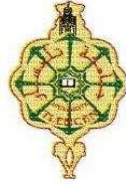


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE ABOU-BEKR BELKAID - TLEMCCEN



Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Laboratoire « Eau et Ouvrages dans Leur Environnement »

Thèse

Pour l'Obtention du Diplôme de Docteur EN-SCIENCES
Spécialité : Génie-Civil

Thème

COMPORTEMENT MECANIQUE DES SOLS FINS
Application à la valorisation des sédiments de barrages
en technique routière

Présentée par

BOURABAH Maghnia Asmahane

Soutenue le 02 Avril 2012 devant le Jury composé de :

| | | |
|----------------------|--|------------------|
| ALLAL M.A. | Maître de conférences A (Université de Tlemcen) | <i>Président</i> |
| FLEUREAU J.M. | Professeur (Ecole Centrale de Paris, France) | <i>Examineur</i> |
| MEKERTA B. | Professeur (ENSET, Oran) | <i>Examineur</i> |
| TAIBI S. | Maître de Conférences, HDR (Université du HAVRE, France) | <i>Encadreur</i> |
| ABOU-BEKR N. | Professeur (Université de Tlemcen) | <i>Encadreur</i> |

Remerciements

Ce travail de recherche n'aurait pas été possible sans le soutien et la participation de plusieurs personnes auxquelles je souhaite également exprimer toute ma gratitude.

Je remercie Mr. Allal M.A., Maître de Conférences au département de Génie civil de la faculté de technologie de l'université de Tlemcen de m'avoir fait l'honneur de présider mon jury de thèse.

Je remercie Pr. Abou-Bekr N, Professeur au département de Génie civil de la faculté de technologie de l'université de Tlemcen, pour avoir assuré la direction et le suivi de cette thèse. Son expérience et son aide scientifique m'ont été essentielles. Sa disponibilité ainsi que l'attention qu'il a porté à ce travail ont été un atout précieux dans l'avancement de cette étude.

Ma reconnaissance et tous mes remerciements s'adresse à M.Taibi S. Maître de Conférences HDR de l'université du Havre pour son soutien, ses grandes qualités pédagogiques, ainsi que pour sa rigueur scientifique, qu'il a su me communiquer pour mener au mieux ce travail de recherche. J'ai apprécié ses critiques constructives, ainsi que son enthousiasme, qui ont sans cesse renouvelé mon ardeur au travail.

Ces remerciements sont aussi l'occasion pour moi de témoigner ma profonde gratitude au Pr. Fleureau J.M., Professeur à l'École Centrale de Paris (ECP) pour l'honneur qu'il m'a fait de s'être intéressé à mon travail de thèse.

Ma reconnaissance s'adresse également à Pr. Mekerta B Professeur à l'ENSET d'Oran d'avoir accepté d'examiner mon travail de thèse.

Je ne saurais oublier tous mes collègues et amis, ainsi que toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à ce travail, qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde gratitude.

Je remercie enfin mes parents, qui m'ont inculqué un esprit rigoureux, appliqué, minutieux, voire perfectionniste, grâce auquel j'ai acquis un goût prononcé pour le travail bien fait, ainsi qu'une volonté de compréhension pointue des choses, bref, un esprit de chercheur ! Et bien sûr, je ne peux terminer sans exprimer ma profonde gratitude à ma chère et unique sœur « Faiza », qui a su me supporter, m'épauler, me remonter le moral, avec une patience infinie, pendant ces années pas toujours très faciles. Merci aussi pour sa curiosité scientifique insatiable, qui a été pour moi une source inépuisable d'idées nouvelles.

Résumé

L'Afrique du nord détient actuellement environ 230 barrages d'une capacité totale de 23 km³. Environ 122 hm³ de sédiments se déposent annuellement au fond de ces barrages, avec par ordre d'importance décroissante : le Maroc avec 65 hm³, l'Algérie avec 32 hm³ et la Tunisie avec 25 hm³.

Ainsi, plus de 30 millions de m³ de sédiments se déposent annuellement au niveau des 52 grandes retenues de barrages de l'Algérie dont une quinzaine sont gravement menacés par ce phénomène d'envasement où le dévasement par dragage est devenu aujourd'hui une option inévitable pour prolonger leur durée de vie.

Pendant les quantités de sédiments évacuées par les opérations de dragage et déposées à l'aval de l'ouvrage peuvent conduire à long terme à la pollution du milieu rural. Pour cela, la récupération et la réutilisation de ces sédiments devraient permettre à moyen terme sa valorisation dans le domaine du Génie Civil : Technique routière, fabrication de brique et coulis de comblement de réseaux.

L'objectif de ce travail de recherche est de proposer des solutions pour le traitement des sédiments de dragage en vue de les utiliser comme constituant dans les couches d'assise de structures routières. Une étude approfondie de leurs propriétés physico-chimiques et minéralogiques et de leurs caractéristiques mécaniques a été ainsi réalisée, afin de définir les paramètres pertinents influençant les propriétés hydro-mécaniques recherchées. Cette étude a permis de mettre en avant le rôle important des matières organiques sur la matrice granulaire et de proposer des traitements à l'aide d'une correction granulométrique par ajout de matériaux granulaires et/ou par ajout de liants, et ce en respectant le guide technique GTR(LCPC-SETRA, 2000) et GTS (LCPC-SETRA, 2000). Un plan d'expérience a permis ainsi de définir des formulations de mélanges à différents pourcentages de sédiment dragué, de matériaux granulaires et de liants, avec comme objectif la proposition d'un matériau traité économiquement compétitif et facile à mettre en œuvre in situ.

Une alternative à ce traitement aux liants consiste à réaliser un matériau composé du sédiment dragué renforcé par géotextiles. La granulométrie du sédiment pouvant au préalable être améliorée par ajout de matériau granulaire. Les résultats montrent une amélioration appréciable des caractéristiques mécaniques, en particulier en terme d'angle de frottement.

Ces travaux de recherche ont été réalisés dans le cadre de partenariats entre le laboratoire EOLE de l'université de Tlemcen, le laboratoire Ondes et Milieux Complexes (LOMC, UMR 6294, CNRS-Université du Havre) et la société Afitex-Algérie Spa.

Mots clés : sédiments de dragage, valorisation, traitement, géotextile, technique routière, barrages, drainage-humidification, essais triaxiaux.

Abstract

North Africa currently has about 230 dams with a total capacity of 23 km³. The annual sediment deposit in the bottom of these dams is 122 hm³ distributed decreasingly as follows: 65 hm³ (Morocco), 32 hm³ (Algeria) and 25 hm³ (Tunisia).

Thus, more than 30 million m³ of sediments are deposited annually at the 52 Algerian large dams; Fifteen million m³ are seriously threatened by siltation. The desilting by dredging has become an inevitable option to extend their lifespan.

However, the quantities of sediment removed by dredging and deposited downstream of the dam. Thus, the recuperation and reuse of these sediments should allow their medium-term recovery in the field of Civil Engineering such as road engineering, brick manufacturing and network grout filling.

The objective of this research is to propose solutions for the treatment of dredged sediments for use as a component in the foundation layers of road structures. A detailed study of their physico-chemical and mineralogical and mechanical characteristics was carried out and to define the relevant parameters influencing the hydro-mechanical properties desired. This study highlight the important role of organic matter on granular matrix and suggest treatment with a particle size correction by the addition of granular materials and/or addition of binders, according to the GTR(Road Earthworks Technical Guide) (LCPC-SETRA, 2000) and GTS (Soil Treatment Technical Guide) (LCPC-SETRA, 2000). An experimental plan has well defined formulations of mixtures with different percentages of dredged sediment, granular materials and binders, with the aim of the proposal treated material economically competitive and easy to implement in situ.

An alternative to this treatment is to achieve a binding material composed of sediment dredged reinforced with geotextiles. The size of the sediment can be improved by prior addition of granular material. The results show a significant improvement in mechanical properties, particularly in terms of friction angle.

This research was conducted as part of partnerships between the EOLE laboratory at the University of Tlemcen, the Waves and Complex Media Laboratory (LOMC, UMR 6294, CNRS - University of Le Havre) and the company Afitex-Algeria Spa.

Keywords: dredging sediments, valorization, treatment, geotextile, road embankment, dams, drying-wetting, triaxial tests.

ملخص

تحوى شمال إفريقيا نحو 230 سدا يبلغ سعتها الإجمالية نحو 23 كم³ و تودع حوالي 122 هم³ من الرواسب في أسفل السدود حيث ترتب من حيث الكمية: 65 هم³ في المغرب، 32 هم³ في الجزائر و 25 هم³ في تونس.

في الجزائر، يتم إيداع أكثر من 30 مليون متر مكعب من الرواسب في خزانات السدود الكبرى في الجزائر البالغ عددهم نحو 52 سدا والتي أصبحت مهددة بشكل خطير من هته ظاهرة ترسب الترياق حيث أصبح الحل في إزاحة هته الأوحال خيارا لا مفر منه لضمان سلامة الهيكل الأساسي لهته السدود. لكن الكميات المعتبرة من هته الرواسب التي تحذف بعد عملية الحفر و التي تلقي بمحاذاة هته السدود يمكن أن تؤدي على المدى الطويل إلى تلوث المناطق الريفية لهذا الغرض ينبغي إعادة استخدام هته الرواسب على المدى المتوسط في ميدان الهندسة المدنية: هندسة الطرق، صناعة الطوب،... الهدف من هذا البحث هو اقتراح حلول لمعالجة الرواسب المجروفة لاستخدامها كعنصر هيكلي يشكل الطبقات الأساسية للطرق لهذا الغرض أجريت دراسة مفصلة تحتوي على بحث كل الخصائص الفيزيائية، الكيميائية، المعدنية و الميكانيكية التي تسمح لنا بتعريف العوامل الأساسية التي تسعى إلى تحديد المعايير الميكانيكية التي قد تؤثر إيجابا أو سلبا على الخصائص الميكانيكية المطلوبة. نهتم في هته الدراسة على تسليط الضوء حول دور المادة العضوية في الهيكل الحبيبي و اقتراح بعدها طرق للمعالجة بإحداث تغييرات في الهيكل الحبيبي عن طريق إضافة مواد حبيبية (الرمال) و/أو معالجة عن طريق إضافة ماسكات هيدروليكية مع احترام الأدلة التقنية (GTR (LCPC-SETRA-2000 و (GTS (LCPC-SETRA-2000).

لهذا الغرض وضع برنامج تجريبي يضم تحديد النسب المختلفة المكونة للهيكل الحبيبي الذي يتكون من نسب مختلفة من الرواسب المجروفة، المواد الحبيبية و من الماسكات الهيدروليكية، وهذا بهدف الوصول الى إيجاد مزيج معالج من الحبيبات قادر على المنافسة اقتصاديا و سهل التنفيذ في الموقع الأرضي. ارتأينا كذلك إلى طريقة ثانية من المعالجة أجريت في هته الدراسة و التي تحتوي على إدماج التكسية الأرضية داخل هته الرواسب المجروفة. يمكن تحسين التحليل الحبيبي لهته الرواسب بإضافة مواد حبيبية (الرمال). أظهرت النتائج المتحصل عليها تحسنا كبيرا في الخواص الميكانيكية لهته التربة المعالجة خاصة من حيث زاوية الاحتكاك.

يستوجب الذكر أخيرا أن هته الأبحاث أجريت في مجال الشراكات بين مخبر EOLE في جامعة تلمسان و مخبر LOMC في جامعة لوها فر و الشركة الجزائرية AFITEX.

الكلمات الرئيسية:

الرواسب المستخرجة، تثمين، المعالجة، التكسية الأرضية، هندسة الطرق، السدود، ترطيب-تجفيف، التجارب الثلاثية الأبعاد.

LISTE DES FIGURES

| | | |
|-------------|---|----|
| Chapitre.1 | | |
| Figure 1.1 | Interaction de la particule fine dans un milieu aquatique (Endo)..... | 26 |
| Figure 1.2 | Potentiel électrique en fonction de la distance à partir de la surface de la particule argileuse (Bourabah, 2004)..... | 27 |
| Figure 1.3 | Processus d'évolution des matières organiques (Dubois, 2006)..... | 28 |
| Figure 1.4 | Composition structurale de l'humus (Stevenson, 1994)..... | 29 |
| Chapitre.2 | | |
| Figure 2.1 | Composition des couches principales d'une structure routière (Dubois, 2006)..... | 48 |
| Figure 2.2 | Critère de portance admis pour les matériaux en couche d'assise de chaussée..... | 49 |
| Figure 2.3 | Critère de résistance pour la classification des matériaux traités aux liants hydrauliques [norme française NF P98-113]..... | 50 |
| Figure 2.4 | Modification du comportement plastique d'un sol fin humide traité par la chaux vive (GTS (LCPC-SETRA, 2000))..... | 55 |
| Figure 2.5 | Représentation des actions de la chaux sur les caractéristiques de compactage et de résistance au poinçonnement dans le cas d'un sol traité de chaux vive (GTS (LCPC-SETRA, 2000))..... | 56 |
| Chapitre.3 | | |
| Figure 3.1 | Structure interne des géosynthétiques..... | 63 |
| Figure 3.2 | Les géosynthétiques tissés et armature..... | 64 |
| Figure 3.3 | Les tissés de fils monofilaments, multifilaments et les tissés de bandelettes..... | 64 |
| Figure 3.4 | Les géosynthétiques non-tissés..... | 64 |
| Figure 3.5 | Les tricotés..... | 65 |
| Figure 3.6 | Les géogrilles..... | 65 |
| Figure 3.7 | Structures de disposition des géosynthétiques..... | 69 |
| Figure 3.8 | Géosynthétiques dans l'ingénierie des routes..... | 70 |
| Figure 3.9 | Apport des géosynthétiques sur le comportement mécanique des chaussées de routes..... | 71 |
| Figure 3.10 | Augmentation de la durée de vie de la chaussée en lien avec l'utilisation d'un renforcement géosynthétique..... | 72 |
| Figure 3.11 | Arrangement de géotextiles dans des essais triaxiaux d'échantillons de sables renforcés et non renforcés (Haeri et al., 2000)..... | 73 |
| Figure 3.12 | Influence d'introduction des géotextiles sur les chemins déviatoires d'échantillons de sables renforcés (Haeri et al., 2000)..... | 74 |
| Figure 3.13 | Effet de la taille des échantillons sur le comportement déviatoire des sables renforcés et non-renforcés (Haeri et al., 2000)..... | 74 |
| Figure 3.14 | Variation de la résistance des sables renforcés avec le type de géotextile utilisé (Haeri et al., 2000)..... | 75 |
| Figure 3.15 | Photos d'échantillons cisailés (Haeri et al., 2000)..... | 75 |
| Figure 3.16 | Enveloppes de rupture de sables renforcés et non-renforcés (Haeri et al., 2000)..... | 75 |
| Figure 3.17 | Dispositions de géocellules utilisées lors d'essais triaxiaux (Rajagopal et al., 1999)... | 76 |
| Figure 3.18 | Influence du renforcement par géocellules sur les caractéristiques mécaniques du sable (Rajagopal et al., 1999)..... | 77 |
| Figure 3.19 | Courbes (q- ϵ_1) pour des sables renforcés à différentes configuration de géocellules ($\sigma_3 = 100$ kPa) (Rajagopal et al., 1999)..... | 77 |
| Figure 3.20 | Influence du type de géosynthétiques utilisés sur le comportement mécanique d'un sable de rivière (Madhavi et al., 2007)..... | 78 |

| | | |
|-------------|---|-----|
| Figure 3.21 | Influence des géocellules sur le comportement mécanique des sols renforcés (Madhavi et al., 2007)..... | 78 |
| Chapitre.4 | | |
| Figure 4.1 | Bassin versant du barrage de Cheurfas (Oumrani, 2009)..... | 83 |
| Figure 4.2 | Courbe granulométrique du sédiment..... | 88 |
| Figure 4.3 | Différents états de consistance d'un sol fin en fonction de la teneur en eau..... | 89 |
| Figure 4.4 | Couple (W_L , I_p) du sédiment de Cheurfas placé dans le diagramme de plasticité de Casagrande..... | 90 |
| Figure 4.5 | Potentiel de retrait gonflement du sédiment de Cheurfas selon les différentes classifications..... | 92 |
| Figure 4.6 | Classification du sédiment de Cheurfas en fonction de la valeur du bleu de méthylène (VBS)..... | 93 |
| Figure 4.7 | Composition chimique du sédiment de Cheurfas..... | 96 |
| Figure 4.8 | Relation de Bragg (Endo)..... | 97 |
| Figure 4.9 | Distance interfoliaire entre deux feuillets successifs (Endo)..... | 97 |
| Figure 4.10 | Diffractogramme et photographie au MEB du sédiment de Cheurfas..... | 98 |
| Figure 4.11 | Classification du sédiment selon la classification du GTR (LCPC-SETRA, 2000)..... | 99 |
| Figure 4.12 | Courbes PROCTOR - IPI à l'OPM sur le sédiment brut de Cheurfas (SB)..... | 101 |
| Chapitre.5 | | |
| Figure 5.1 | Evolution de la teneur en M.O du sédiment de Cheurfas à différentes températures de calcination..... | 104 |
| Figure 5.2 | Traitement du sédiment par désailement et/ou calcination..... | 105 |
| Figure 5.3 | Distributions granulométriques des quatre (04) sédiments traités..... | 107 |
| Figure 5.4 | Comparatifs des distributions granulométriques..... | 108 |
| Figure 5.5 | Représentation des quatre sédiments dans l'abaque de Casagrande..... | 110 |
| Figure 5.6 | Constitution minéralogique des sédiments naturels bruts et calcinés (SB) et (SC)..... | 110 |
| Figure 5.7 | Histogrammes des limites de liquidité déterminées par la méthode de Casagrande et du pénétromètre à cône..... | 111 |
| Figure 5.8 | Variation du potentiel de retrait-gonflement pour les sédiments bruts et calcinés selon différentes classifications..... | 112 |
| Figure 5.9 | Variation de la teneur en sels des sédiments SB et SBD..... | 113 |
| Figure 5.10 | Valeurs au bleu de méthylène (VBS) et surface spécifique totale (SST) pour les 04 sédiments..... | 114 |
| Figure 5.11 | Evolution de la cohésion non-drainée en fonction de la teneur en eau..... | 116 |
| Chapitre.6 | | |
| Figure 6.1 | Distribution granulométrique des deux éléments granulaires de la formulation..... | 120 |
| Figure 6.2 | Variation de la densification-portance des deux éléments granulaires de la formulation..... | 121 |
| Figure 6.3 | Variation du pourcentage de MO en fonction des variables de constituants..... | 123 |
| Figure 6.4 | Distribution des courbes granulométriques des composants de formulations étudiées..... | 124 |
| Figure 6.5 | Combinaison des résultats (W_L , I_p) des quatre (04) formulations placées dans le diagramme de plasticité de Casagrande..... | 124 |
| Figure 6.6 | Classification des quatre (04) formulations de mélanges selon la classification du GTR (LCPC-SETRA, 2000)..... | 126 |
| Figure 6.7 | Variation de l'Optimum Proctor Modifié pour les formulations étudiées..... | 127 |
| Figure 6.8 | Variation des paramètres de portance (IPI - ICBRimmédiat et ICBRimmersion) pour les quatre (04) formulations de mélanges..... | 129 |

| | | |
|-------------|--|-----|
| Figure 6.9 | Variation de la résistance à la compression simple avec modification de la teneur en eau des quatre formulations..... | 134 |
| Figure 6.10 | Variation des modules élastiques en fonction du temps de séchage..... | 135 |
| Figure 6.11 | Variation des modules sécants et élastiques déterminés par suite des essais de compression simple et ultrason..... | 137 |
| Figure 6.12 | Variation des modules sécants en fonction du temps de séchage à déformations constantes..... | 138 |
| Figure 6.13 | Variation des modules..... | 140 |
| Figure 6.14 | Classification des formulations selon l'abaque de classement du GTS (LCPC-SETRA, 2000)..... | 141 |
| Figure 6.15 | Evolution du gonflement volumique (Gv) des quatre formulations..... | 144 |
| Figure 6.16 | Volumes d'eau entrant (trait continu) et sortant (discontinu) en fonction du temps pour les quatre formulations, gradient de charge, $\Delta U = 50$ kPa avec une contre pression de 275 kPa et des contraintes totales de confinement de 400, 600 et 800 kPa..... | 148 |
| Figure 6.17 | Variation de la perméabilité avec la contrainte effective des sédiments traités..... | 150 |
| Figure 6.18 | Variation des paramètres (e , σ'_3 , k) dans des repères semi logarithmique des sédiments traités..... | 150 |
| Figure 6.19 | Evolution du coefficient de perméabilité avec la résistance à la compression simple à 28 jours des sédiments traités..... | 151 |
| Figure 6.20 | Appareil triaxial équipé de tous ces accessoires (Laboratoire EOLE, Faculté de Technologie, Université Abou-Bekr Belkaid_Tlemcen)..... | 152 |
| Figure 6.21 | Diagramme d'éléments d'une station d'essai (GD SLAB, 2008)..... | 153 |
| Figure 6.22 | Représentation de l'acquisition des données (graphes et données) d'un essai triaxial en cours par utilisation du logiciel GD SLAB..... | 154 |
| Figure 6.23 | Evolution du régime d'eau permanent au cours du temps en phase de saturation, gradient de pression $\Delta U = 50$ kPa avec une contre-pression 300 kPa et une contrainte totale de confinement de 350 kPa..... | 156 |
| Figure 6.24 | Variation de volume des sédiments traités au cours de la phase de consolidation à $\sigma'_3 = 500$ kPa..... | 158 |
| Figure 6.25 | Chemins triaxiaux Non-Drainés (CU + u) sur le sédiment de Cheurfas traité de sable (0/2mm) (For 1 : 30% SC + 70% Sable)..... | 160 |
| Figure 6.26 | Chemins triaxiaux Non-drainés (CU+u) sur le sédiment de Cheurfas traité avec la chaux vive (0/2 mm) (For2 :30% SC + 67% Sable+ 3% Chaux)..... | 161 |
| Figure 6.27 | Chemins triaxiaux Non-drainés (CU+u) sur le sédiment de Cheurfas traité avec le ciment portland composé (CPJ CEM II/ A 42,5°) (For3 : 30% SC + 64% Sable+ 6% Ciment)..... | 162 |
| Figure 6.28 | Chemins triaxiaux Non-drainés (CU+u) sur le sédiment de Cheurfas traité avec la chaux vive (0/2mm) et le ciment portland composé (CPJ) (For 4 : 30% SC + 61% Sable+ 3% Chaux + 6% Ciment)..... | 163 |
| Figure 6.29 | Evolution du module E_{50} avec la contrainte moyenne effective pour Les quatre types de formulations..... | 167 |
| Figure 6.30 | Evolution des modules de déformation pour la formulation 1 (30%SC + 70% Sable). | 169 |
| Figure 6.31 | Evolution des modules de déformation pour la formulation 2 (30% SC + 67% Sable + 3% Chaux)..... | 170 |
| Figure 6.32 | Evolution des modules de déformation pour la formulation 3 (30% SC + 64% Sable + 6% Ciment)..... | 171 |
| Figure 6.33 | Evolution des modules de déformation pour la formulation 4 (30% SC + 61% Sable + 3% Chaux + 6% Ciment)..... | 172 |
| Figure 6.34 | Suivi du temps d'équilibre des masses des échantillons de formulations étudiées dans deux solutions extrêmes (50 kPa et 332 MPa)..... | 179 |
| Figure 6.35 | Chemins de drainage-humidification du sédiment de Cheurfas sous forme d'une pâte..... | 183 |
| Figure 6.36 | Chemins de drainage-humidification du sédiment de Cheurfas compacté à l'Optimum Proctor Modifié (OPM)..... | 185 |
| Figure 6.37 | Chemins de drainage-humidification des quatre formulations..... | 187 |

| | | |
|-------------|---|-----|
| Figure 6.38 | Zoom des chemins de drainage-humidification des quatre formulations..... | 188 |
| Figure 6.39 | Comparaison des chemins de drainage-humidification et des chemins oédométriques..... | 189 |
| Chapitre.7 | | |
| Figure 7.1 | Zone déformée dans une boîte de cisaillement direct..... | 193 |
| Figure 7.2 | Courbes Taux = f(déplacement horizontal) pour les interfaces sol-sol et sol-géotextile Armater à quatre (04) états de compacité..... | 200 |
| Figure 7.3 | Variation du critère de rupture (Mohr-Coulomb) pour les interfaces sol-sol et sol-géotextile Armater pour chaque état de compacité..... | 202 |
| Figure 7.4 | Variation de la cohésion et de l'angle de frottement interne pour les interfaces sol-sol et sol-géotextile Armater pour chaque état de compacité..... | 203 |
| Figure 7.5 | Variation de la succion en fin d'essai de cisaillement direct pour les états d'interface sol-sol..... | 203 |
| Figure 7.6 | Variation du critère de rupture pour les différents états d'interface sol-sol et sol-géotextile Armater pour des interfaces de sols saturés et non-saturés..... | 204 |
| Figure 7.7 | Courbes (eps1-q) et (P-q) pour chaque état de compacité de sols de la formulation 1 | 207 |
| Figure 7.8 | Variation du critère de rupture entre les essais de cisaillement direct et l'essai triaxial pour les quatre (04) états de sols étudiés..... | 206 |
| Figure 7.9 | Variation des modules sécants pour chaque état de sols de la formulation 1..... | 215 |

LISTE DES TABLEAUX

| | | |
|--------------|--|-----|
| Chapitre.1 | | |
| Tableau 1.1 | Classification granulométrique des sédiments (Philipponnat et al., 1998)..... | 26 |
| Tableau 1.2 | Caractéristiques des acides humiques et fluviques des substances humiques (Ramaroson, 2008)..... | 29 |
| Tableau 1.3 | Les sources de pollution des métaux lourds dans les sédiments de dragage (Ramaroson, 2008)..... | 34 |
| Tableau 1.4 | Capacité totale des barrages des pays du Maghreb (Remini et al., 2003)..... | 35 |
| Tableau 1.5. | Taux d'envasement annuel dans les pays du Maghreb (Remini et al., 2003)..... | 36 |
| Chapitre.2 | | |
| Tableau 2.1 | Seuils indicatifs de VNF sur les éléments traces et l'indice Hydrocarbure (mg/kg de matière sèche) (Tran, 2009)..... | 42 |
| Tableau 2.2 | Valeurs limites en matière de lixiviation à l'eau des métaux lourds pour l'admission des déchets dans les décharges (L/S = 10 l/kg) (Scordia, 2008)..... | 43 |
| Tableau 2.3 | Valeurs limites pour le contenu total de paramètres organiques pour l'admission des déchets dans les décharges (Scordia, 2008)..... | 43 |
| Tableau 2.4 | Teneurs en métaux lourds dans les boues et les sols pour l'épandage..... | 44 |
| Tableau 2.5 | Corrélations des résistances à la traction et des modules d'élasticité suivant le type de liant utilisé [norme NF P98-114-1]..... | 51 |
| Tableau 2.6 | Critère d'aptitude au traitement pour la classification des matériaux traités aux liants hydrauliques [norme NF P94-100]..... | 52 |
| Tableau 2.7 | Récapitulatif des critères de jugement pour l'utilisation d'un matériau traité en couche de chaussée..... | 52 |
| Tableau 2.8 | Effets de certains métaux lourds sur les phases hydratées du ciment (Imyim, 2000).. | 60 |
| Chapitre.3 | | |
| Tableau 3.1 | Résistance aux agressions biochimiques des polymères (Zhang, 2009)..... | 63 |
| Tableau 3.2 | Classification des géosynthétiques..... | 68 |
| Chapitre.4 | | |
| Tableau 4.1 | Caractéristiques morphologiques du bassin versant de la retenue de Cheurfas..... | 83 |
| Tableau 4.2 | Pourcentages des fractions granulométriques obtenues par sédimentométrie..... | 87 |
| Tableau 4.3 | Récapitulatif des limites d'Atterberg du sédiment..... | 89 |
| Tableau 4.4 | Classification primaire sur le potentiel de retrait-gonflement des sols (Aissa Mamoune, 2001 ; Mouroux et al., 1988)..... | 91 |
| Tableau 4.5 | Synthèse des caractéristiques géotechniques du sédiment de Cheurfas..... | 999 |
| Chapitre.5 | | |
| Tableau 5.1 | Teneur en M.O à température de calcination variable..... | 103 |
| Tableau 5.2 | Proportions des fractions granulométriques des quatre (04) sédiments traités..... | 108 |
| Tableau 5.3 | Limites d'Atterberg sur le sédiment de Cheurfas traité..... | 109 |
| Tableau 5.4 | Résultats des essais au cône de pénétration et à la coupelle de Casagrande pour les 04 sédiments..... | 115 |
| Chapitre.6 | | |
| Tableau 6.1 | Variation des coefficients de granularité et paramètres de compacité-portance des composants de la formulation..... | 121 |

| | | |
|--------------|---|-----|
| Tableau 6.2 | Formulation des mélanges étudiés..... | 122 |
| Tableau 6.3 | Pourcentages d'éléments granulaires et coefficients de courbure et d'uniformité des composants dans les formulations..... | 125 |
| Tableau 6.4 | Caractéristiques physico-chimiques des formulations de mélanges étudiées..... | 125 |
| Tableau 6.5 | Variation de la compacité et la portance à l'OPM pour les formulations de mélanges étudiés..... | 126 |
| Tableau 6.6 | Synthèse des résultats des essais de portance avant et après immersion..... | 130 |
| Tableau 6.7 | Résistances en compression simple des sédiments traités avec et sans liants hydrauliques (MPa)..... | 133 |
| Tableau 6.8 | Résultats des mesures de perméabilité à chaque contrainte totale pour les quatre (04) types de formulations..... | 149 |
| Tableau 6.9 | Paramètres d'état des échantillons de sédiments étudiés après leurs confections et conservations pour chaque contrainte de confinement effective..... | 155 |
| Tableau 6.10 | Variation des contraintes appliquées sur les échantillons placés dans la cellule triaxiale en phase de consolidation..... | 157 |
| Tableau 6.11 | Compilation des résultats des essais triaxiaux (CU+u) pour les séries de sédiments traités à différentes contraintes de confinement..... | 168 |
| Tableau 6.12 | Succions imposées en fonction de la concentration du PEG à 20°C..... | 176 |
| Tableau 6.13 | Concentrations des solutions salines saturées (Derfouf, 2005)..... | 177 |
| Tableau 6.14 | Comparaison des paramètres mécaniques du sédiment de Cheurfas compacté à l'OPM avec les valeurs déterminées par les corrélations de Fleureau et al., 2002..... | 184 |
| Tableau 6.15 | Synthèse des valeurs caractéristiques des chemins hydriques pour les sédiments de Cheurfas traités..... | 189 |
| Chapitre.7 | | |
| Tableau 7.1 | Caractéristiques physique et mécanique du géotextile tridimensionnel Aramter..... | 194 |
| Tableau 7.2 | Caractéristiques d'état des échantillons de sédiments de la formulation 1 confectionnés pour les essais de cisaillement direct..... | 195 |
| Tableau 7.3 | Récapitulatif des paramètres mécaniques déterminés des essais de cisaillement direct et des essais triaxiaux pour chaque état de compacté du sol de la formulation 1..... | 206 |
| Tableau 7.4 | Valeurs des succions finales mesurées en fin d'essais de cisaillement direct et triaxiaux à différents états de sols étudiés de la formualtion1..... | 209 |
| Tableau 7.5 | Variation des modules sécants Es entre l'état saturé et non saturé pour la formulation 1 confectionnée à l'Optimum Proctor Modifié (OPM)..... | 210 |

LISTE DES PHOTOS

| | | |
|------------|---|-----|
| Chapitre.1 | | |
| Photo 1.1 | Erosion éolienne des sols (Persoons et al., 2001)..... | 24 |
| Photo 1.2 | Erosion hydrique d'un bassin versant (Persoons et al., 2001)..... | 25 |
| Photo 1.3 | Couleur sombre d'un sédiment de dragage signe d'une présence de matières organiques..... | 27 |
| Chapitre.2 | | |
| Photo 2.1 | Stockage et régalage des sédiments de dragage (Bourabah, 2011)..... | 44 |
| Chapitre.4 | | |
| Photo 4.1 | Localisation du barrage de Cheurfas..... | 82 |
| Photo 4.2 | Vues amont et aval du barrage Cheurfas..... | 84 |
| Photo 4.3 | Vue d'ensemble du site du barrage Cheurfas..... | 85 |
| Photo 4.4 | Prélèvement du sédiment de dragage..... | 86 |
| Photo 4.5 | Détermination de la distribution granulométrique par l'essai de sédimentométrie... .. | 87 |
| Photo 4.6 | Détermination de γ_s par l'essai au pycnomètre..... | 88 |
| Photo 4.7 | Détermination de W_L par l'essai du pénétromètre à cône..... | 89 |
| Photo 4.8 | Potentiel de retrait élevé visible lors de l'essai de retrait..... | 92 |
| Photo 4.9 | Détermination du VBS (et SST) par l'essai au bleu de méthylène..... | 93 |
| Photo 4.10 | Présence remarquable de la matière organique lors de l'extraction du sédiment..... | 94 |
| Photo 4.11 | Détermination du % de $CaCO_3$ | 94 |
| Photo 4.12 | Détermination du PH..... | 95 |
| Photo 4.13 | Détermination de la minéralogie par l'analyse de fluorescence X (cimenterie de Saida, Algérie)..... | 95 |
| Photo 4.14 | Microscope électronique à balayage HITACHI TM 1000 avec le porte échantillon (Laboratoire de microscopie, Faculté des sciences, Université de Tlemcen)..... | 96 |
| Photo 4.15 | Essais de compactage - IPI effectués sur le sédiment naturel de Cheurfas..... | 100 |
| Chapitre.5 | | |
| Photo 5.1 | Etapes de préparation du sédiment déssalé..... | 105 |
| Photo 5.2 | Etapes de préparation du sédiment calciné..... | 106 |
| Photo 5.3 | Essais de sédimentométrie sur les sédiments brut et calciné (SB) et (SC)..... | 109 |
| Photo 5.4 | Visibilité du taux de retrait du sédiment (SB) par rapport au (SC)..... | 113 |
| Chapitre.6 | | |
| Photo 6.1 | Calcination à 450°C des combinaisons de mélanges..... | 122 |
| Photo 6.2 | Description de l'essai CBR pour mesurer les indices de portances (IPI - ICBRimmédiat etICBRimmersion)..... | 128 |
| Photo 6.3 | Illustration des opérations de confection, conservation et de séchage des éprouvettes pour écrasement..... | 131 |
| Photo 6.4 | Dispositif expérimental utilisé pour déterminer la résistance à la compression simple..... | 132 |
| Photo 6.5 | Mesure du module d'élasticité E par la méthode d'auscultation dynamique ou ultrason..... | 134 |
| Photo 6.6 | Illustration de l'essai de compression diamétrale..... | 139 |
| Photo 6.7 | Confection des éprouvettes (5x5) cm par compactage statique pour les essais d'aptitude des liants au traitement..... | 142 |
| Photo 6.8 | Aptitude des liants au traitement..... | 143 |
| Photo 6.9 | Mesure du volume final des échantillons confectionnés pour les essais d'aptitude | |

| | | |
|------------|---|-----|
| | au traitement par pesée hydrostatique..... | 143 |
| Photo 6.10 | Aptitude au traitement-Essai de traction brésilienne..... | 144 |
| Photo 6.11 | Dispositif expérimental d'un triaxial équipé de contrôleurs pression-volume (Laboratoire EOLE, Faculté de Technologie, Université Abou-Bekr Belkaid_Tlemcen)..... | 146 |
| Photo 6.12 | Dispositif de montage et d'application des pressions d'entrée-sortie d'un échantillon dans une cellule triaxiale..... | 147 |
| Photo 6.13 | Dispositif d'application de la contrainte totale de confinement par utilisation d'un vérin hydraulique..... | 147 |
| Photo 6.14 | Compactage par double compression statique d'une éprouvette de mélange pour un essai triaxial..... | 155 |
| Photo 6.15 | Cisaillement en conditions Non-drainé (CU+u) d'échantillons de sédiments traités à une vitesse de 0,1 mm/mn..... | 159 |
| Photo 6.16 | Visualisation des plans de rupture des échantillons après cisaillement triaxial (CU + u) pour les quatre types de formulations à chaque contrainte effective..... | 166 |
| Photo 6.17 | Poudre du PEG 20000 (polyéthylène glycol)..... | 174 |
| Photo 6.18 | Préparation des échantillons des formulations de mélanges de sédiments traités pour les essais de drainage-humidification..... | 175 |
| Photo 6.19 | Préparation des solutions et mise en place des échantillons dans les béciers à solutions osmotiques..... | 176 |
| Photo 6.20 | Mise en place des échantillons dans les bocaux à solutions salines saturées..... | 178 |
| Photo 6.21 | Détermination des paramètres d'état (w , γ_d , e , S_r) par utilisation de pesées hydrostatiques avec de l'huile de kerdane..... | 181 |
| Chapitre.7 | | |
| Photo 7.1 | Types de géotextiles tridimensionnels en application routière..... | 194 |
| Photo 7.2 | Compactage statique des échantillons à différentes compacités (w , γ_d) pour essais de cisaillement direct..... | 195 |
| Photo 7.3 | Collage et fixation du géotextile Armater sur la pierre poreuse supérieur de la boîte de Casagrande..... | 196 |
| Photo 7.4 | Accessoires de pièces utilisées pour les essais d'interaction sol-géotextile dans la boîte de cisaillement direct de Casagrande..... | 196 |
| Photo 7.5 | Montage de l'interaction sol-géotextile (Armater) pour les essais de cisaillement direct..... | 197 |
| Photo 7.6 | Introduction du papier wattman 42 dans les échantillons compactés et mesure de leurs sucions en fin d'essai de cisaillement direct..... | 198 |
| Photo 7.7 | Consolidation et cisaillement des échantillons (sol-géotextile (Armater)) dans l'appareil de cisaillement direct..... | 198 |
| Photo 7.8 | Apparition nette de plans de rupture horizontaux après essais de cisaillement direct pour les états d'interface sol-sol saturé et non saturé..... | 199 |
| Photo 7.9 | Apparition nette de frottement à l'interaction sol-Géotextile Armater après essais de cisaillement direct pour les états saturé et non saturé..... | 201 |
| Photo 7.10 | Introduction de trois (03) papiers wattman au cours de la confection des échantillons compactés pour essais triaxiaux non-saturés..... | 205 |
| Photo 7.11 | Visualisation de plans de rupture inclinés par suite des essais triaxiaux des sols de la formulation 1 à différents états de compacités..... | 208 |

LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS

1. LETTRES GRECQUES

| | |
|---|---|
| $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ | Déformations principales |
| σ_3 | Contrainte de confinement |
| $\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$ | Contraintes effectives principales |
| σ' | Contrainte effective |
| ε_v | Déformation volumique |
| ϕ_{PP} | Angle de plasticité parfaite |
| ϕ_{pic} | Angle de frottement de pic |
| γ | Poids volumique |
| ν | Coefficient de POISSON |
| W_L | Limite de liquidité |
| W_P | Limite de plasticité |
| W_R | Limite de retrait |
| w_n | Teneur en eau naturelle |
| w_{OPM} | Teneur en eau optimum Proctor modifié (OPM) |
| γ_h | Poids volumique humide |
| γ_{dOPM} | Poids volumique optimum Proctor modifié (OPM) |
| γ_d | Poids volumique sec |
| γ_s | Poids volumique des grains solides |

2. LETTRES LATINES

| | |
|-----------|---|
| Ac | Activité colloïdale |
| A_{OPM} | Teneur en air à l'optimum Proctor modifié (OPM) |
| $CaCO_3$ | Teneur en carbonate de calcium |
| Cc | Coefficient de courbure |
| C_u | Coefficient d'uniformité |
| Cu | Cohésion non drainée |
| C_C | Indice de compression |
| C_S | Indice de gonflement |
| C.E.C | Capacité d'échange cationique |
| C_D | Pente du chemin de drainage |
| C_H | Pente du chemin d'humidification |
| D | Diamètre des grains ; |
| Dr | Densité relative |
| C_{pic} | Cohésion de pic |
| Dmax | Diamètre pour lequel 95% des grains du sol ont une dimension inférieure (soit D_{95} si la courbe granulométrique est disponible, sinon appréciation visuelle de la dimension des plus gros éléments) |
| e | Indice des vides |
| E | Module d'élasticité |
| Es | Module sécant |
| G | Gonflement linéaire relatif |

| | |
|--------------------|--|
| Gv | Gonflement volumique |
| ICBRimmédiat | Indice CBR d'un sol mesuré à la teneur en eau de confection de l'éprouvette avec application des surcharges, en pourcentage |
| ICBRimmersion | Indice CBR d'un sol mesuré après 4j d'immersion de l'éprouvette avec application des surcharges, en pourcentage |
| Ic | Indice de consistance |
| IPI | Indice Portant Immédiat, mesuré à la teneur en eau de confection de l'éprouvette sans application des surcharges, en pourcentage |
| IPI _{OPM} | Indice Portant Immédiat à l'optimum Proctor modifié (OPM) |
| I _L | Indice de liquidité |
| I _p | Indice de plasticité |
| I _R | Indice de retrait |
| J | module sécant du géotextile |
| k | Coefficient de perméabilité |
| Ko | Coefficient de poussée des terres au repos |
| i | Gradient hydraulique |
| m | Enveloppe des pics de résistance |
| M.O | Teneur en matières organiques |
| Mpp | Pente de plasticité parfaite |
| NC | Normalement consolidé |
| NCL | La droite de consolidation normale |
| OC | Surconsolidé |
| PH | Valeur du PH (PH = 7 neutre) |
| P' | Contrainte effective moyenne |
| q | Déviateur des contraintes |
| Rc | Résistance à la compression |
| Rtb | Résistance en compression diamétrale |
| Rt | Résistance à la traction |
| SST | Surface spécifique totale |
| Sr | Degré de saturation |
| s | Succion |
| VBS | Valeur au bleu de méthylène |

TABLE DES MATIERES

| | | |
|-------------------|--|----|
| | RESUME | 3 |
| | ABSTRACT | 4 |
| | LISTE DES FIGURES | 5 |
| | LISTE DES TABLEAUX | 9 |
| | LISTE DES PHOTOS | 11 |
| | LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS | 13 |
| | INTRODUCTION GENERALE | 19 |
| Chapitre 1 | Les sédiments de dragage | |
| 1.1. | Introduction..... | 24 |
| 1.2. | Définition, origine et formation des sédiments..... | 24 |
| 1.3. | Composition granulaire des sédiments..... | 26 |
| 1.4. | Composition organique des sédiments..... | 27 |
| 1.4.1 | Structure et composition de l'humus..... | 28 |
| 1.4.1.1. | La fraction humine (SH)..... | 28 |
| 1.4.1.2. | Les acides humiques (AH)..... | 28 |
| 1.4.1.3. | Les acides fulviques (AF)..... | 28 |
| 1.4.2. | Propriétés générales de l'humus..... | 29 |
| 1.5. | Composition physico-chimique des sédiments..... | 30 |
| 1.6. | Caractérisation des polluants rencontrés dans les sédiments..... | 31 |
| 1.6.1. | Les métaux lourds..... | 31 |
| 1.6.1.1. | L'arsenic (As)..... | 32 |
| 1.6.1.2. | Le cadmium (Cd)..... | 32 |
| 1.6.1.3. | Le chrome (Cr)..... | 32 |
| 1.6.1.4. | Le mercure (Hg)..... | 32 |
| 1.6.1.5. | Le plomb (Pb)..... | 32 |
| 1.6.1.6. | Le zinc (Zn)..... | 32 |
| 1.6.2. | Les matières organiques..... | 33 |
| 1.6.2.1. | Les hydrocarbures aromatiques polycycliques (HAP)..... | 33 |
| 1.6.2.2. | Le polychlorobiphényles (PCB)..... | 33 |
| 1.6.2.3. | Les tributylétains (TBT)..... | 33 |
| 1.7. | Problématique et contexte des sédiments fluviaux..... | 35 |
| 1.7.1. | Problématique d'envasement des barrages dans le Maghreb..... | 35 |
| 1.7.2. | Particularités d'envasement des retenues en Algérie..... | 36 |
| 1.7.3. | Les techniques de dévasement..... | 37 |
| 1.7.3.1. | Etat des sédiments avant dragage..... | 37 |
| 1.7.3.2. | Le soutirage..... | 38 |
| 1.7.3.3. | Le dragage..... | 38 |
| 1.8. | Conclusion..... | 39 |
| Chapitre 2 | Traitement des sédiments et leur valorisation en technique routière | |
| 2.1. | Introduction..... | 41 |
| 2.2. | La réglementation relative à la gestion des sédiments de dragage..... | 41 |
| 2.2.1. | Le contexte législatif..... | 41 |
| 2.2.2. | Les filières d'élimination..... | 42 |
| 2.2.2.1. | La mise en décharge..... | 43 |
| 2.2.2.2. | Le dépôt ou le stockage..... | 44 |
| 2.2.2.3. | La valorisation..... | 44 |
| 2.2.2.4. | Le traitement..... | 45 |
| 2.3. | La valorisation des sédiments de dragage dans le secteur routier..... | 47 |
| 2.3.1. | Méthodologie du choix du type de matériau en structure routière..... | 47 |
| 2.3.1.1. | Description d'une chaussée routière..... | 47 |

| | | |
|----------|---|----|
| 2.3.1.2. | Rôle des différentes couches..... | 48 |
| 2.3.2. | Critères d'utilisation pour les matériaux en couche d'assise de chaussée..... | 49 |
| 2.3.2.1. | Critère de granulométrie..... | 49 |
| 2.3.2.2. | Critère de portance..... | 49 |
| 2.3.2.3. | Critère de durabilité au jeune âge..... | 50 |
| 2.3.2.4. | Critère de résistance..... | 50 |
| 2.3.2.5. | Critère de traficabilité..... | 51 |
| 2.3.2.6. | Critère d'aptitude des liants au traitement..... | 51 |
| 2.4. | Le traitement des sols en domaine routier..... | 53 |
| 2.4.1. | Produits de traitement..... | 53 |
| 2.4.2. | Effet de traitement des sols par les liants..... | 53 |
| 2.4.2.1. | Effet de la chaux..... | 53 |
| 2.4.2.2. | Action de la chaux sur les sols..... | 54 |
| 2.4.2.3. | Effet du ciment..... | 56 |
| 2.5. | Interaction liants-éléments perturbateurs..... | 58 |
| 2.5.1. | Influence des matières organiques..... | 58 |
| 2.5.2. | Influence des métaux lourds..... | 59 |
| 2.6. | Conclusion..... | 60 |

CHAPITRE 3 Renforcement des sols par géotextiles

| | | |
|--------|---|----|
| 3.1. | Introduction..... | 62 |
| 3.2. | Définition des géosynthétiques..... | 62 |
| 3.2.1. | La fibre textile..... | 62 |
| 3.2.2. | La structure des géosynthétiques..... | 63 |
| 3.3. | Fonctions des géosynthétiques..... | 66 |
| 3.4. | Classification des géosynthétiques..... | 67 |
| 3.5. | Techniques de disposition des géosynthétiques..... | 69 |
| 3.6. | Utilisation des géosynthétiques dans le domaine routier..... | 70 |
| 3.6.1. | Apport des géosynthétiques sur le comportement mécanique des chaussées de routes..... | 70 |
| 3.6.2. | Facteur d'efficacité (E) des géosynthétiques dans les routes..... | 71 |
| 3.7. | Synthèse des travaux d'étude du comportement mécanique de sols renforcés par géosynthétiques..... | 72 |
| 3.7.1. | Etude du comportement des sols renforcés au laboratoire..... | 72 |
| 3.8. | Synthèse des paramètres qui influencent l'efficacité du renforcement..... | 79 |
| 3.8.1. | Paramètres géométriques..... | 79 |
| 3.8.2. | Paramètres physiques..... | 79 |
| 3.9. | Conclusion..... | 79 |

