, est de proposer des pistes pour résoudre les problèmes de la tenue à l'eau des éprouvettes de terre compactées et stabilisées pour avoir un matériau qui répond favorablement aux exigences du secteur du bâtiment.

4.1 Spectrométrie de fluorescence X

4.1.1 Principe et Manipulation

La spectrométrie de fluorescence X est une technique d'analyse élémentaire globale permettant d'identifier et de déterminer la plupart des éléments chimiques qui composent un échantillon. Cette technique peut être utilisée pour des matériaux très variés : minéraux, céramiques, ciments, métaux, huiles, eau, verres... sous forme solide ou liquide.

Elle permet l'analyse de tous les éléments chimiques du Béryllium (Be) à l'Uranium (U) dans des gammes de concentration allant de quelques parties par million (ppm) à 100%, avec des résultats précis et reproductibles.

L'échantillon à analyser est placé sous un faisceau de rayons X. Sous l'effet de ces rayons X, les atomes constituant l'échantillon passent de leur état fondamental à un état excité. L'état excité est instable, les atomes tendent alors à revenir à l'état fondamental en libérant de l'énergie, sous forme de photons X notamment. Chaque atome, ayant une configuration électronique propre, va émettre des photons d'énergie et de longueur d'onde propres. C'est le phénomène de fluorescence X qui est une émission secondaire de rayons X, caractéristiques

des atomes qui constituent l'échantillon. L'analyse de ce rayonnement X secondaire permet à la fois de connaître la nature des éléments chimiques présents dans un échantillon ainsi que leur concentration massique. Le principe de cet essai est schématisé sur la *figure 5.9*.

Pour l'analyse du rayonnement de fluorescence X émis par l'échantillon, il existe deux grands types d'appareillage : les spectromètres à dispersion en longueur d'onde (WD-XRF, Wavelength Dispersive X-ray Fluorescence Spectrometry) et les spectromètres à dispersion en énergie (ED-XRF, Energy Dispersive X-ray Fluorescence Spectrometry).

La quantification d'un élément, pour une longueur d'onde donnée, est réalisée ensuite par une méthode d'étalonnage directe. L'analyse par essai X-RF est réalisée pour 15 éléments : Al, Ca, Cu, Fe, K, Mg, N, Cl, S, Si, Ru, P, Sr, Ti et Zn. Selon la gamme étalon, les longueurs d'ondes caractéristiques et les limites de détection de chaque élément.

4.1.2 Résultats de l'essai

L'essai a été réalisé au laboratoire Spectrochimie et pharmacologie structurale de la faculté de sciences de l'université de Tlemcen. Sur un appareil de type S8 TIGER 3 kW qui est un Système dispersif en longueur d'onde de type séquentiel. Les résultats des analyses par XRF de l'échantillon de sol sont montrés sur le spectre de la *figure 5.10*. Cependant, seulement 12 éléments ont été retenus. Ces éléments ont donné des valeurs supérieures à la limite de détection de l'appareil « L.O.D ».

La composition chimique élémentaire du sol de Béni Saf résultante de cet essai est donnée dans le *tableau 5.4*. Elle est comparée à celle donnée par (Saussaye, 2012) pour trois sols différents. La comparaison des concentrations élémentaires pseudo totales du sol de Béni-Saf aux limons étudiés par (Saussaye, 2012) : limons de Sées (noté LS), Le limon de Démouville (noté LD) et le limon de Loucelles (noté LL), permet de confirmer la cohérence des analyses effectuées. L'abondance du calcium est notable. Ainsi, on note l'absence de l'élément chlore pour ces limons et une quantité de soufre importante deux fois plus grande que celle du sol de Béni-Saf. On note que ces sols aussi ne contiennent ni de l'azote ni du phosphore synonyme d'inexistence des ions nitrate et phosphate.

On remarque sur le *tableau 5.4* que le sol de Béni Saf comporte une grande concentration en (Ca) et en (Si) en le comparant aux sols étudiés par (Saussaye, 2012). Par contre, il contient une concentration moins importante en (Fe ; Al ; Mg ; K). Le sol étudié est riche en (Sr) et en (Cu). Il contient aussi une concentration importante en (Cl) qui est de 288 ppm. Selon la synthèse bibliographique, le Chlore avec cette concentration est perturbateur. Il retarde la cinétique de stabilisation. Le soufre (S) se trouve dans le sol étudié avec une concentration beaucoup moins importante 67.5 ppm. Le sol de Béni Saf contient aussi des concentrations similaires aux sols étudiés par (Saussaye, 2012) en (Ti) et en (Zn).

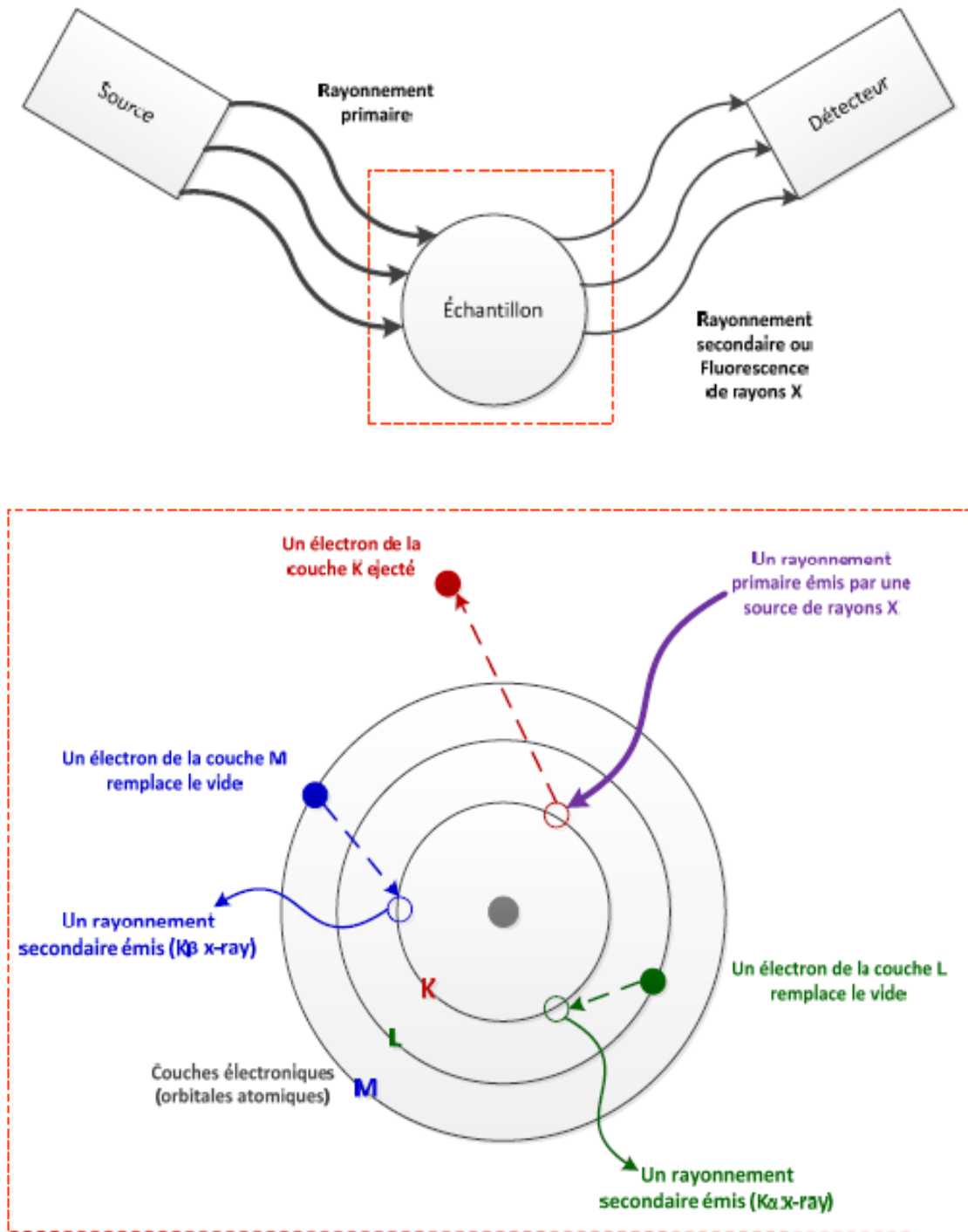


Figure 5.9 : Principe de la spectrométrie de fluorescence X (Bayouli, 2016)