CHAPITRE 4 Identification et caractérisation des sédiments du site de Cheurfas

| | | |
|--------|---|----|
| 4.1. | Introduction..... | 82 |
| 4.2. | Présentation du barrage de Cheurfas..... | 82 |
| 4.3. | Historique du barrage de Cheurfas..... | 83 |
| 4.4. | Géologie du site..... | 84 |
| 4.5. | Stratigraphie du site..... | 85 |
| 4.6. | Choix de la zone de prélèvement des échantillons..... | 86 |
| 4.7. | Caractérisation physico-chimique..... | 87 |
| 4.7.1. | Distribution granulométrique..... | 87 |
| 4.7.2. | Poids spécifique des grains solides (γ_s)..... | 88 |
| 4.7.3. | Les limites d'Atterberg..... | 89 |
| 4.7.4. | Valeur au bleu de méthylène..... | 92 |
| 4.7.5. | Teneur en matières organiques (MO)..... | 93 |
| 4.7.6. | La teneur en calcaire (%CaCO ₃)..... | 94 |
| 4.7.7. | La valeur du PH..... | 94 |

| | | |
|--------|---|-----|
| 4.8. | Caractérisation chimique et minéralogique du sédiment..... | 95 |
| 4.8.1. | Composition chimique..... | 95 |
| 4.8.2. | Composition minéralogique du sédiment..... | 96 |
| 4.9. | Classification du sédiment de Cheurfas selon le GTR (LCPC-SETRA, 2000)... | 98 |
| 4.10. | Compactage et portance du sédiment de Cheurfas..... | 99 |
| 4.11. | Conclusion..... | 101 |

CHAPITRE 5 Traitement par calcination et dé-salement

| | | |
|--------|---|-----|
| 5.1. | Introduction..... | 103 |
| 5.2. | Etude de l'impact d'influence de la température de calcination..... | 103 |
| 5.3. | Etude d'impact de traitement du sédiment de Cheurfas..... | 104 |
| 5.3.1. | Préparation des variantes de sédiments..... | 104 |
| 5.3.2. | Influence du traitement sur Les courbes granulométriques..... | 107 |
| 5.3.3. | Influence du traitement sur les limites d'Atterberg..... | 109 |
| 5.3.4. | Influence du traitement sur la valeur du bleu VBS..... | 114 |
| 5.3.5. | Influence du traitement sur la cohésion non drainée..... | 115 |
| 5.4. | Conclusion..... | 116 |

CHAPITRE 6 Traitement a l'aide de liants hydrauliques et de correction granulométrique

| | | |
|-----------|--|-----|
| 6.1. | Introduction..... | 118 |
| 6.2. | Démarche de valorisation des sédiments de dragage en technique routière... | 118 |
| 6.3. | Utilisation de la méthode des plans d'expérience pour le choix des formulations d'étude..... | 119 |
| 6.3.1. | Méthode des plans d'expérience..... | 119 |
| 6.3.2. | Méthodologie des plans d'expériences..... | 119 |
| 6.3.3. | Application de la méthode des plans d'expériences sur le choix optimal des formulations d'étude..... | 119 |
| 6.4. | Méthodologie de renforcement du squelette granulaire..... | 120 |
| 6.5. | Paramètres physico-chimiques des formulations d'étude..... | 124 |
| 6.6. | Paramètres de densification-portance des formulations d'étude..... | 126 |
| 6.7. | Portance des formulations en immersion..... | 127 |
| 6.8. | Performances mécaniques à long terme..... | 130 |
| 6.8.1. | Confection des éprouvettes..... | 130 |
| 6.8.2. | Détermination de la résistance à la compression simple..... | 131 |
| 6.8.3. | Détermination des modules de déformation..... | 134 |
| 6.8.3.1. | Modules élastiques initiaux (mesure des vitesses des ondes sonores)..... | 134 |
| 6.8.3.2. | Modules sécants déduits des essais de compression simple..... | 135 |
| 6.8.4. | Détermination de la résistance à la traction..... | 139 |
| 6.9. | Aptitude des liants au traitement..... | 141 |
| 6.9.1. | Préparation des éprouvettes..... | 141 |
| 6.9.2. | Détermination du gonflement volumique Gv..... | 143 |
| 6.9.3. | Détermination de la résistance en traction brésilienne (Rtb)..... | 144 |
| 6.9.4. | Résultats et interprétations..... | 144 |
| 6.10. | Perméabilité des sédiments..... | 145 |
| 6.10.1. | Perméabilité à charge constante des sédiments compactés saturés..... | 146 |
| 6.11. | Essais triaxiaux Consolidés non drainés sur les 4 formulations..... | 151 |
| 6.11.1. | Procédure de déroulement des essais triaxiaux..... | 154 |
| 6.11.1.1. | Confection des éprouvettes..... | 154 |
| 6.11.1.2. | Saturation des échantillons..... | 155 |
| 6.11.1.3. | Consolidation des échantillons..... | 157 |
| 6.11.1.4. | Cisaillement des échantillons..... | 159 |
| 6.11.2. | Analyse des résultats d'essais triaxiaux (CU+u)..... | 159 |
| 6.12. | Modules de déformations sécants déduits des chemins déviatoires..... | 167 |
| 6.13. | Comportement sur chemins de drainage-humidification du sédiment de | |

| | | |
|-------------------|--|-----|
| | Cheurfas..... | 173 |
| 6.13.1. | Programme expérimental..... | 173 |
| 6.13.2. | Préparation des échantillons..... | 174 |
| 6.13.3. | Principe des méthodes de contrôle et de mesure de la succion..... | 175 |
| 6.13.3.1. | La méthode osmotique..... | 175 |
| 6.13.3.2. | Méthode des solutions salines saturées..... | 177 |
| 6.13.3.3. | Mesure des temps d'équilibre..... | 178 |
| 6.13.3.4. | Détermination des paramètres d'état..... | 180 |
| 6.14. | Chemins de drainage-humidification sur le sédiment naturel de Cheurfas à l'état pâteux..... | 181 |
| 6.15. | Chemins de drainage-humidification sur le sédiment de Cheurfas compacté à l'Optimum Proctor Modifié..... | 184 |
| 6.16. | Chemins de drainage-humidification des sédiments traités..... | 186 |
| 6.17. | Comparaison des chemins de drainage-humidification et des chemins oedométriques..... | 188 |
| 6.18. | Conclusion | 190 |
| CHAPITRE 7 | Renforcement par géotextile : Amélioration des caractéristiques mécaniques des sédiments | |
| 7.1. | Introduction..... | 193 |
| 7.2. | Programme expérimental..... | 193 |
| 7.2.1. | Géotextile utilisé..... | 194 |
| 7.2.2. | Préparation des échantillons de sols étudiés..... | 195 |
| 7.2.3. | Conception de l'interaction sol-géotextile..... | 195 |
| 7.2.4. | Montage de l'échantillon et du géotextile Armater dans la boîte de cisaillement..... | 196 |
| 7.2.5. | Résultats et visualisation du comportement..... | 199 |
| 7.2.6. | Comportement sur chemin déviatoire..... | 204 |
| 7.2.7. | Détermination des modules de déformations..... | 210 |
| 7.3. | Conclusion..... | 216 |
| | CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES | 217 |
| | REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES | 220 |
| | LISTE DES NORMES | 224 |
| | COMMUNICATIONS ET PUBLICATIONS | 226 |
| | ANNEXES | 228 |

Introduction Générale

La sédimentation des matériaux particulaires dans les écosystèmes aquatiques s'amplifie depuis plusieurs décennies sous l'effet de la croissance des activités humaines (érosion des sols, décomposition de la matière végétale, etc.) et de l'anthropisation des milieux (rejets agricoles, industriels ou urbains qui peuvent contenir de nombreuses toxines inorganiques (métaux lourds) et organiques (hydrocarbure).

Cette accumulation a des conséquences multiples sur les caractéristiques physiques, chimiques et biologiques des écosystèmes aquatiques. La concentration des sédiments dans les zones de faibles courants conduit au rehaussement progressif du lit et, de fait, à la réduction de la hauteur d'eau. Ces modifications se traduisant par :

- Une augmentation des risques d'inondation ;
- Une diminution de la navigabilité par réduction du tirant d'eau ;
- Une augmentation des risques d'endommagement des digues et des berges par élévation de la pression et des débits.

La sédimentation accrue des matériaux a également des conséquences reconnues sur le fonctionnement des écosystèmes et, indirectement, sur la pérennité.

Ainsi l'Afrique du nord détient actuellement environ 230 barrages d'une capacité totale de 23 km³. Environ 122 hm³ de sédiments se déposent annuellement au fond de ces barrages, avec par ordre d'importance décroissante : le Maroc avec 65 hm³, l'Algérie avec 32 hm³ et la Tunisie avec 25 hm³ (Remini, 2004). Donc, plus de 30 millions de m³ de sédiments se déposent annuellement au niveau des 52 grandes retenues de barrages de l'Algérie.

En plus de ces problèmes de volumes importants, deux paramètres particuliers viennent renforcer les difficultés rencontrées avec ces matériaux :

- Un comportement mécanique défavorable. En effet, parfois plastiques, souvent liquides, les sédiments sont surtout thixotropiques, c'est-à-dire qu'elles perdent leur résistance mécanique dès qu'elles sont sollicitées. Cette particularité provient en partie des fortes teneurs en eau et des granulométries excessivement fines de ces boues. Cette propriété entraîne de sérieux problèmes tant pour la manutention (lors du dragage, du transport,...) que pour le stockage (en particulier problème de stabilité mécanique et de réutilisation à moyen ou long terme des sites de stockage) ;
- Des contaminations éventuelles par des polluants. Avec de fortes proportions en argile et en matières organiques, les sédiments sont susceptibles de piéger de nombreux polluants. Ainsi, selon leur environnement, ils peuvent parfois être très largement contaminés. Lorsque cela se produit, la problématique du devenir des matériaux de dragage devient alors encore plus complexe en raison des contraintes plus rigides sur la mise en stockage.

De nombreuses études sont ainsi menées afin de répondre aux problématiques de gestion de ces sédiments dragués, ceci afin de :

1. Résoudre le problème de la pollution engendrée par l'accumulation de ces sédiments ;
2. Proposer des filières complètes d'utilisation des sédiments en domaine du Génie-Civil ou BTP.

L'enjeu est important car les volumes de sédiments dragués (pollués et non pollués) sont, chaque année, considérables : environ 600 Mm³ dans le monde (Dubois, 2006), 50Mm³ en France (Tran, 2009), 125 Mm³ en Afrique du nord (Remini, 2004), 45 Mm³ aux Pays Bas et 250 Mm³ pour les Etats Unis (Semcha, 2006).

Les méthodes actuelles de prise en charge de ces sédiments dragués tendent seulement à gérer le caractère opérationnel des installations sans se préoccuper du devenir réel de ces vases et boues de dragage.

Actuellement, deux solutions sont adoptées : le rejet en mer et la mise en dépôt à terre. Pendant longtemps, ce sont les considérations techniques et économiques qui l'ont emporté lors des prises de décisions. Aujourd'hui, une meilleure prise de conscience de la teneur anthropique en substances contenues dans un grand nombre de ces matériaux, et leurs relations avec des considérations humaines et environnementales, intéresse beaucoup de chercheurs.

En Algérie, en matière de stockage d'eau pour l'agriculture ainsi que pour l'alimentation en eau potable, l'Agence Nationale des Barrages (ANB), dans son diagnostic de Janvier 2004, montre l'ampleur des risques pressentis dans un avenir très proche, si rien n'est entrepris. La construction de nouvelles réserves n'est pas la seule solution à envisager, il faut préserver les capacités existantes avec le même intérêt. Le barrage de Fergoug situé au nord-ouest algérien, dont la capacité de stockage était de 17 millions de m³ en 1970, a été soumis à un envasement progressif où au bout de sept années (en 1977) sa capacité a chuté à 9,67 millions de m³ ; soit un taux annuel d'envasement dépassant un million de m³. Après une première opération de dragage (1984-1986) où plus de 10 millions de m³ ont été récupérés par dragage et largage de vases, l'envasement du barrage est estimé actuellement à plus de 14 millions de m³ (Semcha, 2006). Ce premier dragage a causé beaucoup de désordres en aval, suite au largage des sédiments.

Un deuxième exemple, le barrage de Cheurfas II situé à proximité de la ville de Sig au Nord-Ouest de l'Algérie, a été implanté immédiatement à l'amont de l'ancien barrage de Cheurfas I dont son réservoir original avait été envasé et démoli. La partie droite de l'ancien ouvrage a été détruite complètement par l'augmentation de la poussée des sédiments et aussi par la poussée hydrodynamique, provoquée par une forte crue en Février 1885 (Oumrani, 2009). Ce barrage a perdu 36% de sa capacité de stockage en eau par suite de son envasement entre 1885-1967.

Ainsi, ces grands volumes de matériaux peuvent représenter une source de matières premières très intéressante, notamment pour un secteur consommateur de granulats tel que le Génie-Civil. Parmi les différents secteurs du Génie-Civil, le domaine routier sollicite le plus grand besoin en matériaux vue qu'il consomme une quantité importante de granulats avec différentes propriétés mécaniques. Ainsi, l'étude présentée propose une nouvelle source d'approvisionnement en granulats pour le domaine routier, par l'utilisation de sédiments fins de dragage des barrages.

Il est donc nécessaire de mieux connaître les sédiments étudiés à travers leurs propriétés intrinsèques et leur comportement, afin de mieux les utiliser en tant que matériau constitutif d'une couche de structure routière.

L'étude présentée propose un matériau à base de sédiments de dragage d'un barrage pour une utilisation dans le domaine routier. Le matériau étudié est d'origine fluviale. Il comporte une majorité de particules fines inférieures à $63\mu\text{m}$ et une teneur en matière organique de l'ordre de 7%. Une telle composition induit une faible résistance mécanique, une compressibilité élevée et une forte sensibilité à l'eau.

Ces propriétés ne peuvent pas satisfaire les critères mécaniques requis pour les matériaux routiers. Ainsi, il est indispensable d'améliorer leurs performances mécaniques. En vue d'utiliser des techniques simples, deux approches peuvent être utilisées : la première consiste à traiter directement les sédiments par ajout d'un sol granulaire et de liants hydraulique et aérien (ciment et chaux) en vue d'apporter une correction de la granulométrie du matériau final obtenu et créer une cohésion de cimentation permettant l'amélioration des caractéristiques mécaniques du sédiment de base.

La deuxième consiste à renforcer le sédiment à l'aide de géotextiles. La granulométrie du sédiment pouvant au préalable être améliorée par ajout de matériau granulaire.

La recherche abordée dans le cadre de cette thèse vise à valoriser les sédiments de dragage du barrage de Cheurfas en vue de son utilisation en techniques routières. Ces travaux ont été réalisés dans le cadre de partenariats (conventions de collaborations) entre le laboratoire EOLE de l'université de Tlemcen, le laboratoire Ondes et Milieux Complexes (LOMC, UMR 6294, CNRS-Université du Havre) et, plus spécifiquement pour le renforcement par géotextile, la société Afitex-Algérie Spa.

Le mémoire de la thèse comporte deux parties :

La première partie est consacrée à dresser un état de l'art des sédiments de dragage passant en revue les principaux constituants des sédiments, la problématique de gestion des sédiments de dragage de barrages algériens, les réglementations en vigueur pour la gestion des sédiments, et les techniques des traitements. Cette partie est structurée en trois chapitres ; le chapitre 1 présente des généralités sur les sédiments de dragage et leur gestion dans le monde ; le second chapitre présente les différentes techniques de traitement des sédiments en vue de leur valorisation en techniques routières et le chapitre 3 aborde les techniques de renforcement des sols par interaction avec les géotextiles.

La 2^{ème} partie est consacrée à notre recherche propre pour traiter ce sujet. Elle est composée de quatre chapitres (chapitres 4 à 7). Après avoir procédé à l'identification et à la caractérisation physico-chimique du sédiment naturel de Cheurfas dans le chapitre 4, une évaluation de l'effet des sels et des matières organiques naturellement présents dans les sédiments sur leurs propriétés est analysée dans le chapitre 5. Le chapitre 6 détaille les traitements proposés pour la valorisation de ce sédiment en techniques routières conformément aux recommandations du guide technique GTR (LCPC-SETRA, 2000). Des formulations de mélanges sédiments-ajout matériau

granulaire et/ou traitement aux liants sont présentés. L'objectif étant d'arriver à proposer un matériau traité économiquement compétitif et facile à mettre en œuvre in situ.

Enfin le chapitre 7 aborde l'effet du renforcement du sédiment à l'aide de géotextiles. La caractérisation mécanique du sédiment renforcé permettra d'une part de choisir le type de géotextile adapté à notre sédiment et d'autre part, de disposer des paramètres de lois de comportement nécessaires aux codes de calcul qui permettront dans un deuxième temps un calcul aux limites pour le dimensionnement d'un corps de chaussée composé en partie du matériau des sédiments avec des inclusions en géotextile. Ce dernier point faisant l'objet d'une des perspectives de poursuite de cette thèse.

Chapitre 1 :
LES SEDIMENTS DE DRAGAGE

1.1. Introduction

Dans ce chapitre, on présente un état des connaissances générales concernant les sédiments de dragage.

Cette partie d'étude permettra de décrire la problématique de gestion des sédiments dragués, les différents constituants et les polluants existants dans ces matériaux, afin de mieux comprendre leurs comportements et anticiper les problèmes qui peuvent être posés dans le processus de valorisation.

1.2. Définition, origine et formation des sédiments

Le nom « vase » est la désignation générale d'une large famille de sédiments fins, argileux, plus ou moins organiques, pouvant atteindre des teneurs en eau très supérieures à la limite de liquidité.

Les sédiments sont constitués de plusieurs phases solides (organiques ou minérales), liquide et gazeuse.

Les particules solides qui constituent les sédiments peuvent être d'origine naturelle ou anthropique (Neto, 2007) :

a. Origine naturelle

Les particules peuvent être soit endogènes ou exogènes au cours d'eau :

- Les particules endogènes sont principalement constituées de matières organiques, essentiellement des organismes aquatiques appartenant aux règnes animal ou végétal (plantes aquatiques, cadavres de microphytes et d'animaux) ;
- Les particules exogènes sont principalement des particules minérales provenant d'une part de l'érosion éolienne des sols (Photo 1.1) et d'autre part de l'érosion hydrique du bassin versant et des phénomènes de ruissellement (Photo 1.2).

Les particules exogènes peuvent également être de nature organique, principalement des feuilles d'arbres transportées par le vent dans le canal.



Photo 1.1. Erosion éolienne des sols (Persoons et al., 2001)



Photo 1.2. Erosion hydrique d'un bassin versant (Persoons et al., 2001)

b. Origine anthropique

Les particules peuvent être de nature organique ou minérale et proviennent des activités industrielles, urbaines et agricoles.

La provenance des sédiments conditionne leur composition minérale (Ramaroson, 2008) :

- Les sédiments terrigènes (blocs, cailloux, graviers, sables, ...), issus de l'érosion des sols, traduisent fidèlement de part leur nature chimique la nature des terrains érodés ;
- Les particules les plus fines (argiles, limons et vases) sont composées d'une part des minéraux argileux d'origine terrigène et d'autre part de squelettes d'organismes d'origine endogène ;

L'importance du rôle des minéraux concerne à la fois la structure des matériaux et leur interaction avec les polluants des écosystèmes aquatiques : leur structure en feuillet, leur grande surface spécifique et leur capacité d'échange cationique élevées en font des sites de fixation et de transit privilégiés des polluants organiques et inorganiques (Cauzzi, 2007) ;

- La phase aqueuse des sédiments comprend deux composantes : l'eau associée au réseau cristallin des minéraux constitutifs de la phase minérale et l'eau occupant l'espace entre les particules sédimentaires, plus communément appelée eau interstitielle ou eau de porosité.

Ce compartiment revêt également une grande importance puisque c'est par le biais des eaux interstitielles que les contaminants dissous vont pouvoir transiter vers la colonne d'eau, elles sont également considérées comme la voie d'exposition majoritaire des organismes benthiques, épibenthiques et pélagiques aux contaminants des sédiments (Cauzzi, 2007).

1.3. Composition granulaire des sédiments

La distribution granulométrique des sédiments, peut s'étendre des cailloux ($D > 20 \text{ mm}$) aux argiles ($D < 2 \mu\text{m}$) (Tableau 1.1)

| Cailloux | Graviers | Sables (Grossiers et Fins) | Limons | Argiles |
|---------------------|------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|---------------------|
| $D > 20 \text{ mm}$ | $2 \text{ mm} < D < 20 \text{ mm}$ | $63 \mu\text{m} < D < 2 \text{ mm}$ | $2 \mu\text{m} < D < 63 \mu\text{m}$ | $D < 2 \mu\text{m}$ |

$80 \mu\text{m}$  Vases

Tableau 1.1. Classification granulométrique des sédiments (Philipponnat et al., 1998)

La fraction fine, relative aux particules inférieures à $80 \mu\text{m}$, est la fraction caractéristique de toute vase.

Cette fraction engendre généralement des comportements complexes provoqués par les interactions entre les particules minérales, les interactions de ces particules avec l'eau contenue dans le milieu, les ions présents dans le milieu, et aussi les éléments organiques (Figure 1.1)

Dans la fraction fine, sur le plan granulométrique, on trouve les limons et les argiles.

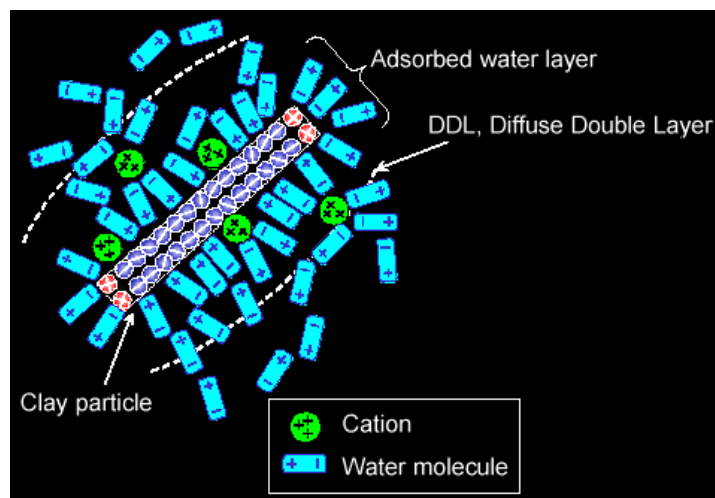


Figure 1.1. Interaction de la particule fine dans un milieu aquatique (Endo)

Dans toute étude géotechnique, les argiles sont considérées comme des éléments influençant le comportement d'un sol, par le caractère plastique et les échanges cationiques avec le milieu.

En effet, les particules argileuses sont majoritairement chargées négativement et vont capter les cations du milieu (Figure 1.1).

Selon les dispositions et les liaisons entre les feuillets d'argile, les ions peuvent s'insérer plus ou moins facilement. L'intensité de la fixation entre les cations et les feuillets dépend de la valence des cations et de l'état d'hydratation du milieu (Figure 1.2).

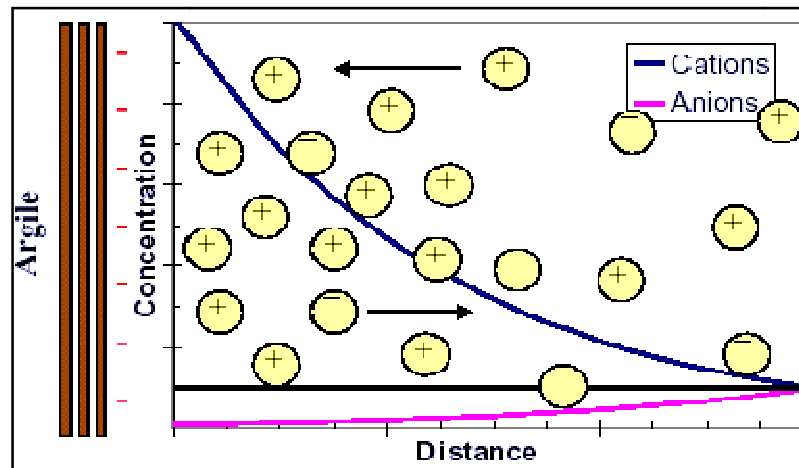


Figure 1.2. Potentiel électrique en fonction de la distance à partir de la surface de la particule argileuse (Bourabah, 2004).

En effet, certains cations s'entourent d'une couche d'eau plus ou moins importante lorsque l'état hydrique le permet. Ainsi, l'ion sodium permet une floculation des particules les moins stables car cet ion s'entoure d'une couche d'eau importante qui ne lui permet pas de se lier facilement avec les particules. À l'opposé, les cations bivalents ont les fixations les plus énergiques et donc les plus stables (Azzouz, 2006).

La taille des cations va aussi jouer son rôle, car plus ils seront de grosse taille, plus ils auront de difficultés à s'insérer entre les feuillets, et donc à jouer un rôle dans le comportement des matériaux fins.

1.4. Composition organique des sédiments

Les sédiments contenant les matières organiques sont très compressibles, et ont une couleur sombre (Photo 1.3) ainsi qu'une odeur caractéristique.



Photo 1.3. Couleur sombre d'un sédiment de dragage signe d'une présence de matières organiques

La fraction organique est faiblement représentée dans un sol, en comparaison à la fraction minérale. C'est aussi une fraction très variable au cours du temps (Dubois, 2006).

Pour caractériser quantitativement la fraction organique, des méthodes chimiques ou thermiques sont employées : l'oxydation sulfochromique et la perte au feu.

On peut diviser les matières organiques d'un sédiment en quatre (04) grandes classes (Kribi, 2005) et (Dubois, 2006) (Figure 1.3) :

- La matière organique vivante (biomasse active) ;
- La matière organique fraîche (débris végétaux, cadavres, excréments, ...) ;
- Les composés en cours d'évolution dits transitoires ;
- Les composés organiques stabilisés, appelés communément **humus**.

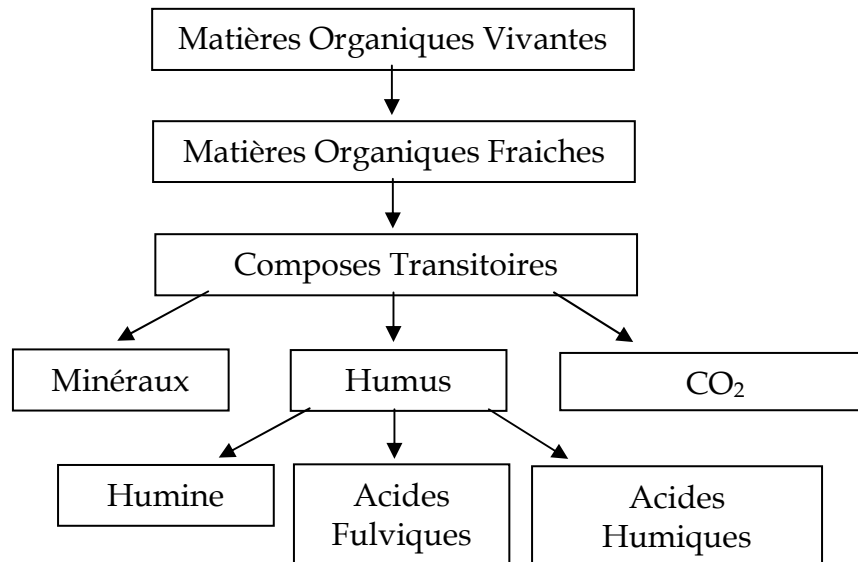


Figure 1.3. Processus d'évolution des matières organiques (Dubois, 2006)

1.4.1. Structure et composition de l'humus

On peut diviser l'humus en trois (03) grands groupes aux propriétés relativement indépendantes de leurs origines (Figure 1.4) :

1.4.1.1. La fraction humine (SH)

C'est la fraction des substances humiques (SH) qui constituent la majeure partie de la matière organique dissoute dans les eaux naturelles (Ramaroson, 2008).

Il s'agit de polymères naturels qui jouent un rôle important en tant que complexant. Leur décomposition est très lente (plusieurs centaines d'années) et ils combinent de très fortes propriétés tensioactives et de fortes propriétés complexantes. Son rôle est de ce fait très important dans les interactions organo-minérales qui existent dans les sédiments.

1.4.1.2. Les acides humiques (AH)

Ce sont des composés solubles uniquement à un PH supérieur à 2 et parfois même totalement insolubles. Ils sont à l'origine de la couleur noire des sédiments.

1.4.1.3. Les acides fulviques (AF)

Ce sont des composés solubles en solution aqueuse pour une large gamme de PH. Ils représentent souvent la fraction la plus importante des substances humiques et les acides humiques.

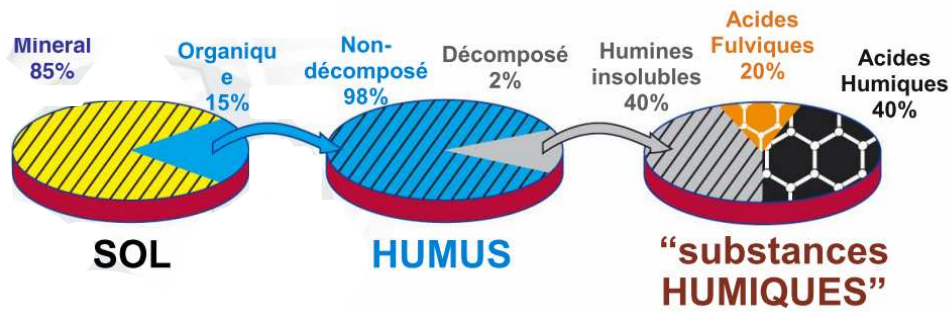


Figure 1.4. Composition structurale de l'humus (Stevenson, 1994)

Les caractéristiques des acides humiques et fulviques sont détaillées dans le tableau 1.2.

| | Acides fulviques | Acides humiques |
|-------------------------|------------------|-----------------|
| Couleur | Jaune | Brun |
| Degré de polymérisation | Faible | Elevé |
| Poids moléculaire | < 1000 | 300 000 |
| Carbone | 45 % | 62 % |
| Oxygène | 48 % | 30 % |
| Acidité échangeable | 1400 | < 500 |
| Degré de solubilité | Elevé | Faible |

Tableau 1.2. Caractéristiques des acides humiques et fulviques des substances humiques (Ramaroson, 2008)

1.4.2. Propriétés générales de l'humus

➤ **La couleur :** La couleur noire typique des sédiments est due à la matière organique.

➤ **La rétention d'eau :** La matière organique peut en contenir jusqu'à 20 fois son poids, elle retarde donc le séchage et le rétrécissement du sédiment.

➤ **La combinaison avec les argiles :** L'interaction entre les substances humiques à grosses molécules et les parties minérales (ions minéraux et minéraux argileux) se traduit soit par une association qui est stabilisée par simple physisorption de la substance humique (liaison hydrogène) soit par complexation mixte d'un même ion métallique entre le composé organique et la particule minérale (argile). Cela favorise :

1. L'agglomération des particules entre elles, par combinaison des groupements libres de la substance humique avec d'autres particules minérales ;

2. La stabilité des composés formés entre l'ion métallique et le composé organique, est suffisamment forte pour dissocier l'ion métallique de la particule minérale.

➤ **Chélation :** Il existe une grande affinité entre la matière organique et les métaux lourds.

Plus la couleur du sédiment est foncée, plus il ya de matières organiques, et plus il ya de métaux lourds, la matière organique forme alors un complexe stable avec les

cations divalents tels que : Cu^{2+} , Mn^{2+} , Zn^{2+} . Les acides à petites molécules forment avec les cations métalliques des humâtes et fulvates plus ou moins stables selon les conditions du milieu.

➤ **Solubilité dans l'eau :** L'insolubilité de la matière organique est due à son association avec l'argile. Les sels de cations divalents et trivalents associés à la matière organique sont insolubles également, ainsi très peu de matières organique est perdue par lixiviation.

➤ **Pouvoir tampon :** Ces fonctions COOH et OH lui confèrent un pouvoir tampon dans une large gamme de PH.

➤ **Capacité d'échange cationique (CEC) :** L'acidité totale d'une fraction d'humus isolée varie de 300 à 1400 cmole/Kg, cela permet donc d'augmenter la CEC des sédiments de 20 à 70% (Kribi, 2005).

1.5. Composition physico-chimique des sédiments

Les sédiments sont constitués d'une phase solide (organique ou minérale) composée de :

➤ Silicates (quartz, feldspaths, micas) ;

➤ Carbonates : Ils se trouvent principalement sous forme de calcite (CaCO_3) et de dolomite ($\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$). Ils participent à l'effet tampon du sédiment et peuvent former des précipités avec les métaux.

Les carbonates jouent un rôle important dans les sédiments, une teneur élevée en carbonates rend le sédiment alcalin et favorise ainsi l'ensemble des modes de fixation. De plus, la surface des carbonates est le siège de phénomènes de sorption des ions métalliques : précipitation et adsorption (Ramaroson, 2008) ;

➤ Les argiles : elles sont formées de molécules chargées négativement. Cette charge négative est essentiellement due à la substitution des ions Si^{4+} par les ions Al^{3+} à l'intérieur et à l'extérieur des feuillets.

Cependant, certaines charges négatives sont présentes à la surface des feuillets et sont dues à des liaisons brisées ou à des fonctions hydroxyles. Les charges négatives ainsi formées sont capables de former des liaisons avec des cations (H^+ , Na^+ , Mg^{2+} , Fe^{2+} ...) aussi bien sur la face interne que sur les faces externes des feuillets. Ces liaisons sont essentiellement réversibles. L'ensemble de ces liaisons explique la capacité d'échange cationique des argiles, la surface en feuillet expliquant la surface spécifique très élevée.

➤ Des oxy-hydroxydes de fer et de manganèse : La précipitation des oxydes de fer et de manganèse dépend plus des conditions d'oxydo-réduction du milieu que du PH. Ils sont généralement présents sous formes colloïdales et présentent une surface spécifique élevée propice à l'adsorption d'ions métalliques.

➤ Les sulfures et les sulfates : Les sulfures se forment en milieu anaérobie par réduction des ions sulfates SO_4^{2-} en H_2S et forment des composés très stables avec les métaux. En raison des conditions réductrices et de leur faible solubilité, les sulfures sont prépondérants par rapport aux sulfates (SO_4^{2-}) et sont à l'origine de la couleur

grise ou noire de certains sédiments. Ils jouent un rôle important dans le piégeage des métaux (Neto, 2007).

➤ La matière organique (MO) : Les composés organiques rencontrés dans les sédiments sont essentiellement naturels (Ramarason, 2008) peuvent être à l'état libre ou en association plus ou moins étroite avec les constituants minéraux.

On distingue des constituants de nature bien définie, hérités des plantes et des animaux. La matière organique est classée, selon sa taille et son état physique, en carbone organique particulaire (COP), colloïdal (COC) et dissous (COD). Cette matière offre l'intérêt de posséder à la fois des sites hydrophiles et hydrophobes qui lui permettent de s'adsorber à la surface des particules minérales et de complexer, dans les phases aqueuses et particulaires, des contaminants organiques hydrophobes et/ou des métaux. Selon son état, sous forme soluble ou immobilisée dans le sédiment, la MO va participer à la mobilité des métaux associés ou au contraire les retenir dans le sédiment.

La matière organique est une composante essentielle du sédiment en raison de son rôle trophique vis-à-vis du compartiment microbien et de son rôle d'adsorption des contaminants.

1.6. Caractérisation des polluants rencontrés dans les sédiments

Dans le milieu naturel, les cours d'eau, les canaux, les lacs, les ports et les estuaires sont très souvent soumis à des rejets industriels, urbains ou agricoles, entraînant l'apport d'un grand nombre de polluants. Ces polluants sont peu solubles dans l'eau dans les conditions normales, et ils prédominent dans les matières en suspension et dans les sédiments qui par la suite deviennent des réserves de composés toxiques. Le dragage suivi d'une mise en régalage peut favoriser les relargages des polluants.

Les processus majeurs d'accumulation des polluants dans les sédiments (Ramaroson, 2008) sont :

- Adsorption sur les solides fins ;
- Précipitation des composés métalliques ;
- Co précipitation des métaux sur des oxydes métalliques ;
- Complexation avec des composés organiques ;
- Diffusion dans les réseaux cristallins tels que les carbonates.

D'une manière générale, on distingue classiquement deux familles de polluants accumulés dans les sédiments : **Les métaux lourds et les matières organiques toxiques.**

1.6.1. Les métaux lourds

Les métaux peuvent être d'origines naturelles ou anthropiques. Leur toxicité dépend principalement de leurs caractéristiques physico-chimiques, de leur concentration, de leur biodisponibilité, de leur spéciation, de la sensibilité des organismes cibles et de leur mode d'action.

Leur forme dissoute ou libre est souvent la plus toxique (Neto, 2007).

Deux facteurs accentuent la gravité des polluants métalliques : d'une part, ils ne sont pas biodégradables, et d'autre part, ils s'accumulent dans l'environnement et en particulier dans les sédiments en s'associant avec les matières organiques et inorganiques par le jeu des phénomènes d'adsorption, de complexation et de combinaisons chimiques (Ramaroson, 2008).

Les plus dangereux et les plus fréquemment rencontrés dans les sédiments sont :

1.6.1.1. L'arsenic (As)

L'arsenic est présent naturellement dans les sols à l'état de traces ; à l'état dissous.

Les ions arsénites et arséniates sont les formes les plus dangereuses pour les espèces marines et pour le consommateur de produits marins.

1.6.1.2. Le cadmium (Cd)

Le cadmium est principalement utilisé pour la fabrication des batteries, mais son introduction dans le sédiment peut résulter de l'activité minière, des eaux de lavage des routes et des déchets d'hydrocarbures.

Les ions Cd^{2+} constituent la forme prédominante du cadmium dissous en eau douce. Dans les rivières, 95% du cadmium serait sous forme particulaire ; cette proportion s'inverse lorsque la salinité atteint 17 à 20% (Ramaroson, 2008).

1.6.1.3. Le chrome (Cr)

Le chrome est essentiellement insoluble dans le sédiment.

Peu de données sont disponibles sur la toxicité sub létale des différentes formes d'oxydation du chrome. Le seuil sans effet dans les sédiments est estimé à 52,3 $\mu\text{g/g}$.

1.6.1.4. Le mercure (Hg)

Le mercure présente un risque majeur pour l'écosystème et pour le consommateur humain, en raison de sa toxicité et de ses capacités de bio magnification par la chaîne alimentaire.

Le mercure peut prendre les degrés d'oxydation 0,1 ou 2 et former des liaisons covalentes stables en donnant ainsi des dérivés alkylés ou phényles très toxiques.

1.6.1.5. Le plomb (Pb)

Le plomb se trouve dans le sédiment principalement sous forme de carbonates $PbCO_3$ (40 à 80%) ou de chlorures $PbCl_2$ (1 à 40%) et $PbCl^+$ (2 à 19%).

Il présente une forte affinité pour la matière particulaire. La fraction adsorbée sur les particules en suspension augmente avec le PH et diminue lorsque la chlorinité augmente.

1.6.1.6. Le zinc (Zn)

À forte concentration, le zinc peut provoquer des sérieux problèmes toxicologiques. Il est introduit dans les zones portuaires à partir de la dissolution des masses de zinc pur fixées sur les parties immergées des bateaux, pour en assurer leur protection contre la corrosion. De plus, certaines peintures antisalissure renferment des quantités importantes d'oxyde de zinc utilisé comme adjuvant anticorrosion.

Les sources de pollution des métaux lourds dans les sédiments de dragage sont détaillées dans le tableau 1.3.

1.6.2. Les matières organiques

Ce sont essentiellement des composés de carbone, d'hydrogène, d'oxygène et d'azote, qui sont pour la plupart des produits fabriqués par l'homme.

Il en existe des dizaines de milliers, dont 60000 sont couramment utilisés.

Les plus fréquemment rencontrés dans les sédiments sont groupés dans cette liste.

1.6.2.1. Les hydrocarbures aromatiques polycycliques (HAP)

Les HAP sont des substances dont la structure chimique est constituée de plusieurs noyaux aromatiques ayant en commun plus d'un atome de carbone. Les HAP présents dans l'environnement résultent de différents processus dont la biosynthèse par des organismes vivants, les pertes à partir du transport ou de l'utilisation des carburants fossiles, la pyrolyse des matières organiques à haute température, la combustion des charbons et pétroles.

En raison de leur caractère lipophile, les HAP sont concentrés dans les sédiments et les organismes vivants, les niveaux rencontrés dépendant de la nature et des sources de contamination.

Les HAP peuvent interagir avec les mécanismes cellulaires, soit directement en se fixant sur les sites lipophiles, soit indirectement par liaison de leurs métabolites hydrophiles avec des structures cellulaires (protéines, ADN), provoquant ainsi des effets à long terme.

1.6.2.2. Le polychlorobiphényles (PCB)

Le PCB désigne une famille de composés organochlorés de synthèse de haut poids moléculaire et de formule chimique $C_{10}H_{(10-n)}Cl_n$.

Produits industriellement depuis 1930, ces mélanges ont fait l'objet de multiples utilisations comme additifs dans les peintures, les encres et les apprêts destinés aux revêtements muraux, puis ont été progressivement interdits.

Le PCB est introduit dans l'environnement, et en particulier dans les sédiments par différentes activités humaines : combustion incomplète des matériaux, déchets des décharges des produits pétroliers, post-dépôt de la transformation des précurseurs biogéniques (Ramaroson, 2008).

1.6.2.3. Les tributylétains (TBT)

Les TBT sont des composés organiques qui ne sont constitués comme des polluants du milieu marin que depuis le début des années 1980, en raison de leur utilisation comme matière active des peintures antisalissures. Ces dernières, destinées à protéger la carène des navires contre la fixation d'organismes vivants, agissent en diffusant dans le milieu des quantités importantes de Tributylétains TBT ($> 5\mu\text{g}\cdot\text{cm}^{-2}\cdot\text{jour}^{-1}$)

Dans l'eau de mer, le TBT se trouve à l'état dissous sous forme d'hydroxyde de carbonates ou chlorures et est faiblement associé aux matières en suspension (5%).

| | | |
|----------|---|---|
| Cadmium |  | Engrais phosphatés, industries de traitement de surface des métaux ; industrie de stabilisation des matières plastiques ; fabrication des accumulateurs et des radiateurs automobiles ; fabrication de caoutchouc ; colorants ; eaux de ruissellement des voies de circulation. |
| Cuivre |  | Canalisation d'eau ; fils électriques ; radiateurs automobiles ; appareils de chauffage ; traitement de surface. |
| Zinc |  | Produits pharmaceutiques ou domestiques ; conduites d'eau ; peintures ; piles ; galvanisation ; traitement de surface. |
| Nickel |  | Fabrication d'aciers et d'alliages spéciaux ; recouvrement de surface pour électrolyse ; hydrogénation des huiles et substances organiques ; fabrication de peintures ; de laque et de produits cosmétiques. |
| Mercur |  | Produits pharmaceutiques ou domestiques ; production et utilisation d'antifongiques, appareils électriques ; produits électrolytiques du chlore et de la soude ; peintures ; pâte à papier ; fabrication de chlore de vinyle et d'uréthane |
| Chrome |  | Tannerie ; fabrication d'alliages spéciaux ; industries de traitement de surface. |
| Plomb |  | Canalisations d'eau ; bacs de batteries ; peintures ; additifs pour l'essence ; eaux de ruissellement des voies de circulation ; industries pharmaceutiques et sidérurgiques ; ateliers photographiques ; télévisions. |
| Sélénium |  | Fabrication de peintures et colorants ; verre ; semi-conducteurs ; insecticides ; alliages. |
| Arsenic |  | Pesticides ; herbicides ; fongicides ; insecticides ; raticides ; défoliants ; conservateurs du bois ; cellules solaires ; semi-conducteurs ; électrographie ; catalyse ; pyrotechniques ; céramiques ; produits pharmaceutiques ; épilage des peaux en tannerie et mégisserie ; durcissement du cuivre et du plomb ; fabrication des batteries.. |

Tableau 1.3. Les sources de pollution des métaux lourds dans les sédiments de dragage (Ramaroson, 2008)

1.7. Problématique et contexte des sédiments fluviaux

Dans de nombreux pays du monde, le transport des sédiments dans le réseau hydrographique des bassins versants et leur dépôt dans les retenues pose aux exploitants des barrages des problèmes dont la résolution est souvent onéreuse. Non seulement la capacité utile est progressivement réduite au fur et à mesure que les sédiments se déposent dans la retenue mais encore l'enlèvement de ces sédiments est une opération délicate et difficile, qui bien souvent exige que la retenue soit hors service, ce qui est pratiquement impossible dans les pays arides et semi-arides. Dans l'un et l'autre cas, il en résulte des dommages considérables à l'environnement et une mise en péril de l'économie du projet.

1.7.1. Problématique d'envasement des barrages dans le Maghreb

Les pays du Maghreb comme l'Algérie, le Maroc et la Tunisie se caractérisent par la rareté des ressources en eau, rejoignant ainsi l'ensemble des pays arides et semi-arides : le potentiel des eaux mobilisées par plus de 175 barrages n'excède pas $17 \cdot 10^9 \text{ m}^3$ (1996) (Tableau 1.4).

| Pays | Nombre de barrages | Capacité (10^9 m^3) |
|---------|--------------------|---------------------------------|
| Algérie | 57 | 04,50 |
| Maroc | 90 | 10 |
| Tunisie | 28 | 02,40 |

Tableau 1.4. Capacité totale des barrages des pays du Maghreb (Remini et al., 2003)

Ces pays font partie d'une zone montagneuse (tellienne), caractérisée par un climat agressif avec alternance d'années sèches et humides, et des pluies d'automne intenses et dévastatrices pour les sols, d'autant plus qu'elles surviennent à une période où la couverture végétale est réduite ou inexistante et les sols ameublés par les labours.

La conséquence est que d'une part, les crues d'automne, violentes et brutales, sont la cause d'une forte ablation, et que d'autre part, le taux d'érosion dans les bassins versants est important.

Ce qui conduit donc à une quantité élevée de matériaux solides qui est transportée annuellement par les cours d'eau jusqu'aux réservoirs de barrages. Or ces trois pays se sont dotés d'une infrastructure hydraulique dont dépend, dans une large mesure, leur développement économique, et qui se trouve ainsi, menacée par le phénomène de l'envasement : au moins $100 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ de sédiments se déposent chaque année dans les retenues, entraînant une diminution des disponibilités en eau potable et pour l'irrigation (Tableau 1.5).

| Pays | Envasement moyen annuel (10^6 m ³ /an) | Taux d'envasement annuel (%) |
|---------|--|------------------------------|
| Algérie | 20 | 0,5 |
| Maroc | 50 | 0,5 |
| Tunisie | 30 | 1,0 |

Tableau 1.5. Taux d'envasement annuel dans les pays du Maghreb (Remini et al., 2003)

1.7.2. Particularités d'envasement des retenues en Algérie

Selon Remini (2002), l'Algérie figure parmi les contrées les plus dangereusement menacées par l'érosion et l'envasement des retenues. Les retenues algériennes étant essentiellement destinées au stockage et à la régulation de la ressource eau, sont d'autant plus vulnérables qu'elles sont défavorisées sous le rapport du régime des rivières lié à une pluviosité sous forme d'averses de fortes intensités et de courtes durées.