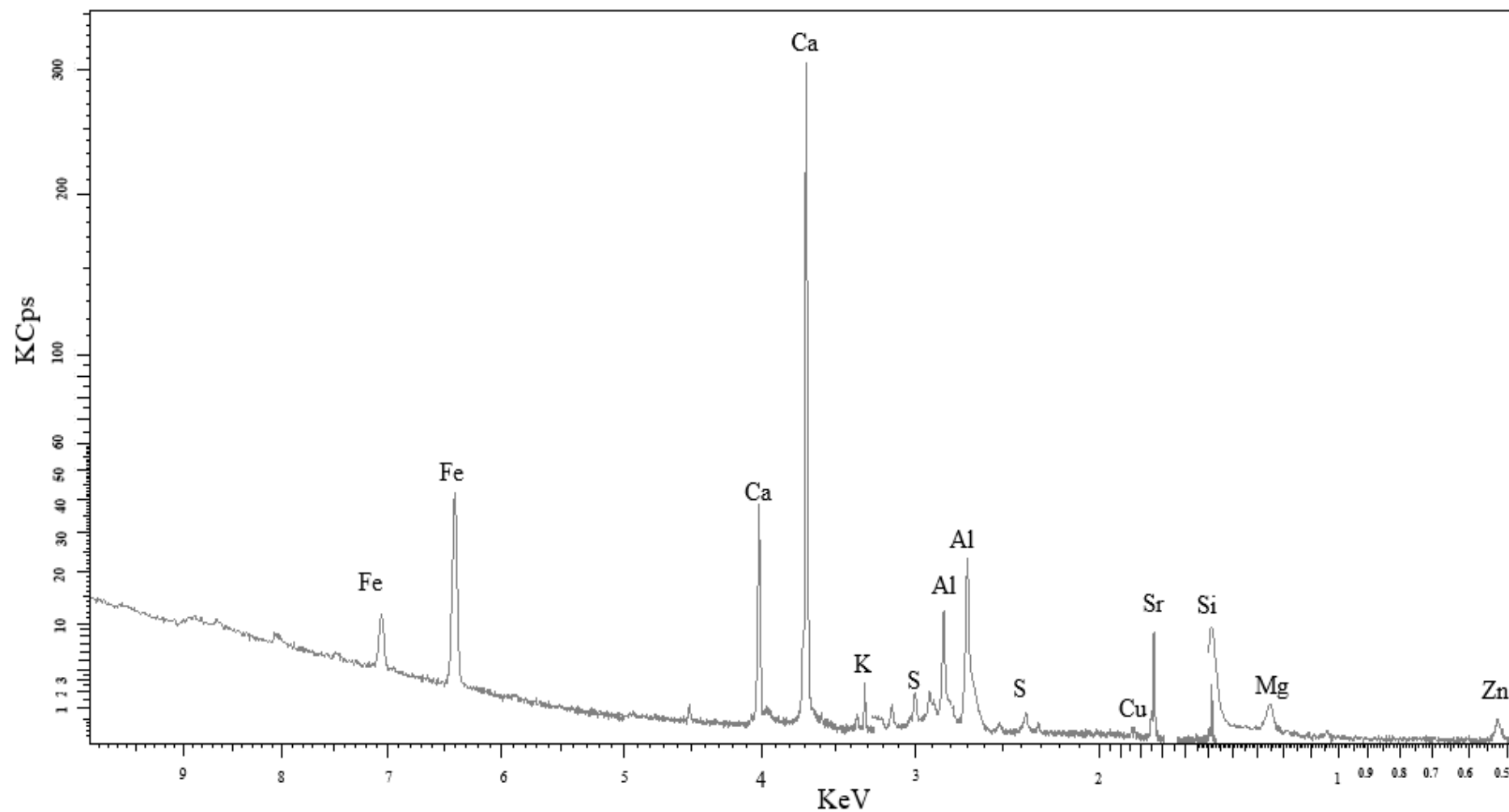


Figure 5.17 : Spectre XRF du sol de Béni-Saf

Tableau 5.4 : Influence Composition chimique élémentaire (XRF)

| Eléments | Concentration en (ppm) | | | |
|---------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| | Sol étudié | LL (Saussaye, 2012) | LS (Saussaye, 2012) | LD (Saussaye, 2012) |
| Ca (Calcium) | 130000 | 19606 | 225260 | 64615 |
| Fe (Fer) | 5475 | 19966 | 22274 | 13748 |
| Si (Silicium) | 4220 | 2210 | 2540 | 1301 |
| Al (Aluminium) | 1210 | 16923 | 11422 | 10086 |
| K (Potassium) | 887 | 3466 | 4074 | 2181 |
| Sr (Strontium) | 365 | 32 | 146 | 98 |
| Mg (Magnésium) | 355 | 2860 | 1915 | 4008 |
| Ti (Titane) | 297 | 402 | 64.3 | 238 |
| Cl (Chlore) | 288 | - | - | - |
| Cu (Cuivre) | 87.7 | 11.2 | 9 | 8 |
| Zn (Zinc) | 83.8 | 76.4 | 82.4 | 54.7 |
| S (Soufre) | 67.5 | 137 | 353 | 111 |

4.2 Analyse minéralogique par diffraction des rayons X (DRX)

4.2.1 Intérêt de la diffraction des rayons X dans l'analyse minéralogique du sol

Il existe de nombreuses techniques analytiques qui permettent la caractérisation minéralogique des sols. En fonction des techniques, il est possible d'avoir des informations sur la structure, la chimie, la morphologie ou encore la localisation du minéral dans un échantillon et ce, à des échelles d'investigation différentes (D'Amore et al, 2005).

On a choisi la diffraction des rayons X parce qu'elle donne la possibilité d'isoler des phases pures dans un mélange de phase ce qui représente une contrainte majeure dans l'étude des minéraux argileux des sols. La DRX a l'avantage par rapport aux autres techniques de fournir directement des informations sur la structure cristalline des minéraux argileux pour un nombre représentatif de cristaux (un échantillon peut contenir des milliards de cristaux). La diffraction des rayons X est donc une technique non destructive de caractérisation globale de la structure cristalline des minéraux d'un échantillon de sol.

4.2.2 Principe de l'essai DRX

Le principe de L'essai DRX est le suivant :

Des faisceaux de Rayons X produits par le tube sont envoyés sur l'échantillon de sol dans lequel ils sont déviés par les atomes qui le compose. Ces faisceaux diffractés interfèrent entre eux, conduisant à la production d'un signal intense dans certaines zones précises de l'espace. C'est ce signal qui est collecté par le détecteur, et tracé sous forme d'un diffractogramme qui

est une courbe qui présente des pics à des angles bien spécifiques de diffraction. La position de ces pics est une véritable signature de l'arrangement des atomes à l'intérieur d'un cristal (distance entre atomes, entre plans intracristallins). La relation empirique qui relie les angles auxquels sont observés les pics et les distances entre plans atomiques est la loi de Bragg.

La diffraction des rayons X permet de distinguer des produits ayant la même composition chimique mais dont les arrangements atomiques diffèrent. Par exemple, les carbonates de calcium comme la calcite et l'aragonite, de même formule chimique (CaCO_3), ont des diagrammes de diffraction différents. En revanche, les phases de nature chimique différente mais dont les atomes sont organisés selon le même arrangement présentent de grandes similitudes, à savoir des pics de diffraction localisés aux mêmes positions angulaires.

Dans un mélange de sol par exemple, il est possible de déterminer la nature de chacune des phases cristallines en présence, sous réserve de connaître préalablement la signature de chacune de ces phases. La procédure d'identification se fait en deux étapes, la première « search » consiste à comparer les pics obtenus avec ceux contenus dans une base de données qui comprend plusieurs centaines de milliers de fiches. Cette étape est suivie par une étape de validation « match » au vu de la composition chimique. La validation est effectuée par l'utilisateur qui doit avoir une bonne connaissance de l'échantillon, afin de lever les ambiguïtés et les confusions.

Pour résumer, la diffraction des rayons X repose sur l'enregistrement d'un diffractogramme et sur l'analyse des pics de ce diagramme qui permet de caractériser les cristallites présents dans l'échantillon à partir des éléments suivants :

- Position des pics : Analyse qualitative, identification de phases cristallines présentes.
- Largeur des pics : Taille et forme des cristallites.
- Intensité des pics : Estimation de composition chimique, analyse quantitative.

4.2.3 Préparation de l'échantillon

L'essai a été réalisé sur un appareil (40 kV, 15 mA et un intervalle de balayage 2.0050 - 99.9950 °). Il a été conduit selon la norme (NF EN 13295-1 et NF EN 13295-2). Un échantillon de sol non traité a été séché à 105 °C ensuite écrêté à 2mm. La partie inférieure à 2 mm a été tamisée par voie humide en utilisant l'eau distillée. L'essai a été réalisé sur fraction de sol inférieure à 80µm. L'essai est effectué au laboratoire de chimie de la faculté de sciences de l'université de Tlemcen. L'appareil utilisé est un diffractomètre couplé à un système informatique, permettant l'exploitation et le tracé des résultats acquis (*figure 5.11*).