Malgré l'insuffisance des études sur ce phénomène particulier aux régions de l'Afrique du nord, beaucoup d'efforts ont été déployés par les services de l'hydraulique dans la lutte contre l'envasement. Il faut remarquer que l'Algérie fait figure de pionnier en cette matière et son expérience singulière dans le monde fait qu'il n'est pas fait référence aux expériences d'autres pays (Semcha, 2006).

Parmi les multiples procédés de lutte expérimentés sur les barrages algériens, à savoir : le reboisement des bassins versants, la surélévation des digues, la construction de barrages de décantation, il a été fait recours à des opérations de dragage.

La première expérience de dragage par drague suceuse, acquise en 1986 et baptisée « Rezoug Youssef », fût celle du barrage de Fergoug durant la période 1986 à 1989. Cette drague a été utilisée sur plusieurs autres sites avec les mêmes objectifs (Semcha, 2006) : la récupération d'une partie des volumes de stockage perdus par envasement.

Ces opérations de dragage de volumes considérables de matières solides à l'état vaseux, n'ayant pas trouvé de réglementation ni de tradition sur le devenir de ces matériaux issus du dragage, ont eu des retombées spectaculaires sur l'environnement.

Ces sédiments fins dragués, d'origine fluviale ou maritimes sont composés en grande partie de fines particules minérales avec quelques petits éléments de roches auxquels sont mélangés des débris d'origine végétale et animale. Les minéraux proviennent de l'érosion des roches ou des sols et de leur transport sous les effets hydrodynamiques. Des matériaux d'origine industrielle, domestique ou agricole se retrouvent également dans la matrice sédimentaire dans des quantités variables.

Pour la problématique de notre étude, c'est le comportement des matériaux constitués des fractions fines qui nous intéresse particulièrement. Ce sont les sédiments vaseux.

1.7.3. Les techniques de dévasement

Les techniques de dévasement des barrages peuvent être résumées globalement par les deux moyens suivants :

- L'utilisation des moyens de vidange dont est équipé le barrage (les soutirages) : Dans cette technique, l'état avancé de consolidation des sédiments, ou bien celui qui sont en suspension ne permettent pas l'utilisation efficace de cette technique ;
- L'utilisation d'un moyen d'enlèvement des matériaux adapté à leur état de consolidation en place dans la cuvette de la retenue (les dragages).

1.7.3.1. Etat des sédiments avant dragage

Avant dévasement, les sédiments se présentent à l'état consolidé sous forme de couches juxtaposées, emprisonnant des formations plus grossières. Dans cet état consolidé, les sédiments vaseux auront des caractéristiques différentes selon leurs propriétés et le milieu dans lequel s'effectue le tassement.

Cinq paramètres influencent les propriétés mécaniques des sédiments vaseux :

a. Les dimensions des particules :

Selon Mignot (Semcha, 2005), le tassement des sédiments s'exprime par l'expression suivante :

$$T_s = a \log t + b \quad (1.1)$$

Le coefficient « a » est une fonction décroissante avec le diamètre « d » des particules pour toutes les phases du tassement :

- Phase de décantation des flocons : $a = 0,01 + 0,05 d$
- Phase d'élimination des eaux interstitielles : $a = 0,01 + 0,015d$
- Phase d'élimination des eaux fixées aux micelles : $a = 0,01 + 0,001d$

Ces relations sont issues d'expériences dans des conditions idéales, vu qu'au préalable les particules gênantes ont été retirées.

b. La nature minéralogique : La composition minéralogique interne des sédiments a une influence sur le tassement ; ceci est dû au fait que ce sont les minéraux constitutifs des sédiments qui assurent leur rétention en eau.

c. Le milieu aqueux : Les éléments chimiques dissous dans l'eau, ont une influence variable sur le tassement des particules en suspension.

d. Les conditions initiales de sédimentation : Pour apprécier l'influence des conditions initiales, les deux paramètres surveillés sont la vitesse de tassement et le tassement final. Les paramètres influents sont la hauteur et la concentration en particules à l'état initial. Plus ces deux paramètres sont élevés plus le tassement final est important, mais plus la vitesse est faible. Le mouvement ascendant de l'eau drainée permettant la consolidation, est gêné.

e. Les matières organiques : Leur présence est limitative du tassement, par la formation de gaz lors de leur décomposition, qui perturbe la concentration des dépôts.

f. La présence de sable : Le drainage de l'eau se fait plus facilement lorsque des grains sont dispersés dans les sédiments. La perméabilité est augmentée par leur présence.

1.7.3.2. Le soutirage

Selon (Remini, 2003), le moyen le moins coûteux reste l'évacuation des sédiments par les pertuis de vidange du barrage qu'il préfère appeler « Technique de soutirage ». Cette technique qui peut contribuer effectivement à augmenter la durée de vie d'un réservoir, nécessite la bonne connaissance des écoulements divers dans la retenue, en plus de la dotation d'ouvrages à annexer au barrage dès sa conception initiale.

Il est à signaler que la mauvaise utilisation de cette technique de soutirage a entraîné l'obturation des vannes des barrages d'Oued El Fodda (1948) et Fom El Gherza (1982), l'abandon du barrage des Cheurfas I (1966) et le comblement de 80% du barrage de Fergoug (1984) dû au mauvais soutirage au niveau du barrage de Bouhanifia (se trouvant en amont du Fergoug sur la même rivière).

La principale cause de ces obturations est due à la méconnaissance du phénomène des courants de densité et du comportement des sédiments dans les réservoirs (Semcha, 2005).

1.7.3.3. Le dragage

Le premier barrage ayant subi des opérations de dragage en Algérie est celui de Fergoug, situé dans la wilaya de Mascara (ouest algérien) : de 1986 à 1989 plus de 10 millions de m³ de vase ont été dragués.

De cette première expérience de dragage en Algérie, sont apparues des désordres sur l'environnement, et des enseignements sont à tirer pour les prises de décisions futures. En effet, les moyens de dragage sont très variés, allant du simple pelletage aux systèmes automatisés qu'il est possible de concevoir.

La réalité a montré la nécessité de prise en charge des opérations de dragage sur toutes ces facettes :

- La caractérisation initiale des matériaux à draguer ;
- La mise en état des matériaux avant dragage (séparation de phases) ;
- Le transport et la mise en dépôt des matériaux dragués ;
- Les questions de dépollution des matériaux à déposer dans les sites naturels ;
- Les aspects de valorisation des matières pouvant être exploitées ;
- Les retombées économiques immédiates et à long terme.

Malgré la diversité des problèmes liés à l'envasement des retenues, la récupération des volumes de stockage des moyens existants est une priorité. Même si la construction de nouvelles retenues est envisageable, elle est confrontée dans de

nombreux cas à l'inexistence de sites nouveaux. Ainsi que ce soit par soutirage ou par dragage, plus de 650 millions de m³ de sédiments cumulés sont estimés en 2000 et répartis dans les 98 barrages algériens (Semcha, 2005).

1.8. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons passé en revue la bibliographie concernant la problématique des sédiments de dragage en Algérie. Outre l'origine et la nature des sédiments ainsi que les phénomènes d'interactions, la revue bibliographique dans ce chapitre met l'accent sur la dégradation de certaines retenues algériennes qui se traduit par la perte rapide des volumes de stockage, provoquée pour la plupart des cas par suite d'un processus d'érosion. On peut affirmer qu'aucune région, quel que soit son climat n'est à l'abri de l'érosion surtout pluviale.

Malgré les grands efforts financiers mis en œuvre dans les opérations curatives de dragage en Algérie, ces derniers restent insuffisants, et la nécessité de rechercher d'autres moyens de lutte pour la préservation de la ressource eau et de l'environnement est une priorité vitale. De grands efforts financiers restent encore à fournir pour le curage d'un grand nombre de barrages.

Que ce soit par dragage ou par soutirage la programmation d'opérations périodiques de vidange est nécessaire. Les volumes considérables de matières solides qui en résultent, avant valorisation nécessitent des traitements appropriés et un stockage en harmonie avec leur environnement.

L'adoption des techniques de dragage pour la préservation des retenues doit passer par la caractérisation et l'identification des sédiments vaseux extraits pour le choix des moyens de vidange ainsi que le stockage des matières récupérées sans oublier le risque de contamination de ces sédiments dragués par des polluants organiques et métalliques dont il est nécessaire d'adopter des techniques de traitement permettant de réduire ce degré de contamination de ces sédiments.

Chapitre 2

Traitement des sédiments et leur valorisation en technique routière

2.1. Introduction

Parmi les substances chimiques rejetées dans l'environnement, nombre d'entre elles s'accumulent dans les vases ou les boues constituant les sédiments, au fond des rivières et des lacs ainsi que dans les estuaires et les fonds marins. Ces polluants persistent parfois longtemps dans les sédiments et peuvent entraîner des effets néfastes tant sur l'écosystème que sur la santé humaine.

Les dégâts écologiques et sanitaires causés par la contamination des sédiments ont un coût social réel : il s'agit de la diminution de la diversité des communautés aquatiques, avec des conséquences indirectes sur le peuplement des poissons et de la perte de leur comestibilité.

Les contaminants les plus fréquemment cités sont les métaux lourds (cadmium, plomb, arsenic, cuivre, mercure, zinc, etc.) et les matières organiques (les PCBs, les HAP, les TBT, etc.).

Aux Etats-Unis, on estime qu'environ 10% des 250 millions des sédiments dragués par an sont contaminés au point de causer un risque écologique et sanitaire sérieux.

Les dépôts de sédiments, contaminés ou non, peuvent induire des besoins de curage lorsqu'ils augmentent le risque d'inondation, ou diminuent le tirant d'eau des parties navigables et des ports. Les problèmes de contamination des matériaux extraits, rencontrés par tous les pays industrialisés, ont très tôt suscité la mise au point de procédures et de méthodes d'évaluation, permettant ensuite la prise de décisions de gestion.

Dans ce chapitre, nous allons tout d'abord nous intéresser au contexte réglementaire concernant la gestion des sédiments. Nous verrons ensuite les différents procédés de traitement qu'existent à ce jour.

2.2. La réglementation relative à la gestion des sédiments de dragage

2.2.1. Le contexte législatif

Une des principales difficultés que l'on rencontre face à cette problématique est le manque de réglementation claire et précise concernant les sédiments fluviaux. Leur statut n'est pas clairement défini et surtout, il n'existe pas de valeurs guides permettant de juger de la dangerosité de ce type de sédiments.

Pour pallier à ce vide législatif, on considère le plus souvent que les sédiments sont des déchets à partir du moment où ils sont extraits de leur milieu naturel. En effet, d'après l'article L541-1 du code de l'environnement (Scordia, 2008), est considéré comme un déchet « tout résidu d'un processus de production, de transformation ou d'utilisation, toute substance, matériau, produit ou plus généralement tout bien meuble abandonné ou que son détenteur destine à l'abandon ». Les sédiments étant issus du « processus » de dragage, ils peuvent avoir cette étiquette de « déchets ».

Le décret N° 2002-540 du 18 Avril 2002 (Scordia, 2008) qui reprend la nomenclature européenne des déchets a classé les sédiments sous la rubrique 17 05 05* « Boues de dragage contenant des substances dangereuses » ou 17 05 06 « Boues de dragage autres que celles visées à la rubrique 17 05 05* ». L'astérisque indique

qu'il s'agit alors d'un déchet dangereux. Cette notion de dangerosité est définie dans l'annexe I du décret sus cité : un déchet est considéré dangereux s'il possède un des 14 critères (H1 à H14) explicités dans le décret. Mais ces critères sont inadaptés aux sédiments, en particulier le H14 relatif à l'écotoxicité du déchet. À ce jour, il n'existe aucune méthode permettant de juger si un déchet est écotoxique ou non (Scordia, 2008).

Pendant, en admettant que les sédiments soient des déchets, il est possible de quantifier leur toxicité en utilisant les seuils de relargage à la lixiviation fixés par la décision du Conseil Européen du 19 Décembre 2002 établissant des critères et des procédures d'admission des déchets dans les décharges (Scordia, 2008).

En l'absence de valeurs guides officielles pour les sédiments de dragage, des acteurs de la gestion des curages des cours d'eau ont été amenés à développer leurs propres critères. On cite ici des consignes de caractérisation des sédiments fluviaux des voies navigables de France (VNF), selon lesquelles, trois catégories de sédiments ont été établies (Tableau 2.1) :

| Eléments | Catégorie 1 | Catégorie 2 | Catégorie 3 |
|-----------------------------|-------------|----------------|-------------|
| Arsenic | < 20 | de 20 à 45 | > 45 |
| Cadmium | < 2 | de 2 à 6,4 | > 6,4 |
| Chrome | < 150 | de 150 à 250 | > 250 |
| Cuivre | < 100 | de 100 à 300 | > 300 |
| Mercure | < 1 | de 1 à 3 | > 3 |
| Nickel | < 50 | de 50 à 150 | > 150 |
| Plomb | < 100 | de 100 à 367,5 | > 367,5 |
| Zinc | < 300 | de 300 à 500 | > 500 |
| Indice hyd. CH ₂ | < 100 | de 100 à 2500 | > 2500 |

Tableau 2.1. Seuils indicatifs de VNF sur les éléments traces et l'indice Hydrocarbure (mg/kg de matière sèche) (Tran, 2009)

- Catégorie 1 : La valorisation des produits de dragage est recommandée, elle peut être faite sur des terres agricoles alimentaires ; il n'existe aucune restriction dans le devenir de ces produits.
- Catégorie 2 : Il est possible de valoriser ou de stocker les produits de dragage de cette catégorie, seul le régalage sur des terres agricoles est à proscrire.
- Catégorie 3 : La valorisation ou le stockage des produits nécessite la mise en place d'une étude de faisabilité relative à la destination du produit de dragage.

2.2.2. Les filières d'élimination

Sur la base de ce bref aperçu de la législation entourant le dragage des sédiments qui montre la complexité du problème. De plus, étant donné la diversité des situations auxquelles sont confrontés les maîtres d'ouvrages, ils sont amenés à résoudre des problématiques très spécifiques. Ainsi, des filières d'élimination des sédiments ont été adoptées et dépendent de leurs natures, de leurs pollutions, de la région d'où ils sont extraits, etc.

On distingue 04 grandes filières d'élimination des sédiments fluviaux : la mise en décharge, le stockage, la valorisation et le traitement (Boucard, 2000), (Agostini, 2006), (Kribi, 2005), (Scordia, 2008).

2.2.2.1. La mise en décharge

Lorsque cette solution est retenue, les sédiments sont considérés à part entière comme n'importe quel déchet. On applique donc la législation imposée par la décision du Conseil Européen du 19 Décembre 2002 établissant des critères et des procédures d'admission des déchets dans les décharges (Scordia, 2008).

Ce document définit les critères de pollution à respecter pour déterminer si les déchets peuvent être admis dans des décharges pour matériaux inertes, non dangereux ou dangereux (Tableaux 2.2 et 2.3).

| | Seuils de relargage limites pour les déchets inertes (mg/kg matière sèche) | Seuils de relargage limites pour les déchets non dangereux (mg/kg matière sèche) | Seuils de relargage limites pour les déchets dangereux (mg/kg matière sèche) |
|----|--|--|--|
| As | 0,5 | 2 | 25 |
| Ba | 20 | 100 | 300 |
| Cd | 0,04 | 1 | 5 |
| Cr | 0,5 | 10 | 70 |
| Cu | 2 | 50 | 100 |
| Hg | 0,01 | 0,2 | 2 |
| Mo | 0,5 | 10 | 30 |
| Ni | 0,4 | 10 | 40 |
| Pb | 0,5 | 10 | 50 |
| Sb | 0,06 | 0,7 | 5 |
| Se | 0,1 | 0,5 | 7 |
| Sn | 4 | 50 | 200 |

Tableau 2.2. Valeurs limites en matière de lixiviation à l'eau des métaux lourds pour l'admission des déchets dans les décharges (L/S = 10 l/kg) (Scordia, 2008).

| | Valeurs limites pour les déchets inertes (mg/kg matière sèche) | Valeurs limites pour les déchets non dangereux (mg/kg matière sèche) | Valeurs limites pour les déchets dangereux (mg/kg matière sèche) |
|------------------|--|--|--|
| Chlorures | 800 | 15 000 | 25 000 |
| Fluorures | 10 | 150 | 500 |
| Sulfates | 1000 | 20 000 | 50 000 |
| Indice Phénol | 1 | --- | --- |
| COT | 500 | 800 | 1000 |
| Fraction soluble | 4 000 | 60 000 | 100 000 |

Tableau 2.3. Valeurs limites pour le contenu total de paramètres organiques pour l'admission des déchets dans les décharges (Scordia, 2008).

2.2.2.2. Le dépôt ou le stockage

Il s'agit d'un procédé classique utilisé pour près d'un tiers des sédiments continentaux. Cela peut être la mise en dépôt sur des terrains retenus (Photo 2.1(a)), auquel cas les sédiments sont généralement considérés comme des déchets. Pour pouvoir être mis en dépôt, les sédiments doivent se situer dans la catégorie « inertes » ou « non dangereux » d'après les conditions définies dans les tableaux 2.2 et 2.3. On pratique également couramment le régalage qui consiste à épandre les produits de dragage sur une bande de terre, contigüe au cours d'eau, sorte de « mise en cordon » (Photo 2.1(b)). Les conditions à respecter sont les mêmes que précédemment.



(a)



(b)

Photo 2.1. Stockage (a) et régalage (b) des sédiments de dragage

2.2.2.3. La valorisation

La valorisation, à chaque fois qu'elle est possible, confère aux produits de dragage une valeur incontestable. Il ya deux grands domaines possibles d'utilisation des sédiments : l'agriculture et le Génie-Civil.

Dans le premier cas, ce sont les propriétés fertilisantes des sédiments que l'on cherche à exploiter en pratiquant l'épandage sur les sols cultivés. À défaut de législation concernant les seuils de pollution à respecter pour les sédiments, il est admis d'utiliser les valeurs fixées pour l'épandage des boues issues du traitement des eaux usées défini dans l'arrêté du 8 Janvier 1998 (Scordia, 2008) (Tableau 2.4). Au-delà de ces valeurs, il faut envisager l'épandage sur des terrains agricoles non alimentaires.

| | Valeurs limites dans les boues (mg/kg de matière sèche) | Flux maximum cumulé apporté par les boues en 10 ans (g/m ²) | Valeurs limites dans les sols (mg/kg de matière sèche) |
|--------------|---|---|--|
| Cd | 20 | 0,03 | 2 |
| Cr | 1000 | 1,5 | 150 |
| Cu | 1000 | 1,5 | 100 |
| Hg | 10 | 0,015 | 1 |
| Ni | 200 | 0,3 | 50 |
| Pb | 800 | 1,5 | 100 |
| Zn | 3000 | 4,5 | 300 |
| Cr + Cu + Zn | 4000 | 6 | --- |

Tableau 2.4. Teneurs en métaux lourds dans les boues et les sols pour l'épandage

La valorisation des sédiments dans le domaine du Génie-Civil n'est soumise à aucune législation particulière. Aussi, des études environnementales spécifiques sont menées pour chaque situation afin d'appréhender les risques de pollution (Scordia, 2008).

Parmi les différentes utilisations possibles, on citera la réhabilitation de sols de qualité insuffisante, la construction de remblais, de digues, la création d'agrégats, l'utilisation en technique routière ou encore l'incorporation dans la confection de briques (Colin, 2003), (Semcha, 2005), (Agostini, 2006), (Dubois, 2006), (Abriak, 2007), (Behmanesh, 2008), (Scordia, 2008), (Tran, 2009).

2.2.2.4. Le traitement

D'une façon générale, plusieurs techniques sont actuellement disponibles pour faire face aux problématiques de traitement des sédiments où il est difficile d'établir une liste exhaustive de tous les traitements existants pour d'une part leurs nombres importants et parfois spécifiques à un seul type de sédiments et d'autre part, beaucoup sont en cours de développement et/ou évoluent continuellement. Dans ce qui suit, on ne présentera qu'une description très brève de ces techniques de traitement.

1. Les prétraitements

Ces techniques ont pour objectif de conditionner le sédiment en vue de son traitement ultérieur (stockage, valorisation ou traitement)

Le recours au pré-traitement est essentiellement nécessaire pour débarrasser ce sédiment des gros débris (cailloux, graviers, résidus,...) et surtout pour déshydrater le sédiment. Les techniques de déshydratation permettent de réduire jusqu'à 50% l'eau interstitielle contenue dans les sédiments (Ramaroson, 2008).

Plusieurs techniques sont utilisées pour déshydrater les sédiments : la centrifugation, le filtre presse, la consolidation sous vide, les bassins de décantation et les évaporateurs.

2. Les traitements physiques et chimiques

Ces traitements rassemblent les techniques qui sont basées sur des principes physiques ou chimiques, comme l'adsorption/désorption, l'oxydoréduction ou encore les échanges ioniques. L'objectif recherché est de détruire, transformer ou immobiliser les contaminants. Par exemple, le « traitement acide » utilise des agents chélatants (qui ont la propriété de se fixer aux ions positifs) permettant d'extraire les métaux lourds. Le lessivage quant à lui, consiste à utiliser l'action mécanique de l'eau pour entraîner les substances toxiques physiquement liées aux particules. Il existe aussi la technique dite de flottation, basée sur les différences de densité et le caractère hydrophobe ou hydrophile des surfaces des solides. Ainsi, à l'aide d'additifs chimiques, il est possible de concentrer les contaminants inorganiques et organiques. Enfin, le principe d'oxydoréduction permet également de traiter les sédiments. Après un ajustement du pH et l'ajout d'agents réducteurs (respectivement oxydants), les produits oxydés (respectivement réduits) précipitent et sont extraits ou détruits. La plupart des traitements physico-chimiques sont efficaces mais ils nécessitent des installations importantes, ce qui engendre des coûts élevés.

3. Les traitements thermiques

Les techniques thermiques qui regroupent l'ensemble des procédés qui consistent à empêcher l'action d'un contaminant sur l'environnement. L'objectif de ce type de traitement n'est pas d'éliminer les polluants mais d'empêcher leur interaction avec le milieu extérieur. Il existe principalement deux techniques : L'inertage thermique et l'immobilisation.

➤ L'inertage thermique est une technique qui permet d'envisager la valorisation des sédiments traités ; où en fonction de la température de travail, les mécanismes mis en jeu sont différents. Ainsi, les procédés de désorption thermique consistant à évaporer l'eau et volatiliser la matière organique, sont réalisés à une température comprise entre 100°C et 600°C. Les fluides utilisés (gaz et liquides) nécessitent un traitement avant d'être relargués. L'incinération à haute température (entre 800°C et 1200°C) permet de détruire totalement la matière organique et d'oxyder les métaux lourds. On obtient des graviers dans lesquels les composés métalliques sont immobilisés. Il existe ensuite des procédés de vitrification nécessitant des températures de travail supérieures à 1200°C. Les réorganisations cristallines engendrées par la fusion des sédiments permettent de former de nouvelles structures qui fixent les métaux lourds. Enfin, citons également la pyrolyse : cette technique qui consiste à décomposer les molécules organiques dans un environnement privé d'oxygène. Les déchets liquides et solides de ces systèmes pouvant contenir des métaux et composés organiques qui nécessitent d'être traité.

Tous ces traitements sont particulièrement efficaces mais ils requièrent de grandes ressources énergétiques, ce qui ne va pas dans le sens des politiques actuelles de développement durable.

➤ L'immobilisation est une deuxième technique d'inertage qui a pour objectif de fixer chimiquement ou physiquement les polluants à l'aide d'un liant. Typiquement, on utilise du ciment ou des pouzzolanes. Ce procédé permet de stabiliser partiellement certains métaux comme le chrome, le plomb, le cadmium, le zinc et d'obtenir un produit ayant de meilleures performances mécaniques que les sédiments bruts. Il existe également des techniques qui consistent à encapsuler les sédiments dans une matrice solide, l'objectif étant de former une barrière physique entre les polluants et le milieu extérieur. Cela peut être réalisé par injection d'asphalte bitumineux.

4. Les traitements biologiques sont des procédés particulièrement adaptés pour la dégradation de la matière organique. La phytoremédiation consiste en l'utilisation de végétaux comme épurateurs du milieu. La bioremédiation est basée sur la capacité qu'ont certaines bactéries, champignons ou enzymes à consommer la matière organique toxique comme substrat. Elle peut se pratiquer in situ ou ex situ.

Dans ce 2^{ème} cas, il existe plusieurs techniques pour accélérer la décomposition : utilisation d'un bio-réacteur, compostage, épandage sur un terrain ou sous une serre. Les traitements biologiques sont écologiques et sont intéressants économiquement mais cependant, ils nécessitent des délais de réalisation pouvant atteindre plusieurs mois.

2.3. La valorisation des sédiments de dragage dans le secteur routier

La construction routière nécessite beaucoup de matériaux provenant des gisements naturels. L'épuisement des matières premières naturelles et la nécessité de les préserver au maximum ouvrent l'avenir sur le développement du recyclage et l'utilisation des matières premières dites secondaires.

Parmi les avantages qui nous ont amené à exploiter les sédiments de dragage dans les matériaux routiers, on peut citer :

1. La diversité des matériaux

Les matériaux issus des opérations de dragage sont diversifiés et répondant à des caractéristiques mécaniques peu élevées, en fonction de la position du matériau dans la structure routière.

Comme on le détaillera par la suite, une structure routière comporte généralement cinq (05) couches, traitées ou non avec des liants, pouvant être composées de matériaux de natures différentes, aux propriétés parfois éloignées.

Mais il est également possible d'envisager d'autres domaines d'application comme les matériaux de VRD ou les remblais techniques.

La multiplicité des techniques et des matériaux rencontrés dans le domaine routier est indéniablement un atout pour la valorisation des sédiments de dragage.

2. La tradition du recyclage et de la valorisation

Confrontées à la nécessité de trouver des granulats en grande quantité et à faible coût, les entreprises routières se sont rapidement intéressées aux matériaux de recyclage. De nombreux sous-produits industriels ou déchets ont trouvé des applications dans les matériaux routiers, après une éventuelle opération de traitement (dépollution, concassage, criblage, etc.).

L'utilisation par exemple de laitiers de hauts-fourneaux, de schistes houillers, de cendres volantes ou encore de Mâchefers d'incinération d'ordures ménagères (MIOMs) pour la construction de routes est une pratique courante.

Ainsi, il est possible de bénéficier de ces expériences et des méthodologies développées en laboratoire pour l'étude de la valorisation des sédiments de dragage dans les matériaux routiers.

2.3.1. Méthodologie du choix du type de matériau en structure routière

2.3.1.1. Description d'une chaussée routière

Le rôle d'une chaussée routière est de répartir la pression exercée par le pneumatique pour l'amener à un niveau compatible avec ce qui peut être supporté par le sol support.

Dans le dimensionnement de la chaussée, on utilise la structure multicouche constituée de trois parties principales qui ont chacune un rôle bien défini (Figure 2.1)

À partir de la plate forme de terrassement, c'est-à-dire le fond de route, la structure routière se compose d'une partie « terrassement » et d'une partie « chaussée » (Figure 2.1).

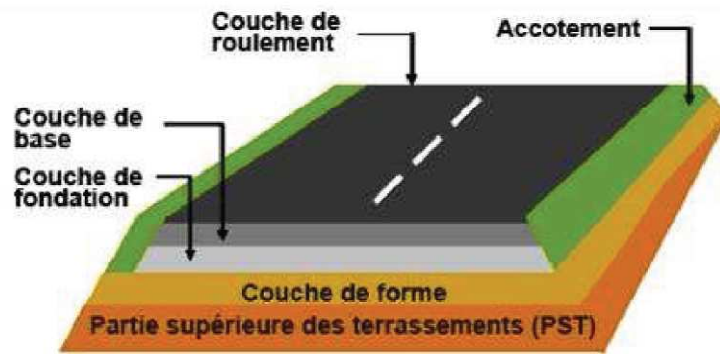


Figure 2.1. Composition des couches principales d'une structure routière (Dubois, 2006).

En remontant de la Partie Supérieure des Terrassements (PST), on distingue la couche de forme, les couches de fondation et de base qui forment l'assise de la chaussée et la couche de roulement.

Plus on s'éloigne de la PST et plus les performances mécaniques requises sont importantes. Par conséquent, les matériaux, les liants utilisés, les techniques et les modalités du compactage sont propres à chaque couche.

2.3.1.2. Rôle des différentes couches

➤ La couche de forme est une structure qui sert à adapter les caractéristiques aléatoires et dispersées des matériaux de remblai aux caractéristiques mécaniques, géométriques et thermiques requises pour optimiser les couches de chaussée. Elle facilite la traficabilité du chantier, protège l'arase du terrassement en évitant qu'elle subisse des modifications physiques, qu'il s'agisse de sa géométrie ou de sa portance. Ses performances mécaniques facilitent la mise en œuvre des couches d'assise et leur compactage tout en permettant un dimensionnement plus précis. A long terme, la couche de forme permet d'élever et d'homogénéiser la portance de la PST.

➤ Les couches de l'assise (fondation et base) ont un rôle structural beaucoup plus important. Elles doivent reprendre les efforts verticaux statiques en permettant la distribution de ces charges sur l'assise du sol support. Les performances mécaniques requises sont donc plus importantes que pour une couche de forme, ce qui se traduit notamment par une différence dans l'énergie de compactage nécessaire pour leur mise en œuvre. Elles sont généralement constituées par une grave traitée ou non.

➤ La couche de roulement a pour fonction de supporter les efforts superficiels dynamiques dus au trafic et surtout les efforts horizontaux. Les matériaux utilisés doivent présenter de bonnes performances mécaniques, notamment en ce qui concerne leurs usures et leurs fragmentabilité. Le liant utilisé peut être bitumineux ou non, en fonction du type de chaussée (souple ou rigide).

2.3.2. Critères d'utilisation pour les matériaux en couche d'assise de chaussée

Pour être valorisés en technique routière, les sédiments doivent satisfaire plusieurs critères. Sur le plan mécanique, l'indice portant immédiat (IPI), le module d'élasticité (E) et la résistance en traction (Rt) sont les principaux paramètres qui permettent de déterminer l'adéquation du matériau pour une utilisation en assise de chaussée pour des matériaux traités aux liants. On peut donc citer en général les critères suivants :

2.3.2.1. Critère de granulométrie

La granulométrie et la proportion en matières organiques représentent les facteurs clés de l'utilisation des sédiments en technique routière. Il est préférable que la proportion de sédiments ne soit pas voulue majoritaire afin d'opter à une couche de sol ayant un squelette granulaire constitué d'une matrice résistante à granulométrie étalée, et limiter les matières organiques et les éléments fins pour leur sensibilité à l'eau.

2.3.2.2. Critère de portance

La portance du matériau caractérisée par son indice portant immédiat (IPI) est évaluée à partir de l'essai Proctor - IPI suivant la norme française [NF P 94-078]. Ce paramètre permet d'estimer la stabilité du matériau, c'est-à-dire de caractériser l'aptitude du matériau à supporter la circulation des engins de chantier. Selon les recommandations de la norme française [NF P 98-115], afin d'assurer la circulation normale des machines sur le chantier, les valeurs souhaitables de l'IPI ne doivent pas être inférieure à 35% pour la couche de fondation et 45% pour la couche de base. Toutefois, cette norme définit également des valeurs limites inférieures de 25% et 35% pour les mêmes couches citées ci-dessus (Dubois, 2006), (Abriak, 2007), (Tran, 2009) (Figure 2.2).

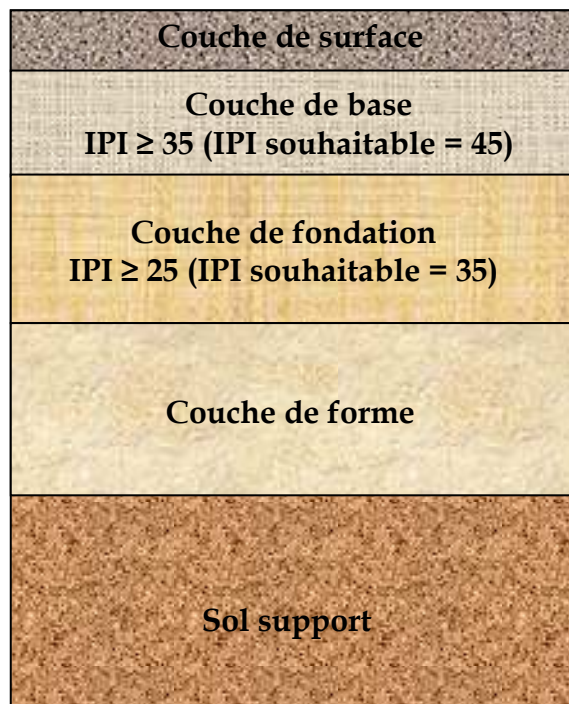


Figure 2.2. Critère de portance admis pour les matériaux en couche d'assise de chaussée

2.3.2.3. Critère de durabilité au jeune âge

Afin de déterminer la durabilité du traitement ainsi que le comportement de la couche en cas d'immersion aux jeunes âges. Le paramètre $ICBR_{immersion\ 4\text{jours}}/IPI$ est essentiel à vérifier car lorsqu'un sol fin est saturé en eau, il peut perdre totalement sa cohésion, notamment si le liant n'a pas débuté sa prise.

La durabilité est jugée satisfaisante si ce paramètre $ICBR_{immersion\ 4\text{jours}}/IPI$ est supérieur à 1.

2.3.2.4. Critère de résistance

Pour les matériaux traités aux liants hydrauliques, le module d'élasticité et la résistance en traction sont mesurés grâce à l'essai de traction. Ces valeurs sont ensuite reportées sur le diagramme de classification afin d'évaluer la stabilité du matériau. La norme française [norme NF P98-113] a cité les 6 classes de S0 à S5 (Figure 2.3). Elle a également recommandé que les matériaux de classe inférieure à S2 ne soient pas utilisables en couche d'assise de chaussée.

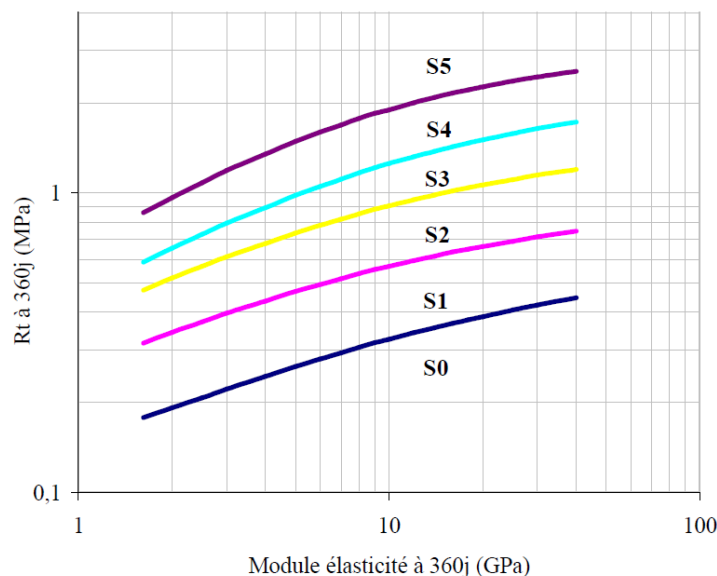


Figure 2.3. Critère de résistance pour la classification des matériaux traités aux liants hydrauliques [norme française NF P98-113]

Les valeurs des résistances en traction et les modules précisés sont celles à 360 jours de conservation des éprouvettes d'essais. Néanmoins, si le délai d'étude est insuffisant, on peut déterminer les résistances en traction et le module élastique à 28 jours, 60 jours ou 90 jours, les résultats obtenus sont ensuite estimés à 360 jours grâce aux coefficients empiriques indiqués dans la norme française [NF P98-114-1]. Ces derniers sont choisis en fonction de la nature du liant utilisé (Tableau 2.5).

| Liants utilisés | Age (jours) | $\frac{R_t}{R_{t360}}$ | $\frac{E}{E_{t360}}$ |
|--|-------------|------------------------|----------------------|
| Grave-laitier | 90 | 0,70 | 0,70 |
| Grave-laitier broyé | 90 | 0,70 | 0,70 |
| Laitier vitrifié brut ou prébroyé activé | 90 | 0,70 | 0,75 |
| Ciment normalisé | 28 | 0,60 | 0,65 |
| Liants spéciaux | 60 | 0,65 | 0,70 |
| Cendres hydrauliques | 60 | 0,60 | 0,65 |
| Grave-Cendres volantes-chaux | 90 | 0,65 | 0,75 |
| Grave-pouzzolanes-chaux | 90 | 0,50 | 0,50 |
| Mélange de liants | 90 | 0,70 | 0,75 |

Tableau 2.5. Corrélations des résistances à la traction et des modules d'élasticité suivant le type de liant utilisé [norme NF P98-114-1]

2.3.2.5. Critère de traficabilité

Le critère de traficabilité déterminé par les essais de compression simple suivant la norme française [NF 98-232-1], permet de savoir l'âge autorisant la mise en circulation des engins de chantier sur la couche de sol traitée, et de vérifier par la suite sa résistance mécanique correspondante.

Ce critère de traficabilité est jugé satisfaisant lorsque la résistance en compression simple (R_c) est supérieure à 1 MPa. Il s'agit donc d'estimer à l'aide des courbes d'évolution $R_c = f(\text{temps})$, le temps nécessaire pour que cette condition soit vérifiée.

2.3.2.6. Critère d'aptitude des liants au traitement

L'étude des performances mécaniques étant souvent longue à mener. L'aptitude d'un sol au traitement envisagé doit être rapidement déterminée.

Grâce à des modalités de conservation particulières, il est possible de s'assurer, dans un délai relativement court, que le matériau traité après compactage présente une stabilité dimensionnelle et un comportement mécanique conforme à ce qui est attendu.

L'essai d'aptitude au traitement, décrit dans la norme française [NF P94-100], consiste à accélérer les phénomènes de prise hydraulique. Il s'effectue sur des éprouvettes d'élanement 1 où il permet la détermination du gonflement volumique (G_v) et de la résistance à la traction (R_{tb}) du sol traité de liants hydrauliques à une durée maximale de 7 jours suivant le type de liants utilisés sur des échantillons immergés dans une eau thermostaté à une température de 40°C.

Le tableau 2.6 indique les valeurs seuils retenues pour le choix des matériaux en structure routière en suivant ce critère.

| Type de traitement | Aptitude du matériau au traitement | Paramètre considéré | | |
|---|------------------------------------|-----------------------------|---|------------------------------------|
| | | Gonflement volumique Gv (%) | | Résistance à la traction Rtb (MPa) |
| Traitement au liant hydraulique éventuellement associé à la chaux | Adapté | $Gv \leq 5$ | Ou | $Rtb \geq 0,2$ |
| | Douteux | $5 \leq Gv \leq 10$ | Ou | $0,1 \leq Rtb < 0,2$ |
| | Inadapté | $Gv \geq 10$ | Ou | $Rtb \leq 0,1$ |
| Traitement à la chaux seule | Adapté | $Gv \leq 5$ | Paramètre non considéré du fait de la lenteur de la prise pouzzolanique | |
| | Douteux | $5 \leq Gv \leq 10$ | | |
| | Inadapté | $Gv \geq 10$ | | |

Tableau 2.6. Critère d’aptitude au traitement pour la classification des matériaux traités aux liants hydrauliques [norme NF P94-100]

Sur la base des critères de classification décrits ci-dessus, le tableau 2.7 récapitule les différents essais que nous venons de présenter ainsi que les exigences requises et/ou les critères de jugement pour l’utilisation d’un matériau traité en couche de structure routière.

| Propriété considérée | Grandeur caractéristique | Exigence ou critère de jugement |
|---|--|---|
| Aptitude au traitement: Gonflement | Gonflement volumique Gv d’éprouvettes immergées pendant 7 jours dans de l’eau à 40°C | $Gv \% \leq 5$: adapté $5 \leq Gv \% \leq 10$: douteux $Gv \leq 10$ % : inadapté |
| Aptitude au traitement : Performance mécanique | Résistance en traction brésilienne Rtb d’éprouvettes immergées pendant 7 jours dans de l’eau à 40°C | $Rtb \geq 0,2$ MPa : adapté $0,2 \text{ MPa} \geq Rtb \geq 0,1$ MPa : douteux $Rtb \leq 0,1$ MPa : inadapté |
| Portance et durabilité | Poinçonnement immédiat (IPI) et après 4j d’immersion (ICBR) sur une éprouvette compactée dans un moule CBR | $ICBR / IP \geq 1$ |
| Gonflement de la couche traitée | Mesure du gonflement vertical lors de l’immersion pendant 4 jours de l’essai CBR | Comparatif entre les différents liants |
| Cinétique de prise | Evolution de la résistance en compression Rc jusqu’à 90 jours de maturation | Comparatif entre les différents liants |
| Age autorisant la circulation sur la couche traitée | Résistance en compression Rc | La couche de forme peut être circulée dès que $Rc \geq 1$ MPa |
| Performances Mécaniques | Résistance en traction Rt (estimée à partir de la résistance en traction brésilienne Rtb) et module élastique E à 28 et 90 jours | Le couple (Rt, E) conduit au minimum à un matériau de classe mécanique 5 |

Tableau 2.7. Récapitulatif des critères de jugement pour l’utilisation d’un matériau traité en couche de chaussée

2.4. Le traitement des sols en domaine routier

Les sols traités représentent de nos jours une part importante des matériaux utilisés en géotechnique routière. Apparu à la fin des années soixante, le traitement des sols (à la chaux et/ou au liant hydraulique) a d'abord été appliqué à la réutilisation en remblai des matériaux humides et sensibles à l'eau, afin d'éviter les matériaux d'apport. Par la suite, cette technique s'est étendue à la réalisation des couches de forme, notamment pour la construction des autoroutes.

Le traitement consiste à mélanger les matériaux d'étude avec des liants afin d'améliorer leurs caractéristiques rhéologiques, chimiques et mécaniques compatibles avec les exigences recherchées.

2.4.1. Produits de traitement

Les produits de traitements les plus utilisés pour le traitement des sols inaptes sont le ciment (liant hydraulique) et le liant aérien. Il est possible de les utiliser séparément ou combiné. Les ciments peuvent être utilisés en association avec certains résidus industriels comme les cendres volantes, les laitiers de haut fourneau et les fillers.

Les cendres volantes ont des propriétés pouzzolaniques car elles fixent lentement la chaux du ciment pour donner naissance à des composés stables qui ont des propriétés hydrauliques. Plus précisément, elles accélèrent l'augmentation de la résistance au début de la réaction des mélanges avec le ciment et contribuent à améliorer la résistance à long terme lorsqu'elles sont additionnées à la chaux (Tran, 2009).

Le laitier est un sous-produit de la fabrication de la fonte. Il renferme principalement de la chaux, de la silice et de l'alumine. Un mélange de ciment et laitier est utilisable pour les traitements des sols surtout si ceux-ci ne contiennent pas beaucoup de matière argileuse. Ce mélange convient bien dans le cas de sols renfermant des eaux agressives (sulfatées en particulier) (Tran, 2009).

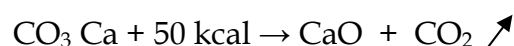
Les additifs sont choisis en fonction du but de l'utilisation et les types de sols traités. La chaux convient bien pour traiter des sols ayant une teneur en argile non négligeable (sols limoneux et argileux). Le traitement peut être effectué uniquement à la chaux ou être complété par un traitement au ciment.

Dans le cadre de ce travail, grâce aux études précédentes, les sédiments contiennent une proportion importante de particules fines et une teneur en matière organique de l'ordre de 7 %. Les additifs choisis sont le ciment portland composé CPJ CEMII/A 42,5 et la chaux vive ; leurs réactions seront étudiées par la suite.

2.4.2. Effet de traitement des sols par les liants

2.4.2.1. Effet de la chaux

La chaux est un produit naturel obtenu par décarbonatation du calcaire (CO_3Ca) à une température d'environ 900°C suivant la réaction :



Le traitement à la chaux vive ou hydratée (chaux éteinte) s'effectue dans le cas des sols fins contenant une forte teneur en argile. La chaux vive s'utilise de préférence

lorsque les sols sont très humides. Pour les sols assez secs, on peut employer soit de la chaux vive soit de la chaux éteinte avec complément d'eau nécessaire pour que les réactions chimiques aient lieu dans de bonnes conditions (Tran, 2009).

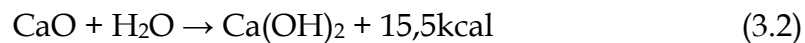
2.4.2.2. Action de la chaux sur les sols

Théoriquement, l'incorporation de la chaux dans les sols provoque les réactions suivantes :

1. Modification de l'état hydrique

Le choix du type de chaux dépend de la teneur en eau du sol. Si le sol est trop humide, la chaux vive est préconisée, si le sol est à teneur en eau proche de celle optimale de Proctor, la chaux éteinte pourra être utilisée et si le sol est trop sec, il est possible d'utiliser le lait de chaux (Azzouz, 2006), (Scordia, 2008), (Tran, 2009).

Au contact de l'eau, la chaux vive s'hydrate pour donner des chaux éteintes selon la réaction :



Cette réaction est fortement exothermique, ceci permet d'abaisser significativement la teneur en eau des sols, l'abaissement total de la teneur en eau est approximativement de 1% par pour cent de chaux vive introduite selon le guide technique GTS (LCPC-SETRA, 2000).

2. Modification des propriétés géotechniques

Les charges négatives portées en surface des particules d'argiles sont responsables de l'établissement d'un champ électrostatique autour d'elles. Ce champ permet le développement de la double couche d'eau entourant les argiles (eau libre et eau liée).

L'hydratation de la chaux fournit une quantité importante d'ion Ca^{2+} et OH^- qui modifie la charge superficielle des argiles et donc la structure de la double couche dont l'extension diminue. On observe alors une diminution du volume apparent des particules et une contraction du sol suite à la formation de ponts de calcium entre les particules d'argiles. Ces particules s'agglomèrent en grains dont la taille moyenne dépasse la valeur de 2 μm (floculation/agglomération). Les floccs ainsi formés sont stables, peu sensibles à l'eau. La modification de la nature des grains solides entraîne une modification des propriétés géotechniques des sols argileux. On observe généralement :

➤ Une augmentation des limites de plasticité, le décalage de l'indice de plasticité étant lié à la quantité de chaux utilisée (Figure 2.4).

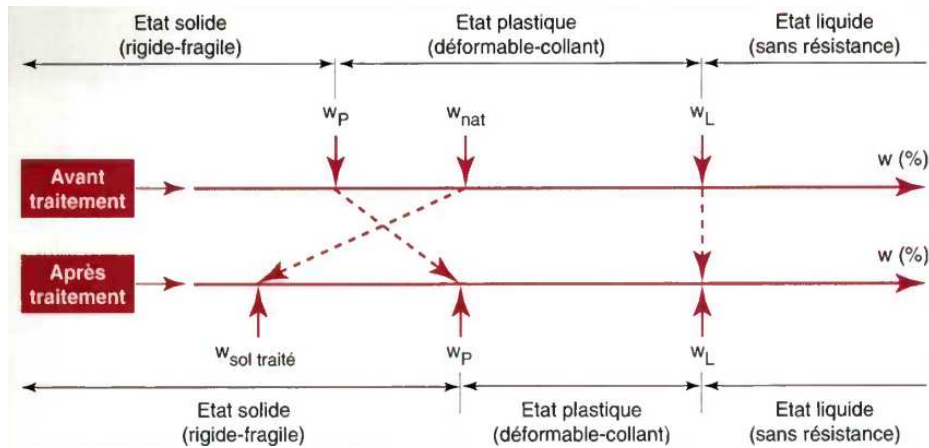


Figure 2.4. Modification du comportement plastique d'un sol fin humide traité par la chaux vive (GTS (LCPC-SETRA, 2000))

➤ Une modification de l'allure de la courbe de compactage : la courbe Proctor du matériau traité s'inscrit en dessous de celle du matériau naturel, elle est plus aplatie. L'optimum de densité sèche a lieu pour une teneur en eau supérieure tandis que la densité sèche correspondante à cet optimum diminue (Figure 2.5). Cela veut dire que pour une même énergie de compactage, le sol traité a besoin d'une quantité d'eau optimum supérieure pour donner une densité sèche maximale inférieure à celle du sol naturel.