Figure 5.11 : Appareil de diffraction des rayons X (DRX)

4.2.4 Résultats et discussions

Après l'analyse qualitative et le repérage des minéraux pouvant être contenus dans le matériau étudié ; une analyse quantitative est indispensable pour avoir la composition minéralogique. La surface des pics de diffraction dans le diagramme (2θ , I) va nous donner une information sur la quantité de la phase présente. Donc, plus une phase est présente en proportion importante, plus la surface de ses pics est grande. La surface en question est la surface nette, c'est-à-dire la surface se trouvant entre la courbe et la ligne de fond continu.

On parle aussi d'«intensité intégrale» (Serna et al, 2014) pour désigner cette surface nette. On peut donc, moyennant un étalonnage de l'appareil, faire une analyse quantitative, autrement dit calculer la composition de l'échantillon en pourcentage massiques (1% massique correspond à 10 mg de phase pour 1 g d'échantillon).

Les résultats obtenus sont montrés sur le spectre de la *figure 5.12*. Ce qui a donné la composition minéralogique résumé dans le *tableau 5.5*. Il s'avère que le Tuf de Béni-Saf est composé principalement des minéraux de quartz et de calcite (52.0% de quartz et 47.6% de calcite).

La dureté des minéraux de quartz est de 7 sur l'échelle de MOHS contre 3 pour la calcite. La prépondérance de ce minéral explique les résistances acceptables obtenues après compactage du sol du Béni Saf (Whiteny, 2007).

La solubilité de la calcite dans l'eau douce est très importante par rapport aux autres minéraux. A 20 °C elle est de 40 à 85 ppm contre 7 à 15 ppm pour le quartz (Fyfe and al, 1978). Ainsi, le pourcentage important de calcite est à l'origine de la fragilité de la brique de terre comprimée après l'immersion dans l'eau.

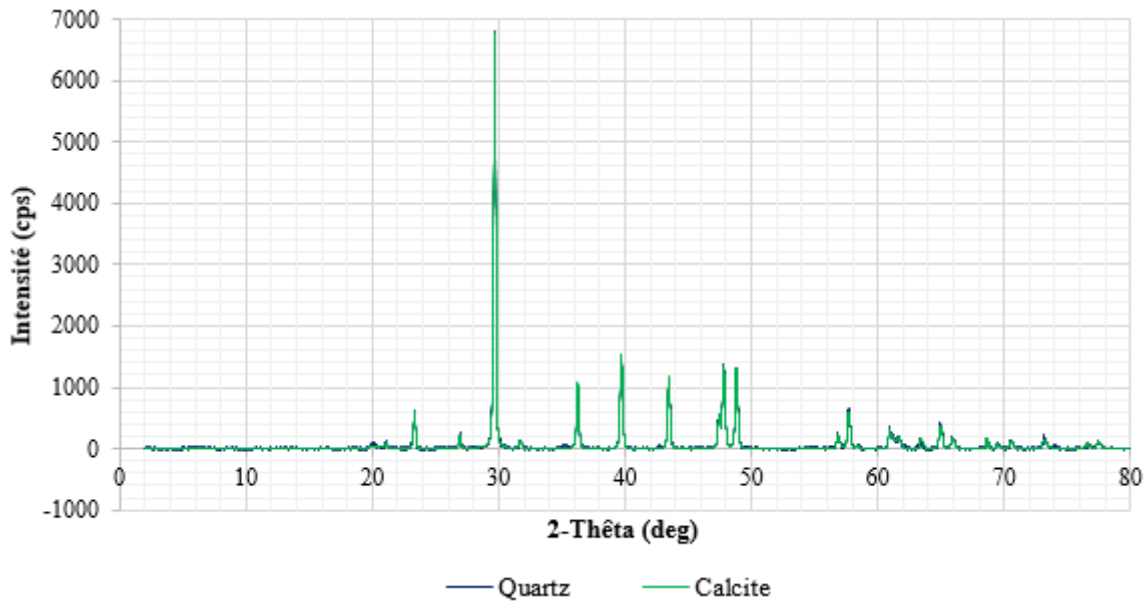


Figure 5.12 : Diffractogramme du sol de Béni-Saf

Tableau 5.5 : Composition minéralogique (DRX) du sol de Béni-Saf.

| Composition minéralogique (Tuf de Béni-Saf) | |
|---|-----------------|
| Les minéraux | Composition (%) |
| Calcite (CaCO ₃) | 47.6 |
| Quartz (SiO ₂) | 52.0 |
| Autres | 0.4 |

4.3 Essai de Chromatographie ionique

4.3.1 Intérêt de l'essai de chromatographie ionique

La chromatographie ionique est une variante de chromatographie liquide qui permet de séparer et analyser quantitativement en solution aqueuse et à température ambiante des cations (Lithium, Sodium, Calcium, Potassium, Magnésium,...) ou des anions comme c'est le cas pour notre étude (Chlorures, Sulfates, Nitrates, Phosphates,...) en utilisant une phase mobile liquide.

L'intérêt principal de l'essai de chromatographie ionique dans cette étude est de déterminer la composition de la fraction soluble dans l'eau qui peut avoir un effet négatif dans le comportement mécanique de la brique de terre comprimée spécialement vis-à-vis de l'agression de l'eau.

4.3.2 Principe de l'essai

La technique de chromatographie ionique en phase liquide repose sur un principe de différence d'affinité des anions pour la colonne. Les temps de rétention des ions dans la colonne sont donc variables. Une mesure de la conductivité électrique (μS) en fonction du temps (min) permet une détection des entités ioniques, sous forme de pics. L'intégration des aires de pics

détectés par le logiciel associé à l'appareil de chromatographie permet un calcul de concentrations anioniques par comparaison à une gamme étalon (NF EN ISO 10304-1).

4.3.3 Préparation de l'échantillon et mode opératoire

Afin d'éviter les réactions indésirables et de limiter les substances qui ne font pas partie de la composition chimique du sol, de l'eau ultra pure a été utilisée pour effectuer la préparation de la solution à analyser.

Tout d'abord, un échantillon de sol a été séché à 105 °C ensuite écrêté à 2mm. La partie inférieure à 2 mm a été tamisée par voie humide jusqu'à obtenir la quantité voulue de la fraction de sol inférieure à 80µm. Ensuite, on prend 1 gr de sol qui est dilué dans 100 ml d'eau ultra pure. La solution est agitée à l'aide d'un agitateur électromagnétique pendant 2h, 8h et 24h. Le choix de 2h d'agitation est fait pour simuler l'immersion des briques dans l'eau pour la résistance humide. Après agitation, la solution est filtré avec un papier filtre. Le filtra obtenu est injecté dans l'appareil montré sur la *figure 5.13*.

La manipulation a été réalisé au laboratoire d'application des électrolytes et des polyélectrolytes organiques de l'université de Tlemcen en utilisant un éluant d'anions composé de 3.2mmol/l Na_2CO_3 et 1.0mmol/L NaHCO_3 .

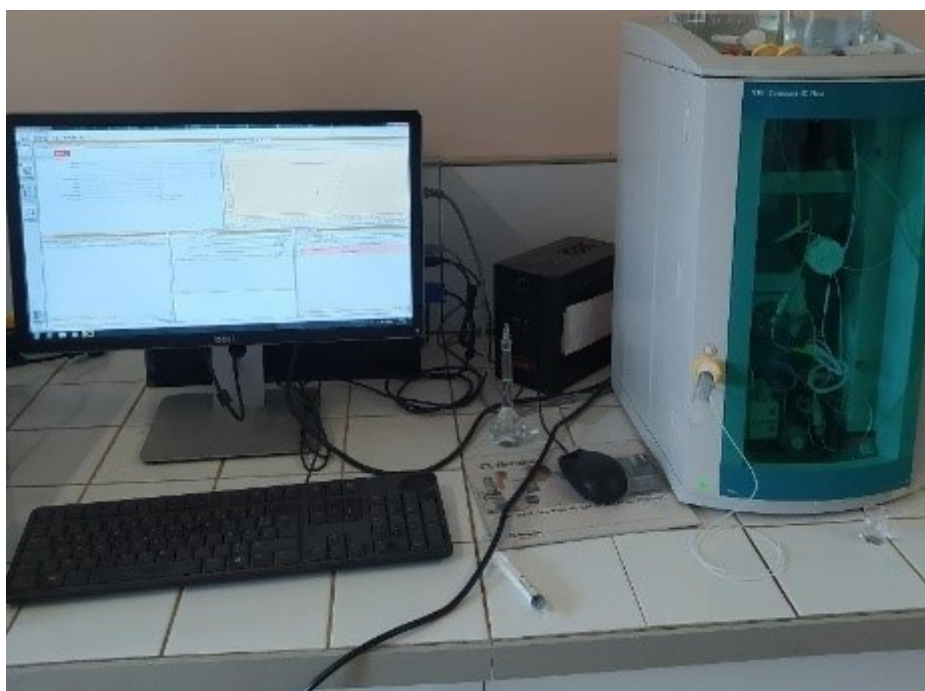


Figure 5.13 : Chromatographe avec système d'acquisition utilisé pour l'élaboration de l'essai

4.3.4 Résultats et discussions

Les résultats d'essai de chromatographie ionique ne sont pas cohérents avec ceux obtenus par l'essai X-RF. Ce qui remet en question la fiabilité des résultats obtenus. Un étalonnage de

l'appareil avec de l'eau minérale dont la composition est connue, a montré une anomalie dans l'appareil. Ce qui nous a empêché d'avoir les résultats souhaités.

5 CONCLUSION

Une caractérisation minéralogique et chimique a été réalisée au moyen d'essais qui ont permis d'avoir d'abord la composition minéralogique. Ce qui a éclairci les résultats de caractérisation mécanique de la brique de terre comprimée à savoir le caractère résistant dû à la présence de minéraux de quartz et la faible tenue à l'eau causée par les minéraux de calcite et des sels solubles dans l'eau contenus dans le sol de Béni Saf.

D'autre part, la recherche bibliographique a montré une difficulté à identifier clairement un seuil de perturbation pour chaque anion. Ainsi, on remarque que les valeurs de concentrations en anions Cl^- , SO_4^{2-} , NO_3^- et PO_4^{3-} rencontrées dans les sols naturels sont inférieures à celles évoquées ci-dessus, mais l'ampleur des perturbations n'est pas uniquement liée à la quantité d'éléments disponibles. Le chlorure contenu dans le sol avec une concentration de 288 ppm, constitue un perturbateur de solidification de sol. Il retarde la cinétique de stabilisation lors d'un traitement aux liants.

La chimie de la solution du sol est un outil de diagnostic plus puissant que le contenu élémentaire total du sol pour l'interprétation de plusieurs processus. Cependant, l'essai de chromatographie réalisé n'a pas donné des résultats exploitables qui peuvent déterminer l'effet de la composition chimique du sol sur son comportement.

CONCLUSION GENERALE

La valorisation du matériau terre dans la construction fait partie de la gestion écologique des ressources naturelles qui constitue actuellement un axe fondamental de la politique de développement durable, d'un point de vue environnemental, économique et social. A cet effet, ce travail a été lancé pour contribuer à faire revivre un art ancestral dans notre pays qui est la construction en terre où plusieurs édifices restent à ce jour témoins de ce savoir-faire.

Actuellement, les démarches scientifiques tentent de trouver les solutions idoines pour industrialiser les techniques de la construction en terre tant les avantages de ce procédé ne sont plus à démontrer. Aussi, les recherches actuelles se focalisent sur l'amélioration des propriétés de résistance et de durabilité afin d'obtenir des caractéristiques respectant les exigences habituelles des constructions en béton.

En premier lieu, le matériau choisi se trouve en abondance dans la région de Béni Saf. Ce choix est dicté par le fait que le sol présente des critères de granulométrie et de plasticité qui répondent favorablement aux exigences de choix de la terre destinée à la fabrication de briques de terre comprimée. Une identification physique et physico-chimique a permis de classer le sol comme une grave argileuse qui ne présente pas d'aptitude au gonflement.

Sur la base de méthodes expérimentales diversifiées, la caractérisation mécanique de la terre crue a été réalisée pour différents paramètres, et les conclusions suivantes ont été émises :

- Les résistances enregistrées lors des écrasements des éprouvettes de terre crue comprimée juste après compactage statique et dynamique sont faibles comparativement à ceux de la littérature pour des matériaux similaires.
- La cure des échantillons à l'air libre améliore les résistances à la compression d'une manière remarquable où on atteint des valeurs qui dépassent largement les exigences de la norme AFNOR XP P13-901.

- La succion mesurée au papier filtre varie d'une manière similaire avec la variation des résistances à la compression en fonction du temps de cure. Ce qui prouve que la résistance est directement liée à la succion de la terre compactée.
- Le module d'élasticité est proportionnel à la succion, en conséquence il varie d'une manière inverse en fonction de la teneur en eau. Les résultats du module d'élasticité obtenus montrent une augmentation de la rigidité du sol compacté avec le temps de séchage.

La problématique de l'amélioration de la durabilité de la brique de terre comprimée mesurée principalement par une résistance à la compression humide après immersion des échantillons de sol, a fait appel à un traitement aux liants. Une stabilisation par 4% et 6% de chaux a été testée puis un traitement avec 4% de ciment a été étudié. Les résultats obtenus ont permis de tirer les enseignements suivants :

- L'ajout de la chaux améliore la résistance mécanique des éprouvettes de sol comprimé juste après compactage mais il n'apporte pas une amélioration au cours du séchage.
- Le traitement au ciment augmente la résistance à la compression du sol comprimé. Cette amélioration dépend du dosage choisi. Il faut chercher donc l'ajout de ciment qui donne les résultats souhaités sans perdre les bienfaits de l'utilisation du matériau terre.
- Le traitement du sol à la chaux ou au ciment fait décroître légèrement les succions mesurées à l'intérieur des échantillons ce qui est dû à la floculation des agrégats.
- Le module d'élasticité augmente avec l'augmentation de la teneur en eau dans le cas du traitement au ciment. Par contre, l'ajout de la chaux n'a pas un effet notable sur ce paramètre mécanique.

Pour compléter la compréhension des résultats obtenus, on a opté pour une caractérisation chimique et minéralogique du sol de Beni Saf. Une étude bibliographique a montré des difficultés à arrêter des intervalles où la présence des

perturbateurs de solidification peut être significative. Néanmoins, ceci n'empêche pas de faire des comparaisons et de déduire les conclusions suivantes :

- La composition chimique élémentaire obtenue par essai X-RF a révélé la présence du soufre et du chlore qui peuvent affecter le comportement mécanique du matériau.
- L'essai DRX a montré que le sol de Beni Saf est composé des minéraux de quartz et de calcite ce qui explique le comportement mécanique avec de bonnes résistances mécaniques mais une tenue à l'eau médiocre.

Finalement, on peut conclure des résultats obtenus de cette riche étude expérimentale : d'une part, que le sol de Beni Saf peut être exploité en construction en terre à condition d'assurer sa durabilité notamment avec un traitement au liant supérieur à 6%. D'autre part, le choix des sols destinés à la fabrication de briques de terre comprimée doit répondre à des exigences relatives à la composition chimique et minéralogique qui jouent un rôle primordial dans son comportement instantané et sa durabilité. En conséquence, les deux critères exigés par la norme AFNOR XP P13-901 en l'occurrence la granulométrie et la plasticité s'avèrent insuffisants pour s'assurer de l'adaptation d'un matériau à la construction en terre.

Finalement afin de cerner complètement la problématique posée dans cette thèse, nous préconisons comme perspectives :

- Etudier d'autres traitements. La pouzzolane ou bien l'argile qui peut être bénéfique pour assurer la cohésion des grains grossiers.
- Développer des critères de choix des sols destinés à la construction en terre relatifs à l'aspect chimique et minéralogique pour avoir des briques avec un comportement mécanique et hydrique favorables.
- Recensement des études réalisées sur les sols locaux qui peuvent satisfaire les exigences de ce secteur serai très intéressant et bénéfique au secteur du bâtiment.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Abouelaz S., Canos A., Boyaval H., Pourcelot T. Rapport de projet ATI : Influence des particules fines sur la prise des liants hydrauliques dans les sols argileux. École européenne d'ingénieurs en génie des matériaux, Nancy, France. 2015.

AFNOR. NF EN 13295-1 (octobre 2003) Essais non destructifs - Diffraction RX de matériaux polycristallins et amorphes - Partie 1 : Principes généraux

AFNOR. NF EN 13295-2 (octobre 2003) Essais non destructifs - Diffraction RX de matériaux polycristallins et amorphes - Partie 2 : Procédures

AFNOR. NF EN ISO 10304-1 (juillet 2009) Qualité de l'eau - Dosage des anions dissous par chromatographie des ions en phase liquide - Partie 1 : dosage du bromure, chlorure, fluorure, nitrate, nitrite, phosphate et sulfate

AFNOR. NF P18-412, Bétons Caractéristiques communes des machines hydrauliques pour essais de compression (Presses pour matériaux durs).

AFNOR.NF P18-598. Granulats : équivalent de sable. France. 1991.