➤ Modification des propriétés mécaniques : Suite à l'hydratation de la chaux, les réactions entre les produits hydratés, la silice et l'alumine en solution forment deux nouveaux produits de réaction pouzzolanique. Ces produits sont appelés des C-S-H ($3\text{CaO} \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$: silicates de calcium hydratés), des C-AH ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Ca}(\text{OH})_2 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$: aluminates de calcium hydratés) et des C-A-S-H (aluminosilicates de calcium hydratés). 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, de la résistance au poinçonnement (Figure 2.5),
- Une augmentation du module de déformation et des résistances mécaniques,
- Une meilleure résistance au gel,
- Une diminution des variations volumiques (retrait, gonflement) et une augmentation de sensibilité à l'immersion sous l'eau.

La minéralogie du sol traité a une influence sur la puissance de la réaction pouzzolanique. Les études précédentes ont montré qu'un traitement à la chaux est mieux adapté aux sols argileux alors que les sols sableux sont traités aux liants hydrauliques seuls GTS (LCPC-SETRA, 2000). La quantité en chaux nécessaire, de même que les caractéristiques mécaniques du matériau dépendent de la nature des argiles. Les meilleures caractéristiques mécaniques sont obtenues avec la kaolinite, puis l'illite et enfin les smectites.

La réaction pouzzolanique a une cinétique lente : il faut plusieurs mois de cure à 20°C pour atteindre les caractéristiques mécaniques définitives. Cette cinétique dépend également de la température de cure. Pour les chantiers, il est signalé qu'au dessous de 5°C la cinétique de la réaction pouzzolanique est très ralentie (GTS (LCPC-SETRA, 2000)), mais la réaction reprend dès que la température augmente.

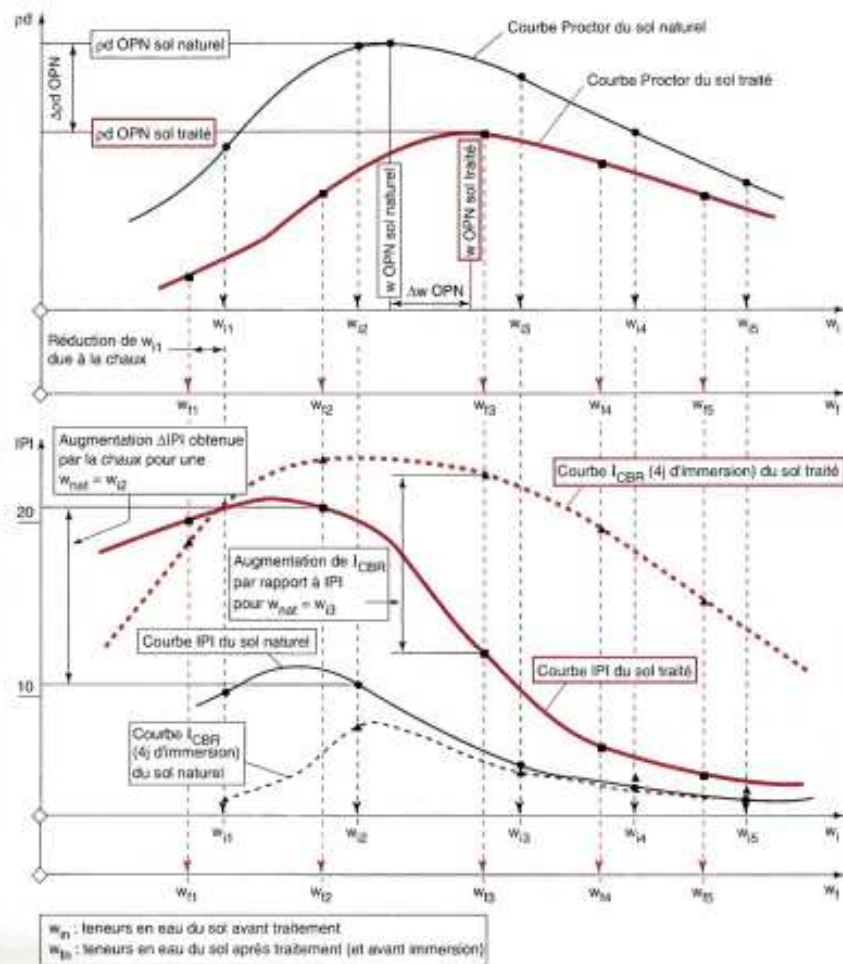


Figure 2.5. Représentation des actions de la chaux sur les caractéristiques de compactage et de résistance au poinçonnement dans le cas d'un sol traité de chaux vive (GTS (LCPC-SETRA, 2000))

2.4.2.3. Effet du ciment

Le ciment est un liant hydraulique, formé de constituants anhydres, cristallisés ou vitreux. Ils résultent du broyage et de l'homogénéisation de divers composants qui sont essentiellement (Imyim, 2000) :

➤ Clinker, produit obtenu par cuisson (clinkérisation), constitué en majeure partie de silicates et d'aluminates de calcium anhydres :

- Le silicate tricalcique, $3\text{CaO}.\text{SiO}_2$, que l'on écrit C_3S
- Le silicate bicalcique, $2\text{CaO}.\text{SiO}_2$, que l'on écrit C_2S
- L'aluminate tricalcique, $3\text{CaO}.\text{Al}_2\text{O}_3$, que l'on écrit C_3A
- L'alumino-ferrite tétracalcique, $4\text{CaO}.\text{Al}_2\text{O}_3.\text{Fe}_2\text{O}_3$, que l'on écrit C_4AF

- Laitier de haut fourneau, produit granulé obtenu par refroidissement brusque de la scorie en fusion provenant du traitement des minerais de fer en haut fourneau ;
- Pouzzolanes, produit d'origine volcanique composé des roches de silice, d'alumine et d'oxyde de fer ;
- Cendres volantes, résidu de la combustion en centrale thermique ayant une teneur élevée en chaux ;
- Fillers, produits inertes obtenus par broyage de certaines roches naturelles ou non.

Les principales catégories de ciment sont classées ci-après selon la norme française [NF P 15-301] :

CPA : Ciments Portland Artificiels. Ils contiennent au moins 97% de clinker et 3% de filler.

CPJ : Ciments Portland Composés. Ils sont constitués d'au moins 65% de clinker, le reste étant l'un ou plusieurs des constituants énumérés ci-dessus.

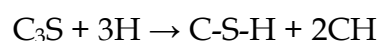
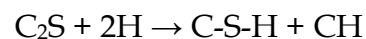
CLC : Ciments au laitier et aux cendres. Ils contiennent 25-60% de clinker, 20-45% de cendres volantes et 20-45% de laitier avec 3% de filler.

CHF : Ciments de haut fourneau. Ces ciments contiennent entre 40- 75% de laitier, 3% de filler, le reste étant du clinker.

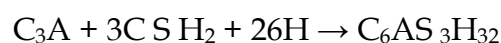
CLK : Ciments de laitier au clinker. Ils contiennent au moins 80% de laitier, 3% de filler, le reste étant du clinker.

La poudre de ciment contient plusieurs phases différentes. Les phases principales sont : l'alite (C_3S), la belite (C_2S), l'aluminate tricalcique (C_3A), l'aluminoferrite tétracalcique (C_4AF) et la périclase (MgO). Des phases mineures sont également trouvées: la chaux libre (CaO), les sulfates de sodium et de potassium (Na_2SO_4 et K_2SO_4) (Tran, 2009). Suivant les proportions de ces éléments, les ciments pourront avoir des propriétés différentes. Par exemple, une forte teneur de C_3S donnera une résistance élevée, par contre un ciment à forte teneur en C_3A aura une faible résistance à l'action des eaux agressives.

Une fois le mélange avec le sol réalisé, le ciment va se dissoudre et s'hydrater si la quantité d'eau est suffisante pour former des constituants hydratés. La principale réaction provient de l'hydratation des deux silicates de calcium (C_3S et C_2S) qui forment deux nouveaux composés: la portlandite (CH) et le silicate de calcium hydraté ($C-S-H : 3CaO.2SiO_2.3H_2O$) :

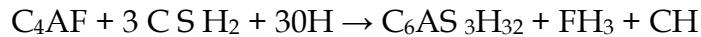


L'hydratation des aluminates tricalciques (C_3A) dépend de la teneur en gypse du ciment. En présence de gypse, l'ettringite est formée ce qui contribue à l'augmentation de la résistance :



En l'absence de gypse, les C_3A réagissent avec l'eau pour donner des C_4AH_{13} , C_2AH_8 , et des C_3AH_6 . Les C_4AH_{13} et C_2AH_8 sont instables. Sous l'action de la chaleur d'hydratation, ils se transforment en C_4AH_8 .

La phase ferrite (C_4AF) réagit également rapidement en présence de gypse pour former de l'ettringite selon la réaction suivante :



La minéralogie et la granulométrie des sols traités influent peu sur les effets du ciment puisque la poudre de ciment contient en elle-même tout ce dont elle a besoin pour réagir et former des produits cimentaires; le ciment va créer des liens physiques entre les particules augmentant ainsi la résistance des sols. Pour les sols très peu 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 la portance, la rigidité, le module de déformation, la résistance au gel, les résistances mécaniques augmentent au cours du temps.

Dans le cas de sols argileux, l'hydroxyde de chaux $Ca(OH)_2$ formé par l'hydratation du ciment pourra peu à peu se combiner aux éléments argileux. Dans certains cas, les particules d'argile pourront ralentir la prise du ciment en formant autour des grains une enveloppe protectrice. La composition chimique et minéralogique des argiles ainsi que leur quantité jouent donc un rôle fondamental dans les phénomènes d'interaction qui auront lieu et qui se poursuivront dans le temps entre elles et le ciment.

2.5. Interaction liants-éléments perturbateurs

Les sédiments de dragage contiennent divers éléments tels que les matières organiques, les métaux lourds et les substances inorganiques (les phosphates, les nitrates et les chlorures). Ces éléments peuvent provoquer des effets néfastes sur l'hydratation du liant.

2.5.1. Influence des matières organiques

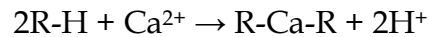
Sur les ciments, les matières organiques peuvent retarder le développement des réactions de cimentation parce qu'elles consomment une quantité plus ou moins importante de produit de traitement pour neutraliser l'acidité du milieu GTS (LCPC-SETRA, 2000).

Lors du traitement des sols à la chaux, les matières organiques peuvent perturber l'action initiale de la chaux sur les argiles (floculation/agglomération) et inhiber la réaction pouzzolanique. En effet, les matières organiques sous forme d'acides humiques réagissent avec la chaux ($Ca(OH)_2$) pour former des produits insolubles qui précipitent sur les particules d'argile.

Les mécanismes de perturbation des substances organiques sur l'hydratation du ciment sont mal connus. Cependant deux hypothèses peuvent être avancées (Tran, 2009) :

➤ Formation de complexes entre l'ion calcium et les groupes fonctionnels hydroxyle, carboxyle, amine, benzénique. Cette formation libère des protons

susceptibles d'acidifier le milieu en neutralisant l'action basique des liants selon une réaction du type :

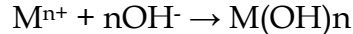


➤ Formation d'une barrière physique modifiant la croissance et/ou la morphologie des cristaux. Ce mécanisme s'explique par les très fortes propriétés tensioactives et complexantes de ces polymères associés à leur très grande surface spécifique, empêchant le déroulement normal de l'hydratation.

La chaux est souvent un stabilisateur moins efficace que le ciment pour les boues. Ceci est probablement dû à l'effet des acides humiques comme exposé ci-dessus et à l'inhibition du mécanisme pouzzolanique de la chaux. En effet, grâce aux réactions pouzzolaniques, la chaux réagit avec les particules argileuses pour former des particules agglomérées (floculation des argiles). Dans la boue, les matières organiques occupent un volume important, le stabilisateur n'est donc pas facile à mettre en contact avec les particules argileuses présentes. Il en résulte une inhibition de la réaction pouzzolanique. Par contre, pendant l'hydratation du ciment, les particules d'argile ne jouent aucun rôle.

2.5.2. Influence des métaux lourds

Le pH joue un rôle important dans l'interaction chimique entre les hydrates du ciment et les métaux lourds. Dans la solution basique, les cations métalliques se combinent avec les anions hydroxydes (OH⁻) pour donner naissance à des hydroxydes métalliques peu ou pas solubles, selon la réaction suivante :



Boutouil (1998) a indiqué que les métaux lourds sont immobilisés soit par la précipitation, soit par l'absorption et ou bien par la complexation. Après la combinaison avec les produits hydratés, les cations métalliques ont certaines influences sur la formation d'hydrates liants. Le tableau 2.8 présente les effets de certains métaux lourds sur les liants :

| Métaux | Effets sur les liants |
|---------|---|
| Plomb | Retard de la prise pendant l'hydratation du ciment. Formation d'ions complexes (exemple : $[\text{Pb}_6\text{O}(\text{OH})_6]^{4+}$) qui peuvent s'adsorber à la surface des silicates et/ou précipiter sous forme de sulfates. |
| Zinc | ZnO arrête grandement l'hydratation du ciment. Zn^{2+} retarde la formation de la Portlandite pendant le premier jour de l'hydratation. $\text{Zn}(\text{OH})_2$ et $\text{Zn}(\text{OH})_3$ empêchent l'adsorption sur la surface électro-négative du C-S-H à PH élevé. |
| Chrome | Provocation de l'accélération de la prise du ciment. Incorporation dans la matrice C-S-H : CrO_5 se substitue à SiO_4 . Cr^{3+} se substitue à Ca^{2+} et Si^{4+} |
| Cadmium | Cd peut se déposer à la surface des grains du ciment sous forme $\text{CaCd}(\text{OH})_4$. |
| Arsenic | Possibilité de former un complexe calcium-arsénite (Ca-AsO_3) et d'augmenter la prise du ciment. L'arséniate peut se substituer partiellement au sulfate de l'ettringite. |

Tableau 2.8. Effets de certains métaux lourds sur les phases hydratées du ciment (Imyim, 2000)

2.6. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons passé en revue la bibliographie concernant la thématique de gestion des sédiments de dragage et le traitement des sols.

La forte teneur en matières organiques et en polluants dans ces sédiments ne facilite pas leurs gestions. Leurs mises en décharge posent des problèmes environnementaux importants. La gestion des matériaux de dragage favorise donc la valorisation en satisfaisant les critères et exigences techniques, économiques et environnementales.

Parmi les voies de valorisation en Génie-Civil, on constate que la réutilisation des sédiments en domaine routier est une perspective intéressante.

Chapitre 3
Renforcement des sols par géotextiles

3.1. Introduction

Depuis le début des années 70, les géosynthétiques sont utilisés de plus en plus dans les infrastructures et les ouvrages en terre. Au début, on les utilisait comme éléments de drainage et comme couches de protection pour les voies ferrées, dans des fonctions de filtration et de séparation, mais on a développé par la suite des géosynthétiques pour protéger, renforcer et étanchéifier la fondation de la voie.

De part leurs propriétés physicochimiques, leurs performances mécaniques combinées à leur faible coût de production, les géosynthétiques permettent de proposer des variantes techniques intéressantes dans le domaine des travaux publics.

Un des grands champs d'application des géosynthétiques est le domaine routier. L'emploi de ces matériaux dans les ouvrages de construction routière constitue une perspective intéressante face à la pénurie des bons matériaux de construction et aux problèmes que posent leur exploitation et leur transport.

En effet, la réalisation de la couche de forme en présence de matériaux de faible capacité portante consiste souvent à un traitement à la chaux et/ou aux liants hydrauliques (sols fins) ou l'apport de matériaux de bonne qualité (graves). Toutefois, l'apport de bons matériaux a un coût économique élevé lié à sa rareté dans certaines régions du monde et à la nécessité de son transport (parfois de très loin, ce qui engendre un surcoût important). Ainsi, l'utilisation des géosynthétiques peut constituer une solution intéressante dans la construction de routes économiques.

Ce chapitre d'étude présente une synthèse bibliographique des résultats d'études expérimentales présentés dans la littérature sur les techniques de renforcement des matériaux de chaussées par incorporation des géosynthétiques.

3.2. Définition des géosynthétiques

Le nom « Géosynthétique » désigne les nappes synthétiques utilisées en contact avec le sol. Mis en application depuis le début des années 70 dans le domaine du Génie Civil.

Les géosynthétiques comprennent une variété de matériaux en polymères synthétiques spécialement fabriqués pour une utilisation dans les domaines du Génie Civil et de la protection de l'environnement ainsi que dans les ouvrages hydrauliques et de transport.

3.2.1. La fibre textile

Les géosynthétiques sont constitués principalement de fibres synthétiques pour des raisons de coût et de résistance aux actions chimiques et biologiques des sols. Ces fibres sont obtenues par filage puis étirage de structures macromoléculaires appelées aussi **polymères**.

Les polymères les plus couramment rencontrés dans les nappes géosynthétiques sont les suivants (Figure 3.1) :

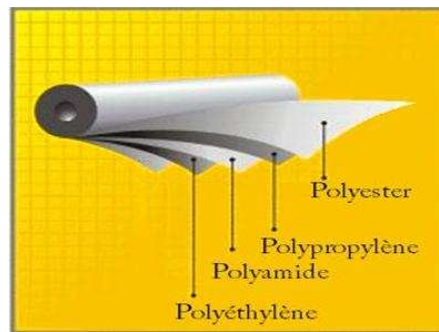


Figure 3.1. Structure interne des géosynthétiques

- Les vinyliques : Tels que le chlorure de polyvinyle (PVC), très résistants à l'eau et à l'attaque de nombreux produits chimiques ou micro-organismes ; ils sont très utilisés comme drains.
- Les acryliques : Sont utilisés dans les géosynthétiques sous forme de résine ou d'émulsion pour les consolider.
- Les polyamides (PM ex: Nylon) : Sont très sensibles à l'eau et donc peu utilisés.
- Les polyesters (PS) : possèdent des propriétés mécaniques élevées et une inertie aux acides et aux micro-organismes qui les rendent très intéressants. Ils sont cependant attaqués en surface par les bases.
- Les polyoléfiniques : Les polyoléfiniques tels que le polyéthylène (PE) ou le polypropylène (PP) sont également très utilisés du fait de leur forte insensibilité chimique et de leurs bonnes propriétés mécaniques et de leur faible coût.

Ces polymères constituant les nappes géosynthétiques se différencient par leur résistance aux attaques chimiques et par leur comportement mécanique (Tableau 3.1).

| Résistance aux | Polyesters | Polyamides | Polypropylènes |
|---------------------|------------|------------|----------------|
| Micro-organismes | Bon | Bon | Bon |
| Acides | Bon | Moyen | Bon |
| Bases | Moyen | Bon | Bon |
| Agents oxydants | Bon | Moyen | Bon |
| Rayons ultra-violet | Bon | Moyen | Moyen |

Tableau 3.1. Résistance aux agressions biochimiques des polymères (Zhang, 2009).

3.2.2. La structure des géosynthétiques

Parmi les géosynthétiques voués au renforcement des sols, on distingue les géotextiles : tissés, non-tissés, tricotés composés de fibres, des géogrilles réalisés à partir de plaques de polymère.

Le mode d'assemblage des fils entre eux permettra d'obtenir différents types de nappes géosynthétiques (Reiffsteck, 1996).

a. Les tissés (déformabilité 10 à 25 %, la déformabilité est le pourcentage d'allongement à la rupture)

Obtenus par entrecroisements de deux séries de fils ou bandelettes, il en existe différentes sortes. Assemblés entre elles, les fibres textiles sont maintenues par torsion pour former des "fils" d'épaisseur voulue. Le mode d'entrelacement s'appelle "armure" ; il en existe trois principales : la toile, le croisé et le satin (Figure 3.2).



Figure 3.2. Les géosynthétiques tissés et armature

Les tissés sont soit des tissés de fils monofilaments, soit des tissés de fils multifilaments dont chaque fil est constitué de plusieurs brins élémentaires, soit des tissés de bandelettes de films extrudés à base de polyéthylène, de polypropylène ou de PVC (Figure 3.3). Le tissage permet d'obtenir un module de traction élevé, une faible déformabilité et une régularité des pores intéressante sur le plan hydraulique cependant il entraîne une anisotropie en plan.

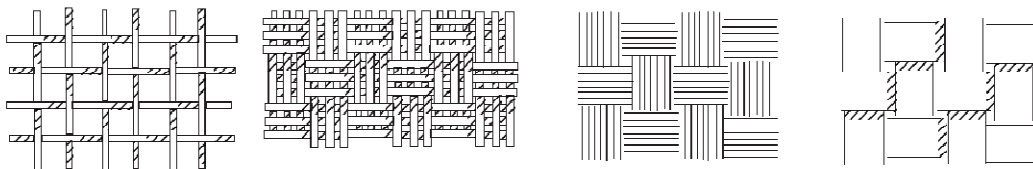


Figure 3.3. Les tissés de fils monofilaments, multifilaments et les tissés de bandelettes.

b. Les non-tissés de filaments continus (déformabilité à la rupture de l'ordre de 60 %)

Les fibres ou filaments sont répartis directionnellement ou de façon désordonnée par deux types de nappage (Figure 3.4). Le nappage mécanique est réalisé par des outils qui peignent les fils et les orientent de manière unidirectionnelle. Celui-ci est réalisé par projection, cardage ou superposition de nappes croisées pour obtenir le textile voulu. Le nappage pneumatique est effectué par un courant d'air, il permet de brouiller la structure. Le principal avantage des non-tissés est leur isotropie en plan.



Figure 3.4. Les géosynthétiques non-tissés

c. Les non tissés de fibres coupées (déformabilité à la rupture de l'ordre de 100 %)

Leur résistance mécanique, directement liée à la longueur des fibres élémentaires, est plus faible que celle de la catégorie précédente. Ils sont bien adaptés au rôle de filtre ou de drain.

d. Les tricotés

Peu répandus, ils sont obtenus par entrelacement des fils à l'aide d'aiguilles (Figure 3.5).

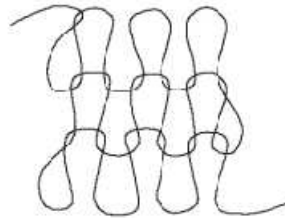


Figure 3.5. Les tricotés

L'inconvénient des tricotés est qu'ils sont très déformables. Leur déformation à la rupture est supérieure à 100 %.

e. Les tissés tricotés

Il s'agit d'un textile non-tissé au sein duquel l'on vient tricoter afin d'apporter une résistance importante.

f. Les géogrilles

Les grilles obtenues par découpage de films puis étirage sont en polypropylène et possèdent quelques millimètres de largeur (Figure 3.6).

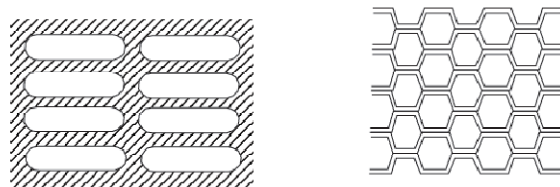


Figure 3.6. Les géogrilles

g. Les composites

Ceux-ci résultent de l'association de plusieurs surfaces textiles différentes (tissés, non tissés...) afin d'élaborer un géosynthétique adapté à des besoins spécifiques et pouvant remplir simultanément plusieurs fonctions (drain, filtre, renforcement...).

3.3. Fonctions des géosynthétiques

Les géosynthétiques sont appelés à remplir diverses fonctions qui peuvent schématiquement être réparties en six principales fonctions. Ces fonctions sont définies dans la norme NF EN ISO 10318 :

➤ La séparation : elle a pour fonction d'empêcher le mélange de deux couches adjacentes de matériaux granulaires différents sous l'effet de sollicitations mécaniques comme le trafic afin d'éviter la contamination des sols c'est-à-dire le mélange de deux sols adjacents de nature différente. Dans une structure de chaussée, ce phénomène de contamination est à l'origine de la diminution de sa capacité de transmission hydraulique, de sa résistance à supporter les charges sans déformation, et de l'augmentation de sa susceptibilité au gel (présence de fines particules et d'eau en suspension).

➤ La filtration : La fonction filtration d'un géosynthétique réside dans sa capacité à laisser passer l'eau tout en retenant les particules de sols pour éviter une contamination des matériaux voisins. Il s'agit ici de maintenir les particules de sol soumises à des forces hydrodynamiques tout en assurant l'écoulement du fluide.

➤ Le drainage : La fonction de drainage a pour but de faciliter l'évacuation rapide des eaux pluviales et souterraines et des autres fluides dans une structure. En introduisant un géosynthétique, on permet l'écoulement de l'eau dans son plan. C'est la porosité des géosynthétiques qui permet d'avoir un bon drainage.

➤ Le renforcement : L'utilisation d'un renforcement par géosynthétiques s'avère une solution idéale pour accroître la capacité portante des matériaux naturels en place. L'association faite entre le sol et le ou les géosynthétiques crée un matériau composite résistant et souple susceptible de supporter des charges que le sol seul ne pourrait reprendre. On utilise ainsi la capacité de résistance à la traction d'un géosynthétique pour améliorer la performance mécanique d'un massif de sol.

➤ La protection et l'imperméabilisation : La protection a pour but de limiter ou empêcher des désordres localisés dans des ouvrages de géotechnique à l'aide d'un géotextile. On place pour cela le géotextile entre une géomembrane et le sol (ou la couche de protection) pour qu'il absorbe les contraintes localisées et protège la géomembrane d'éventuelles perforations. Sa résistance au poinçonnement et son uniformité (répartition des charges) en font la solution idéale pour ce genre de pathologie.

Dans le domaine du génie civil, l'imperméabilisation consiste à installer des géosynthétiques pour empêcher les écoulements d'eau et de produits polluants vers le sol naturel. On utilise généralement cette fonction des géosynthétiques pour les fossés ou les bassins contigus aux routes. Ce procédé vient en remplacement d'une couche d'argile d'épaisseur variable. Le gain en matériaux utilisés et la facilité d'installation du système le rendent très approprié à de nombreux chantiers (bassins de rétention, réservoirs...)

➤ La lutte contre l'érosion : Le géosynthétique limite dans ce cas les mouvements de particules de sol en surface, mouvements causés par l'eau ou le vent.

3.4. Classification des géosynthétiques

Les géosynthétiques peuvent être généralement classés en catégories selon le mode de fabrication. Les dénominations courantes sont présentées sur le tableau 3.2 suivant :

| Types de géosynthétique | Dénomination | Description |
|---|-------------------|---|
|  | Les géotextiles | Des nappes continues de fibres ou filaments tissés, non-tissés, tricotés ou thermo-soudés. Les nappes sont souples et perméables et ressemblent en général à des textiles |
|  | Les géogrilles | Des géosynthétiques ressemblant à des grilles ouvertes. |
|  | Les géofilets | Des matériaux analogues aux grilles, constitués de deux ensembles de brins grossiers parallèles de polymères extrudés, s'entrecroisant selon un angle aigu constant. Le maillage forme une nappe ayant une porosité dans le plan qui est utilisée pour véhiculer des débits relativement importants de fluides ou de gaz. |
|  | Les géomembranes | Des nappes souples continues fabriquées à partir d'un ou plusieurs matériaux synthétiques. Elles sont relativement imperméables |
|  | Les géocomposites | Des géosynthétiques fabriqués par association de deux ou plusieurs types de géosynthétiques. Ils incluent par exemple : géotextile-géofilet, géotextile-géogrille, géofilet-géomembrane |

| | | |
|---|--|---|
|  | <p>Les géosynthétiques bentonitiques (GBS)</p> | <p>Des géocomposites préfabriqués avec une couche de bentonite incorporée de façon typique entre un géotextile supérieur et un géotextile inférieur ou collée à une géomembrane ou une couche unique de géotextile. Les GBS à base de géotextiles sont souvent conçus ou aiguilletés à travers le cœur de bentonite pour augmenter la résistance au cisaillement interne.</p> |
|  | <p>Les géotuyaux</p> | <p>Des tuyaux perforés ou des tuyaux pleins en polymères utilisés pour le drainage des liquides ou gaz (y compris la collecte des lixiviats ou gaz dans les cas d'utilisation en installation de stockage de déchets). Dans certains cas les tuyaux perforés sont entourés d'un filtre géotextile.</p> |
|  | <p>Les géosynthétiques alvéolaires</p> | <p>Des géosynthétiques relativement épais, étant constitués de réseaux tridimensionnels réalisés à partir de feuilles de polymères découpées en bandes. Les bandes sont jointes entre elles pour former des cellules interconnectées qui sont remplies de sol et parfois de béton. Dans certains cas des bandes de grilles polyoléfiniques larges de 0,5m à 1m ont été attachées ensemble avec des barres en polymères verticales et utilisées pour former des couches épaisses de géosynthétiques alvéolaires appelées géomatelas.</p> |
|  | <p>Les blocs ou plaques de géomousses</p> | <p>Des géosynthétiques obtenus par expansion de mousse polystyrène pour former un réseau de faible densité de cellules closes remplies de gaz.</p> |

Tableau 3.2. Classification des géosynthétiques.

3.5. Techniques de disposition des géosynthétiques

La gamme de géosynthétiques disponibles pour le projeteur lors de son étude est vaste. À l'intérieur de celle-ci, on peut définir trois grandes familles de produits en fonction de leur géométrie (Figure 3.7) :

- **Uni dimensionnel**, qui se présente sous forme de fils, tube ;
- **Bi dimensionnel**, qui constitue une nappe. On trouve principalement des géotextiles tissés, non tissés, tricotés composés de fibres et les géogrilles ;
- **Tri dimensionnel**, qui contient du sol ou un matériau. Deux types de structures tridimensionnelles existent actuellement les structures alvéolaires et les structures sous forme de grilles triangulaires.



Structure Unidimensionnelle



Structure Bidimensionnelle



Structure Tridimensionnelle

Figure 3.7. Structures de disposition des géosynthétiques

Le nombre de dimensions du géosynthétique ne correspond pas forcément au nombre de dimensions présentes dans l'ouvrage étudié. En fait, plus le nombre de dimension du géosynthétique est grand plus celui-ci sera apte à traiter le problème en profondeur.

Par exemple, à un problème plan de protection d'une pente contre l'érosion de surface, on peut répondre par un géosynthétique tridimensionnel.

La difficulté pour la mise au point de la méthodologie proposée est que certains géosynthétiques possèdent des caractéristiques bidimensionnelles et tridimensionnelles suivant l'échelle à laquelle on se place et qu'il est par ailleurs possible de réaliser de nombreux combinaisons pour créer des complexes cumulant des caractéristiques des géosynthétiques le composant (par exemple, fermer les cellules d'un géoconteneur avec des nappes géosynthétiques pour réaliser un géomatelas).

3.6. Utilisation des géosynthétiques dans le domaine routier

Les routes et autoroutes sont de la plus haute importance pour le développement d'un pays. Le trafic répété de véhicules lourdement chargés, les conditions climatiques et les propriétés mécaniques des matériaux employés dans ces constructions peuvent entraîner une durabilité bien moindre des chaussées routières que ce qui était attendu. (Figure 3.8)



Endommagements sur une chaussée conventionnelle.



Géosynthétiques dans la construction d'une chaussée

Figure 3.8. Géosynthétiques dans l'ingénierie des routes.

Les géosynthétiques peuvent être efficacement utilisés pour renforcer des routes non revêtues et des plates-formes de travail sur les sols mous. S'il est bien spécifié, un géosynthétique peut exercer une ou plusieurs des fonctions suivantes :

- séparation,
- renforcement,
- drainage.

Les géotextiles et les géogrilles sont les matériaux les plus fréquemment utilisés dans ce type de travaux.

3.6.1. Apport des géosynthétiques sur le comportement mécanique des chaussées de routes

Comparé aux routes non renforcées, la présence des géosynthétiques peut apporter les bénéfices suivants (Figure 3.9):

- a. Réduction de l'épaisseur du remblai ;
- b. Séparation des agrégats et du sol mou ;
- c. Augmentation de la capacité portante du sol mou ;
- d. Réduire ou éviter la remontée des fissures ;
- e. Réduire l'épaisseur du revêtement bitumineux ;
- f. Réduction de la déformation latérale du remblai ;
- g. Amélioration de la distribution des contraintes (Figure 3.9.a) ;
- h. Réduction de la déformation verticale due à l'effet de membrane (Figure 3.9.b): À mesure que la profondeur des ornières augmente, la déformation du géosynthétique fournit d'avantage de renforcement grâce à l'effet de membrane. La

composante verticale de la force de tension du renforcement réduit les incréments de déformation verticale du remblai.

- i. Augmentation de la durée de vie de la chaussée (Figure 3.9.c) ;
- j. Augmentation de la résistance du sol : Le drainage d'un sol mou sous une chaussée peut être réalisé en employant des géosynthétiques types : géotextile, géogrille ou géocomposite. Ce drainage accélère la consolidation du sol mou, augmentant sa résistance (Figure 3.9.d).
- k. Réduction des coûts de construction et des besoins d'entretien de la route.

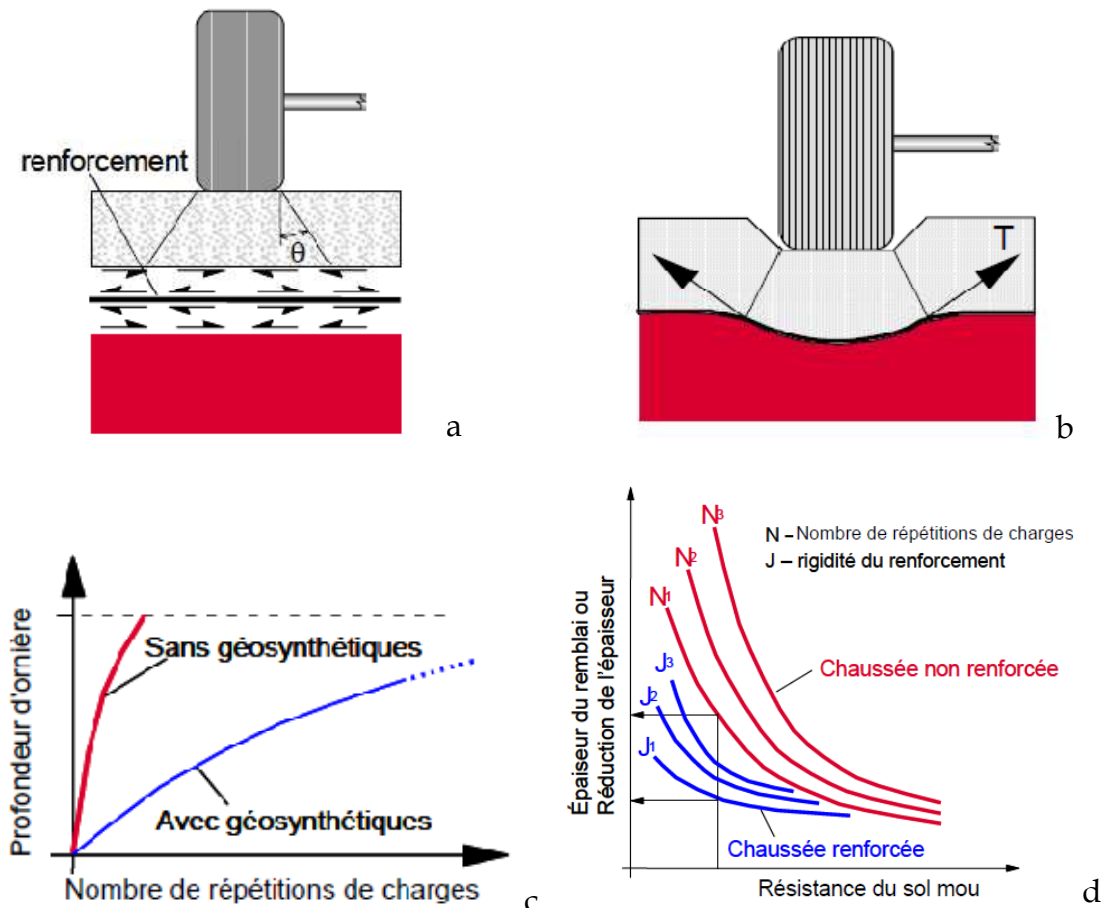


Figure 3.9. Apport des géosynthétiques sur le comportement mécanique des chaussées de routes

3.6.2. Facteur d'efficacité (E) des géosynthétiques dans les routes

L'efficacité des géosynthétiques comme renforcement de chaussées peut être estimée par le facteur d'efficacité (E) :

$$E = \frac{N_r}{N_u} \quad (3.1)$$

Avec : N_r = Nombre de répétitions de charge nécessaires pour la rupture de la chaussée renforcée

N_u = Nombre répétitions de charge nécessaires pour la rupture de la chaussée non renforcée

Les données disponibles dans la littérature donnent des valeurs de E pouvant atteindre 16 (Palmeira), ce qui démontre que des augmentations considérables de la durée de vie de la chaussée peuvent être atteintes par l'utilisation des géosynthétiques en renforcement ou séparation (Figure 3.10). Des observations de terrain et des résultats de recherche confirment les améliorations de la performance des chaussées en lien avec l'utilisation des géosynthétiques.

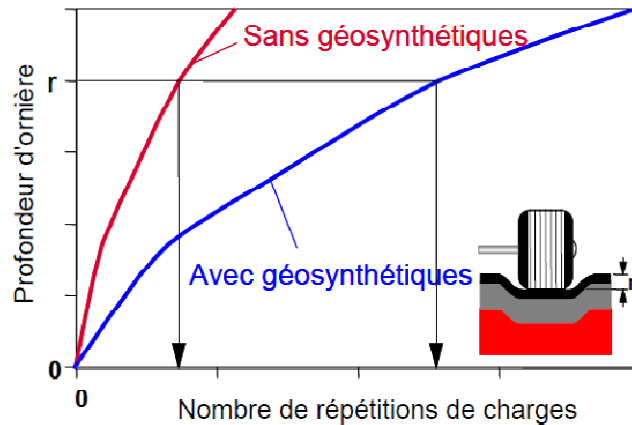


Figure 3.10. Augmentation de la durée de vie de la chaussée en lien avec l'utilisation d'un renforcement géosynthétique.

3.7. Synthèse des travaux d'étude du comportement mécanique de sols renforcés par géosynthétiques

Depuis le début des années 1970, plusieurs chercheurs ont étudié le comportement mécanique du sol renforcé par des essais triaxiaux, cisaillement direct et de déformation plane.

À partir de 1977, d'importants travaux expérimentaux ont été effectués sur des sables renforcés par des géotextiles. Parmi ces travaux, on cite :

❖ **Brows (1977)**, a illustré la réduction de la contrainte latérale des sables renforcés de géotextiles lors d'essais triaxiaux ou les disques de géotextiles sont placés horizontalement à l'intérieur des échantillons testés.

Une augmentation de la résistance au pic a été observé avec une diminution de la distance entre les disques géotextiles ;

❖ **Gray et Al-Refeai (1986)**, ont mené des essais triaxiaux sur des échantillons de sable sec renforcés en utilisant cinq (05) différents types de géotextiles. Les résultats de leurs essais ont montré que :

- a. Le renforcement augmente la résistance de pic et la contrainte axiale à la rupture et dans la plupart des cas, la réduction de la résistance résiduelle ;
- b. Pour les faibles déformations (<1%), le renforcement entraîne une perte de rigidité à la compression ;
- c. L'enveloppe de rupture des échantillons de sable renforcés a montré une nette rupture en rapport avec la contrainte de confinement. Après le point de rupture, les enveloppes de rupture pour les sables renforcés et non-renforcés sont parallèles ;

❖ **Athanasopoulos (1993)**, a étudié l'effet de la taille des particules sur le comportement mécanique d'un sable renforcé de géotextiles par le biais d'essais de cisaillement direct. Les résultats obtenus ont montré que le comportement dilatant du sable renforcé dépend du rapport d'ouverture (défini comme le rapport de la dimension d'ouverture du géotextile à la dimension moyenne de la particule). Il a été constaté que, pour un sable fin (valeurs élevées du rapport d'ouverture), le renforcement augmente la dilatance comparé au sable non renforcé. Le comportement opposé a été vérifié pour le sable grossier (faibles valeurs du rapport d'ouverture) ;

❖ **Krishnaswamy et Isaac (1995)**, ont présenté les résultats d'essais triaxiaux cycliques sur des échantillons de sables petits (38 mm de diamètre) et grands (100 mm de diamètre) afin d'évaluer le potentiel de liquéfaction de ces sables renforcés de géotextiles tissés et non-tissés. Il a été montré que la technique de renforcement par géotextiles peut être une solution prometteuse pour diminuer le potentiel de liquéfaction du sable ou une grande résistance à la liquéfaction a été observée pour les échantillons grands (100mm de diamètre) ;

❖ **Haeri et al. (2000)**, ont réalisé 160 essais triaxiaux afin d'étudier l'influence des paramètres suivants sur les chemins déviatoires d'échantillons de sables secs renforcés par des géotextiles (Figure 3.11) :

- La variation de la contrainte de confinement ;
- Le type de géotextiles utilisés ;
- La taille des échantillons d'étude renforcés ($\varphi = 38$ mm et 100 mm) ;
- Le nombre de couches de géosynthétiques ;
- L'arrangement et la disposition des géotextiles utilisés ;

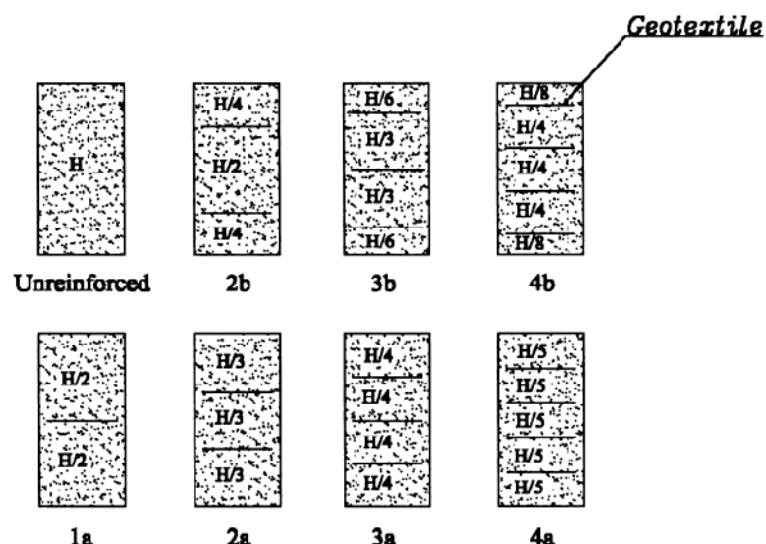


Figure 3.11. Arrangement de géotextiles dans des essais triaxiaux d'échantillons de sables renforcés et non renforcés (Haeri et al., 2000)

L'analyse des résultats obtenus a montré que :

a. L'introduction des géotextiles lors des essais triaxiaux drainés augmente la résistance de pic, la déformation axiale à la rupture et réduit la résistance résiduelle. La progression est plus accentuée avec un nombre élevé de couches de géotextiles (Figure 3.12).

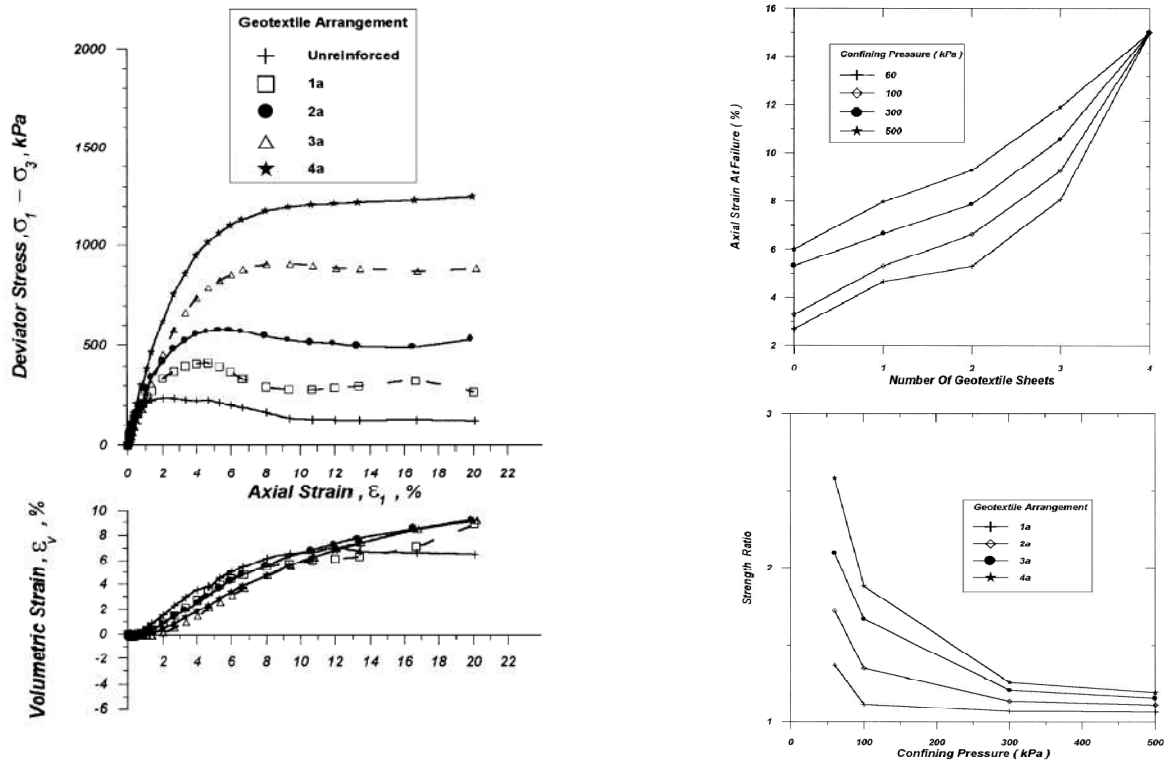


Figure 3.12. Influence d'introduction des géotextiles sur les chemins déviatoires d'échantillons de sables renforcés (Haeri et al., 2000)

b. L'effet de taille du sable renforcé par rapport au sable non renforcé est remarquable. Les échantillons petits (38 mm de diamètre) montrent une plus grande résistance de pic, de déformation axiale à la rupture et plus de diminution de résistance résiduelle par rapport aux échantillons de grandes tailles (100 mm de diamètre) (Figure 3.13). Cet effet de taille devient plus apparent lorsque le nombre de renforcement en géotextile augmente.

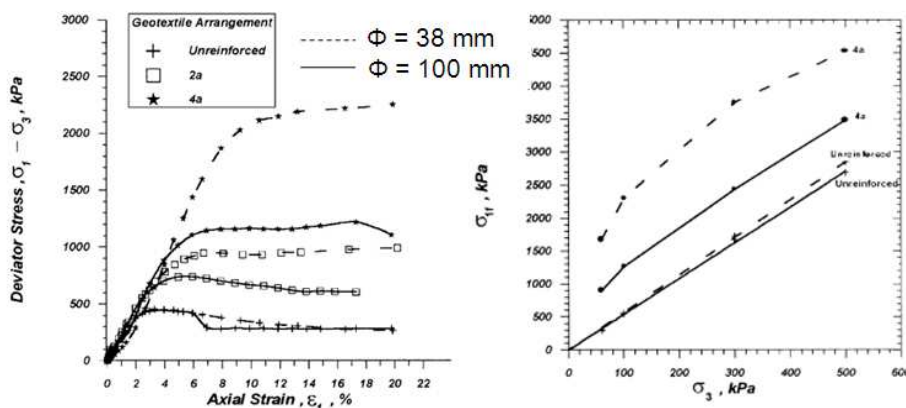


Figure 3.13. Effet de la taille des échantillons sur le comportement déviatoire des sables renforcés et non-renforcés (Haeri et al., 2000)

c. La rigidité des sables renforcés est affectée de façon significative par les caractéristiques physique et mécanique du matériau géotextile. Selon le type de géotextile utilisé, la rigidité du sable renforcé diminue ou augmente par rapport au sable non renforcé (Figure 3.14)

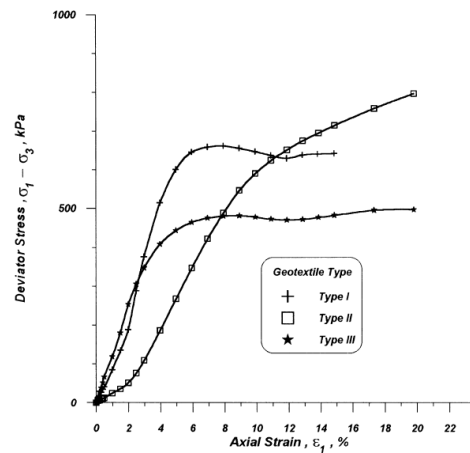


Figure 3.14. Variation de la résistance des sables renforcés avec le type de géotextile utilisé (Haeri et al., 2000)

d. L'introduction du géotextile diminue la dilatance des sables renforcés en raison du confinement mis en valeur. Cette dilatance se produit principalement au centre de l'échantillon renforcé (Figure 3.15) et commence à diminuer avec l'augmentation du nombre de géotextiles introduits dans l'échantillon.



Figure 3.15. Photos d'échantillons cisailés (Haeri et al., 2000)

e. Les enveloppes de rupture du sable renforcé ne sont pas linéaires. Les résultats expérimentaux montrent soit des enveloppes bilinéaires ou courbes qui sont en rapport avec la taille de l'échantillon (Figure 3.16).

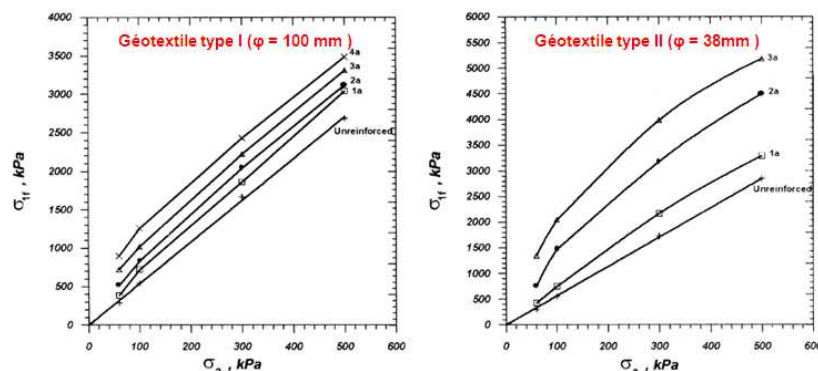


Figure 3.16. Enveloppes de rupture de sables renforcés et non-renforcés (Haeri et al., 2000)

❖ **Rajagopal et al. (1999)**, ont étudié l'influence du confinement des géocellules (seules et multiples) sur le comportement mécanique d'un sable de rivière ($C_u = 2,17$; $C_c = 1,04$) en réalisant des essais triaxiaux sur des géocellules fabriquées à la main par des géotextiles tissés et non-tissés. Les géométries de ces cellules d'essais sont représentées sur la figure 3.17.

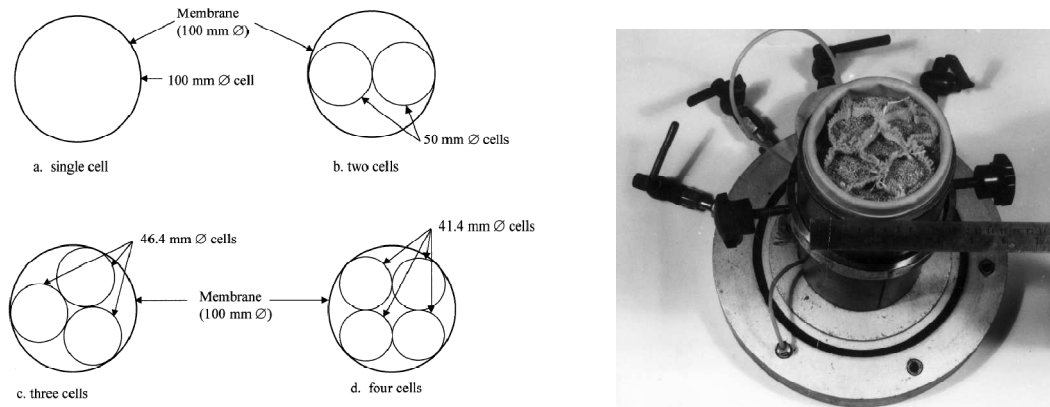


Figure 3.17. Dispositions de géocellules utilisées lors d'essais triaxiaux (Rajagopal et al., 1999)

L'analyse des résultats obtenus a montré que :

a. Le renforcement des sables par géocellules apporte une cohésion apparente qui augmente avec le nombre de cellules interconnectées (Figure 3.18). Cette augmentation de la cohésion apparente est produite par des contraintes de confinement générées dans le sol, causées par les contraintes de membrane sur les parois verticales des géocellules.

Bathurst et al. (1993) ont défini cette cohésion apparente par :

$$C_r = \frac{\Delta\sigma_3}{2} \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \text{ avec } \Delta\sigma_3 = \frac{2J\sqrt{(1-\varepsilon_a)}}{1+\varepsilon_a} \quad (3.2)$$

ε_a = la déformation axiale de l'éprouvette

J = le module sécant du géotextile

b. La résistance en frottement des sols granulaires n'est pas affectée par le renforcement ou les enveloppes de rupture des échantillons renforcés et non renforcés restent parallèles entre eux (Figure 3.18) ;

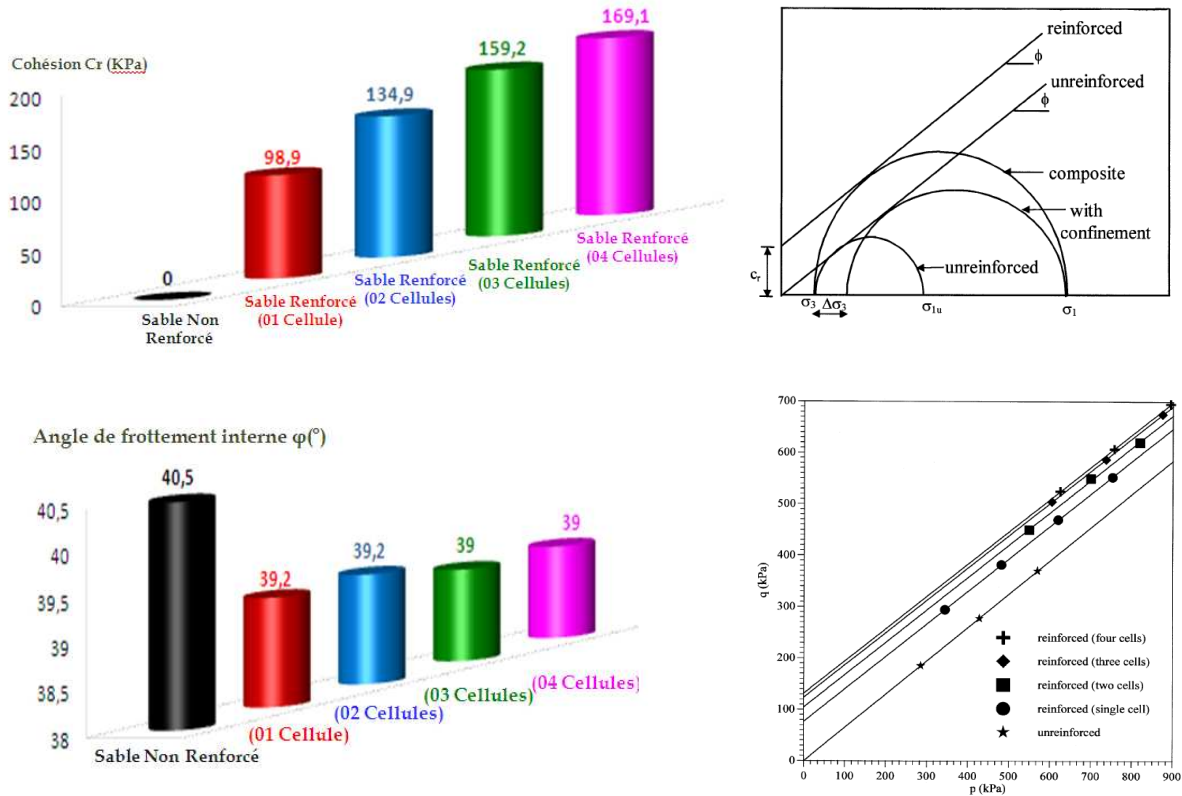


Figure 3.18. Influence du renforcement par géocellules sur les caractéristiques mécaniques du sable (Rajagopal et al., 1999)

c. L'utilisation d'une seule cellule lors du cisaillement d'échantillons renforcés ne représente pas parfaitement le comportement réel des sols renforcés. Selon Rajagopal et al. (1999): Le comportement déviatoire de trois cellules interconnectées peut représenter le **mécanisme optimal** de géocellules ayant un grand nombre de cellules interconnectées (Figure 3.19).

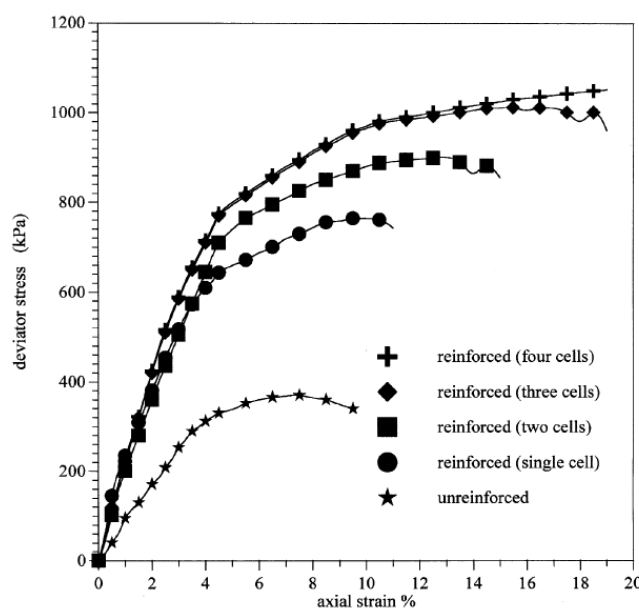


Figure 3.19. Courbes $(q-\epsilon_1)$ pour des sables renforcés à différentes configuration de géocellules ($\sigma_3 = 100$ KPa) (Rajagopal et al., 1999)

❖ **Madhavi et al. (2007)**, ont étudié l'influence du types de géosynthétiques utilisés sur le comportement de sols granulaires (sable de rivière $C_u = 3,54$, $d_{50} = 0,7$ mm, $D_r = 70\%$ et $\varphi = 42^\circ$). Trois types de géosynthétiques ont été étudiés (Figure 3.20) :

- Des disques circulaires de 38mm de diamètre d'une feuille de géosynthétique ;
- Des fibres distribuées de polyester (11mm de longueur et 2 mm de largeur) ;
- Des Géocellules en géotextiles et films de polyesters formés à la main collées entre eux par couture ou collage.

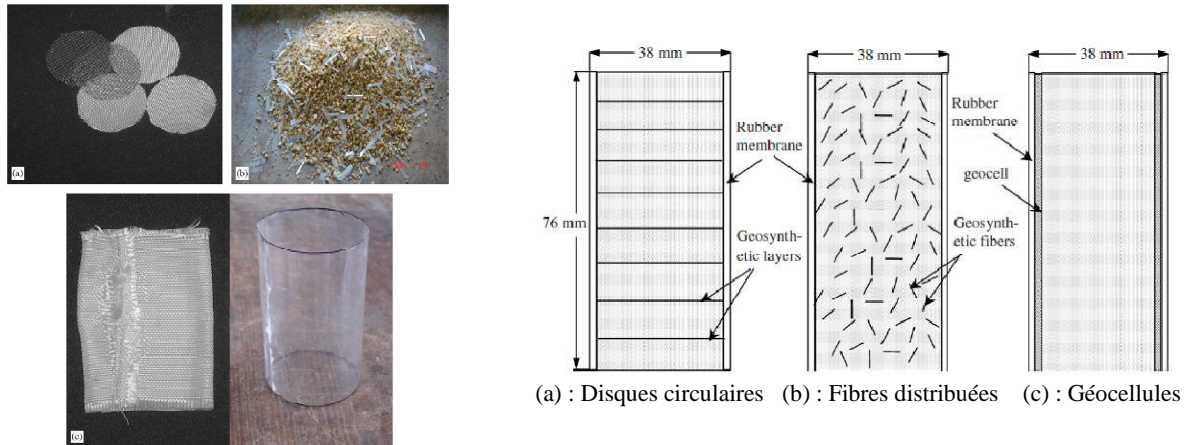


Figure 3.20. Influence du type de géosynthétiques utilisés sur le comportement mécanique d'un sable de rivière (Madhavi et al., 2007)

Il a été observé que le confinement par les parois rigides confère au complexe sol-géotextile une meilleure résistance qui est proportionnelle au nombre et à la rigidité à la traction du géotextile. Ceci indique que la présence des alvéoles périphériques supplémentaires améliore la rigidité du complexe sol-géotextile grâce à un confinement plus important et confère à ce complexe une meilleure résistance à la rupture (Figure 3.21).

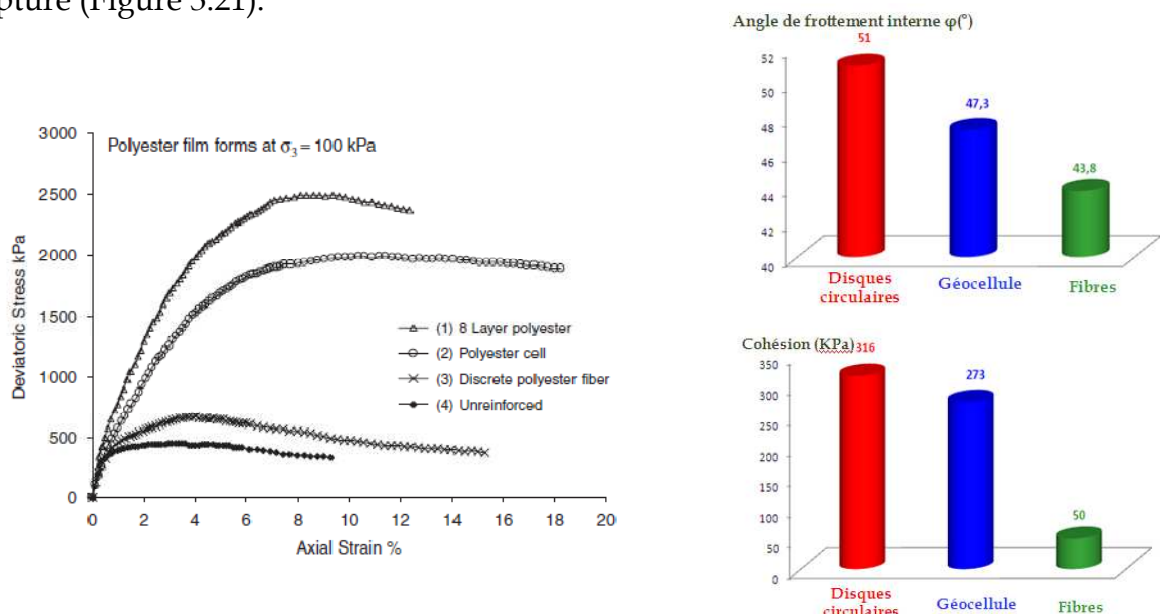


Figure 3.21. Influence des géocellules sur le comportement mécanique des sols renforcés (Madhavi et al., 2007)

3.8. Synthèse des paramètres qui influencent l'efficacité du renforcement

Divers paramètres interviennent dans le comportement du renforcement par géotextile. On peut distinguer les paramètres géométriques et les paramètres physiques.

3.8.1. Paramètres géométriques

➤ Le rapport hauteur/côté a une influence sur l'efficacité du géotextile tridimensionnel. La valeur de ce rapport optimal est de 2,25 selon Rea et al. (1978), de 1,5 pour Shimuzu et al. (1990), et de 1,67 pour Dash et al. (2001). On peut remarquer que toutes ces valeurs sont supérieures à 1 ;

➤ La taille de l'alvéole intervient également dans l'efficacité du renforcement : plus la taille de l'alvéole est petite, meilleure est la résistance mécanique de la couche renforcée. Cette tendance a été observée par Rajagopal et al. (1999) ainsi que par Dash et al. (2001) à travers des séries d'essais triaxiaux. Cette amélioration peut être expliquée par un meilleur confinement dans le cas des cellules de petite taille.

➤ Le motif des cellules peut aussi influencer la performance du géotextile. D'après Dash et al. (2001), le motif en chevron semble donner de meilleurs résultats que les motifs en diamant.

3.8.2. Paramètres physiques

➤ L'interface sol-géotextile : L'interaction entre le sol et les parois du géotextile est un composant important dans la modélisation du comportement du complexe sol-géotextile.

Les essais de frottement par Jewell et al. (1987) et les essais d'ancrage par Juan et al. (1988) ont permis de caractériser les paramètres de ces interfaces par un angle δ , l'angle de frottement entre le sol et le géotextile en relation avec φ , l'angle de frottement interne du sol. Les différents essais ont permis d'identifier les paramètres qui peuvent influencer sur cette interaction sol-géotextile :

- La pression de confinement (δ augmente lorsque la pression de confinement P croît),
- La granulométrie
- L'influence des pores.

Athanasopoulos et al. (1993) ont étudié l'influence du rapport (taille des grains du sol/taille de l'ouverture des pores du géotextile) sur la valeur de l'angle de frottement δ . La valeur maximale de δ a été obtenue pour un rapport optimum de 1.6.

3.9. Conclusion

Le renforcement de sols par géosynthétiques améliore leurs résistances mécaniques par une augmentation de leurs cohésions apparentes, mais ne modifie pas leurs résistances en frottement. L'amélioration de cette résistance mécanique est affectée de façon significative par les caractéristiques mécaniques du matériau formant le géotextile ainsi que le nombre de géotextiles interconnectés.

L'approche du renforcement unicellulaire est intéressante dans la mesure où elle nous permettrait une compréhension du mécanisme fondamental du renforcement qui est le confinement. Sauf qu'elle reste partielle vue qu'elle néglige un autre aspect fondamental du renforcement qui est : le rôle répartiteur de la nappe de géocellules.

Cet aspect répartiteur permet de garantir qu'au sein d'un ensemble de géocellules la rupture de l'une d'entre elles n'a pas une importance prépondérante sur la structure globale.

L'ampleur de la déformation volumique des sols renforcés est fonction du nombre de géotextiles interposés ainsi que du rapport d'ouverture. Il est préconisé d'avoir un rapport d'ouverture de 1,6 pour assurer une faible dilatance accompagnée d'une meilleure résistance mécanique;

Le renforcement par géocellules périphériques améliore nettement la résistance mécanique à la rupture du complexe sol-géotextile par rapport à d'autres types de renforcement ;

L'efficacité du renforcement pour les structures renforcées de nappes géocellules est conditionné par : un rapport ($h/a > 1$), une taille faible et un frottement maximal sol-géotextile

La rigidité des structures renforcées en petite déformation n'est pas influer par le renforcement.

Chapitre 4

Identification et caractérisation des sédiments du site de Cheurfas

4.1. Introduction

Ce chapitre de l'étude expérimentale est consacré à l'identification des matériaux étudiés. L'objectif consiste à déterminer les caractéristiques physico-chimiques, minéralogiques et environnementales des sédiments du barrage de Cheurfas. Ces paramètres déterminés permettraient d'identifier ultérieurement des solutions de valorisation. Le chapitre est divisé en trois parties.

1. Une présentation de l'origine des sédiments de dragage étudiés ;
2. Une identification des caractéristiques physico-chimiques, minéralogique de ce sédiment ;
3. Une Classification du sédiment de Cheurfas selon le guide technique GTR (LCPC-SETRA, 2000).

4.2. Présentation du barrage de Cheurfas

Le barrage de Cheurfas est situé au nord-ouest de l'Algérie à une quinzaine de kilomètres au sud de la ville de Sig dans la Wilaya de Mascara (Photo 4.1). Il a été mis en exploitation en 1992 et est destiné à l'irrigation des terres agricoles voisines ainsi qu'à l'alimentation en eau potable du périmètre de Sig. Ce barrage coupant l'oued El Mebtouh, est destiné à réguler 45 millions de m³ d'eau. L'ouvrage est construit sur les vestiges de l'ancien barrage emporté par une crue en 1927 (cité dans Labiod et al., 2001).



Photo 4.1. Localisation du barrage de Cheurfas

Son bassin fluvial principal est Oued El Mebtouh qui résulte des oueds Mekerra et Sarno. Ce bassin versant est du type allongé (Figure 4.1), dont la superficie est de 4190 km², et il se divise en trois (03) sous bassins :

- ❖ 3155 km² pour le bassin amont de Sidi-Bel-Abbès ;
- ❖ 282 km² pour le bassin du barrage de Sarno ;
- ❖ 753 km² pour le bassin intermédiaire entre la station de Sidi-Bel-Abbès et le barrage de Cheurfas .

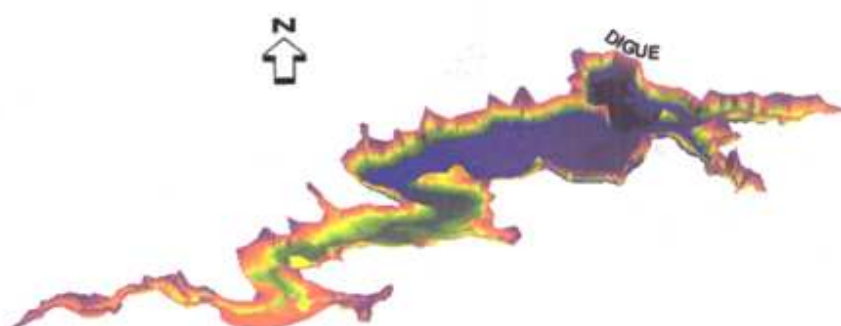


Figure 4.1. Bassin versant du barrage de Cheurfas (Oumrani, 2009)

Les caractéristiques morphologiques du bassin versant de la retenue de Cheurfas sont résumées sur le tableau 4.1 :

| Symbole | Désignation | Unités | Valeurs |
|------------------|------------------------------|-----------------|---------|
| s | Superficie du bassin versant | km ² | 4190 |
| p | Périmètre du bassin versant | km | 350 |
| L | Longueur | km | 2863 |
| l | Largeur | km | 146.35 |
| H _{max} | Altitude maximale | m | 1754 |
| H _{moy} | Altitude moyenne | m | 855 |
| H _{min} | Altitude minimale | m | 197.4 |
| K _c | Indice de compacité | | 1.51 |
| K _g | Indice de pente globale | | 0.0077 |
| I | Pente du bassin versant | | 1.06% |

Tableau 4.1. Caractéristiques morphologiques du bassin versant de la retenue de Cheurfas.

4.3. Historique du barrage de Cheurfas

Le barrage de Cheurfas a été construit par KAJIMA-MARUBENI-JAPON à l'emplacement d'un ancien barrage datant de 1882; à 15km en amont du barrage réservoir de SIG.

C'est un barrage type poids réalisé en béton. Il a été mis en service en Juin 1992 et il n'a subi aucune réparation postérieure.

Ce barrage est caractérisé par une hauteur de 84.8m au-dessus de la fondation et de 48m au dessus du lit de l'oued (Photo 4.2).

Son parement amont est vertical, celui de l'aval a un fruit de 1/0.8.

La cote de la crête est à 227.40m par rapport au NGA et qui constitue une voie de circulation de 5m de largeur et 286m de longueur.

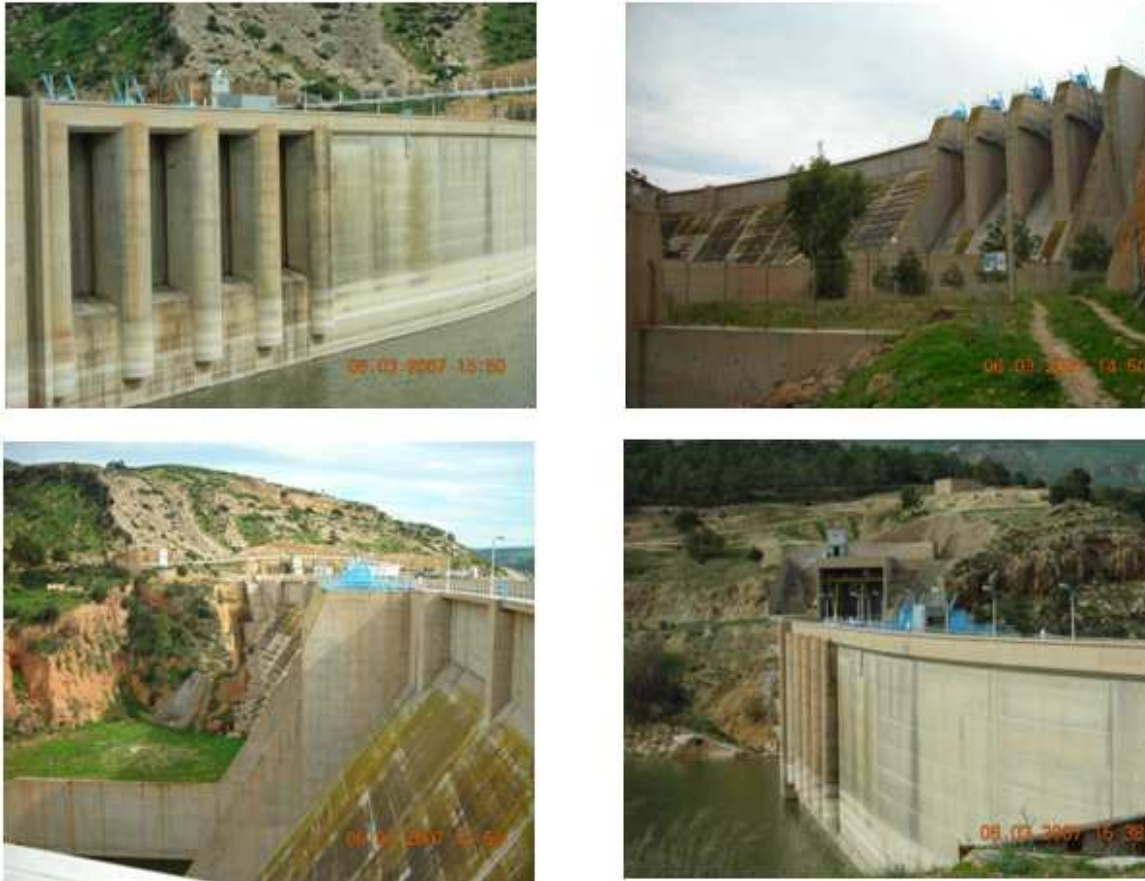


Photo 4.2. Vues amont et aval du barrage Cheurfas

4.4. Géologie du site

Le soubassement rocheux est constitué de terrains miocènes qui sont de bas en haut « L'helvétien » essentiellement gréseux et marneux, et le « tortonien » essentiellement calcaire.

Les roches meubles existant dans la région du site (Photo 4.3) sont diverses et comprennent :

- ❖ Les éboulis graveleux, parfois cimentés, d'une épaisseur de 1 à 5m, présents principalement sur le tortonien de la rive droite ;
- ❖ La couche d'altération sableuse et argileuse des terrains de l'helvétien en partie arrière de la retenue et rive gauche à l'amont du site ;
- ❖ Les alluvions anciennes, graveleuses, sableuses et limoneuses, présentes en rive droite de part et d'autre de la route ;
- ❖ Les alluvions de l'oued, d'une épaisseur de 1 à 15m ;
- ❖ Les vases récentes composées d'argiles et de limons argileux plastiques.



Photo 4.3. Vue d'ensemble du site du barrage Cheurfas

4.5. Stratigraphie du site

1. L'Helvétien

L'Helvétien est constitué d'une alternance de grès et de marnes avec quelques intercalations de bancs calcaires, il est pratiquement imperméable.

Les terrains de l'Helvétien constituent un matériau très sensible aux processus d'altération et d'érosion.

2. Le tortonien

Le tortonien est constitué par des calcaires, calcaires gréseux, calcaires organogènes, calcaires bio détritiques.

Ces calcaires sont généralement poreux, peu consolidés, fracturés sous l'effet des contraintes tectoniques et présentant une faible résistance en compression.

3. Les formations récentes

Les formations récentes sont constituées par des alluvions ainsi que par des matériaux éboulés et glissés.

Les alluvions récentes qui forment le remplissage du fond de l'oued se composent de limons, de sables et de galets.

Les alluvions les plus anciennes cimentées par la matrice limoneuse, qui peuvent être confondues avec les horizons du tortonien, tapissent localement les flancs de l'oued où elles forment des reliquats d'anciennes terrasses.

4. Tectonique

Dans la région de Cheurfas, les terrains miocènes sont affectés par des plissements d'axe sud-nord, et par un anticlinal ou bombement est-ouest, arqué par le sud et passant par la zone du grand glissement de la rive droite.

4.6. Choix de la zone de prélèvement des échantillons

De part l'objectif de l'étude, qui est la valorisation des sédiments fins, les zones de prélèvement ont été choisies pour leur granulométrie majoritairement inférieure à $63\mu\text{m}$.

Des prélèvements en surface ont été effectués dans six points équidistants sur la zone du côté aval où le sédiment de dragage se trouve accumulé en quantités avoisinant les $600\,000\text{ m}^3$ (Photo 4.4). Une centaine de kg a été prélevée au niveau de chaque point. Les profondeurs de prélèvement varient de 10 cm à 1m. Cette campagne de prélèvements a été réalisée en mars 2007.



Source de sortie du sédiment de dragage

Zone d'accumulation du sédiment



Extraction manuelle et en surface du sédiment

Photo 4.4. Prélèvement du sédiment de dragage

4.7. Caractérisation physico-chimique

La caractérisation physico-chimique des sédiments prélevés constitue la première partie de l'étude expérimentale permettant d'évaluer les propriétés physiques, chimiques, minéralogiques et mécaniques afin de bien cerner le comportement de ce matériau.

4.7.1. Distribution granulométrique

Les analyses granulométriques ont été réalisées selon la procédure suivante :

- ❖ Trempage d'un échantillon de 300 à 500g pendant 24h ;
- ❖ Tamisage par voie humide de la fraction du sol supérieure à 75 μ m aux tamis de 75 μ m, 90 μ m, 125 μ m, 180 μ m, 212 μ m, 355 μ m, 500 μ m, 710 μ m et 1mm ;
- ❖ La fraction inférieure à 75 μ m est analysée par sédimentométrie ;

Comme le pourcentage de passants au tamis de 75 μ m est de 99.71%, indiquant que ce matériau présente une grande part d'éléments fins, l'essai de tamisage sous l'eau pour ce sédiment n'est pas nécessaire.

L'analyse par sédimentométrie du sédiment du barrage de Cheurfas (Photo 4.5) nous a conduit aux résultats présentés dans le tableau 4.2 et la figure 4.2.



Photo 4.5. Détermination de la distribution granulométrique par l'essai de sédimentométrie

| | Sédiment de Cheurfas |
|----------------------------|----------------------|
| % > 63 μ m | 4 |
| 2 μ m < % < 63 μ m | 43 |
| % < 2 μ m | 53 |

Tableau 4.2. Pourcentages des fractions granulométriques obtenues par sédimentométrie

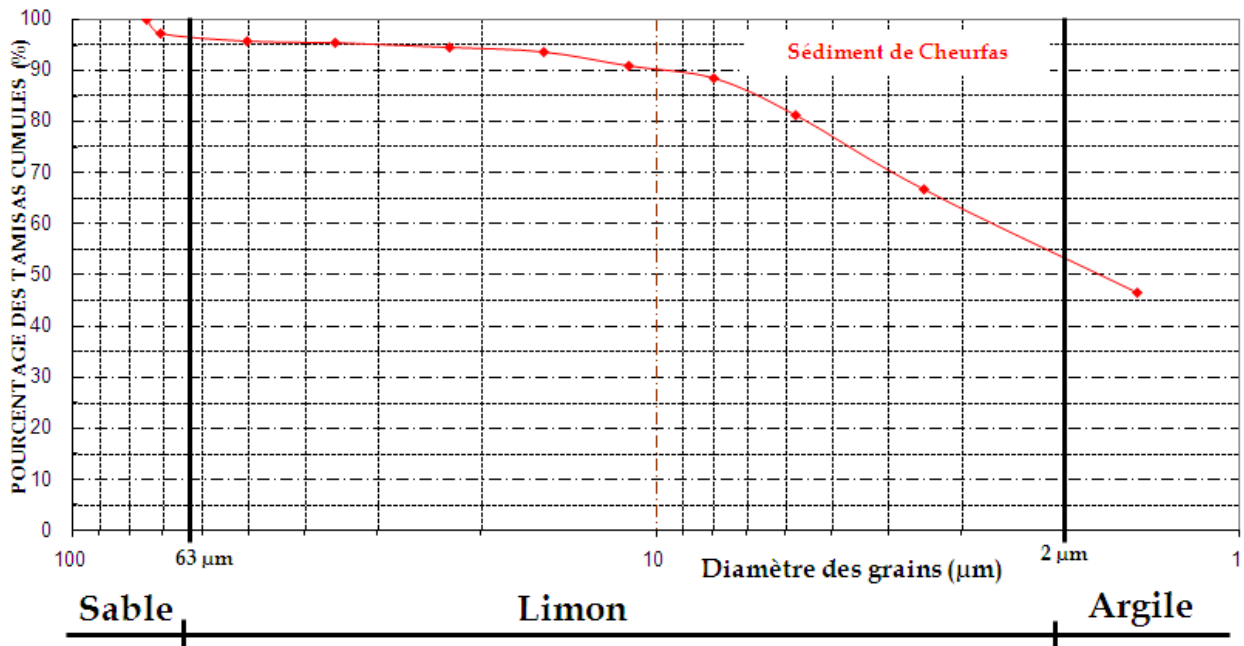


Figure 4.2. Courbe granulométrique du sédiment

La distribution granulométrique obtenue nous montre que :

1. La fraction fine est assez importante ;
2. Une présence de particules sableuses supérieures à 63μm assez ponctuelles ;
3. Un pourcentage de particules limoneuses comparable à celui de l'argile.

Donc, on peut juger suivant cette portion granulométrique présentée dans le tableau 4.2 qu'on est en présence d'un sol à prédominance **argilo- limoneuse**.

4.7.2. Poids spécifique des grains solides (γ_s)

Le poids spécifique des grains solides (γ_s) a été mesuré au pycnomètre (Photo 4.6).

Pour chaque échantillon de sol, trois essais ont été réalisés sur trois prises différentes.

La valeur moyenne obtenue de γ_s pour le sédiment est de 26.7 kN/m³



Photo 4.6. Détermination de γ_s par l'essai au pycnomètre

4.7.3. Les limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg permettent de déterminer les teneurs en eau de référence liées aux changements d'état du matériau (Figure 4.3) :

- La limite de liquidité (W_L), mesurée à la coupelle de Casagrande ou au pénétromètre à cône (Photo 4.7), représente la teneur en eau du passage de l'état liquide à l'état plastique,
- La limite de plasticité (W_P), mesurée à la méthode au rouleau, représente la teneur en eau du passage de l'état plastique à l'état solide,
- La limite de retrait (W_R) représente la teneur en eau du passage de l'état solide avec retrait à l'état solide sans retrait.

La différence entre les limites de liquidité et de plasticité définit l'indice de plasticité noté I_p , exprimé en pourcentage.

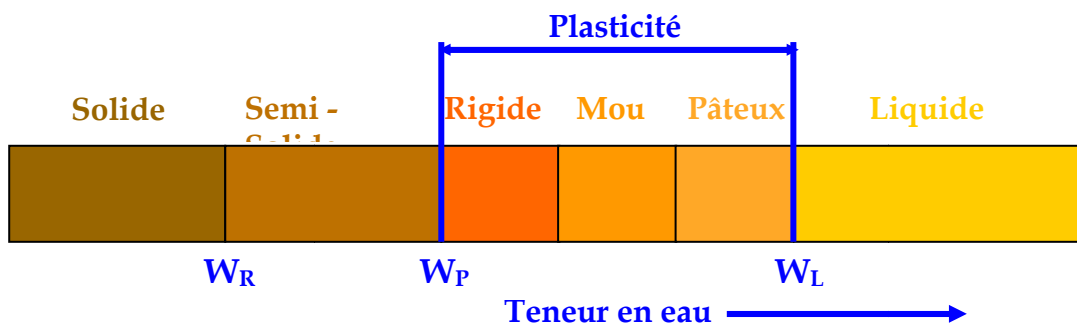


Figure 4.3. Différents états de consistance d'un sol fin en fonction de la teneur en eau.



Photo 4.7. Détermination de W_L par l'essai du pénétromètre à cône

Les limites d'Atterberg du sédiment de dragage du barrage de Cheurfas sont présentées sur le tableau 4.3 ci-dessous :

| | $W_{L\text{CASA}}$ | IP_{CASA} | $W_{L\text{PENE}}$ | IP_{PENE} | W_P | W_R |
|---|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-------|-------|
| Limites d'Atterberg du sédiment de Cheurfas | 62 | 26 | 53 | 17 | 36 | 9 |

Tableau 4.3. Récapitulatif des limites d'Atterberg du sédiment

Les résultats obtenus par les deux méthodes de mesure donnent des limites de liquidité élevées ($W_L > 50\%$). Par utilisation des résultats obtenus à la coupelle de Casagrande, on pourra classer le sédiment de Cheurfas à l'aide du diagramme de plasticité de Casagrande (Figure 4.4) dans la catégorie des sols limoneux très plastiques (Lt).

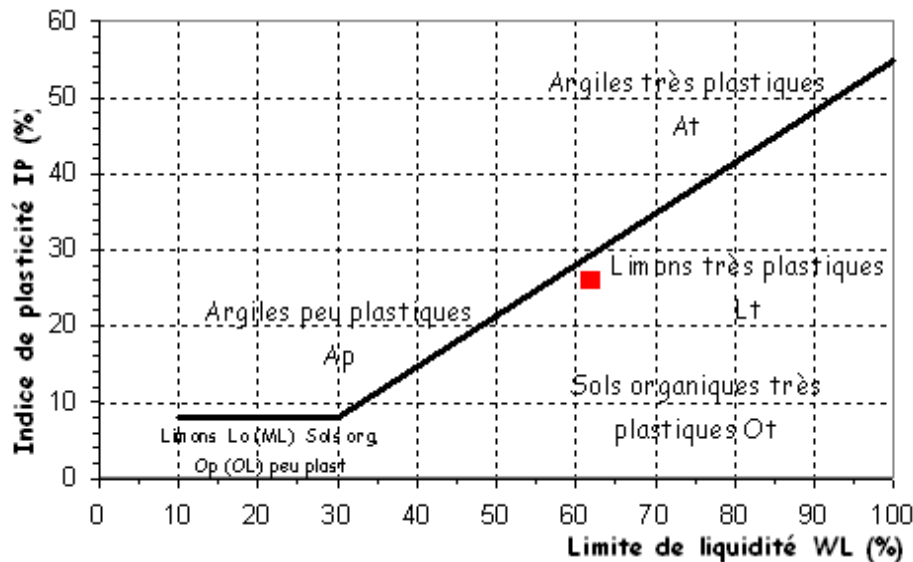


Figure 4.4. Couple (W_L , I_p) du sédiment de Cheurfas placé dans le diagramme de plasticité de Casagrande

L'activité colloïdale introduite par Skempton (1953), est définie comme le rapport entre l'indice de plasticité et la teneur en argile :

$$A_c = \frac{I_p}{C} \quad (4.1)$$

C : le pourcentage d'éléments inférieurs à $2\mu\text{m}$.

L'activité A_c déterminée pour notre sédiment par la méthode de Casagrande ($A_c = 0.5$) ou par la méthode du pénétromètre à cône ($A_c = 0.3$), le classe comme **une argile inactive**.

D'autre part, en suivant les tableaux 4.4(a) à 4.4(e) donnant une classification primaire sur le potentiel de retrait gonflement d'un sol donné, on peut confirmer avec la classification du diagramme de plasticité de Casagrande que le sédiment du barrage de Cheurfas présente un potentiel de retrait gonflement élevé (Figure 4.5).

En effet, ce taux de retrait a été visiblement remarqué lors de l'essai de détermination de la limite de retrait (Photo 4.8).

| Wr (%) | Potentiel de gonflement |
|---------|-------------------------|
| < 10 | Fort |
| 10 - 12 | Critique |
| > 12 | Faible |

Tableau 4.4(a). Potentiel de gonflement d'après Altmeyer (1955)

| IP (%) | Potentiel de gonflement |
|---------|-------------------------|
| > 35 | Très élevé |
| 22 - 48 | Elevé |
| 22 - 32 | Moyen |
| < 18 | Faible |

Tableau 4.4(b). Potentiel de gonflement d'après Snethen (1980)

| Potentiel de gonflement | IP (%) | Wr (%) | WL (%) |
|-------------------------|---------|---------|---------|
| Faible | < 18 | > 15 | 20 - 35 |
| Moyen | 15 - 25 | 10 - 15 | 35 - 50 |
| Fort | 25 - 35 | 7 - 12 | 50 - 70 |

Tableau 4.4(c). Potentiel de gonflement d'après Holtz, Dakshanamurthy et Raman (1973)

| IP (%) | % < 2 μ m | Potentiel de gonflement |
|---------|---------------|-------------------------|
| > 35 | > 95 | Très élevé |
| 22 - 35 | 60 - 95 | Elevé |
| 18 - 22 | 30 - 60 | Moyen |
| < 18 | < 30 | Faible |

Tableau 4.4(d). Potentiel de gonflement d'après le BRE (1980)

| IR* (%) | Potentiel de gonflement |
|---|-------------------------|
| 0 - 20 | Faible |
| 20 - 30 | Moyen |
| 30 - 60 | Fort |
| > 60 | Très fort |
| IR*(%) : le pourcentage de retrait (IR = WI - Wr) | |

Tableau 4.4(e). Potentiel de gonflement d'après Ranganatham et Satyanarayana (1965)

Tableau 4.4. Classification primaire sur le potentiel de retrait-gonflement des sols (Aissa Mamoune, 2001 ; Mouroux et al., 1988)

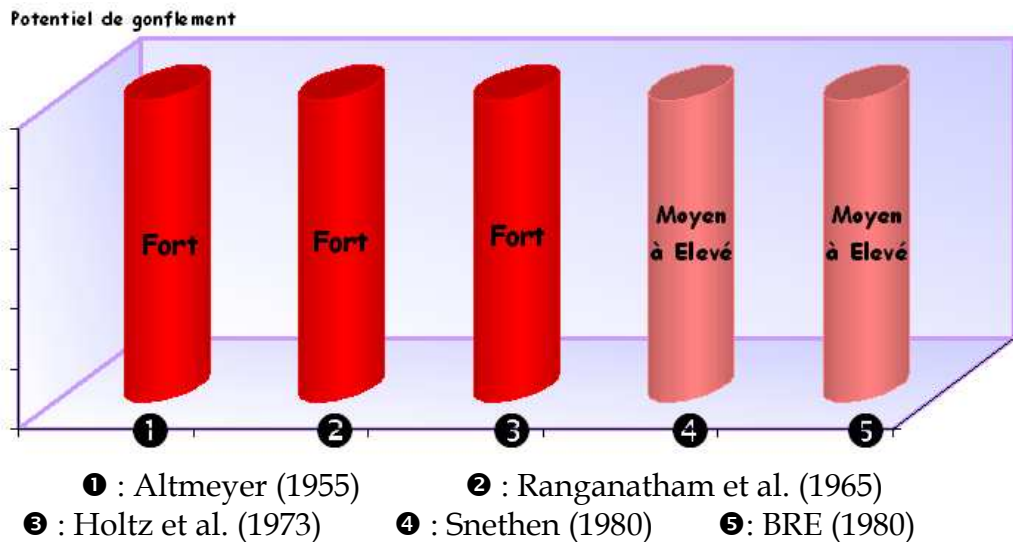


Figure 4.5. Potentiel de retrait gonflement du sédiment de Cheurfas selon les différentes classifications.



Photo 4.8. Potentiel de retrait élevé visible lors de l'essai de retrait

4.7.4. Valeur au bleu de méthylène

Après avoir broyé et tamisé chaque échantillon au tamis de 0.5mm, l'essai consiste à mesurer la quantité de bleu de méthylène pouvant s'adsorber sur les particules de matériaux mis en suspension. Cet essai permet d'évaluer l'activité argileuse des sédiments (Photo 4.9).

Plus la quantité de bleu de méthylène adsorbée est importante, plus l'activité argileuse sera élevée.

La valeur du VBS obtenue pour le sédiment de Cheurfas est de $VBS = 3,22$, où elle coïncide avec une activité argileuse modérée correspondant aux sols limoneux-argileux.

Selon le « Guide technique pour la réalisation des remblais et des couches de forme » [GTR. 2000], en fonction de la valeur au bleu de méthylène, le sédiment de Cheurfas est placé dans le groupe des sols limoneux-argileux (Figure 4.6).



Photo 4.9. Détermination du VBS (et SST) par l'essai au bleu de méthylène

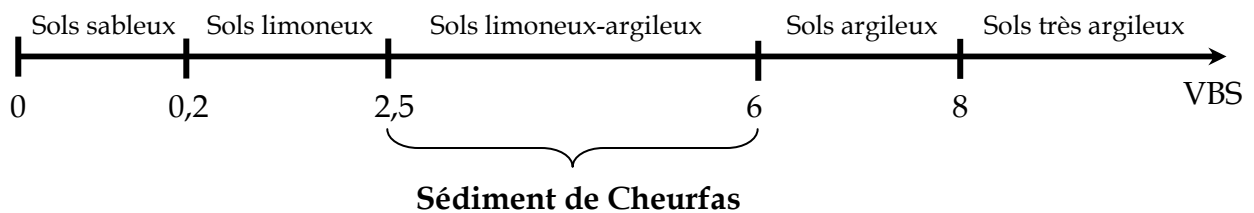


Figure 4.6. Classification du sédiment de Cheurfas en fonction de la valeur du bleu de méthylène (VBS).

D'autre part, la surface spécifique totale (SST) peut être obtenue à l'aide de l'expression :

$$SST \text{ (m}^2\text{/g)} \approx 21 \text{ VBS} \quad (4.2)$$

On obtient pour notre sédiment une valeur de la surface spécifique totale de $SST = 68 \text{ m}^2\text{/g}$ qui correspond à la famille des kaolinites.