AFNOR. NF P94-048.Sols: reconnaissance et essais. Détermination de la teneur en carbonate: méthode du calcimètre. France. 1996.

AFNOR. NF P94-051.Sols : reconnaissance et essais. Détermination des limites d'Atterberg : Limites de liquidité à la coupelle – Limites de plasticité au rouleau. France. 1993.

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

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

AFNOR. NF P94-068.Sols : reconnaissance et essais. Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux : Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux par l'essai à la tache. France. 1998.

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

AFNOR. NF P98-232-1. Essais relatifs aux chaussées — Détermination des caractéristiques mécaniques des matériaux traités aux liants hydrauliques — Partie 1 : Essai de compression simple sur graves.

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

AFNOR. XP P13-901. Blocs de terre comprimée pour murs et cloisons : Définitions - Spécifications - Méthodes d'essais - Conditions de réception. France. 2001.

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

Aggoun S., Cheikh-Zouaoui M., Chikh N., Duval R. Effect of some admixtures on the setting time and strength evolution of cement pastes at early ages. *Construction and Building Materials*, vol. 22, n°2, pp.106-110. 2008.

Andrianatrehina S.R., Comportement hydromécanique des sols fins non conventionnels compactés au voisinage de la saturation Application aux remblais routiers. Thèse de doctorat, Université du Havre, France, 2016.

APRUE. Agence Nationale pour la Promotion et la Rationalisation de l'Utilisation de l'Energie : Consommation Energétique Finale de l'Algérie en 2018. Alger. 2019.

ASTM D 52980-094. Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper. Vol. 4.09. pp 154 – 159. 1995.

Athanasopoulou .A, Kollaros .G. Improvement Of Soil Engineering Characteristics Using Lime And Fly Ash. *European Scientific Journal*. Grèce. 2016.

Aubert. J. E, Maillard. P, et al. "Towards a simple compressive strength test for earth bricks?" *Materials and Structures* 49(5): 1641-1654. 2016.

Augarde. C.E. Earthen construction: A geotechnical engineering perspective. *Rammed Earth Construction – Ciancio & Beckett (Eds) London*. 2015. ISBN : 978-1-138-02770-1.

Bahar R., Benazzoug M., Kenai S. Performance of compacted cement-stabilised soil. *Cement & Concrete Composites* 26 :811–820. 2004.

Baiche B., Osmani M., Walliman N. and Ogden R., Earth construction in Algeria between tradition and modernity, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, September 2015.

Baldovino J.J.A., Izzo R.L.D.S., Pereira M.D., Rocha E.V.G., Rose J.L., Bordignon V.R. Equations Controlling Tensile and Compressive Strength Ratio of Sedimentary Soil? Cement Mixtures under Optimal Compaction Conditions. *Journal of Materials in Civil Engineering*. Février 2020.

Basha E A., Hashim R, Mahmud HB, Muntohar A. S. Stabilization of residual soil with rice husk ash and cement. *Construction and Building Materials* : 19(6) :448–53. Juillet 2005.

Basha, E. A., Hashim, R., Muntohar, A. S. « Effect of the cement-rice husk ash on the plasticity and compaction of soil ». *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.8, Bundle A, pp. 1-8. 2003.

Bayouli I., Application de la spectrométrie de fluorescence x à l'analyse in situ des métaux dans les sols contaminés. Mémoire de fin d'études. Ecole de technologie supérieure université du Québec. Canada. 2016.

Beckett. C.T.S,Smith. J.C, Ciancio. D, Augarde. C.E. Observations on the effect of the addition of calcium chloride on the tensile strength of compacted soils under review for Geoderma. June 2014.

Bei. G,Papayianni. I. Compressive strength of compressed earth block masonry. Transactions on the Built Environment vol 66: 367–375, University of Thessaloniki, Greece. 2003.

Belaid. W. Thèse de Magister : Patrimoine architectural, entre technicité, confort et durabilité: Cas de la maison de L'Oukil du Sanctuaire de Sidi Boumediene. Université de Tlemcen, Algérie. 2014.

BellF.G., Lime stabilisation of clay soils, Engineering Geology, Vol. 39(Issue 1): 67–74, 1989.

Ben MansourM., JelidiA., SoukainaA., CherifA. and Ben JabrallahS., Optimizing thermal and mechanical performance of compressed earth blocks (CEB), Construction and Building Materials, Vol. 104: 44-51, December 2015.

Benchouk. A. Thèse de doctorat : comportement hydro-mécanique Des sols fins compactés au voisinage de la saturation. Université de Tlemcen, Algérie. 2014.

Benezet J.-C. Thèse de doctorat : Réactivité pouzzolanique dans le système quartz-oxyde de calcium-eau. Université Montpellier II. France. 1997.

Biarez J., Favre J.L. Corrélations de paramètres en mécanique des sols. Ecole Centrale des Arts et Manufactures, Paris. 1976.

Birle. E,Heyer. D, Vogt. N. Influence of the initial water content and dry density on the soil–water retention curve and the shrinkage behavior of a compacted clay. Ed :ActaGeotechnica. 2007.

Blondet. M, Otazzi. G. a proposal for a standard test to evaluate the sismicstreinght of adobe masonry. Pontificia Universidad Catolicadel Peru. pp 2747-2754. Lima, Peru. 1986.

Bourokba S.A., Djelloul R., Hachichi A. Fleureau J.M. Effect of Cement on Suction and Pore Size Distribution Before and After Swelling of a Natural Clay from Algeria. Advances in Characterization and Analysis of Expansive Soils and Rocks, 64-75. 2018.

Bourokba S.A., Hachichi A., Bengraa L., Fleureau J.M., Influence du ciment sur le gonflement et la microstructure d'une argile naturelle d'Algérie. XXIXe Rencontres Universitaires de Génie Civil. Tlemcen, Mai 2011.

Bradley R. &Gohnert M. Compressed Stabilized Earth Block Shell Housing: Performance Considerations. Practice Periodical on Structural Design and Construction. 23. 2018.

Bruno Pignal. Terre crue Technique de construction et de restauration. Edition Eyrolles, France. 2005. ISBN 978-2-212-11318-1.

Bruno.A.W, Gallipoli.D, Perlot.C, Mendès.J, Salmon.N. Briques de terre crue : procédure de compactage haute pression et influence sur les propriétés mécaniques. 33èmes Rencontres de l'AUGC, ISABTP/UPPA, Anglet, mai 2015.

Bui.B.Q. Stabilité des structures en pisé : durabilité, caractéristiques mécaniques, thèse de doctorat, INSA Lyon. 2008.

BuiQ.B., HansS., Morel J.C. and DoA.P., First exploratory study on dynamic characteristics of rammed earth buildings, *Engineering Structures*, Vol. 33(Issue 12): 3690–3695, December 2011.

Bui Q. B., J. C. Morel, S. Hans, and P. Walker. Effect of moisture content on the mechanical characteristics of rammed earth. *Construction and Building Materials*. 54 (Mar): 163–169. 2014.

BurroughsV.S., Relationships between the density and strength of rammed earth, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Construction Materials*, Vol. 162(Issue 3): 113–120, August 2009.

Burrough V.S. Quantitative Criteria for the Selection and Stabilisation of Soils for Rammed Earth Wall Construction. Thèse de doctorat. University of New South Wales, Australia. 2001.

C.D.E. (Centre pour le développement de l'entreprise). Blocs de terre comprimée:

Cabane N., Thèse de doctorat : Sols traités à la chaux et aux liants hydrauliques : Contribution à l'identification et à l'analyse des éléments perturbateurs de la stabilisation. Ecole Nationale Supérieure des Mines de St-Etienne. France. 2004.

Calvet R. Le sol : Propriétés et fonctions - Volume 2. 511 p. France Agricole Editions, 2003.

Camapum de Carvalho. J, Mieussens. C, Queiroz de Carvalho ."Problems of reconstituting soil samples in the laboratory: A proposed method (in French)." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 22(6): 189. 1985.

Camapum De Carvalho. J,Crispel. J, Mieussens. C, Nardone. A. la reconstitution des éprouvettes en laboratoire. Rapport de recherche LCP N° 145. Toulouse, France. 1987.

Cherraj. M, Bouabid. H, Charif D'Ouazzane. S, Gueraoui. K. Prédiction des caractéristiques mécaniques du bloc de terre comprimée en fonction des variables de stabilisation. 9ième Congrès de Mécanique, FS Semlalia, Marrakech. 2009.

Chew S. H., Kamruzzaman A. H. M. and Lee F. H. Physicochemical and Engineering Behavior of Cement Treated Clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*: 696-706. 2004.

Chu, T.Y., Mou, C.H.: Soil-suction approach for evaluation of swelling potential. In: *Transportation Research Record* 790, pp. 54–60. *Géotechnique* 53(1), 27–40. 1981.

Ciancio D., Beckett C.T.S, Carraro J.A.H. Optimum lime content identification for lime-stabilised rammed earth. *Construction and Building Materials*. 53. 59-65. 2013.

CRATerre-EAG, CDI. Compressed earth blocks: Standards – Technology series No.11, Brussels: CDI, 1998.

CRATerre-EAG, Compressed earth Blocks: Manual of design and construction. Volume II. Germany. 1995. ISBN 3-528-02080-6.

Cui Y.J., Delage P., Sols non saturés - Applications au calcul des ouvrages, Techniques de l'Ingénieur C 303, 2003.

D'Amore, J.J., Al-Abed, S.R., Scheckel, K.G. and Ryan, J.A., Methods for speciation of metals in soils: A review. *Journal of Environmental Quality*, 34(5): 1707-1745. 2005.

Danso, H., Martinson, B., Ali, M., Mant, C. Performance characteristics of enhanced soil blocks: a quantitative review. *Build. Res. Inf.* 43, 253–262. 2015.

De BaecqueM., ChevalierC., Le FeuvreM., Palma LopesS. and ReiffsteckP., Durabilité d'un sol traité à la chaux en environnement maritime : Méthodologie de l'étude, Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur -Champs-sur-Marne, France, 2018.

Delage P., Fry J.J., Comportement des sols compactés: apports de la mécanique des sols non saturés, *Revue française de géotechnique*, Vol. 92, 2000.

Delbecque. C. Approche contemporaine de la construction en terre. Histoire de la construction en terre. 2011.

Denies N., Huybrechts N., De Cock F., Lameire B., Vervoort A., Van Lysebetten G., Maertens J. « SOIL MIX WALLS as retaining structures – mechanical characterization ». ISSMGE - TC 211 International Symposium on Ground Improvement IS-GI Brussels 31 May & 1 June 2012.

Denis. M. Thèse de doctorat :Le matériau terre, compactage, comportement et application aux structures en blocs de terre. Institut national des sciences appliquées de Lyon. France. 1994.

Djelloul R. Thèse de doctorat : Influence de l'ajout de chaux et de ciment sur les propriétés physico-mécaniques d'une argile naturelle de la région d'Oran en vue de sa valorisation en construction routière. Université d'Oran. Algérie. 2018.

Doat.P,Hays.A, Houben.H, Matuk.S, Vitoux.F. Construire en terre. CRATerre. Page 264. France. 1979. ISBN : N° 2-862227-009-1.

Eid J., Thèse de doctorat : Élaboration d'un éco-géo-matériau à base de terre crue. Université du Havre, France. 2016.

El Sohby, M. A; Rabba, S.A etMazen, O. « Role of mineralogical composition in the activity of expansive soils ». *Transp. Resc. Record* 1032, pp .24-33. 1986.

Esteoule. J,Istvan. C. Evolution granulométrique des sols sablo-argileux soumis à des compactages dynamiques et statiques. *Bulletin de l' Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur* N° 43. France. 1991.

Flament C. Thèse de doctorat : Valorisation des fines de lavage de granulats : application à la construction en terre crue. Option :Génie Civil. Université d'Artois, France. 2013.

Fleureau J.M., Verbrugge J.C., Huergo P.J., Gomes Correia A. &Kheirbek-Saoud S.:Aspects of the behaviour of compacted clayey soils on drying and wetting paths. Canadian Geotechnical Journal, N° 39. 2002.

Fyfe W.S., Price N.J. and Thompson A.B. Chapter 4 - Solubility of Minerals and Physical Chemistry of Their Solutions. From: Fluids in the Earth's Crust. Vol. 1. Pages: 55-88. 1978.

Gallipoli. D,Bruno. A.W, Perlot. C, Raw earth construction: Is there a role for unsaturated soil mechanics? Ed :Khalili, Russell &Khoshghalb. London. 2014. ISBN : 978-1-138-00150-3.

Garzón E., Cano M., O'Kelly B. C. et Sánchez-Soto P. J. « Phyllite clay–cement composites having improved engineering properties and material applications ». Applied Clay Sciences, Volume 114, Issue September 2015, pages 229–233. 2015.

Gay, G. and Schad, H. « Influence of Cement and Lime Additives on the Compaction Properties and Shear Parameters of Fine Grained Soils ». Otto-Graf-Journal, Vol. 11. 2000.

Gens A., Alonso E.E., Suriol J., Lloret A., Effect of structure on the volumetric behavior of a compacted soil, Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils UNSAT'95, Vol. 1, pp. 83–88, Paris, FR, September 1995.

Ghazali F.M., Baghdadi Z.A., Khan A.M. Overconsolidated behaviour of phosphoric acid and lime-stabilized kaolin clay Transportation Research Record, n°1295, pp.62-69. 1991.

Ghomari .F. Thèse de doctorat : Matériau en terre crue compactée : Amélioration de sa durabilité à l'eau. Institut national des sciences appliquées de Lyon. France. 1989.

Guettala a., Abibsi a., Houari H. Durability study of stabilized earth concrete under both laboratory and climatic conditions exposure. Construction and Building Materials; 20(3):119–27. Avril, 2006.

Guettala M. et Guenfoud M. Béton de terre stabilisé propriétés physico-mécaniques et influence des types d'argiles. La technique moderne 1-2 ; 21-26. 1997.

Guillon E. Thèse de doctorat : Durabilité des matériaux cimentaires – Modélisation de l'influence physico-chimique sur la microstructure et les propriétés mécaniques résiduelles. Ecole Normale Supérieure de Cachan. 2004.

Hakimi A, Yamani N, Ouissi H. Rapport: Résultats d'essais de résistance mécanique sur échantillon de terre comprimé de. *Materials and structures*. 1996;29(December):600–8.

Hakimi. A et al, Comportement mécanique non linéaire du bloc de terre comprimée par couplage. *Materials and Structures*. Vol 32. PP 539-556. Maroc. 1999.

Hakimi. A, Yamani. N, Ouissi. H.Rapport: Résultats d'essais de résistance mécanique sur échantillon de terre comprimée. *Matériaux et Constructions*, Vol. 29. pp 600-608. 1996.

Heathcote. K, Jankulovski E. Aspect ratio correction factors for soilcrete blocks. Australian civil engineering transactions, vol. CE34. p. 309–312. Australia. 1992.

Hibouche A., Thèse de doctorat : Sols traités aux liants : Performances hydro-mécaniques et hygro-thermiques –Applications en BTP-. Université du Havre. 2013.

Horpibulsuk S, Rachan R, Chinkulkijniwat A, Raksachon Y, Suddeepong A. Analysis of strength development in cement-stabilized silty clay from microstructural considerations. Construction and Building Materials. Octobre 2010.

Hossain, K.M.A., Lachemi, M. and Easa, S. « Stabilized Soils for Construction Applications Incorporating Natural Resources of Papua New Guinea ». Resources, Conservation and Recycling, Vol. 51, pp.711-731. 2007.

Houben. H, Guillaud. H. Traité de construction en terre. CRATerre. Edition Parenthèse. Marseille, France. 355 p. 2006.

Houben. H, Rigassi.V, Gamier.P. CRATerre : clocs de terre comprimée équipements de production. Bruxelles. 1996. ISBN : 2-906901-12-1.

Hussaini S.M.S., Toufigh V. Strength and Fracture Behavior of Rammed-Earth Materials. Journal of Materials in Civil Engineering. 31(10): 04019228. 2019.

Ibtehaj T. J., Mohd .R.T, Zaid .H.M, Tanveer .A.K. Soil stabilization using lime: Advantages, disadvantages and proposing a potential alternative. Research Journal of Applied Sciences, Engineering and Technology, 8(4): 510–520. 2014.

Ikhlef, N. S., Ghembaza M. S., Dadouch M. « Effect of treatment with cement on the mechanical characteristics of silt from Telagh region of SidiBelabes, Algeria ». Geotechnical and Geological Engineering Vol. 33, No. 4, pp. 1067-1079. 2015.

Institut International d'Ingénierie. Burkina Faso. 2013.

Islam M.S., Elahi T-E., Shahriar A.R., Nahar K., Hossain T.R. Strength and Durability Characteristics of Cement-Sand Stabilized Earth Blocks. Journal of Materials in Civil Engineering. 32. 2020.

Jahandari S., Saberian M., Zivari F., Li J., Ghasemi M. and ValiR., Experimental study of the effects of curing time on geotechnical properties of stabilized clay with lime and geogrid, International Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 13(Issue 2): 172-183, May 2017.