4.7.5. Teneur en matières organiques (MO)

Les sédiments ont, par la présence de complexes argilo humiques ou limono humiques, un potentiel de rétention d'eau plus important. Il est donc nécessaire d'évaluer la proportion en matières organiques, afin de pouvoir analyser convenablement le comportement et les caractéristiques physiques du matériau.

La teneur en eau naturelle du sédiment du barrage de Cheurfas est de l'ordre de $w_n = 96\%$.

La mesure du pourcentage pondéral en matières organiques (MO) pour ce sédiment a été établie par perte au feu à 450°C , et nous a conduits à une teneur en matières organiques de l'ordre de 6.45% .

En effet, la couleur grisâtre sombre retrouvée lors de l'extraction des échantillons (Photo 4.10) et l'odeur remarquable constatée lors de sa dessiccation à l'étuve à 50°C nous ont indiqué à priori qu'on est en présence d'un sol à composition organique importante.



Photo 4.10. Présence remarquable de la matière organique lors de l'extraction du sédiment.

4.7.6. La teneur en calcaire (%CaCO₃)

La réalisation de l'essai au calcimètre (Photo 4.11) sur le sédiment de Cheurfas nous a conduit à une valeur du pourcentage de carbonate de calcium de 12.5% indiquant qu'on est en présence d'une argile marneuse (10% < %CaCO₃ < 30%).

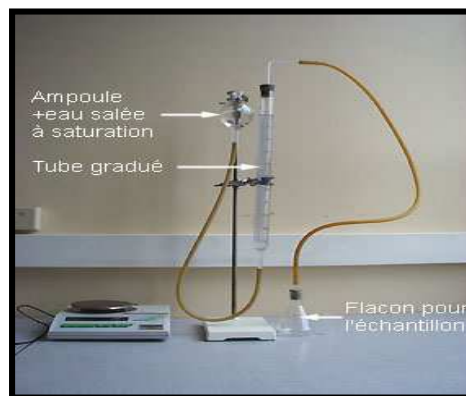


Photo 4.11. Détermination du % de CaCO₃

4.7.7. La valeur du PH

Le PH est une mesure de la quantité d'ions hydrogène présents en solution dans l'eau. Le PH :

- ❖ Affecte toutes les réactions chimiques qui se déroulent dans le sol ;
- ❖ Influence le bien être des micro organismes du sol qui nourrissent les plantes ;
- ❖ Présente un impact sur la santé et la nutrition des plantes.

La mesure du PH moyen pour le sédiment de Cheurfas (Photo 4.12) nous a conduit à une valeur de **7.92** > 7 indiquant qu'on est en présence d'un sol alcalin (basique), ce qui peut être dû aux teneurs en argile et en matières organiques (MO) élevées qui conduisent par la suite à une capacité d'échange cationique élevée favorisant l'augmentation du PH.



Photo 4.12. Détermination du PH

4.8. Caractérisation chimique et minéralogique du sédiment

Une bonne connaissance des minéraux présents est indispensable pour mieux connaître le matériau et anticiper l'influence de certains minéraux dans le processus de valorisation.

4.8.1. Composition chimique

L'analyse chimique du sédiment de Cheurfas a été effectuée par fluorescence X sur une poudre sèche au laboratoire de la cimenterie de Saida (Photo 4.13).

L'analyse par fluorescence X nous a conduit à (Figure 4.7) :

1. Présence d'un pourcentage d'alumino-silicates important dans la composition chimique du sédiment avec un rapport silice/alumine de l'ordre de 3,6 ; cela nous confirme bien la présence modérée des particules argileuses qui nous a conduit à une plasticité élevée de ce sédiment ;
2. Présence de géothite et de calcite confirmée par le pourcentage de Fe_2O_3 et de CaO ; et la teneur en K_2O montre l'existence faible d'illite dans ce sédiment ;
3. Présence du carbonate de calcium ($CaCO_3$) nous confirmant bien la teneur en calcaire modérée retrouvée lors de l'essai au calcimètre.



Photo 4.13. Détermination de la minéralogie par l'analyse de fluorescence X (cimenterie de Saida, Algérie)

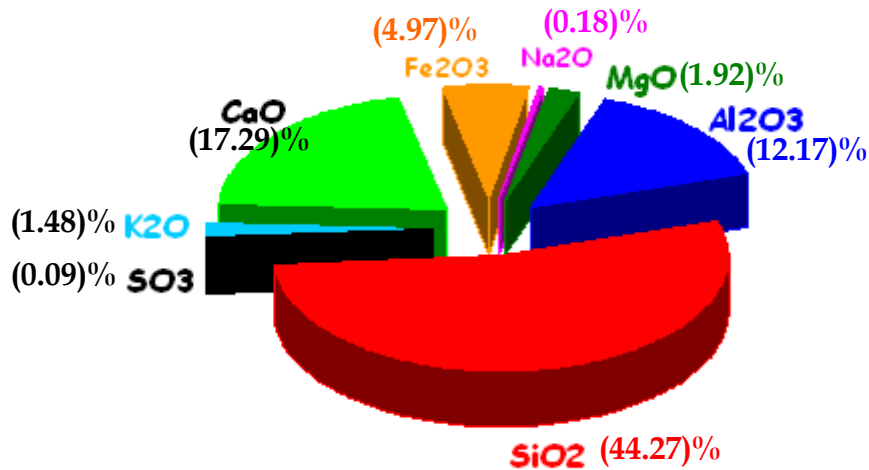


Figure 4.7. Composition chimique du sédiment de Cheurfas.

4.8.2. Composition minéralogique du sédiment

L'identification des différents minéraux constituant le sédiment de Cheurfas a été réalisée, sur une poudre sèche par microscopie électronique à balayage (MEB) au laboratoire de microscopie à la faculté des sciences de l'université de Tlemcen.

La microscopie électronique à balayage MEB ou SEM (Scanning Electron Microscopy) est une technique de microscopie basée sur le principe des interactions électrons-matière ; où un faisceau d'électrons balaie la surface de l'échantillon à analyser qui, en réponse, réémet certaines particules.

Différents détecteurs permettent d'analyser ces particules et de reconstruire des images en haute résolution de la surface de l'échantillon.

Le microscope HITACHI TM 1000 équipé d'un système d'acquisition automatique des données illustré sur la photo 4.14, est un appareil qui permet de faire une prise microscopique jusqu'à un grossissement de 1 μ m. Cet appareil a l'avantage de ne nécessiter aucune préparation spécifique du matériau.



Photo 4.14. Microscopie électronique à balayage HITACHI TM 1000 avec le porte échantillon (Laboratoire de microscopie, Faculté des sciences, Université de Tlemcen)

L'échantillon du sédiment séché, broyé et tamisé, est placé sur un porte échantillon dans le MEB (Photo 4.14), puis est soumis à un faisceau d'électrons.

Le faisceau est ensuite diffracté suivant un angle de réflexion θ (Figure 4.8). Cet angle θ est relié à la distance inter-réticulaire d par la relation de Bragg.

$$2d \sin(\theta) = n \lambda \quad (4.3)$$

Avec : d = Distance traversée par le rayon X

θ = Angle que fait le rayon avec la normale

n = Ordre de la réflexion

λ = Longueur d'onde du rayonnement utilisé

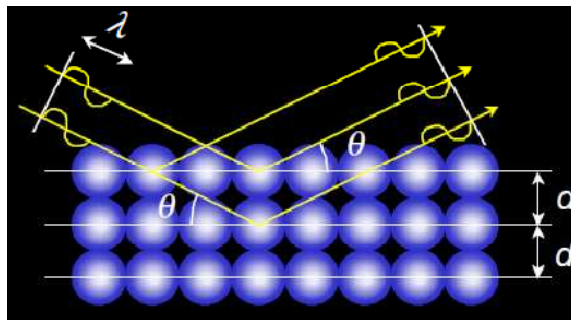


Figure 4.8. Relation de Bragg (Endo)

La distance d calculée de l'équation (4.3) correspond à la distance entre le sommet de deux feuillets successifs, c'est-à-dire à la somme des épaisseurs du feuillet et de l'interfeuillet (Figure 4.9).

Pour déterminer les minéraux constituant l'échantillon analysé, les distances interfoliaires correspondant aux pics des diffractogrammes (Figure 4.10) sont comparées à celles des minéraux donnés par la fiche ASTM.

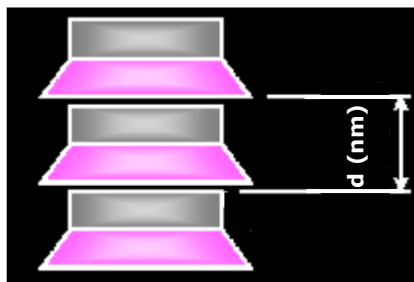
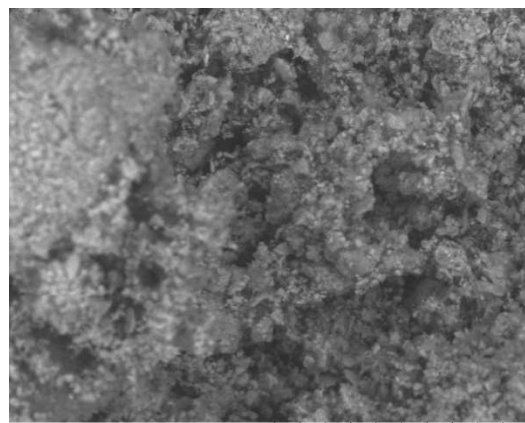
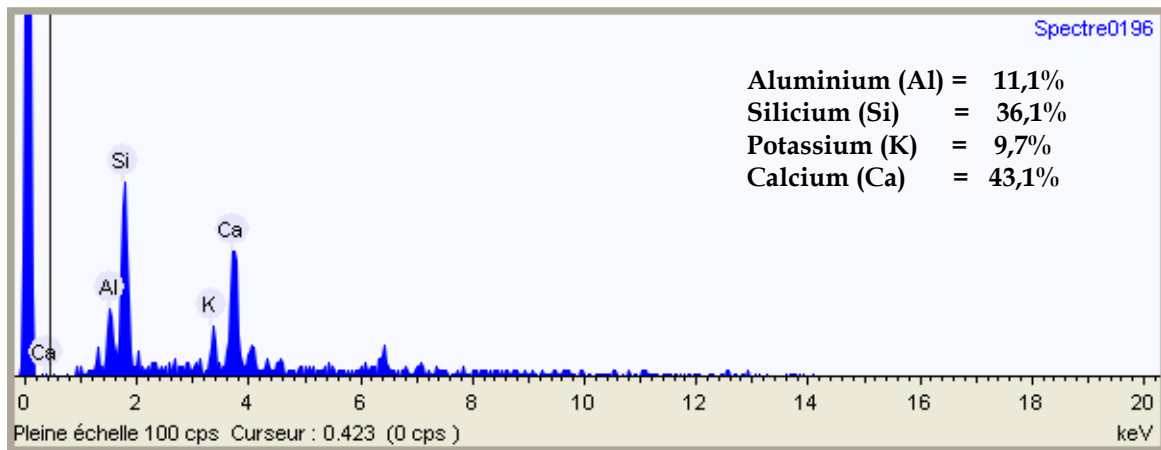


Figure 4.9. Distance interfoliaire entre deux feuillets successifs (Endo)



2011/05/17 10:27 L D6.3 x1.0k 100 um

Figure 4.10. Diffractogramme et photographie au MEB du sédiment de Cheurfas.

Cette figure confirme bien le pourcentage élevé d'alumino-silicates trouvé dans la composition chimique du sédiment (47%) et le taux remarquable de carbonate de calcium (Ca).

4.9. Classification du sédiment de Cheurfas selon le GTR (LCPC-SETRA, 2000)

Dans le cadre de la valorisation en technique routière, la classification des matériaux GTR selon la norme française [NF-P11-300], (LCPC-SETRA, 2000) permet de placer le matériau de Cheurfas en classe F, classe correspondant aux matériaux naturels renfermant de la matière organique.

En s'appuyant sur les valeurs des données géotechniques (Tableau 4.5), le matériau se positionne en classe A, celle des sols fins. La granulométrie, la valeur au bleu et les limites d'Atterberg orientent ce matériau vers la sous-classe A2 (Figure 4.11). À partir de ces analyses, l'utilisation de ce sédiment dans les structures routières selon le guide GTR (LCPC-SETRA, 2000) demande un traitement préalable afin de répondre aux exigences demandées en termes de portance et de déformation.

| Matériau | Sédiment de Cheurfas |
|----------------------------------|----------------------|
| % MO (à 450°C) | 6.45 |
| γ_s (kN/m ³) | 26.69 |
| VBS | 3,22 |
| W _L (%) | 62 |
| W _P (%) | 36 |
| I _P (%) | 26 |
| %Grains < 2 μ m | 53 |
| 2 μ m < %Grains < 63 μ m | 43 |
| 63 μ m < %Grains | 4 |

Tableau 4.5. Synthèse des caractéristiques géotechniques du sédiment de Cheurfas.

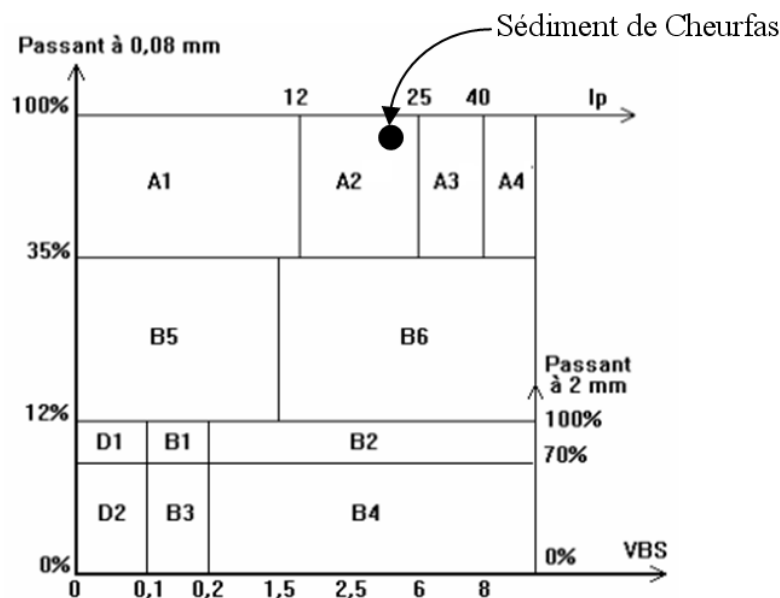


Figure 4.11. Classification du sédiment selon la classification du GTR (LCPC-SETRA, 2000)

4.10. Compactage et portance du sédiment de Cheurfas

Des essais Proctor Modifié ont été effectués sur le sédiment de Cheurfas afin de connaître leurs poids volumique sec maximal (γ_{dmax}), teneur en eau optimal (w_{OPM}) et teneur en air optimale (A_{OPM}). Ces essais ont été pratiqués sur un moule CBR par application de 56 coups par couche en répétant huit fois le cycle suivant (Photo 4.15) : six (06) coups adjacents entre eux et à la paroi du moule et le septième coup au centre.



Compactage du sédiment de Cheurfas



Essai IPI du sédiment de Cheurfas

Photo 4.15. Essais de compactage – IPI effectués sur le sédiment naturel de Cheurfas

Par ailleurs, on a réalisé en parallèle des essais permettant de déterminer l'indice portant immédiat (IPI) afin de connaître la portance de ce matériau (Photo 4.15).

L'analyse des courbes de compactage-IPI (Figure 4.12) effectué sur ce sédiment nous a conduits à constater ce qui suit :

1. L'apparition nette du pic pour la courbe de compactage signifiant la sensibilité de ce type de sol à la teneur en eau ;
2. Le côté humide de la courbe de compactage du sédiment de Cheurfas brut est atteint pour des teneurs en eau élevées (allant jusqu'à plus de 50%) confirmant bien cette grande variation de la teneur en eau caractéristique de ce type de sédiment de dragage ;
3. L'optimum Proctor Modifié est sensiblement faible avec une teneur en air relativement faible se concordant bien avec la teneur remarquable d'éléments fins caractérisant ce type de matériau ;
4. Des indices IPI à (100%, 98% et 95%) de l'OPM faibles pour ce matériau signifiant une mauvaise portance de ce sédiment à l'état brut et qu'ils sont sensibles aux quantités d'eau contenues dans ces sédiments.

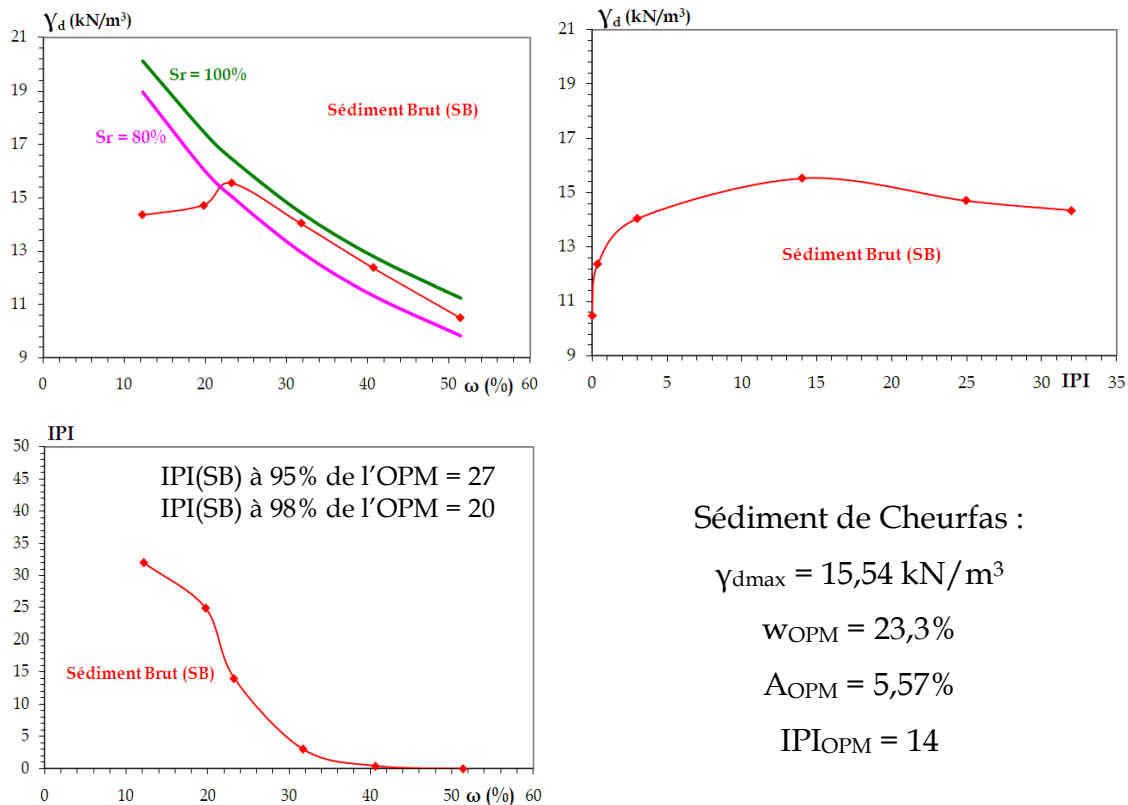


Figure 4.12. Courbes PROCTOR – IPI à l’OPM sur le sédiment brut de Cheurfas (SB)

On peut admettre ainsi que la contrainte majeure de l’utilisation des sédiments dans les formulations de matériau routiers est principalement leur teneur en eau remarquable ($w > 100\%$). D’autre part, la teneur en matières organiques n’a pas influé sur la compacité du matériau par contre elle a agi défavorablement sur la portance de celui-ci.

Il est donc nécessaire d’agir sur ce sédiment brut, car sans action, ces matériaux, mise en dépôt, peuvent garder longtemps la quantité d’eau qu’il contient.

4.11. Conclusion

1. Le sédiment de Cheurfas est classé comme un limon très plastique (LPC-USCS). Il se distingue par une teneur en matière organique (MO) élevée (6,45%) et une teneur en eau naturelle de 96%. Cette teneur en matières organiques n’influe pas sur la compacité du matériau par contre elle a agi défavorablement sur sa portance ;
2. La reconnaissance des phases cristallines dans ce matériau a mis en évidence une présence d’un pourcentage d’alumine-silicates important nous confirmant bien la présence modérée de minéraux argileux ;
3. Selon le guide technique GTR (LCPC, SETRA 2000), ce sédiment se classe en classe A2F. Il s’agit donc d’un matériau qui nécessite un traitement préalable afin de répondre aux exigences recensées en géotechnique routière. Pour cela, différents traitements ont été effectués dans ce cadre qui feront l’objet des chapitres suivants.

Chapitre 5

Traitement du sédiment de Cheurfas par calcination et dé-salement

5.1. Introduction

L'étude des paramètres influençant le comportement des sédiments naturels ainsi que leurs propriétés intrinsèques, permet de définir le potentiel d'utilisation des sédiments et les actions à mener pour obtenir le matériau optimal.

Dans cette partie d'étude, des analyses physiques spécifiques, liées à l'influence des matières organiques, et aux sels, ont été réalisées pour évaluer leur influence sur le comportement des sédiments.

5.2. Etude de l'impact d'influence de la température de calcination

Les sédiments de dragage ont, par la présence de complexes argilo humiques ou limono humiques, un potentiel de rétention d'eau plus important. Il est donc nécessaire d'évaluer la proportion en matières organiques, afin de pouvoir analyser plus convenablement le comportement mécanique du matériau en termes de déformabilité et de résistance.

Ces proportions en matières organiques ont été mesurées par perte au feu sur deux prises d'échantillons (Tableau 5.1).

Les temps de mesure ont été fixés de 2h à 6h pour deux températures de calcination (550°C et 700°C) à même température de dessiccation.

| Température de calcination | Température de dessiccation : 105°C | | |
|----------------------------|-------------------------------------|---------------------------|---------------------------|
| | Perte au feu après 2h (%) | Perte au feu après 4h (%) | Perte au feu après 6h (%) |
| 550°C | 1.92 | 9.70 | 11.25 |
| 700°C | 8.28 | 13.85 | 14.80 |

Tableau 5.1. Teneur en M.O à température de calcination variable

Cet essai comporte deux paramètres sensibles : la durée et la température d'essai. On peut dire que :

- ❖ Globalement cet essai donne des résultats extrêmes de 2 à 15% de pertes en matières organiques (Figure 5.1)

- ❖ Des différences de l'ordre de 1% à 8% entre des mesures après 2 heures de calcination et des mesures après 6 heures de traitement thermique.

Mustin (1987), indique qu'un pourcentage d'argile dans le matériau induit dans l'intervalle de températures 105 - 550°C un départ d'eau liée équivalent à 10% du pourcentage d'argile.

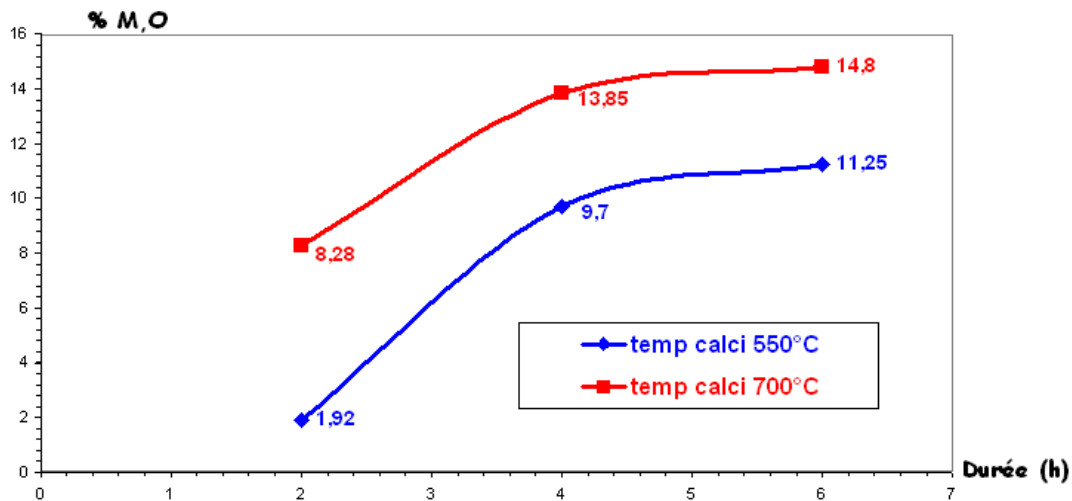


Figure 5.1. Evolution de la teneur en M.O du sédiment de Cheurfas à différentes températures de calcination

5.3. Etude d'impact de traitement du sédiment de Cheurfas

Les sédiments comportent dans leur constitution du sel et des matières organiques, ce qui peut influencer les résultats obtenus lors de la phase d'identification.

En effet, les ions Na^+ et K^+ peuvent se glisser entre les feuillets d'argile, de type smectite, et réduire notablement les distances inter-réticulaires.

La présence de sels va, pour ce type de matériau, réduire la limite de liquidité. Par contre, les matières organiques auraient un effet inverse par leur capacité de rétention d'eau.

En effet, les matières organiques gardent une partie de l'eau présente dans le matériau, et donnent aux matériaux une plage de plasticité plus grande.

Pour cela, afin d'évaluer précisément l'impact de la présence de sels et de matières organiques sur le comportement du matériau, on a jugé utile d'étudier ce sédiment en supprimant en partie ou totalement ces deux éléments.

5.3.1. Préparation des variantes de sédiments

Quatre types de sédiments ont été étudiés ou deux types de traitements ont été choisis dans le but d'altérer ou de détruire la présence de sels et de matières organiques (Figure 5.2) :

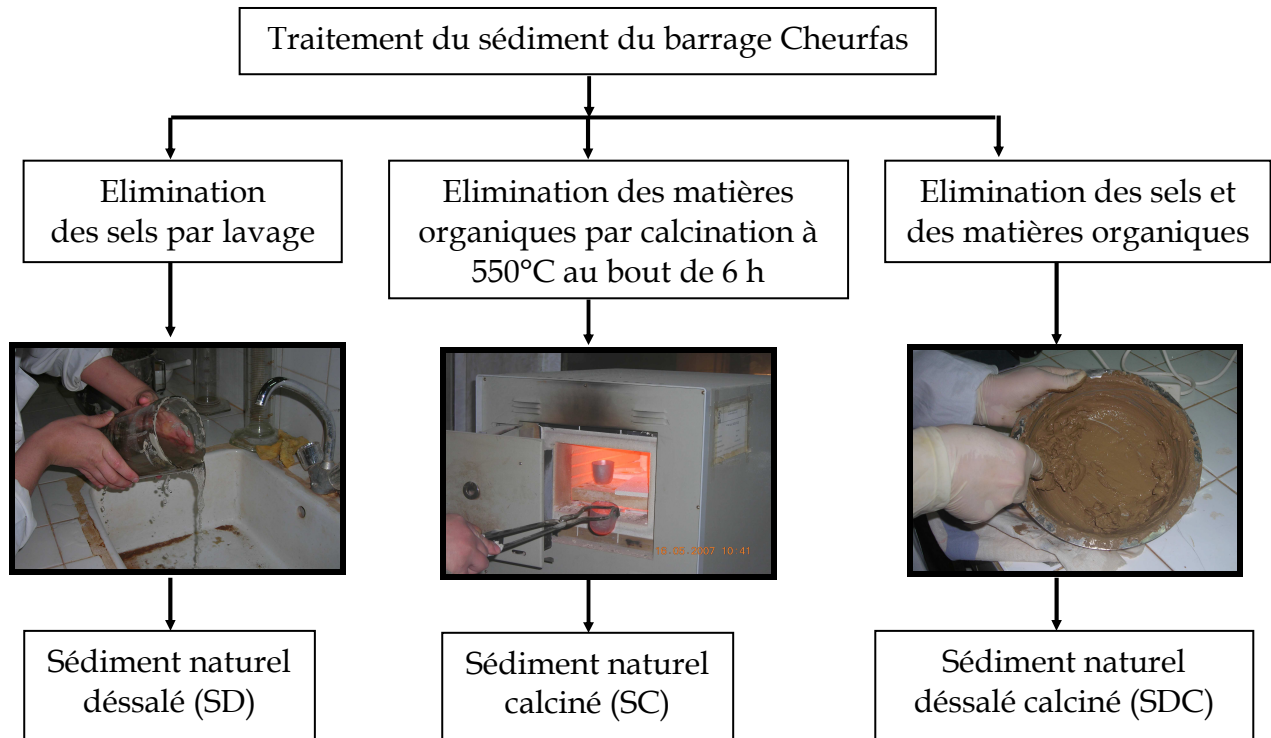


Figure 5.2. Traitement du sédiment par désalement et/ou calcination

1. Préparation du sédiment déssalé (SD)

Le traitement pour éliminer le sel a été réalisé par trois (03) lavages successifs à l'eau claire après l'avoir laissé immergé durant 24 heures après chaque lavage (Dubois, 2006) (Photo 5.1).



Mélange et homogénéisation du sédiment naturel



Remplissage et trempage du sédiment naturel par l'eau du robinet



Décantation d'une journée du sédiment naturel



Elimination de l'eau excédentaire et remplacement par une nouvelle eau du robinet

2.

Photo 5.1. Etapes de préparation du sédiment déssalé

Le traitement pour éliminer la matière organique est effectué en suivant les étapes suivantes (Photo 5.2) :

- ❖ Mélange et homogénéisation du sédiment naturel ;
- ❖ Introduction à l'étuve pour dessiccation à 105°C ;
- ❖ Introduction du sédiment sec au four à calcination à 550°C pendant 6 heures



Mélange et homogénéisation du sédiment



Introduction du sédiment pour dessiccation à 105°C



Introduction du sédiment sec au four à 550°C

Photo 5.2. Etapes de préparation du sédiment calciné.

3. Préparation du sédiment déssalé calciné (SDC)

Le sédiment déssalé calciné est préparé en suivant les étapes suivantes :

- ❖ Préparation du sédiment déssalé ;
- ❖ Introduction à l'étuve pour dessiccation à 105°C ;
- ❖ Introduction du sédiment déssalé sec au four à calcination à 550°C pendant 6 heures

De nouvelles mesures ont été réalisées afin de voir l'influence de ces deux composantes sur le comportement du sédiment ; en particulier sur sa plasticité et son état de consistance.

5.3.2. Influence du traitement sur les courbes granulométriques

Les analyses granulométriques par sédimentométrie réalisées sur ces 04 sédiments sont représentées sur les figures 5.3 et 5.4; leurs proportions de particules correspondantes sont sur le Tableau 5.2.

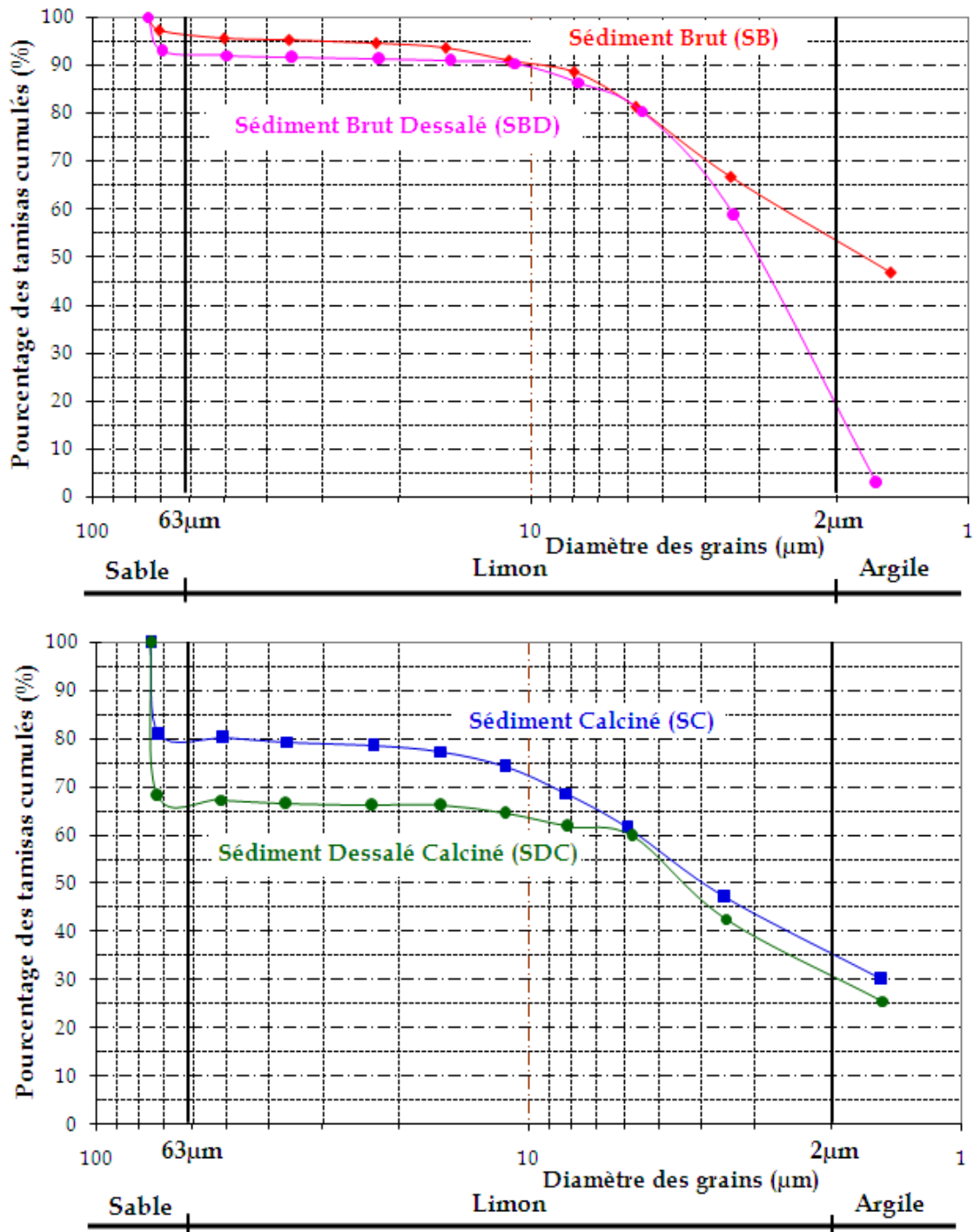


Figure 5.3. Distributions granulométriques des quatre (04) sédiments traités

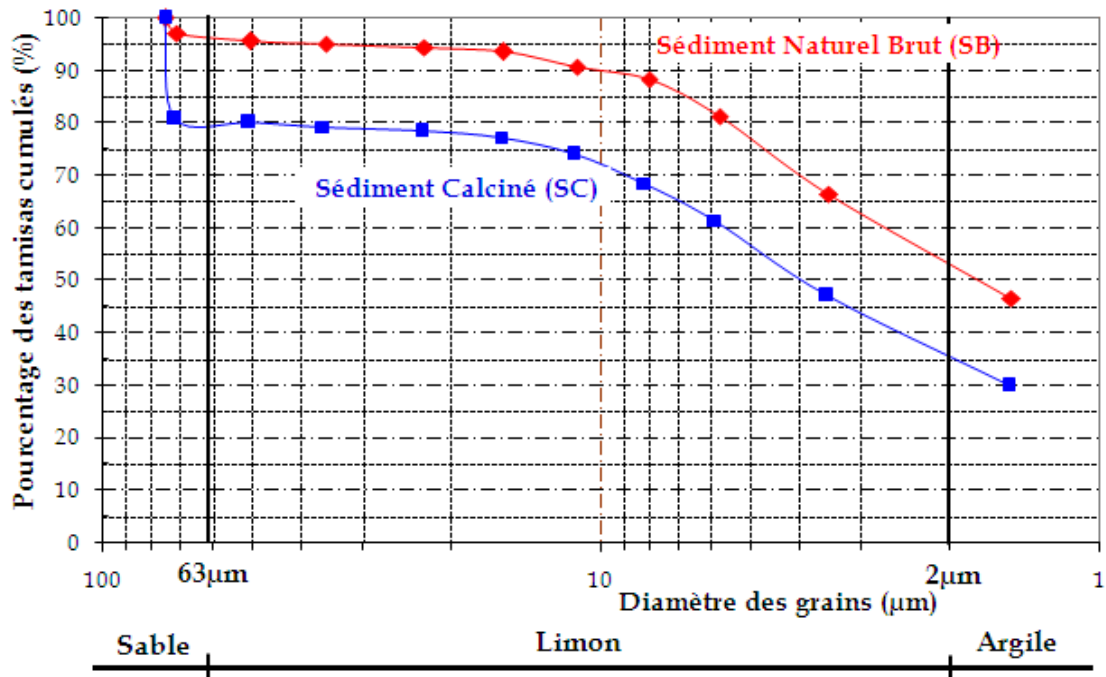


Figure 5.4. Comparatifs des distributions granulométriques

| | Sédiment Naturel brut (SB) (%) | Sédiment calciné (SC) (%) | Sédiment Brut dessalé (SBD) (%) | Sédiment dessalé calciné (SDC) (%) |
|------------------|--------------------------------|---------------------------|---------------------------------|------------------------------------|
| % < 2 μm | 53 | 35 | 19 | 31 |
| 2 μm < % < 63 μm | 43 | 44 | 74 | 35 |
| % > 63 μm | 4 | 21 | 7 | 34 |

Tableau 5.2. Proportions des fractions granulométriques des quatre (04) sédiments traités

Les résultats obtenus sur les sédiments naturels bruts et traités, montrent :

- ❖ Une teneur en particules fines importante (% des éléments < 63 μm). Ceci a été remarqué clairement lors des essais de sédimentométrie sur ces quatre (04) matériaux (Photo 5.3).
- ❖ Un décalage dans la fraction fine entre les deux protocoles de préparation, sans et avec calcination ou la fraction argileuse du sédiment naturel brut (SB) est de 53%, tandis qu'après traitement elle est de 35%, donc un écart de valeurs important.

Il apparaît clairement que les différences de valeurs, obtenues entre le matériau naturel et le matériau traité, soient issues de cette détérioration du complexe argilo humique, et éventuellement des différences de densité et de composition structurale (moins de MO) causées par le traitement par calcination.

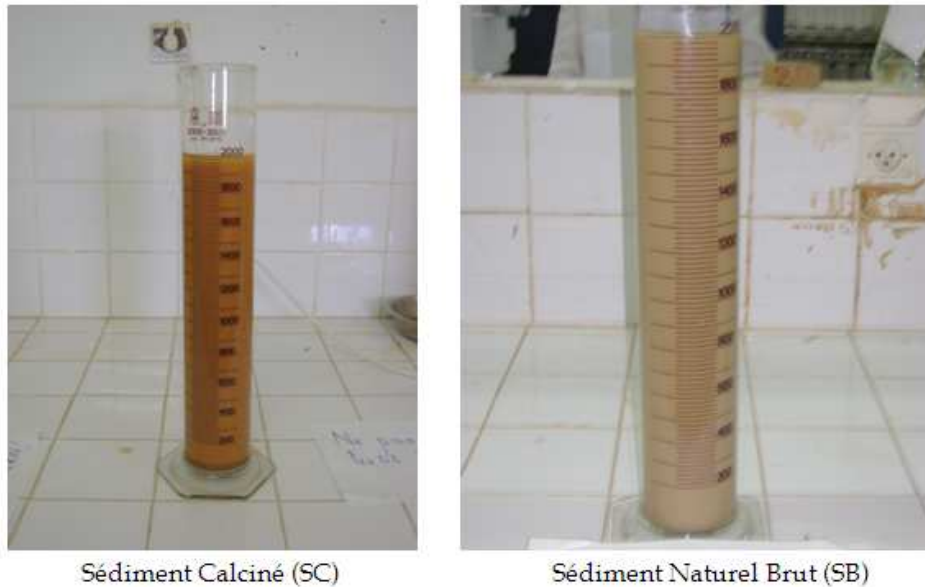


Photo 5.3. Essais de sédimentométrie sur les sédiments brut et calciné (SB) et (SC)

5.3.3. Influence du traitement sur les limites d'Atterberg

Des mesures des limites d'Atterberg ont été réalisées sur le sédiment traité. Le tableau 5.3 en présente les résultats pour les quatre (04) conditions de préparation, et la figure 5.5 nous montre la représentation de ces résultats sur l'abaque de plasticité de Casagrande.

| | W _{LCASA} (%) | W _{LPENE} (%) | W _P (%) | W _R (%) |
|--------------------------------|------------------------|------------------------|--------------------|--------------------|
| Sédiment Naturel Brut (SB) | 62 | 53 | 36 | 9 |
| Sédiment Brut Dessalé (SBD) | 65 | 58 | 42 | 8 |
| Sédiment calciné (SC) | 39 | 41 | 32 | 25 |
| Sédiment dessalé calciné (SDC) | 42 | 44 | 33 | 22 |

Tableau 5.3. Limites d'Atterberg sur le sédiment de Cheurfas traité.

On remarque donc de grandes différences entre le matériau naturel et le matériau traité. La plasticité très grande initialement pour le sédiment brut naturel (SB), est plus faible après traitement par calcination (SC) (réduction de W_L de 37%).

D'après les essais de fluorescence X effectués sur les deux matériaux (SB et SC) (Figure 5.6), on constate que la calcination du sédiment naturel conservera sa constitution minéralogique, ce qui permet de dire dans ce cas que le traitement par calcination a probablement entraîné une modification dans le complexe argilo humique qui peut être altéré ou détruit, entraînant donc une dissociation de particules (agrégats très durs).

Les résultats de ces essais montrent bien l'influence importante des matières organiques sur le comportement des sédiments.

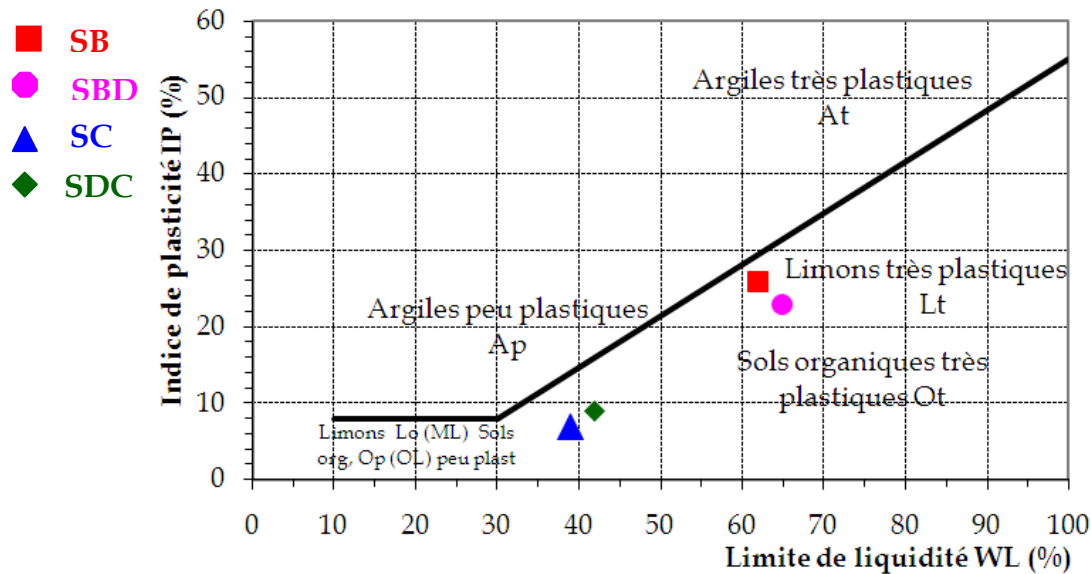


Figure 5.5. Représentation des quatre sédiments dans l’abaque de Casagrande

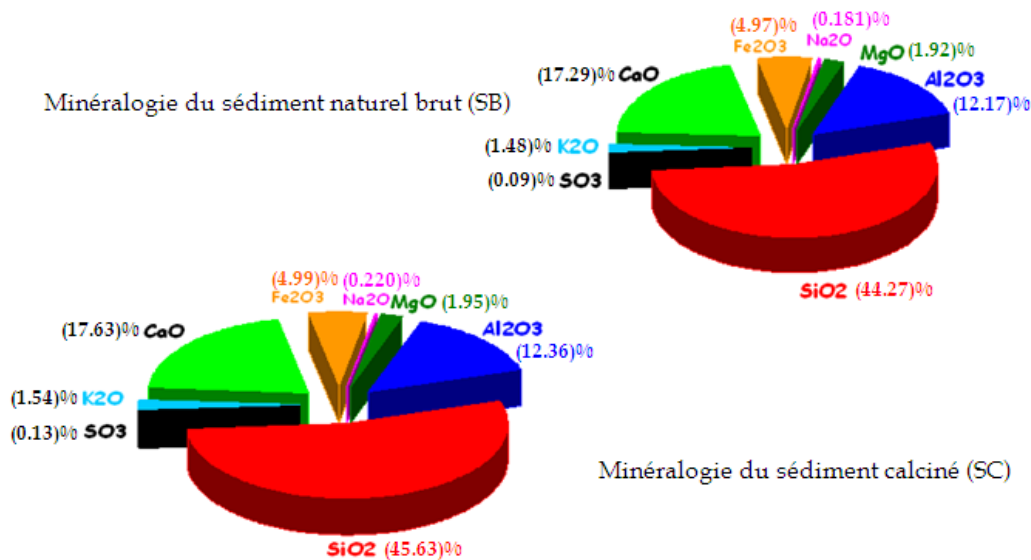


Figure 5.6. Constitution minéralogique des sédiments naturels bruts et calcinés (SB) et (SC)

D’autre part, les limites de liquidité mesurées par l’essai du pénétromètre à cône et la coupelle de Casagrande (Figure 5.7) ne sont pas très différentes ; où on obtient un écart type moyen de 11% pour les sédiments bruts et de 6% pour les sédiments calcinés.

On remarque donc, à travers ces résultats que plus la plasticité du matériau est grande plus l’écart entre les mesures des limites de liquidité par les 02 méthodes est grand.

Une étude approfondie des procédures d’essais, dans le cadre de l’étude des sédiments de dragage, est donc nécessaire.

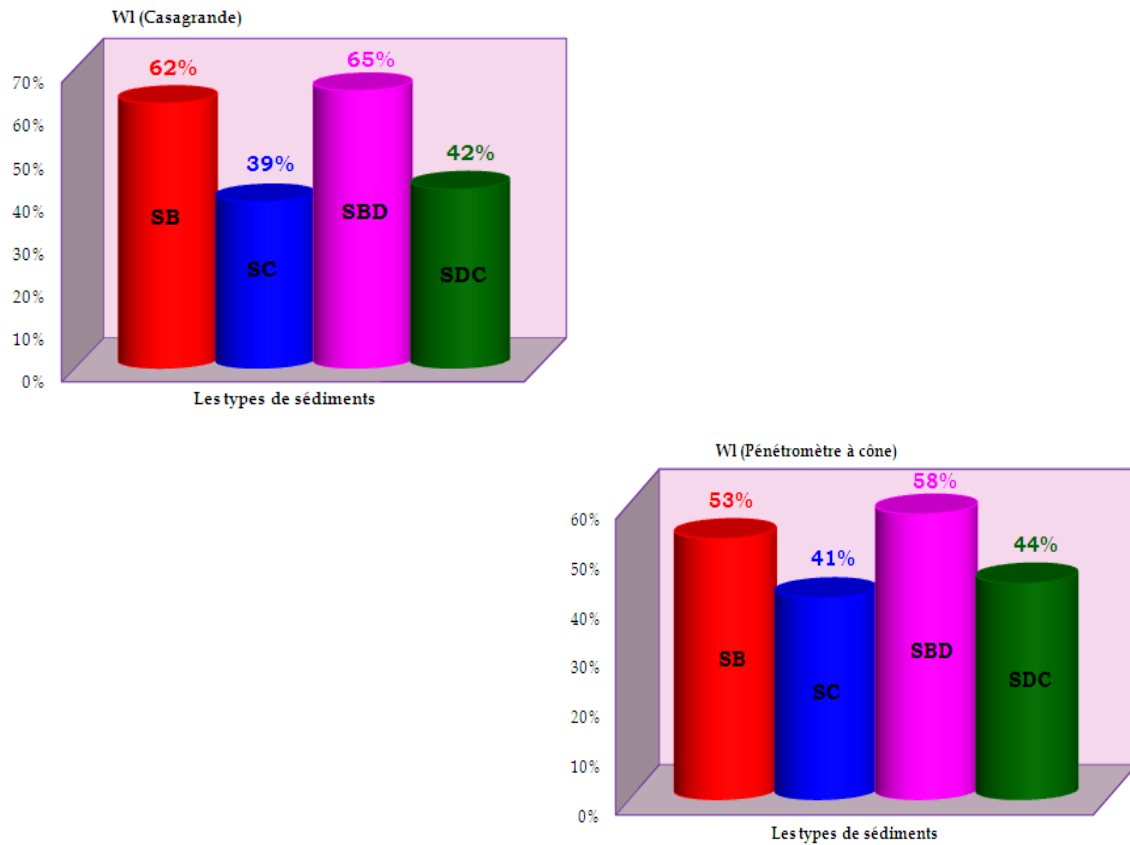


Figure 5.7. Histogrammes des limites de liquidité déterminées par la méthode de Casagrande et du pénétromètre à cône

Le taux de retrait-gonflement selon les classifications décrites dans le tableau 4.4 du chapitre 4 qui était élevé avant la calcination du sédiment brut (SB) et dessalé (SBD) devient faible pour le sédiment calciné (SC) et dessalé calciné (SDC) (Figure 5.8).

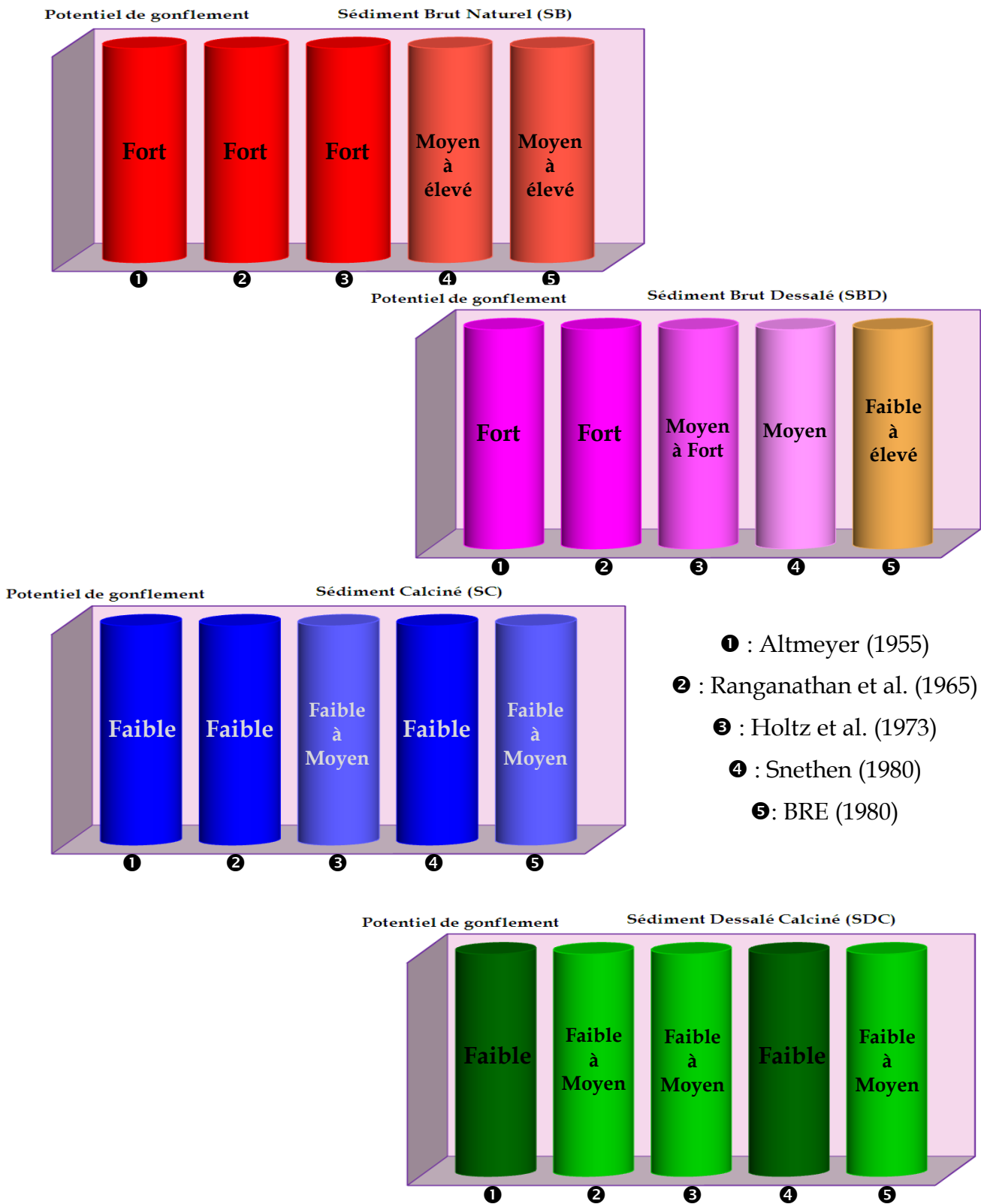


Figure 5.8. Variation du potentiel de retrait-gonflement pour les sédiments bruts et calcinés selon différentes classifications

En effet, la photo 5.4 obtenue suite à l'essai de retrait pour les sédiments brut et calciné nous montre bien ce taux de retrait important pour les sédiments bruts.



Sédiment Brut Naturel (SB)

Sédiment Calciné (SC)

Photo 5.4. Visibilité du taux de retrait du sédiment (SB) par rapport au (SC)

Par contre, le lavage permettant de dessaler le matériau, ne montre pas de différences remarquables avec le matériau brut.

On peut attribuer ceci à la faible teneur en sels constatée lors des essais de DRX effectués sur les sédiments brut (SB) et dessalé (SBD) (Figure 5.9).

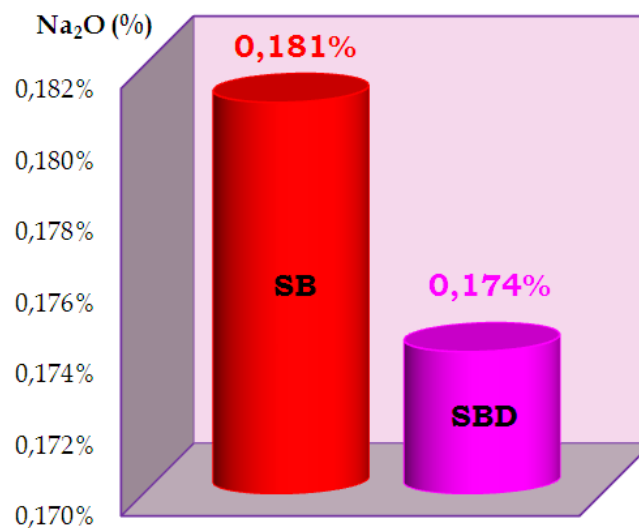


Figure 5.9. Variation de la teneur en sels des sédiments SB et SBD.

5.3.4. Influence du traitement sur la valeur du bleu VBS

Les valeurs au bleu de méthylène (VBS) et les surfaces spécifiques totales (SST) correspondantes ont été également déterminées sur les 04 sédiments étudiés. Les résultats obtenus sont présentés sur la figure 5.10 ci-dessous.

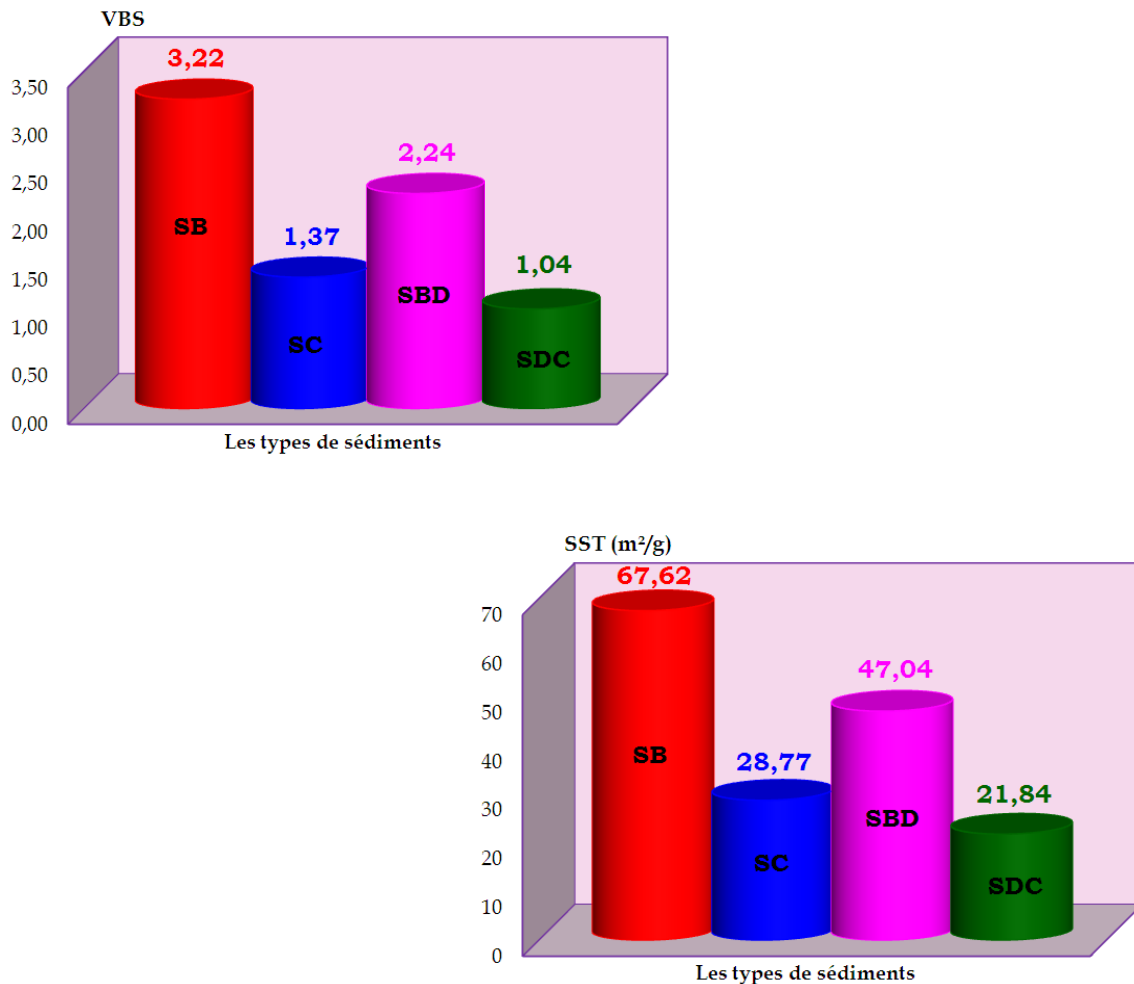


Figure 5.10. Valeurs au bleu de méthylène (VBS) et surface spécifique totale (SST) pour les 04 sédiments.

Les valeurs de bleu obtenues sur le sédiment brut (SB) et désalé (SBD) sont du même ordre de grandeur, avec une valeur un peu plus faible pour le sédiment désalé permettant de classer ces deux types de sédiments dans la famille des kaolinites.

Par contre, la valeur au bleu après traitement par calcination est très faible classifiant ces deux sédiments dans la famille des halloysites et semble donc refléter les modifications minéralogiques évoquées ci-dessus.

De même que pour les limites d'Atterberg, le dessalement ne montre pas de différence importante avec le matériau naturel.

5.3.5. Influence du traitement sur la cohésion non drainée

L'utilisation de l'essai du pénétromètre à cône (appelé aussi essai fall cone) pour déterminer la limite de liquidité des sols présente un autre avantage qui est l'estimation de la résistance au cisaillement des sols. Celle-ci est déterminée par la relation suivante :

$$C_u = 9.81 \kappa \alpha \frac{m}{d^2} \quad (5.1)$$

Avec : m = la masse du cône, égale ici à 32.54g

$\kappa \alpha$ = une constante fonction de l'angle en pointe du cône

d = la profondeur de pénétration du cône (mm)

La cohésion est alors exprimée en kPa. L'angle de cône utilisé, pour ces essais, est de 30°. Wood (1990), à partir d'études empiriques, a fixé la constante $\kappa \alpha$ à 0.85.

Les essais au fall cone effectués dans cette étude ont été réalisés avec le même échantillon, à la suite des essais à la coupelle et au rouleau, afin de travailler avec une teneur en eau identique, et de pouvoir vérifier les hypothèses de calcul pour la détermination de la limite de liquidité et de la résistance au cisaillement (tableaux 5.4).

i. Echantillons de sédiment brut (SB) :

| | | | | | | |
|------------------------|------|------|------|------|------|------------|
| Teneurs en eau w (%) | 65.8 | 61.9 | 60.4 | 60.3 | 59.8 | 36 |
| Nbre de coups | 18 | 23 | 27 | 29 | 35 | Plasticité |
| Pénétration (mm) | 30.6 | 26.5 | 24.8 | 24.6 | 24.3 | 3.5 |
| Cu fall cone (kPa) | 0.3 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.5 | 22.1 |

ii. Echantillons de sédiment dessalé (SBD) :

| | | | | | | |
|------------------------|------|------|------|------|------|------------|
| Teneurs en eau w (%) | 66.5 | 65.8 | 64.8 | 62.4 | 61.5 | 42 |
| Nbre de coups | 15 | 22 | 26 | 33 | 38 | Plasticité |
| Pénétration (mm) | 24.5 | 24 | 23.2 | 21.1 | 20.3 | 3.4 |
| Cu fall cone (kPa) | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.6 | 0.7 | 23.5 |

iii. Echantillons de sédiment calciné (SC) :

| | | | | | |
|------------------------|------|------|------|------|------------|
| Teneurs en eau w (%) | 42.5 | 39.2 | 38.7 | 37.2 | 32 |
| Nbre de coups | 12 | 22 | 32 | 39 | Plasticité |
| Pénétration (mm) | 19.3 | 11.4 | 10.3 | 6.4 | 2 |
| Cu fall cone (kPa) | 0.7 | 2.1 | 2.6 | 6.6 | 67.8 |

iv. Echantillons de sédiment dessalé calciné (SDC) :

| | | | | | |
|------------------------|------|------|------|------|------------|
| Teneurs en eau w (%) | 42.5 | 41.6 | 41.4 | 40.8 | 33 |
| Nbre de coups | 17 | 20 | 28 | 36 | Plasticité |
| Pénétration (mm) | 16 | 14 | 13.6 | 12.2 | 2 |
| Cu fall cone (kPa) | 1.1 | 1.4 | 1.5 | 1.8 | 67.8 |

Tableaux 5.4. Résultats des essais au cône de pénétration et à la coupelle de Casagrande pour les 04 sédiments

On remarque sur la figure 5.11 qu'il y a une différence remarquable entre les échantillons bruts et calcinés où la cohésion non-drainée est nettement améliorée pour les sédiments calcinés montrant donc que la teneur en matières organiques a un effet négatif sur la résistance au cisaillement des sédiments

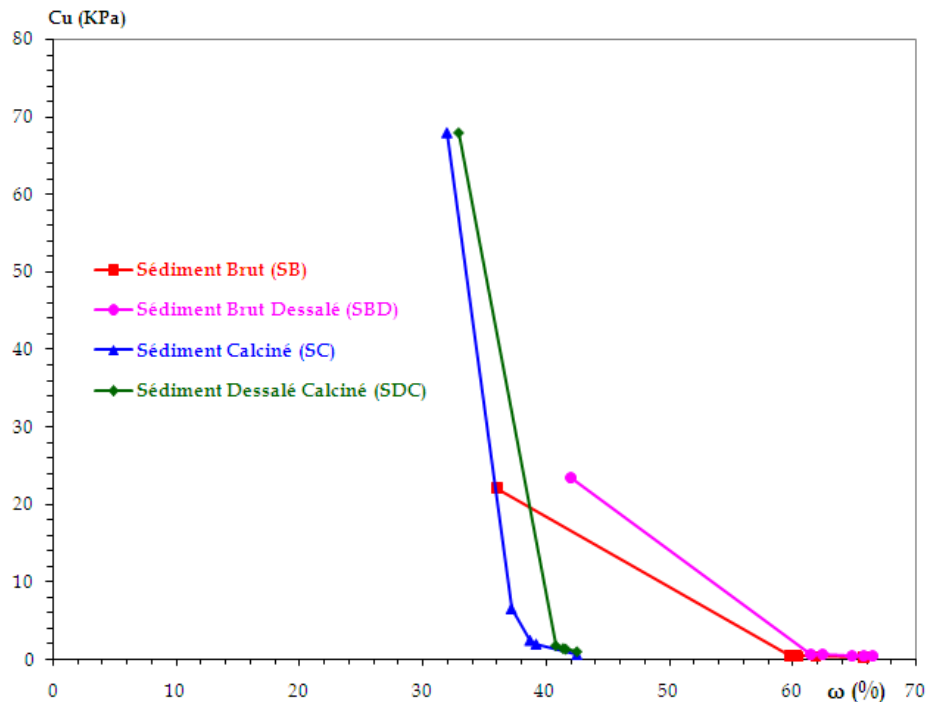


Figure 5.11. Evolution de la cohésion non-drainée en fonction de la teneur en eau

5.4. Conclusion

Cette étude a mis en évidence l'influence de la teneur en M.O qui modifie nettement les comportements physique et mécanique de ce matériau.

En effet, les essais d'identification réalisés sur des sédiments bruts et des sédiments traités selon différents procédés, ayant pour but de détruire ou altérer la composition en matières organiques ont montré que la plasticité diminue nettement après traitement ($I_p = 26\%$ pour le sédiment brut (SB) ; $I_p = 7\%$ pour le sédiment calciné (SC)), de même que le pourcentage de retrait gonflement ($W_R = 9\%$ pour le sédiment brut (SB) ; $W_R = 25\%$ pour le sédiment calciné (SC)) et un décalage important dans la fraction granulométrique fine entre les deux protocoles de préparation ($\% < 2\mu\text{m}$ pour le SB = 53% ; $\% < 2\mu\text{m}$ pour le SC = 35%).

On peut attribuer cette différence de comportement à une détérioration du complexe argilo humique, et éventuellement des différences de densité et de composition structurale (moins de MO) causées par le traitement par calcination.

Ces mêmes essais ont été réalisés sur du matériau lavé, afin d'éliminer la présence de sels et d'évaluer son impact. Cette étude n'a pas révélée de modifications du comportement en comparaison aux sédiments naturels vue que la teneur en sels présente dans ce sédiment n'est pas importante.

Chapitre 6

Traitement à l'aide de liants hydrauliques et de correction granulométrique

6.1. Introduction

L'analyse des caractéristiques géotechniques des sédiments étudiés dans les deux chapitres précédents indiquent que les sédiments présentent une teneur en eau initiale importante, un taux élevé de matières organiques et de plasticité suivi d'une fraction non négligeable de particules fines.

Pour une utilisation de ces sédiments en technique routière, il est nécessaire de réduire leur teneurs en eau, d'améliorer leurs performances au regard de la portance et de la résistance mécanique et de diminuer leur sensibilité à l'eau et leur compressibilité.

Dans ce chapitre, nous allons présenter la méthodologie adoptée pour répondre aux critères d'utilisation des sédiments étudiés en technique routière.

6.2. Démarche de valorisation des sédiments de dragage en technique routière

La granulométrie et la teneur en matières organiques représentent les facteurs clés de l'utilisation des sédiments de dragage en technique routière.

Il est nécessaire de pouvoir gérer leurs effets sur l'obtention d'un matériau durable sur le plan mécanique et environnemental, en s'appuyant sur la démarche de valorisation générale suivie dans cette étude, qui consiste, principalement, à ne pas employer de traitements lourds et coûteux.

Cette partie de ce chapitre, présente donc une méthodologie d'élaboration d'un matériau de couche d'assise de chaussée constituée de sédiments de dragage, basée sur :

1. Les choix et les dosages des différents constituants ;
2. L'ensemble d'essais mécaniques, réalisés en laboratoire, permettant d'évaluer la durabilité des formulations mises au point ;

Les sédiments étudiés sont mélangés à d'autres composants granulaires dans des proportions qui nous semblent intéressantes sur le plan économique, qui permettent une application facile à l'échelle industrielle et une réduction intéressante de la teneur en eau et de la proportion de matières organiques.

L'ajout de liants hydrauliques, pour l'obtention du matériau routier final, va aussi permettre, de diminuer la teneur en eau, par les phénomènes d'hydratation et d'apport de matières sèches.

Cependant, leur rôle principal sera d'accroître les résistances mécaniques du matériau pour permettre une utilisation en couches d'assises, et diminuer le caractère plastique du mélange. L'ajout de liants est réalisé en limitant leurs proportions, à celles habituellement employées sur chantier, pour des matériaux d'assises.

6.3. Utilisation de la méthode des plans d'expérience pour le choix des formulations d'étude

6.3.1. Méthode des plans d'expérience

Les plans d'expériences devraient faire partie du bagage scientifique de tout expérimentateur car ils servent à optimiser l'organisation des essais. Cette organisation permet d'obtenir le maximum de renseignements avec le minimum d'expériences.

Cette science de l'organisation des essais expérimentaux nécessite une terminologie adaptée, précise et une mise en œuvre rigoureuse.

La méthode des plans d'expériences permet (Chauveau et al.) :

- De planifier de façon rigoureuse les essais en vue d'un objectif parfaitement défini ;
- De diminuer le nombre d'essais ;
- D'interpréter plus rapidement les résultats en fournissant un modèle expérimental.

6.3.2. Méthodologie des plans d'expériences

Cette méthode des plans d'expériences s'appuie sur la démarche suivante :

1. Décrire le problème à résoudre en essayant de quantifier l'objectif à atteindre ;
2. Sélectionner les paramètres les plus influents après fait un recensement exhaustif ;
3. Construire le plan en utilisant des tables ayant des propriétés d'orthogonalité pour configurer les combinaisons des facteurs à tester. La propriété d'orthogonalité permet de faire varier dans une série d'essais plusieurs facteurs en même temps sans que l'effet influe sur les autres facteurs. Cette propriété a pour conséquence de diminuer le nombre d'essais.
4. Réaliser les essais en reproduisant sur le produit ou le processus chaque combinaison du plan et en consignnant les réponses dans un tableau ;
5. Analyser les résultats.

La méthode des plans d'expériences repose essentiellement sur la création de modèle de la fonction objective (réponse). Les modèles mathématiques les plus employés pour la modélisation des résultats d'un plan d'expérience sont les modèles polynomiaux. Ils sont, la plupart du temps, du premier ou du deuxième degré. Il faut noter, qu'ils ne sont valables que dans le domaine d'étude. Ces modèles sont très pratiques et souvent suffisants pour l'interprétation d'une étude.

6.3.3. Application de la méthode des plans d'expériences sur le choix optimal des formulations d'étude

L'étude des caractéristiques physiques et du comportement mécanique des sédiments de dragage, dans les chapitres 4 et 5, a permis d'évaluer le comportement plastique et compressible des sédiments, induit par la présence de matières organiques, et l'absence d'influence du sel.

La forte proportion de matières organiques des sédiments de Cheurfas, après dragage, est de l'ordre de 6,45%. Ce paramètre présente un rôle important dans le cadre de la valorisation des sédiments en technique routière, en empêchant une utilisation directe des sédiments dans ce domaine de la construction, ce qui implique la prise en compte d'une phase de préparation des sédiments à la valorisation.

Ainsi, pour être réutilisé en tant que sol support, remblai, couche de structure, un matériau à **distribution granulométrique étalée est conseillé**. L'objectif est de limiter les vides en permettant aux particules de différentes tailles de s'imbriquer de manière optimale. Il est donc important d'utiliser des matériaux permettant, avec la granulométrie des sédiments, d'obtenir un bon squelette granulaire.

6.4. Méthodologie de renforcement du squelette granulaire

La méthodologie employée consiste à mettre au point un matériau à granulométrie étalée avec une proportion optimale de sédiments. L'étude qui suit, s'appuie sur cet objectif.

Ainsi, les ajouts granulaires choisis sont :

1. Un sable de la carrière de Tizi (ST) (0/4) mm, situé à la région de Mascara (Ouest Algérien). Ce sable comportant 3 % d'éléments inférieurs à $80\mu\text{m}$ et 47 % de sable grossier. Il s'agit d'un sable propre bien gradué Sb (SW) selon la classification LPC-USCS (Magnan, 1998). Avec sa granulométrie étalée, sa densité et sa portance seront donc élevées par rapport au sédiment naturel (Figures 6.1 et 6.2) et favorisera son utilisation en technique routière (Tableau 6.1).

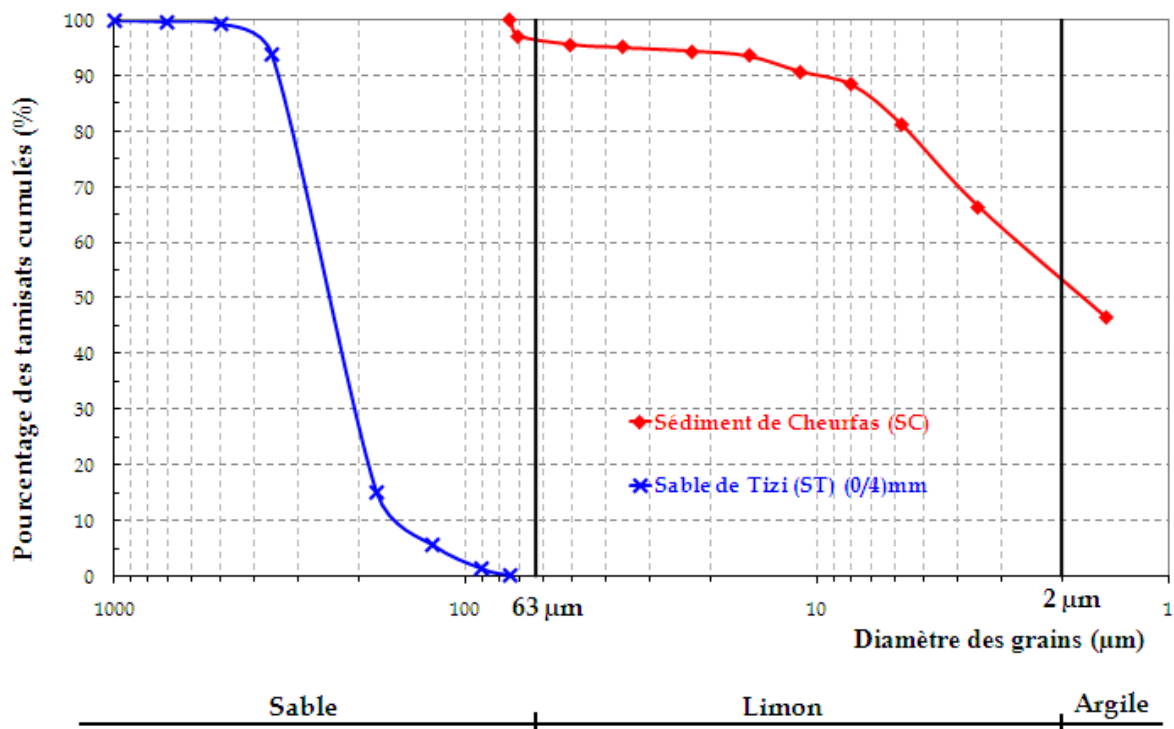


Figure 6.1. Distribution granulométrique des deux éléments granulaires de la formulation

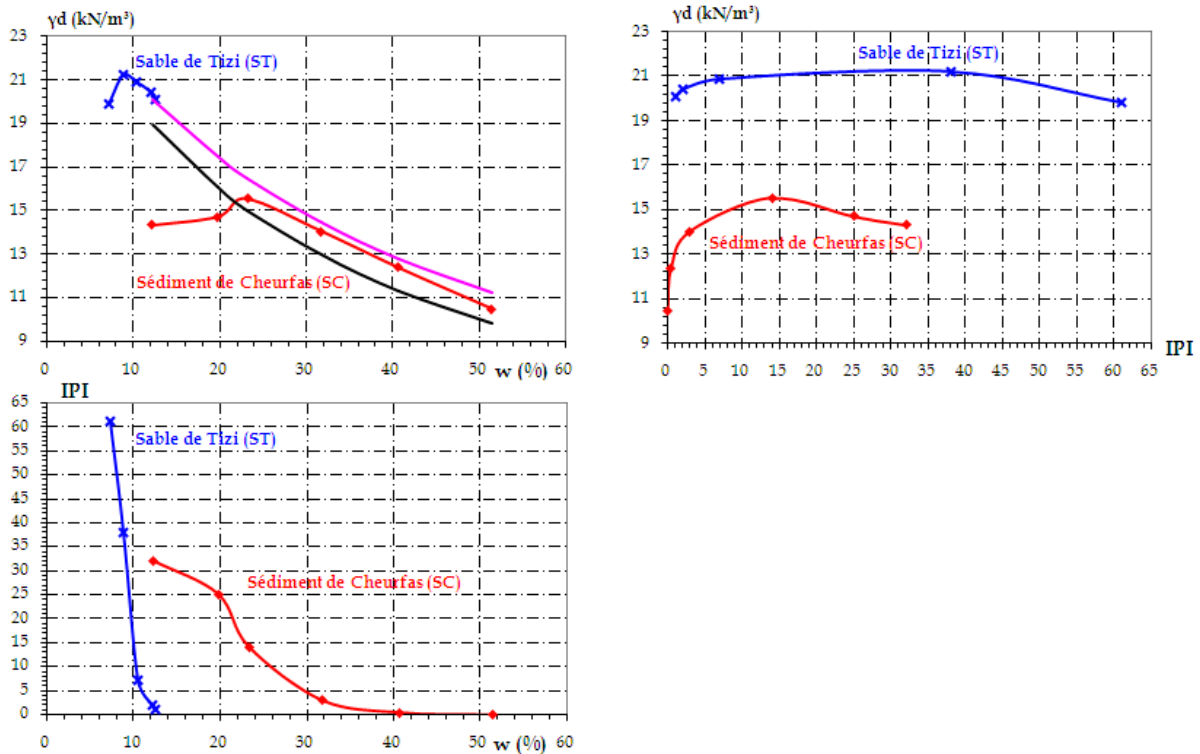


Figure 6.2. Variation de la densification-portance des deux éléments granulaires de la formulation.

| | Granularité | | Compacité-Portance | | | |
|-----------------------------|-------------|------|--------------------|--------------------------------------|----------|--------------------|
| | Cu | Cc | WOPM [%] | γ_{dOPM} [kN/m ³] | AOPM [%] | IPI _{OPM} |
| Sédiment de Cheurfas (SC) | 2.89 | 0.84 | 23.3 | 15.54 | 5.6 | 14 |
| Sable d'ajout (0/4) mm (ST) | 10 | 2,09 | 8.83 | 21.23 | 2.6 | 38 |

Tableau 6.1. Variation des coefficients de granularité et paramètres de compacité-portance des composants de la formulation.

L'ajout de liants hydrauliques pour l'obtention du matériau routier final, va aussi permettre, de diminuer la teneur en eau, par les phénomènes d'hydratation et d'apport de matières sèches.

Leur rôle principal sera d'accroître la résistance mécanique du matériau final pour permettre son utilisation en couches d'assises, et diminuer le caractère plastique du mélange.

Les proportions de composants utilisés sont :

- Le sédiment de Cheurfas : 20-45% ;
- Le sable de Tizi (0/4mm) : 46% - 80% ;
- Le ciment portland composé CPJ CEMII/A 42,5 : 0 - 6% ;
- La chaux vive 0/2mm : 0 - 3%.

L'utilisation des plans d'expériences par exécution du programme MODDE.5, a permis d'établir la table des 24 mélanges représentés dans l'annexe A1.

Des essais de calcination à 450°C selon la norme française [XP P94-047, Décembre 1998] ont été effectués pour chaque combinaison de mélanges séchés à 50°C afin de pouvoir déterminer leurs pourcentages de matières organiques (%MO) considérés comme seule réponse aux différents facteurs testés (Photo 6.1).



Photo 6.1. Calcination à 450°C des combinaisons de mélanges.

La combinaison des réponses pour les différents mélanges de facteurs testés est représentée sur la figure 6.3 où il a été constaté que la variation du pourcentage de matières organiques demeure acceptable (%MO < 5%) selon le guide technique GTR (LCPC-SETRA, 2000) pour chaque combinaison de mélanges analysés.

Pour cela, en vue d'étudier l'apport de chaque constituant sur le comportement mécanique du sédiment de Cheurfas, quatre types de formulations (Figure 6.3) ont été prises des combinaisons d'essais (Tableau 6.2).

| | Sédiments | Sable (0/4mm) [%] | Chaux (0/2mm) [%] | Ciment CPJ CEMII/A [%] |
|---------------|-----------|----------------------|----------------------|---------------------------|
| Formulation 1 | 30% | 70 | 0 | 0 |
| Formulation 2 | 30% | 64 | 0 | 6 |
| Formulation 3 | 30% | 67 | 3 | 0 |
| Formulation 4 | 30% | 61 | 3 | 6 |

Tableau 6.2. Formulation des mélanges étudiés

La proportion de sédiments n'est pas voulue majoritaire dans la formulation, car nous préférons opter pour une composition granulaire constituée d'un solide à base granulaire, en l'occurrence de sable et limiter les teneurs en matières organiques et en éléments fins du fait de leur sensibilité à l'eau.

L'ajout de liants est réalisé en limitant leurs proportions, à celles habituellement employées sur chantier, pour des matériaux d'assises.

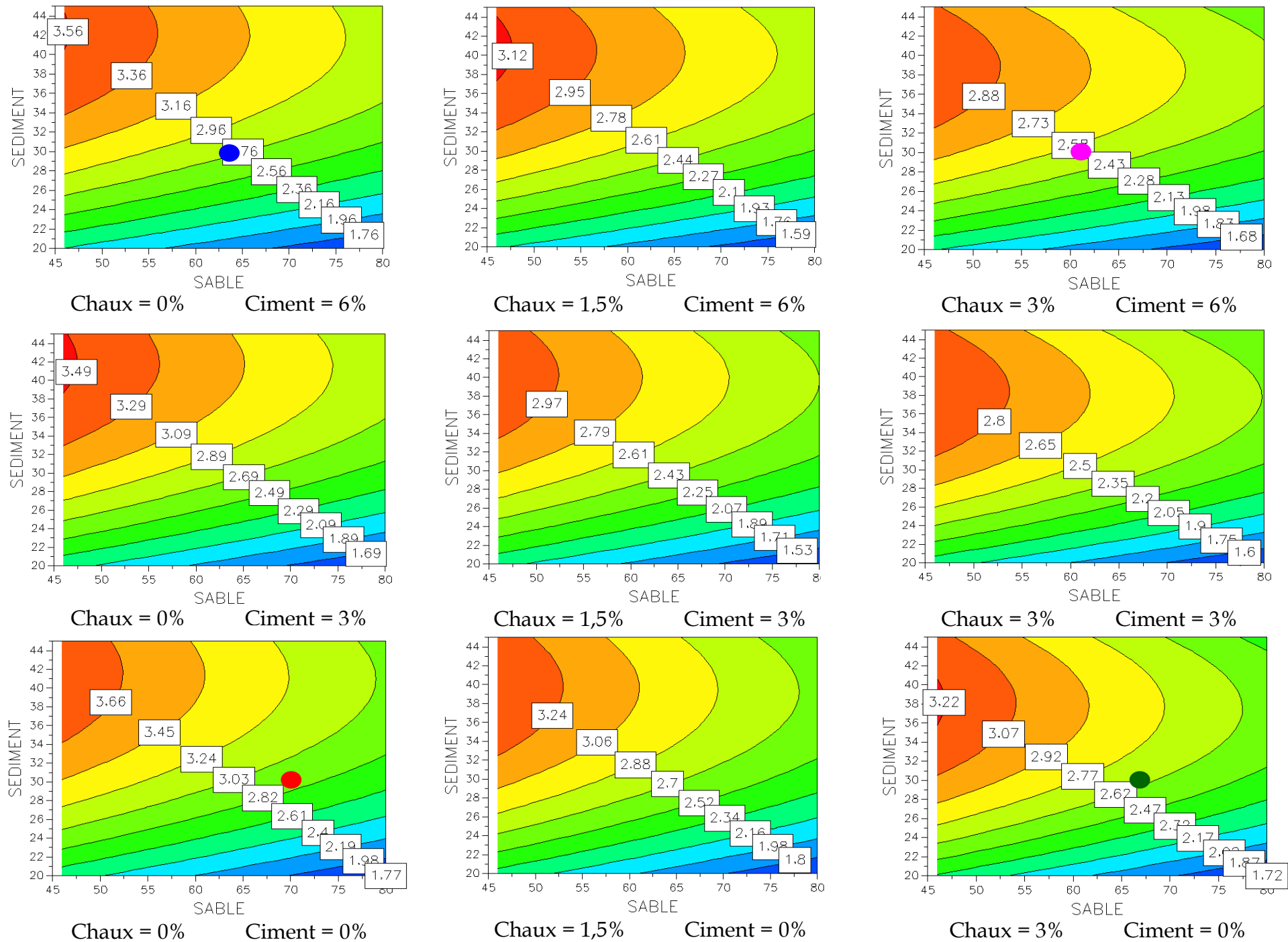


Figure 6.3. Variation du pourcentage de MO en fonction des variables de constituants

6.5. Paramètres physico-chimiques des formulations d'étude

Les essais d'identification effectués sur ces quatre (04) formulations sont représentés sur les figures (6.4) et (6.5). Les tableaux 6.3 et 6.4 regroupent les valeurs des caractéristiques physico-chimiques et géotechniques correspondant à chaque formulation.

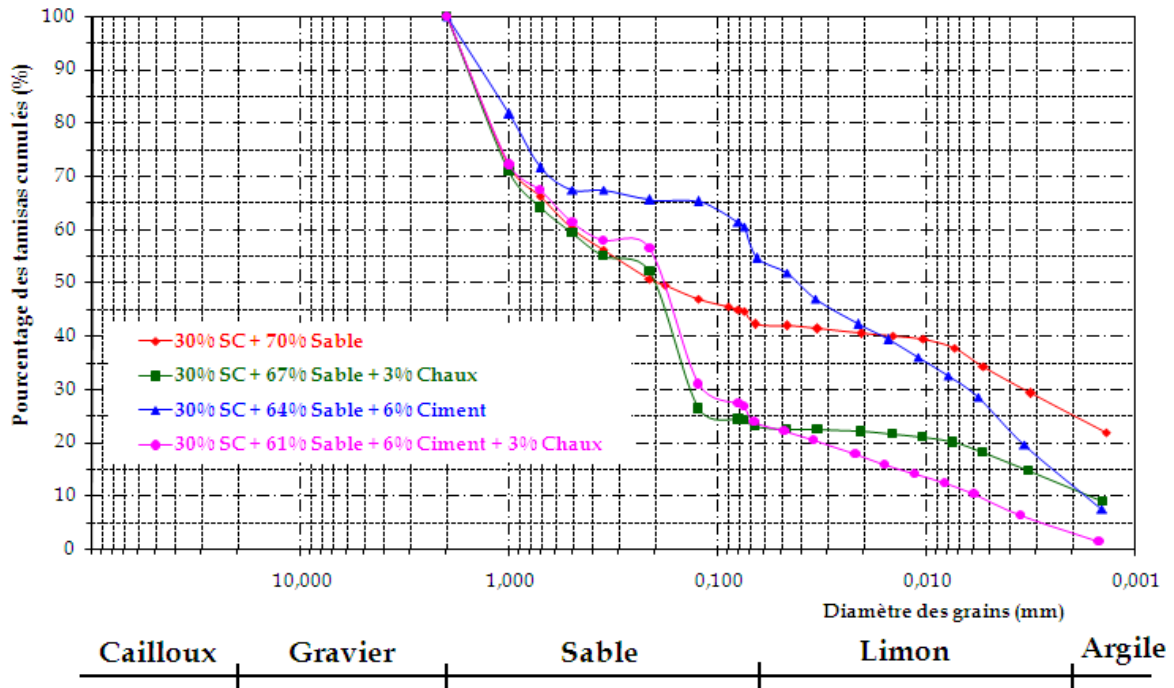


Figure 6.4. Distribution des courbes granulométriques des composants de formulations étudiées

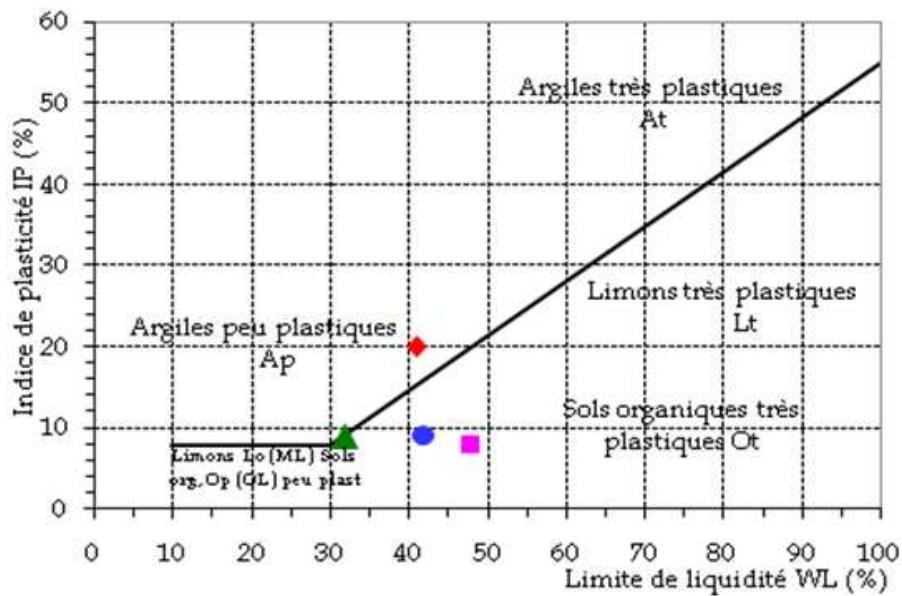


Figure 6.5. Combinaison des résultats (W_L , I_P) des quatre (04) formulations placées dans le diagramme de plasticité de Casagrande

| N° | Formulations | % > 63 μ m | | % < 63 μ m | | Cu | Cc |
|----|--|----------------|--------------|----------------|---------------|-----|------|
| | | Gravier [%] | Sable [%] | Limon [%] | Argile [%] | | |
| 1 | 30% SC + 70% Sable | -- | 57 | 18 | 25 | 243 | 2,72 |
| 2 | 30% SC + 64% Sable + 6% Ciment | -- | 46 | 42 | 12 | 34 | 0,43 |
| 3 | 30% SC + 67% Sable + 3% Chaux | -- | 77 | 11 | 12 | 127 | 6,6 |
| 4 | 30% SC + 61% Sable + 6% Ciment + 3% Chaux | -- | 77 | 20 | 3 | 71 | 5 |

Tableau 6.3. Pourcentages d'éléments granulaires et coefficients de courbure et d'uniformité des composants dans les formulations.

| Formulations de mélanges | 30 % SC + 70 % Sable | 30 % SC + 64 % Sable + 6 % Ciment | 30 % SC + 67 % Sable + 3 % Chaux | 30 % SC + 61 % Sable + 6 % Ciment + 3 % Chaux |
|---------------------------------|----------------------|-----------------------------------|----------------------------------|---|
| γ_s [kN/m ³] | 26.90 | 27.95 | 26.79 | 27.23 |
| M.O [%] | 2.82 | 2.76 | 2.62 | 2.43 |
| W _L [%] | 41 | 42 | 32 | 48 |
| W _p [%] | 21 | 33 | 23 | 40 |
| W _R [%] | 14 | 33 | 25 | 38 |
| I _p [%] | 20 | 9 | 9 | 8 |
| I _R [%] | 27 | 9 | 7 | 10 |
| Ac | 0.8 | 0.75 | 0.75 | 2.67 |

Tableau 6.4. Caractéristiques physico-chimiques des formulations de mélanges étudiées

L'analyse des résultats obtenus permet de faire les constatations suivantes :

- Les valeurs des coefficients d'uniformité sont largement supérieures à la valeur référence de 6 (Magan, 1998) satisfaisant la granulométrie étalée des mélanges. Par contre, les valeurs des coefficients de courbure sont en deçà des valeurs recommandées ($1 < C_c < 3$).

Les formulations de nos mélanges peuvent être considérées comme des sables car c'est leur fraction la plus importante. Cependant, la présence d'éléments fins est supérieure à 5%.

En s'appuyant sur les valeurs des données géotechniques (passant à 80 μ m, I_p, VBS), les mélanges de formulations obtenus sont classés dans la classification GTR selon la norme française [NF P11-300], (LCPC-SETRA, 2000) en classe B5 pour les formulations 3 et 4 et en classe A1 et A2 pour les formulations 2 et 1 respectivement (Figure 6.6).

Il est dit, alors, que « la proposition de fines et la faible plasticité des formulations en classe B rapprochent beaucoup le comportement de ces sols de celui des sols A », c'est-à-dire « des sols qui changent brutalement de consistance pour de faibles

variations de teneur en eau, en particulier lorsque la teneur en eau naturelle est proche de la teneur en eau de l'optimum Proctor » (Abriak, 2007).

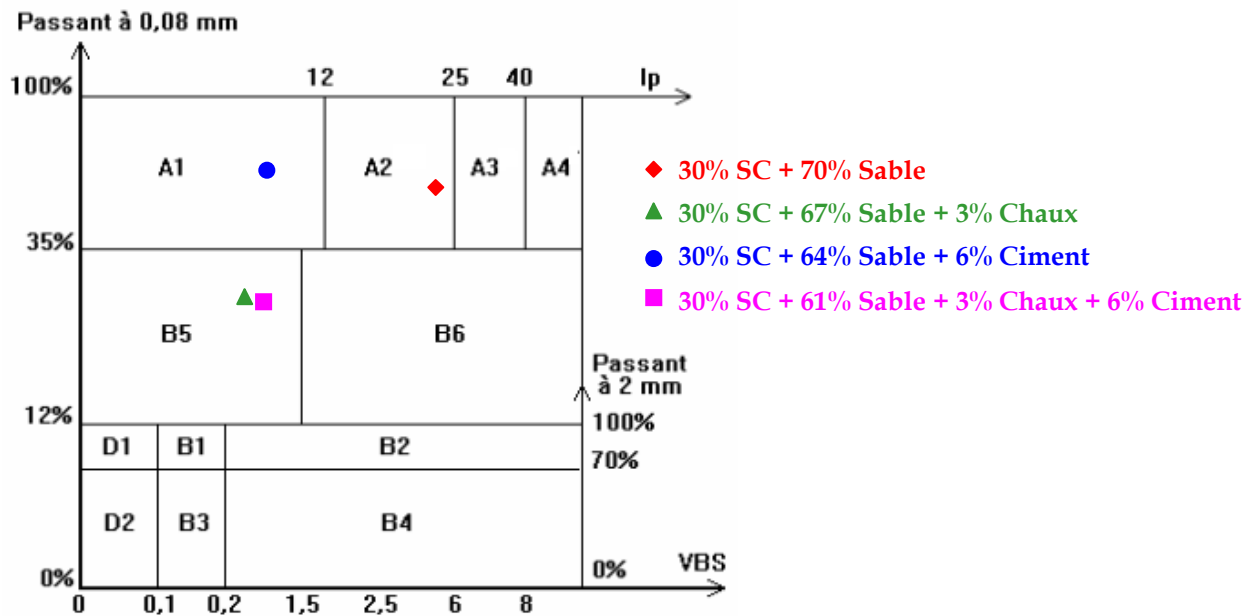


Figure 6.6. Classification des quatre (04) formulations de mélanges selon la classification du GTR (LCPC-SETRA, 2000)

6.6. Paramètres de densification-portance des formulations d'étude

Une campagne d'essais (compactage- portance) a été effectuée sur les formulations de mélanges étudiés, permettant de mettre en avant la variation des paramètres de compacité (γ_{dmax}) et de portance (IPI), en fonction de la proportion de sédiments, et de la teneur en eau (Figure 6.7).