Jayasinghe C, Kamaladasa N. Compressive strength characteristics of cement stabilized rammed earth walls. Construction and Building Materials. 21(11):1971–6. Novembre, 2007.

Jayasinghe C. and Kamaladasa N. Structural Properties of Cement Stabilized Rammed Earth. ENGINEER - Vol. XXXVIII, No. 03, pp. 23-30, 2005.

Jegandan, S., Liska M., Osman A. A.-M., Al-Tabbaa A. "Sustainable binders for soil stabilisation". ICE Journal of Ground Improvement 163(1), 53-61. 2010.

- Joseph. O, Arumala, Gondal.T.** Conference of the Royal Institution of Chartered surveyors : Compressed earth building blocks. Atlanta, USA. 2007. ISBN 978-1-84219-357-0.
- Kavak, A. and Akyarh, A.,** « A Field Application for Lime Stabilization ». *Environnement Geology*, Vol. 51, pp.987-997. 2007.
- Kavak, A. and Baykal, G.,** 'Long-term behavior of lime-stabilized kaolinite clay', *Environmental Earth Sciences* pp. 1_13. Kocaeli University, Turkey. 2012.
- Khattab, S.A., Al-Juari, K.A.K., Al-Kiki, I.** « Strength, durability and hydraulic properties of clayey soil stabilized with lime and industrial waste lime ». *Al-Rafidain Engineering*, Vol.16, N°1, pp. 102-116. 2008.
- Kinuthia .J.M,Wild .S, Jones .G.I.** Effects of monovalent and divalent metal sulphates on consistency and compaction of lime-stabilised kaolinite. *Applied Clay Science* 14. PP 27–45. 1999.
- Kouakou. C.H,Morel. J.C.** Strength and elasto-plastic properties of non-industrial uilding materials manufactured with clay as a natural binder. *Applied Clay Science*44 : 27–34. France, January 2009.
- Laborel-preneron. A, Aubert. J.E, Magniont. C.** Influence de la teneur en chenevotte sur les performances mecaniques et les proprietes hygrothermiques d'un eco-materiaua base de terre crue. *Conférence Internationale Francophone NoMaD. Mines Douai, France.* 2015.
- LachgueurK., Abou-BekrN., TaibiS. and FleureauJ.M.,** Effects of compaction and suction on the hydromechanical properties of a dam core clay, *Transportation Geotechnics*, Vol. 27 : 100498, 2021.
- Lampris C., Stegemann J.A., Cheeseman C.R.** Solidification/stabilisation of air pollution control residues using Portland cement: Physical properties and chloride leaching *Waste Management*, vol. 29, n°3, pp.1067-1075. 2009.
- Le borgne T.** Caractérisation et quantification des éléments perturbateurs de prise lors du traitement des sols. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, Nancy, France. 2010.
- Lelong v.** Le traitement des sols à la chaux : éléments fondamentaux, *Journée Valorisation des sols médiocres*, Paris, France. 2008.
- Li Z.M.,** Compressibility and collapsibility of compacted unsaturated loessial soils, *Proceedings of the 1st International Conference on Unsaturated Soils UNSAT'95*, Vol. 1, pp. 139-144, Paris, FR, September 1995.
- Lin K.L, Lin D.F., Luo H.L.** Influence of phosphate of the waste sludge on the hydration characteristics of eco-cement. *Journal of Hazardous Materials*, vol. 168, n°2-3, pp.1105-1110. 2009.

Little, D. N. Fundamentals of the stabilization of soil with lime. Bulletin of National Lime Association, (322, 17). 1987.

Locat J. Bérubé M.-A. et Choquette: Laboratory investigations on the lime stabilization of sensitive clays : shear strength development. Canadian Geotechnical journal n° 27. pp 294-304. 1990.

Lu N. and Kaya M., A drying cake method for measuring suction-stress characteristic curve, soil–water-retention curve, and hydraulic conductivity function, Geotechnical Testing Journal, Vol. 36(Issue 1): 1–19, January 2013.

Lu N. and Kaya M., a power law for elastic moduli of unsaturated soil, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 140(Issue 1): 46–56, January 2014.

Malkanathi S.N., Balthazaar N. and Perera A.A.D.A.J., Lime stabilization for compressed stabilized earth blocks with reduced clay and silt, Case studies in construction material, Vol. 12, June 2020.

Mallela .J, Harold Von Quintus .P, Smith .K.L. Consideration of Lime-stabilized Layers in Mechanistic-empirical Pavement Design. The National Lime Association. Arlington, Virginia, USA. 2004.

Mamba. M, Messi. A. Mise au point d'une méthodologie d'étalonnage d'une presse destinée à la fabrication des blocs de terre comprimée. Afrique Science. 09(03). PP : 1-25. Ecole Nationale Supérieure Polytechnique de Yaoundé. Cameroun. 2013.

Maskell D., Heath A. and Walker P., Laboratory scale testing of extruded earth masonry units, Materials and Design, Vol. 45: 359–364, September 2012.

Maubec .N, Deneele .D, Ouvrard B .G. Influence of the clay type on the strength evolution of lime treated material. Applied Clay Science 137. PP 107–114. France. 2017.

Medala M. Thèse de doctorat : Etudes des interactions entre les phases minérales constituent le ciment Portland et des solutions salines concentrées. Université de Bourgogne. 2005.

Mesbah. A, Morel. J.C, Olivier. M. Comportement des sols fins argileux pendant un essai de compactage statique: détermination des paramètres pertinents. Materials and structures. Vol 32. Page : 687-694. Ecole Nationale de travaux publics Velin Cedex, France. 1999.

Meukam P., Noumowe A., Jannot Y., Duval R. Caractérisation thermo-physique et mécanique de briques de terre stabilisées en vue de l'isolation thermique de bâtiment. *Materials and Structures*. Vol. 36, pp 453-460. September 2003.

Miccoli .L, Müller .U, Fontana .P, Mechanical behaviour of earthen materials: A comparison between earth block masonry, rammed earth and cob. Construction and Building Materials 61. P : 327–339. Germany. 2014.

Millogo Y., Morel J-C. Microstructural characterization and mechanical properties of cement stabilised adobes. Materials and Structures 45:1311–1318. 2012.

- Minke. G.** Building with earth. Design and technology of a sustainable architecture. Birkhäuser. Kassel. 2006.
- MOPT.** Bases Para el Diseño y Construcción con Tapial. Madrid, Spain: Centro de Publicaciones, Secretaría General Técnica, Ministerio de ObrasPúblicas y Transportes, 1992.
- Morel J-C., Pkla A., Walker P.** Compressive strength testing of compressed earth blocks. Construction and Building Materials 21 : 303–309. 2007.
- Müller. U, Miccoli. L, Fontana. P.** Development of a lime based grout for cracks repair in earthen constructions. Construction and Building Materials 110. PP 323–332. 2016
- Nguyen, H. T. T.** « Stabilisation des sols traités à la chaux et leur comportement au gel ». Thèse Doctorat. L'Université Paris-Est. 2015.
- NZS.** Standards New Zealand: NZS 4298: Materials and Workmanship For Earth Buildings; Wellington, New Zealand. 1998.
- Odule. P.** L'architecture de terre en Algérie. Ed :Projet earth construction technologies appropriate to developing countries. Belgique. 1983.
- Olivier. M, Mesbah .A, El Gharbi. Z, Morel. J.C.** Mode opératoire pour la réalisation des essais de résistance sur blocs de terre comprimée. Materials and Structures, Vol. 30, pp 515-517. France. 1997.
- Olivier. M, Mesbah. A.** Le matériau terre : Essai de compactage statique pour la fabrication de briques de terre comprimée. Bull. liaison Labo. P. et Ch. 146. 1986.
- Olivier. M.** Thèse de doctorat : Le matériau terre, compactage, comportement et application aux structures en blocs de terre. Institut national des sciences appliquées de Lyon. France. 1994.
- Omran. A.** Thèse de doctorat : Etude en laboratoire du comportement d'un sol compacté non saturé. Ecole Polytechnique de Lille. France. 2002.
- P'kla. A, Mesbah. A, Rigassi. V, Morel. J.C.** Comparaison de méthodes d'essais de mesures des caractéristiques mécaniques des mortiers de terre. Materials and Structures/Materiaux et Constructions, Vol. 36, pp 108-117. France. 2003.
- P'kla. A.** Thèse de doctorat : Caractérisation en compression simple des blocs de terre comprimée (BTC) : application aux maçonneries "BTC-mortier de terre". L'institut national des sciences appliquées de Lyon. France. 2002.
- Pakbaz M.S., Alipour R.,** Influence of cement addition on the geotechnical properties of an Iranian clay, Applied Clay Science, Vol. 67–68, Pages 1-4, 2012.
- Piattoni. Q, Quagliarini. E, Lenci. S.** Experimental analysis and modelling of the mechanical behaviour of earthen bricks. Construction and Building Materials 25. Pp 2067–2075. Italie. 2011.
- Procédures d'essais.** Série technologies n°16. CDE, CRATerre-EAG, ENTPE, p. 121. 2000.

- Puppala, A. J.** “Advances in ground modification with chemical additives: From theory to practice.” *Transp. Geotech.* 9 (Dec): 123–138. 2016.
- Rajasekaran G.** Sulphate attack and ettringite formation in the lime and cement stabilized marine clays *Ocean Engineering*, vol. 32, pp.1133-1159. 2005.
- Reddy, B. V. V., Kumar P.P.** Cement stabilised rammed earth. Part B: Compressive strength and stress-strain characteristics. *Mater. Struct.* 44 (3): 695–707. 2011.
- Reiffsteck. P.N, Nguyenpham. P.T, Arbaut. J.** Influence de la répartition granulométrique sur le comportement mécanique d’un sol. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et chaussées*. PP : 248-269. France. 2007.
- Ribeiro D., Néri R. and Cardoso R.** Influence of Water Content in the UCS of Soil-Cement Mixtures for Different Cement Dosages. *The 3rd International Conference on Transportation Geotechnics (ICTG 2016)*. *Procedia Engineering* Volume 143, Pages 59–66. 2016.
- Rigassi.V**, CRATerre-EAG. Blocs de terre comprimée. Volume I. Manuel de production. Eschborn, Allmagne. 1995. ISBN : 3-528-02081-4.
- Riza. F.V, Rahman. I.A.** The properties of compressed earth-based (CEB) masonry blocks. *Eco-efficient Masonry Bricks and Blocks*. Universiti Tun Hussein Onn Malaysia, Jalan, Malaysia. 2015.
- Röhlen .U, Ziegert .C, Lehmbau .P.** Planung und Ausführung. Berlin: Bauwerk. Germany. 2010.
- Romero E., Gens A., Lloret A.,** Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated compacted Boom clay, *Engineering Geology*, Vol. 54(Issue 1–2): 117-127, September 1999.
- Salmi. S.** Thèse de magister : La construction en pisé entre performances énergétiques et perception des usagers, cas du village kabyle Ait Itchir. Université de TiziOuzou, Algérie. 2014.
- Saussaye L.,** Thèse de doctorat : Traitement des sols aux liants hydrauliques : aspects géotechniques et physico-chimiques des perturbations de la solidification. Université de Caen, France. 2012.
- Schroeder. H,** Earth Building Materials-Production, Requirements and Testing. In : *Sustainable Building with Earth*. Ed. : Springer. Germany. 2015. ISBN :978-3-319-19490-5
- SerbahB., Abou-BekrN., BouchemellaS., Eid J. and TaibiS.,** Dredged sediments valorisation in compressed earth blocks: Suction and water content effect on their mechanical properties, *Construction and Building Materials*, Vol. 158: 503–515, January 2018.
- Serna F., Lagneau J., Carpentier J.M.,** La diffraction des rayons X : une technique puissante pour résoudre certains problèmes industriels et technologiques, *CHIMIE NOUVELLE* N° 116 - octobre 2014.

Sharo A., Alhowaidi Y. and Al-Tawaha M. S., Improving Properties of Expansive Soil Using Cement, Quick Lime and Cement-Lime Blend, *International Review of Civil Engineering*, Vol. 10(Issue 2), ISSN 2036 – 9913, March 2019.

Silva. R.A, Oliveira. D.O, Miranda. T, Cristelo. N, Escobar. M.C, Soares. E. Rammed earth construction with granitic residual soils: The case study of northern Portugal. *Construction and Building Materials* 47. PP : 181–191. Portugal. 2013

Sivapullaiah P. V., Sridharan A., Ramesh H. N. Strength behaviour of lime-treated soils in the presence of sulphate. *Canadian geotechnical journal*, vol. 37, n°6, pp.1358-1367. 2000.

Skempton A.W. « The colloidal activity of clays ». *Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*. Vol.1, pp. 57-61. 1953.

Sore .S.O. Mémoire de master : Etudes techniques des BTC stabilisées a la chaux éteinte.

Szymkiewicz F., Thèse de doctorat : Évaluation des propriétés mécaniques d'un sol traité au ciment. Université Paris-est. France. Octobre 2011.

Taibi S., Duperret A. and Fleureau J.-M., The effect of suction on the hydromechanical behaviour of chalk rocks, *Engineering Geology*, Vol. 106(Issue 1-2): 40-50, May 2009.

Taibi S., Fleureau J.M., Abou-bekr N., Zerhouni M.I., Benchouk A., Lachgueur K., Souli H., *Geotechnique*. Some aspects of the behaviour of compacted soils along wetting paths. P 431-437. Université de Le Havre, France. 2011.

Tallah. B. Thèse de doctorat : étude du comportement physico-mecanique Du bloc de terre comprimée avec fibres. Université de Biskra, Algérie. 2014.

Tatsuoka F. and Correia A.G., Importance of controlling the degree of saturation in soil compaction linked to soil structure design, *Transportation Geotechnics*, Vol. 17, Part B : 3-23, 2018.

Tatsuoka F., Compaction characteristics and physical properties of compacted soil controlled by the degree of saturation, *Deformation characteristics of geomaterials*, Proc. of 6th Int. Conf. on Deformation Characteristics of Geomaterials, Buenos Aires, 40-78, 2015.

Touré P.M., Sambou V., Faye M., Thiam A., Adj M. and Azilidon D., Mechanical and hygrothermal properties of compressed stabilized earth bricks (CSEB). *Journal of building engineering*, Vol. 13:266-271, September 2017.

U.S. Department of Transportation Highway Administration, [En ligne]. Available:<http://www.fhwa.dot.gov/>. 2009.

UNESCO. Actes du Colloque international de l'UNESCO sur la conservation de l'architecture de terre du patrimoine mondial : L'architecture de terre dans le monde d'aujourd'hui. Paris, France. 2012. ISBN 978-92-3-001236-6.

- Vitale .E,** Deneele .D, Paris .M, Russo .G. Multi-scale analysis and time evolution of Pozzolanic activity of lime treated clays. *Applied Clay Science* 141. PP 36–45. Italie. 2017
- Walker P.** Strength and durability testing of earth blocks. In: Proceedings of the 6th international seminar on structural masonry for developing countries, Bangalore, India; 2000. p. 111–8.
- Walker. P.** Strength, Durability and Shrinkage Characteristics of Cement Stabilised Soil Blocks. *Cement & Concrete Composites*, 17, 4, pp. 301. 310, 1995.
- Wang .Y,** Cui .Y.J, Tang .A.M, Tang .C, Benahmed .N. Changes in thermal conductivity, suction and microstructure of a compacted lime-treated silty soil during curing. *Engineering Geology*. Elsevier 202. PP 114-121. 2016.
- Wang .Y,** Cui .Y.J, Tang .A.M, Tang .C, Benahmed .N. Effects of aggregate size on water retention capacity and microstructure of lime-treated silty soil. *Géotechnique Letters* 5. PP 269–274. 2015.
- Wang .Y.** Thèse de doctorat : Étude des propriétés thermo-hydro-mécaniques des sols fins traités à la chaux. Université Paris Est. France. 2016.
- Waziri, Baba Shehu&Lawan, Zanna&Mala, Mustapha Ma’aji.** Properties of Compressed Stabilized Earth Blocks (CSEB) For Low-Cost Housing Construction: A Preliminary Investigation. *International Journal of Sustainable Construction Engineering and Technology*. Vol. 4. 2180-3242. Novembre 2013.
- Whitney D.L., Fayon A.K., Broz M. and Cook R.F.** Exploring the Relationship of Scratch Resistance, Hardness, and other Physical Properties of Minerals using Mohs Scale Minerals. *Journal of Geoscience Education*. Vol. 55 : 56-61. Janvier 2007.
- Xiang Ling Li.** Thèse de doctorat : Comportement Hydromécanique des Sols Fins de l'état saturé à l'état non saturé. Université de Liège, Belgique. 1999.
- Yong .R,Ouhadi .V.** Experimental study on instability of bases on natural and lime/cement-stabilized clayey soils. *Applied Clay Science* 35(3-4). PP 238-249. 2007.
- Zamorani E., Sheik I., Serrini G.** A study of the influence of nickel chloride on the physical characteristics and leachability of portland cement *Cement and Concrete Research*, vol. 19, n°2, pp.259-266. 1989.
- Zhong-Sen Li.** Thèse de doctorat : Etudes des propriétés hydromécaniques des sols argileux non saturés proches de la saturation. Ecole centrale de Paris. France. 2015.