Le tableau 6.5 regroupera les valeurs de l'OPM correspondant chaque formulation.

| N° | Formulations de mélanges | W_{OPM} [%] | γ_{dmax} [kN/m ³] | A_{OPM} [%] | IPI_{OPM} [%] |
|----|---|---------------|--------------------------------------|---------------|-----------------|
| 1 | 30 % SC + 70 % sable | 11.6 | 19.41 | 2.37 | 20 |
| 2 | 30 % SC + 64 % sable + 6 % ciment | 13.28 | 18.83 | 5.25 | 30 |
| 3 | 30 % SC + 67 % sable + 3 % chaux | 13.35 | 18.82 | 5.17 | 34 |
| 4 | 30 % SC + 61 % sable + 6 % ciment + 3 % chaux | 13.94 | 18.91 | 3.60 | 28 |

Tableau 6.5. Variation de la compacité et la portance à l'OPM pour les formulations de mélanges étudiés.

On remarque sur ces résultats :

- Une légère diminution de la densité sèche maximale (variation de l'ordre de 3%) pour les trois formulations traitées avec les liants hydrauliques par rapport au traitement par ajout de matériau granulaire pulvérulent. Ces valeurs de densité restent très proches de 19kN/m³, indiquant un niveau de compacité acceptable.

- La teneur en eau optimale augmente en pourcentage d'environ deux points, lorsque le sédiment est traité aux liants. Cependant cette valeur reste relativement constante quelque soit la combinaison de liants ajoutés.

- Un léger aplatissement des courbes (w , γ_d) au voisinage de l'OPM est observé pour les matériaux traités avec du ciment, ce qui constitue une diminution de la sensibilité à l'eau.

- À titre indicatif, nous avons localisé sur la figure 6.7 les niveaux d'IPI requis pour l'utilisation de ces sédiments dans les assises de chaussées. On remarque que le sédiment traité aux liants hydrauliques présente une valeur à 95-98% de l'OPM proche de 35 pour une utilisation comme couche de fondation et de 45 pour utilisation comme couche de base.

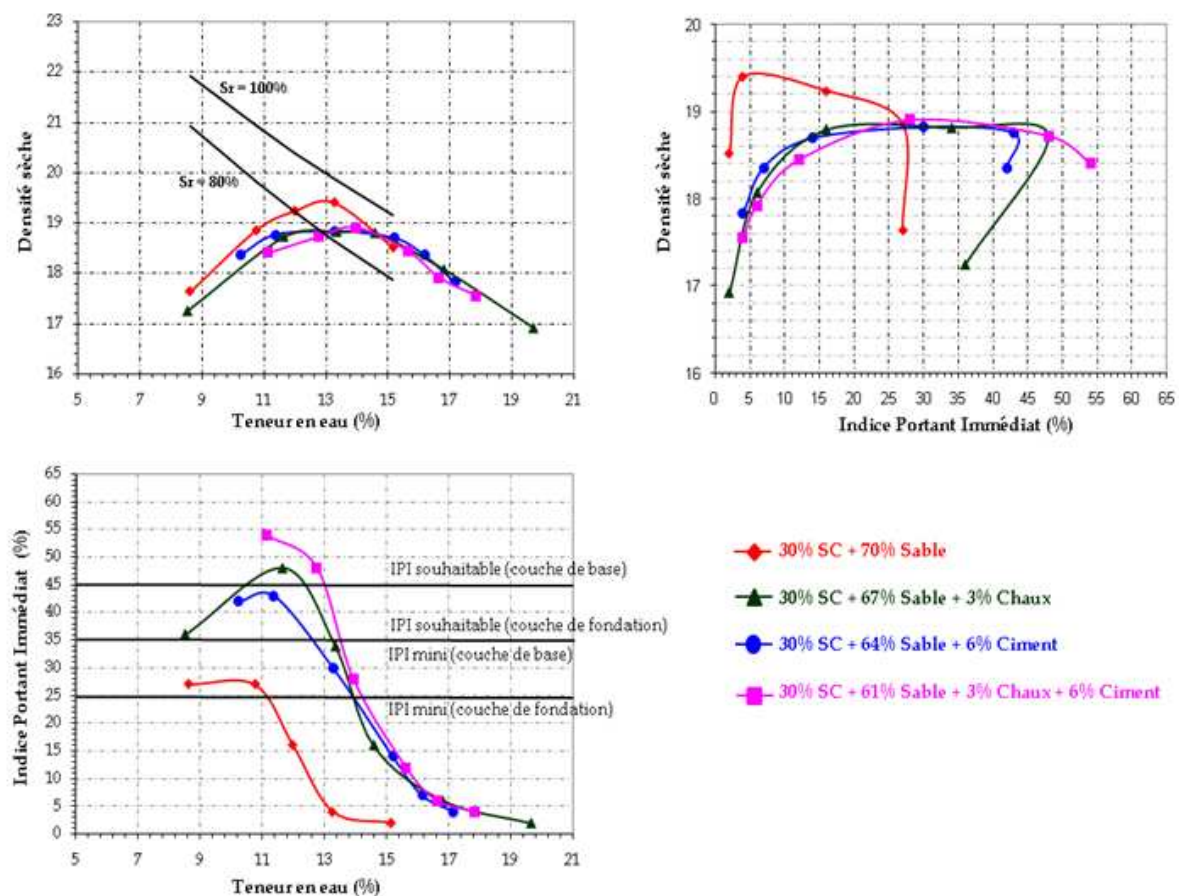


Figure 6.7. Variation de l'Optimum Proctor Modifié pour les formulations étudiées.

6.7. Portance des formulations en immersion

En complément des valeurs d'indice portant immédiat (IPI) exigées, pour être utilisés en couche d'assise de chaussée, les matériaux étudiés doivent vérifier leurs aptitudes à résister aux conditions défavorables du milieu, notamment les effets de l'eau.

Dans cette étude, l'aptitude du matériau, à résister à un cycle de mouillage, a été évaluée par l'essai de mesure d'indice CBR après immersion. Cet essai permet d'observer, ou non, la bonne prise du matériau.

Il consiste à réaliser un compactage Proctor Modifié, de mesurer l'indice CBR immédiat puis après 4 jours d'immersion, l'indice CBR immersion. Le protocole de mesure est le même que pour l'indice IPI mais au lieu d'être effectué juste après le compactage du matériau, l'échantillon, toujours dans son moule, est totalement immergé dans de l'eau à 20°C pendant 4 jours. Sur sa partie supérieure, on dispose une charge annulaire de 4,6 kg afin de simuler les contraintes apportées par les couches supérieures de la chaussée (Photo 6.2). Pendant cette période d'immersion, des mesures de gonflement sont réalisées grâce à un comparateur opérant entre la surcharge et la paroi du moule, par l'intermédiaire d'un disque de gonflement.



Indice IPI



Indice CBRimmédiat



Indice CBRimmersion

Photo 6.2. Description de l'essai CBR pour mesurer les indices de portances (IPI - ICBRimmédiat et ICBRimmersion)

Pour chacune des quatre (04) formulations, on a effectué un essai de portance immédiate ainsi qu'un CBR après immersion.

Le rapport ICBR/IPI a été déterminé, qui permet d'évaluer la durabilité du traitement ainsi que le comportement de la couche en cas d'immersion aux jeunes âges. Ce paramètre est essentiel à vérifier car lorsqu'un sol fin est saturé en eau, il peut perdre totalement sa cohésion, notamment si le liant n'a pas débuté sa prise. La durabilité et la portance en cas d'immersion sont jugées satisfaisantes si le rapport ICBR/IPI est supérieur à 1.

La figure 6.8 représente l'évolution des trois indices de portance (IPI - ICBRimmédiat et ICBRimmersion) avec la teneur en eau pour les quatre formulations étudiées.

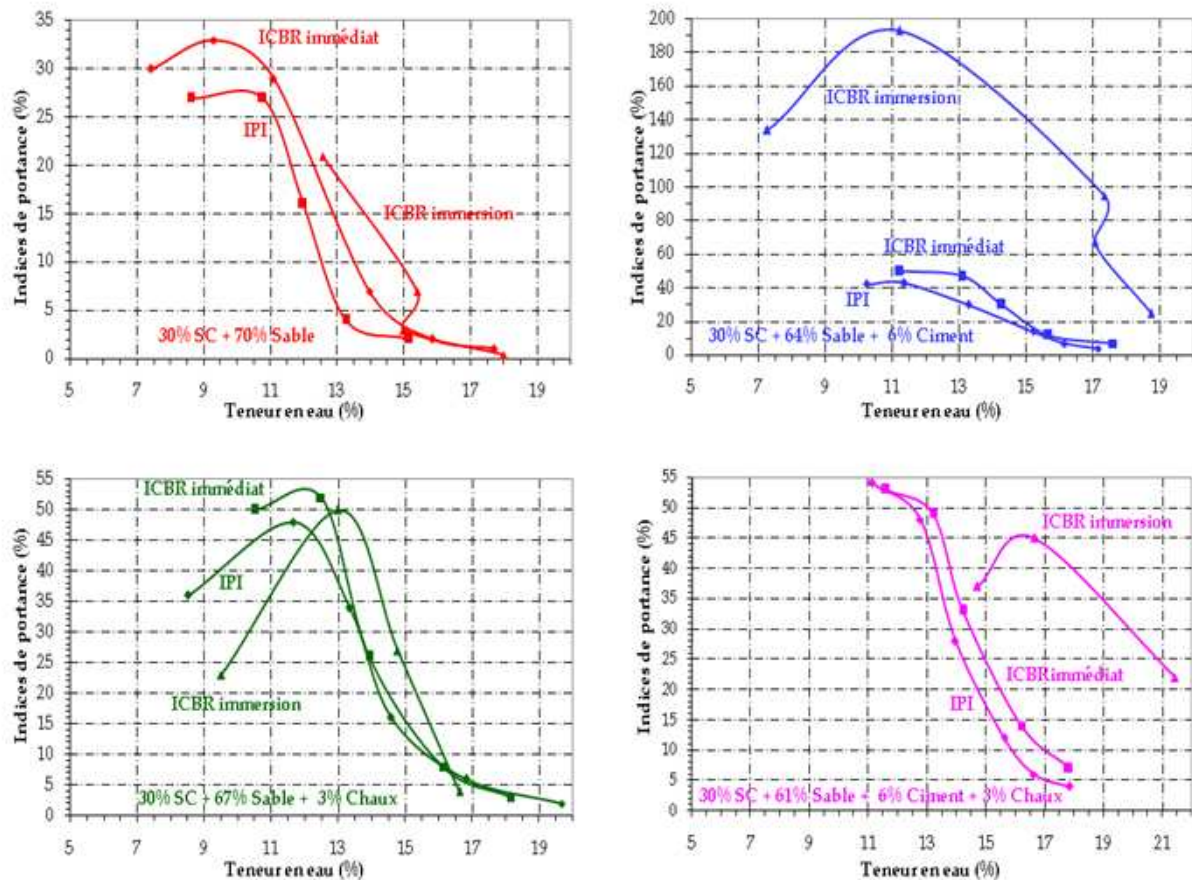


Figure 6.8. Variation des paramètres de portance (IPI - ICBRimmédiat et ICBRimmersion) pour les quatre (04) formulations de mélanges

Les mesures de gonflement permettent d'évaluer l'aptitude du sol au traitement, et ne doivent pas dépasser 5% dans le cas des traitements à la chaux et au ciment (Abriak, 2007). Les gonflements mesurés pour l'ensemble des échantillons, sont en deçà de la limite de 5%, valeurs correspondant aux matériaux dont la sensibilité à l'eau n'est pas préjudiciable pour leur durabilité (Tableau 6.6).

Les valeurs d'indice portant CBR sont faibles après confection, puis élevées après immersion pour les formulations utilisant les liants hydrauliques. De même, pour garantir le maintien des performances de l'IPI, le facteur ($CBR_{4jimmersion} / IPI$) est supérieur à 1 pour les formulations utilisant les liants hydrauliques ce qui indique une bonne prise hydraulique.

| Formulations de mélanges | 30 % SC + 70 % Sable | 30 % SC + 64 % Sable + 6 % Ciment | 30 % SC + 67 % Sable + 3 % Chaux | 30 % SC + 61 % Sable + 6 % Ciment + 3 % Chaux |
|--------------------------------------|----------------------|-----------------------------------|----------------------------------|---|
| w [%] à confection | 11.6 | 13.28 | 13.35 | 13.94 |
| γ_{dOPM} [kN/m ³] | 19.41 | 18.83 | 18.82 | 18.91 |
| IPI _{OPM} | 20 | 30 | 34 | 28 |
| I _{CBR} avant immersion | 32 | 47 | 42 | 37 |
| I _{CBR} après immersion | 11 | 170 | 50 | --- |
| G [%] gonflement | 0.05 | --- | 0.11 | 0.05 |
| w [%] après immersion et essai CBR | 12.84 | 21.53 | 16.94 | 22.03 |
| CBR _{4j} d'immersion/IPI | 0.6 | 5.7 | 1.5 | --- |

Tableau 6.6. Synthèse des résultats des essais de portance avant et après immersion.

6.8. Performances mécaniques à long terme

En complément des valeurs de portance exigées, pour être utilisés en couche d'assise de chaussée, les matériaux étudiés doivent présenter de bonnes performances mécaniques pour assurer un bon fonctionnement de la chaussée sollicitée par le trafic. Cette propriété est évaluée à travers les essais d'écrasement des éprouvettes cylindriques en compression simple et en compression diamétrale. Les valeurs obtenues permettent ainsi de mesurer la résistance à la traction et le module de déformation. Ces paramètres, reportés sur un diagramme, permettent de déterminer la classe de résistance du matériau.

6.8.1. Confection des éprouvettes

En raison de la finesse des matériaux développés (D_{max} est inférieur à 6,3 mm) et en accord avec les prescriptions de la norme française [NF P 98 114-3] relative à l'étude des matériaux traités aux liants hydrauliques, les essais mécaniques peuvent être réalisés sur des éprouvettes cylindriques d'élanement de 2. Les modalités de confection de ces éprouvettes sont décrites dans la norme française [NF P 98-230-2].

À partir des résultats de l'essai Proctor Modifié, des échantillons ont été confectionnés à w_{OPM} et 98,5% γ_{dOPM} compactés statiquement à l'aide d'une presse statique. Après ce compactage statique, l'éprouvette est démoulée par extrusion et conservée dans une boîte en plastique hermétique à 20°C pendant 24h.

Après cette durée de conservation, les éprouvettes ainsi compactées sont sorties et conservées chacune à l'air libre pour une durée allant d'une journée à 180 jours (Photo 6.3).



Photo 6.3. Illustration des opérations de confection, conservation et de séchage des éprouvettes pour écrasement.

6.8.2. Détermination de la résistance à la compression simple

Les essais de compression simple sont effectués à l'aide du dispositif présenté en photo 6.4. Ce dispositif est composé :

1. Une presse Controlab permettant d'imposer une charge jusqu'à 160kN de capacité ;
2. Une centrale hydraulique de contrôle de la presse associée avec le logiciel de commande installé sur l'ordinateur ;
3. Un système d'acquisition adapté pour traiter le signal du capteur de force ;
4. Un capteur de déplacement.

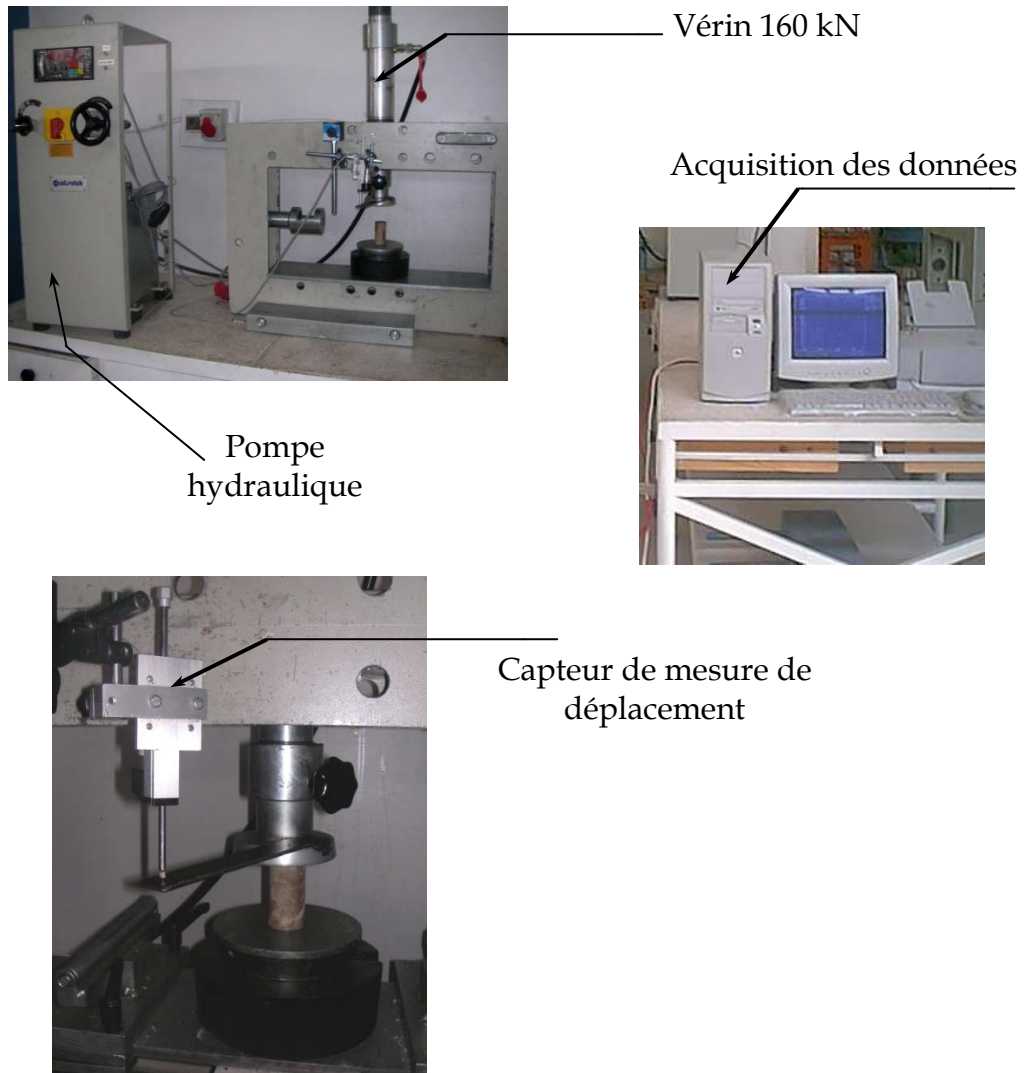


Photo 6.4. Dispositif expérimental utilisé pour déterminer la résistance à la compression simple

La mesure de pression, faite à l'aide d'un capteur de pression, permet de déterminer la charge appliquée par le vérin.

La mesure des déplacements est effectuée à l'aide d'un capteur de déplacement qui est installé au dessus du cadre du dispositif.

L'ensemble des données, forces et déplacements, sont enregistrés automatiquement par un système d'acquisition des données. Ces derniers nous ont permis de tracer les courbes contraintes-déformations.

La sollicitation est exercée suivant des paliers de pression d'une valeur moyenne de 0,1 kN/s jusqu'à la rupture.

Sur la base des résultats obtenus résumés sur le tableau 6.7 et représenté sur la figure 6.9 pour les quatre formulations étudiées, on peut constater :

La résistance à la compression simple croît avec l'âge des échantillons ou un accroissement important de cette résistance apparaît pour les quatre types de formulations à partir d'une durée de cure de 28 jours et qu'à 90 jours elles se stabilisent pour devenir sensiblement égales.

- Le critère de résistance minimale ($R_c = 1$ MPa) fixé par le guide technique GTS (LCPC-SETRA, 2000) pour autoriser la circulation sur la couche traitée est bien atteint avant 7 jours de durée de cure ;

- À partir d'une durée de 14 jours, on constate une évolution importante de la résistance mécanique pour la formulation traitée à la chaux vive ajoutée pour laquelle se stabilise à une durée de cure de 90 jours. Cette forte augmentation de la résistance mécanique après 14 jours est justifiée par la réaction d'hydratation de la chaux pendant cette période. Cette action qui permet l'apparition d'espèces insolubles et résistantes qui agglomèrent les particules du sol permettant par la suite d'augmenter leurs performances mécaniques (Behmanesh, 2008).

- L'écart entre la résistance entre le début et la fin de la solidification (7 et 180 jours) est d'environ 1 fois plus important pour l'ensemble des séries. D'autre part, compte tenu du tableau 6.7 et de la figure 6.9, on peut constater que l'augmentation de la concentration en liants conduit à une résistance à la compression plus élevée notamment les formulations contenant une concentration en ciment. Par exemple, la comparaison des résultats des séries de la formulation 1 et de la formulation 3 à 180 jours permet de noter un accroissement de la résistance en compression simple d'environ 45%. Cette augmentation améliorée de cette résistance peut être attribuée au remplissage des pores avec les fines grains du ciment entraînant par leurs propriétés d'hydratation caractérisées par la formation des silicates de calcium hydratés à une cimentation de l'espace poreux entre les grains et par la suite à une augmentation de la rigidité des échantillons (Behmanesh, 2008).

- Pour la formulation utilisant la chaux vive et le ciment, l'augmentation de la résistance en compression simple à 180 jours est de l'ordre de 81% sachant que les composés de silice favorisent la formation de silicate de calcium hydraté (C-S-H) et par conséquent une résistance de stabilisation des sédiments. L'hydratation du ciment et la chaux utilisée contribue à la formation d'hydroxyde de calcium, ($\text{Ca}(\text{OH})_2$). Dans les réactions pouzzolaniques, la silice peut réagir avec le calcium. Cette réaction peut créer les chaînes C-S-H qui sont responsables de l'augmentation de la résistance mécanique observée.

| N° | Mélanges (%) | 7 Jours | 14 Jours | 28 Jours | 60 Jours | 90 Jours | 180 Jours |
|------|--|---------|----------|----------|----------|----------|-----------|
| FOR1 | 30%SC + 70% Sable | 1,73 | 1,78 | 1,81 | 2,21 | 1,93 | 1,81 |
| FOR2 | 30%SC + 67% Sable + 3% Chaux | 1,94 | 1,92 | 2,01 | 2,29 | 2,46 | 2,37 |
| FOR3 | 30%SC + 64% Sable + 6% Ciment | 3,29 | 3,04 | 2,76 | 2,75 | 2,50 | 2,63 |
| FOR4 | 30%SC + 61% Sable + 3% Chaux + 6% Ciment | 3,11 | 3,29 | 3,14 | 3,31 | 2,80 | 3,27 |

Tableau 6.7. Résistances en compression simple des sédiments traités avec et sans liants hydrauliques (MPa)

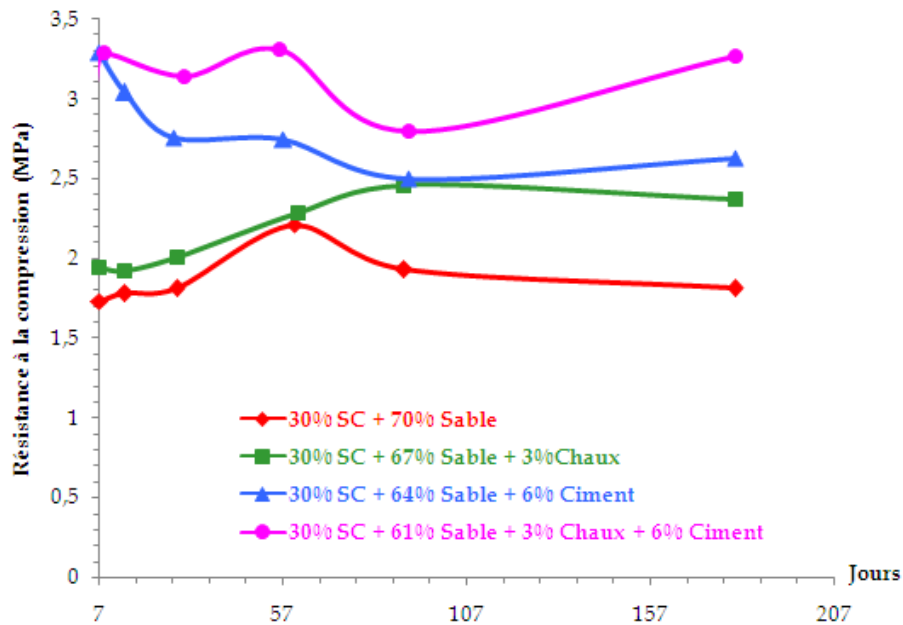


Figure 6.9. Variation de la résistance à la compression simple avec modification de la teneur en eau des quatre formulations

6.8.3. Détermination des modules de déformation

6.8.3.1. Modules élastiques initiaux (mesure des vitesses des ondes sonores)

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

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

Dans notre étude, le module d'élasticité est mesuré par la méthode d'auscultation dynamique ou ultrason (Photo 6.5) selon la norme française [NF P 18- 418].



Photo 6.5. Mesure du module d'élasticité E par la méthode d'auscultation dynamique ou ultrason.

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

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

E = Module d'élasticité [MPa]

V = La vitesse de propagation [m/s]

ρ = La densité du solide [MN/m³]

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

ν = Coefficient de Poisson

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

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

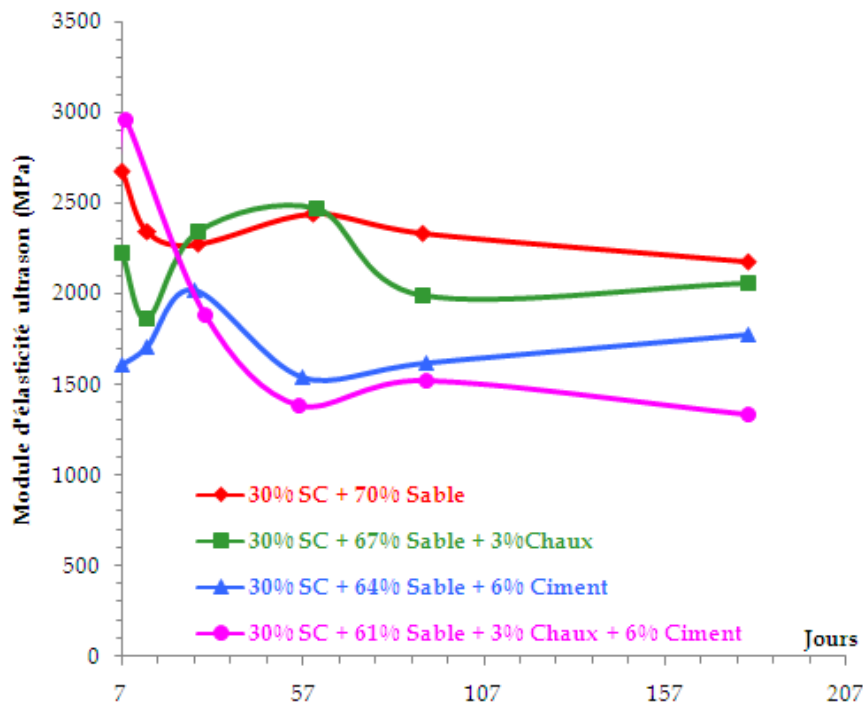


Figure 6.10. Variation des modules élastiques en fonction du temps de séchage

La figure 6.10 présente les mesures du module élastique déduit de la vitesse de propagation des ondes sonores.

On constate que le module est relativement élevé dès les premiers jours de séchage et varie globalement pour l'ensemble des formulations entre 1,5 et 3 GPa. Cette valeur ne semble pas beaucoup évoluée avec le temps de séchage.

6.8.3.2. Modules sécants déduits des essais de compression simple

La variation des modules sécants déterminés par suite des essais de compression simple est représentée sur la figure 6.11 ci-dessous ou nous avons superposé sur ces figures les valeurs des modules de déformations déterminées des essais ultrasonores correspondant à des déformations de 10^{-5} .

On constate sur ces figures que les modules d'élasticité mesurés par ultrason sont les modules les plus élevés (compris entre 1,5 et 3 GPa) en les comparant aux modules de déformation sécants déterminés des essais de compression simple.

Les modules sécants se raccordent à partir d'une déformation comprise entre 10^{-4} et 10^{-3} aux modules par ultrasonores où ces modules décroissent lorsque la déformation augmente jusqu'à tendre à des déformations de l'ordre de 10^{-2} .

D'autre part, en fonction de l'âge de durcissement du matériau traité, les courbes à 14 jours présentent des modules de déformation les plus basses et les courbes à 90 jours ont des modules les plus élevés.

Les mêmes constatations ont été remarquées sur les modules sécants déterminés pour la formulation utilisant la chaux vive (formulation 2) et le ciment portland CPJ (formulation 3) où un bon raccord a été trouvé entre les valeurs mesurées par la méthode ultrasonore et les modules sécants correspondant lorsque la déformation augmente.

Pour la formulation 4, le manque de résultats de points expérimentaux pour les résultats à 28 jours ne permet pas de constater avec précision la position de cette courbe par rapport à celle de 90 jours.

Sur les courbes $E_s = f(\text{jours})$ à déformation constante (Figure 6.12), on constate que quelque soit le niveau de déformation choisie, le module sécant E_s ne varie pas en fonction du temps de séchage, les courbes présentent une variation moyenne horizontale ou il n'y a pas une évolution importante de ces modules E_s au cours du temps.

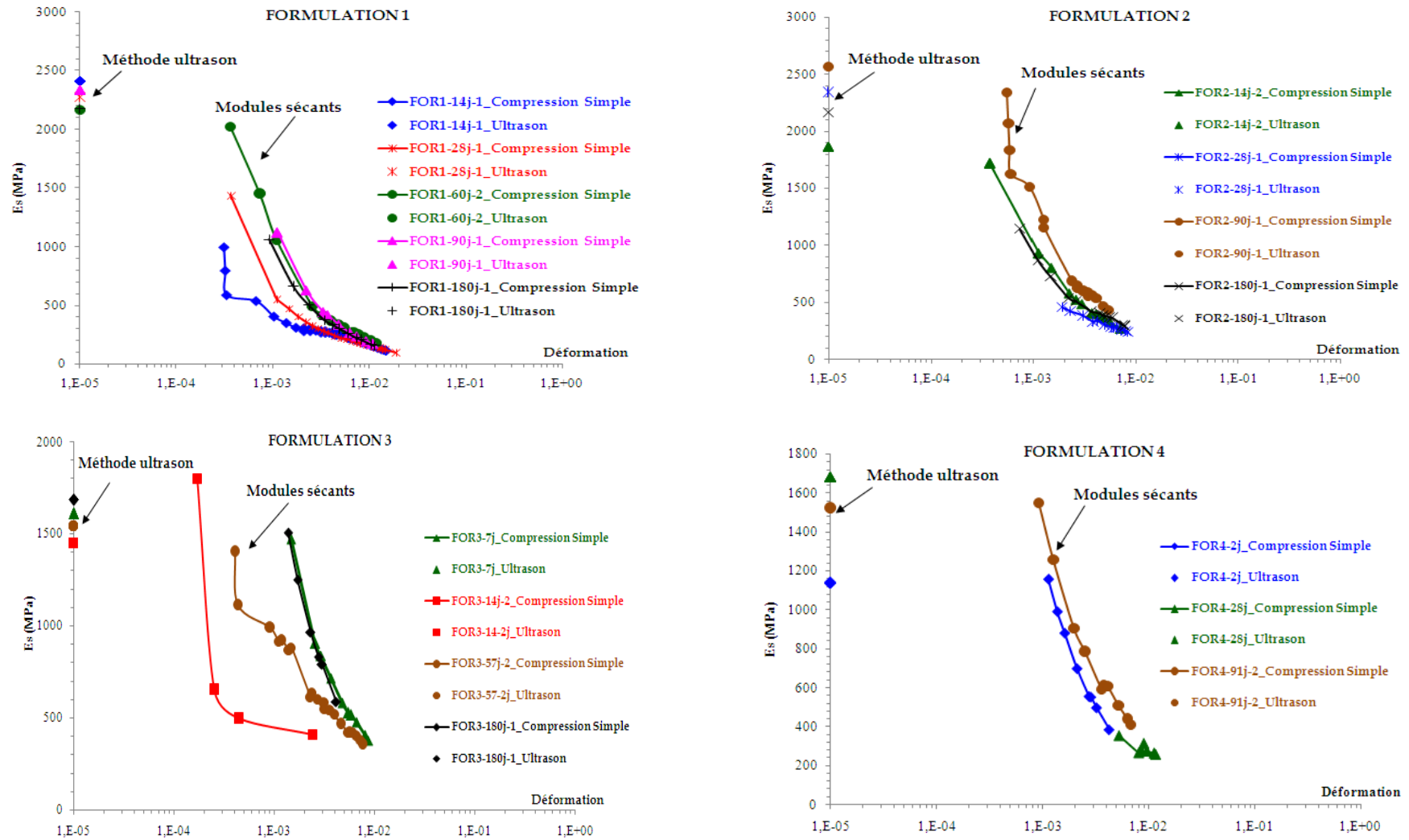


Figure 6.11. Variation des modules sécants et élastiques déterminés par suite des essais de compression simple et ultrason

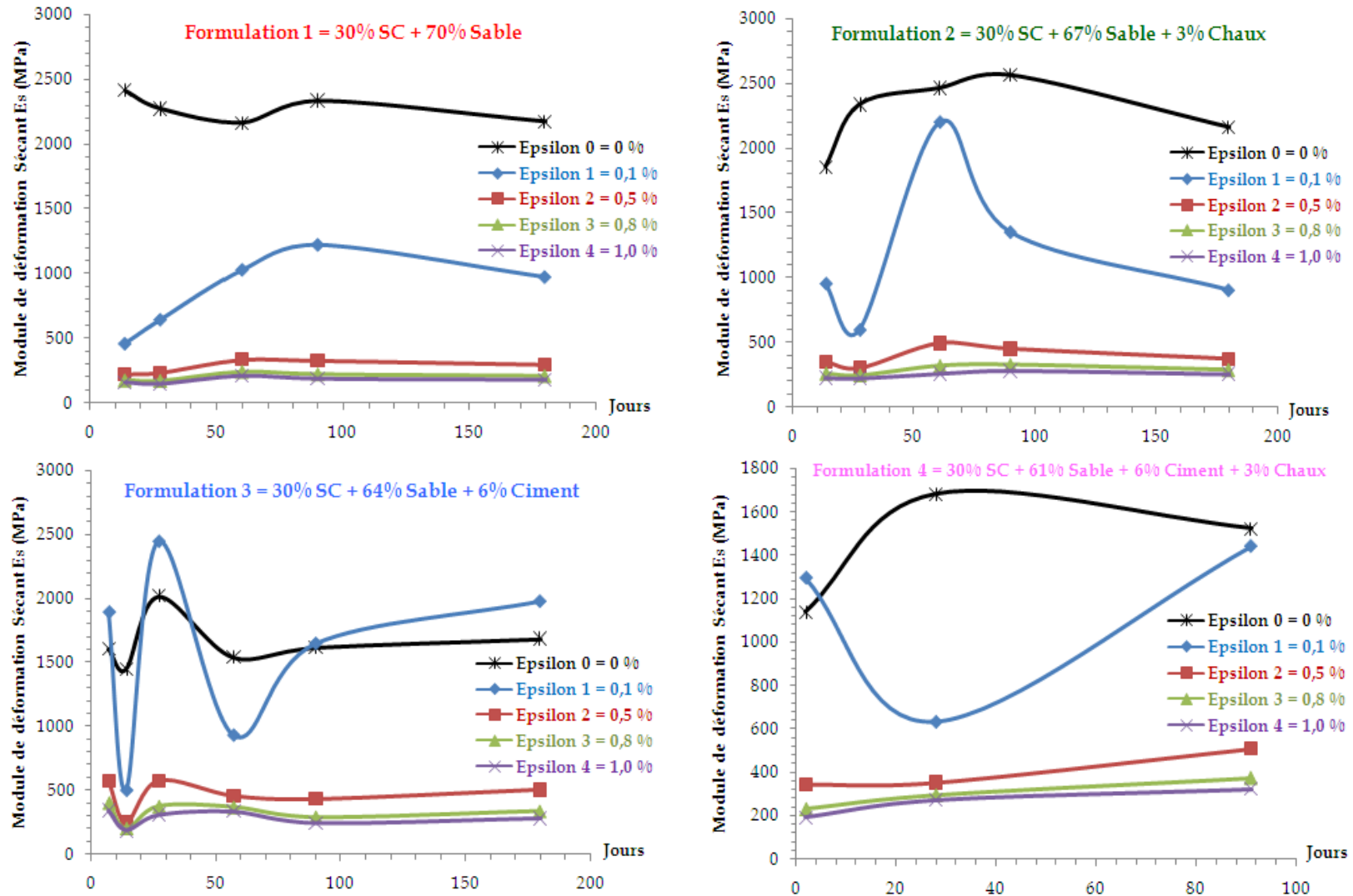


Figure 6.12. Variation des modules sécants en fonction du temps de séchage à déformations constantes

6.8.4. Détermination de la résistance à la traction

Etant donné que l'essai de résistance à la traction directe est difficile à réaliser, la norme française permet d'estimer cette résistance à partir du résultat de l'essai en compression diamétrale, dit « essai brésilien » norme française [NF P 98 232-3]. Le dispositif utilisé dans cette étude est représenté sur la photo 6.6. La valeur maximale de la force appliquée (F_r) est ensuite utilisée pour déterminer la résistance en traction d'après l'équation (6.2).

$$R_t = 0,8 R_{tb} = 0,8 \times 2 \times 10^{-2} \times \frac{F_r}{\pi \varphi H} \quad (6.2)$$

Avec:

R_t = résistance à la traction estimée de R_{tb} (MPa),

R_{tb} = résistance en compression diamétrale (MPa),

F_r = force appliquée sur l'éprouvette au moment de la rupture (N),

H = Hauteur de l'éprouvette (cm),

φ = Diamètre de l'éprouvette (cm).



Photo 6.6. Illustration de l'essai de compression diamétrale.

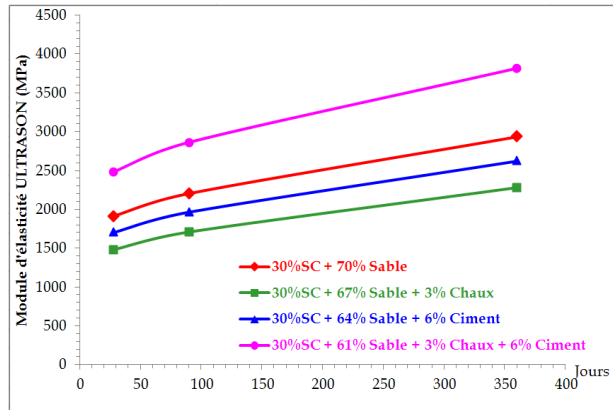
Des essais de traction ont été réalisés sur les quatre formulations à différents âges de séchage. La confection des éprouvettes a été réalisée selon le même protocole que celui des essais de compression simple. Le diamètre des éprouvettes est de 10 cm avec un élancement de 1.

Au préalable à l'écrasement diamétral, le module élastique des éprouvettes a été mesuré à l'aide des sondes ultrasonores. Les mesures des modules et de la résistance à la traction ont été effectuées à 28 jours d'âge. Par ailleurs, selon la norme française [NF P 98-114-2], quand la période d'étude ne permet pas d'effectuer la mesure à 360 jours, on peut déterminer le module d'élasticité et la résistance en traction à 28 jours ou 90 jours en fonction du type de liants utilisés. Les résultats obtenus sont ensuite estimés à 360 jours en utilisant des coefficients empiriques donnés dans les équations suivantes :

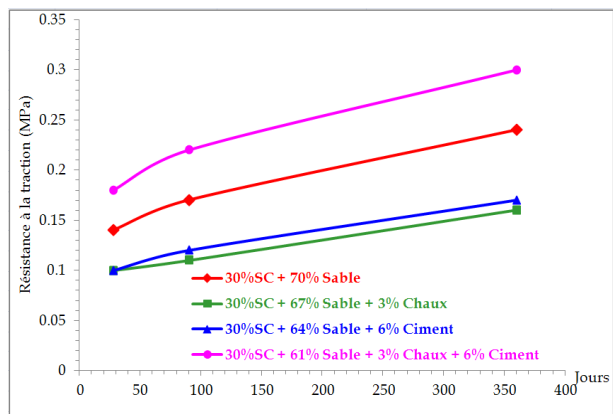
$$\frac{R_{t_{28 \text{ jours}}}}{R_{t_{360 \text{ jours}}}} = 0,60; \quad \frac{E_{28 \text{ jours}}}{E_{360 \text{ jours}}} = 0,65$$

$$\frac{R_{t_{90 \text{ jours}}}}{R_{t_{360 \text{ jours}}}} = 0,70; \quad \frac{E_{90 \text{ jours}}}{E_{360 \text{ jours}}} = 0,75$$

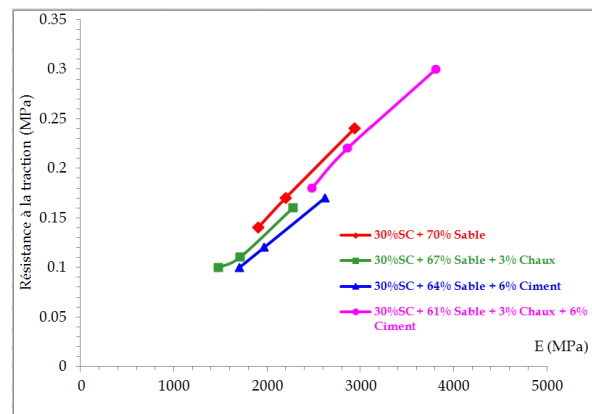
La figure 6.13 présente respectivement la variation des modules (Figure 6.13.a), la résistance à la traction (Figure 6.13.b) en fonction du temps de séchage pour les quatre (04) formulations étudiées. Sur ces graphiques, sont intégrées les valeurs prédites par les formules empiriques ci-dessus à 90 jours et 360 jours. Par ailleurs, la figure 6.13.c présente la relation module-résistance à la traction.



(a)



(b)



(c)

Figure 6.13. Variation des modules (a), la résistance à la traction (b) en fonction du temps de séchage, et relation module-résistance à la traction (c).

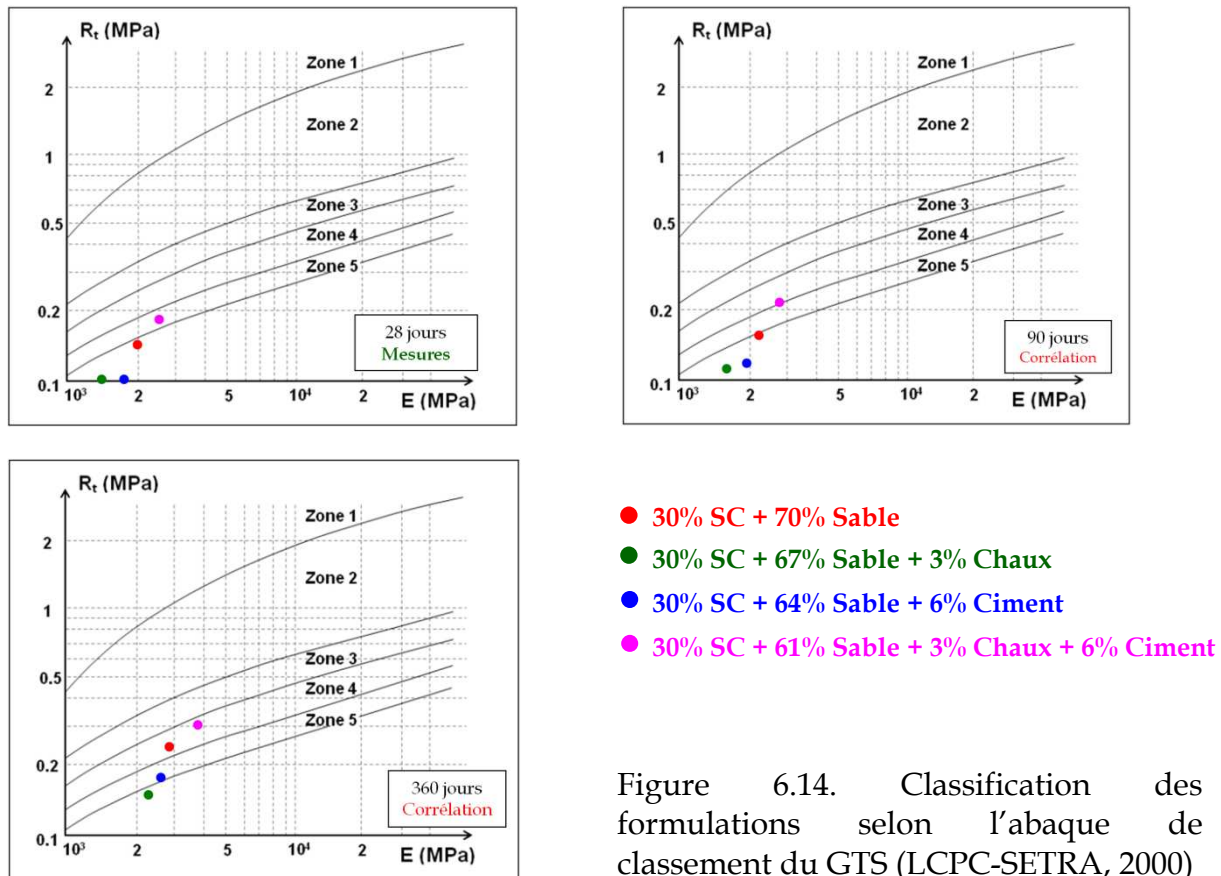
Il est à remarquer que les caractéristiques mécaniques de modules et de résistances varient linéairement.

À partir des données (R_t et E), nous avons déterminé la classe mécanique de chaque formulation en les positionnant dans l'abaque des performances mécaniques du guide technique GTS (LCPC-SETRA, 2000) (Figure 6.14).

Selon cet abaque, plus la classe est élevée, et moins les performances mécaniques sont intéressantes. Toutefois, rappelons qu'il est possible d'utiliser un traitement se positionnant en zone 4 ou 5 mais l'épaisseur de la couche et donc le coût de sa mise en œuvre est alors plus élevé (Scordia, 2008).

On peut observer sur la base des résultats trouvés (Figure 6.14), qu'à 28 jours, aucun des liants ne permet d'atteindre ce niveau de performance. En revanche, à 90 jours, les traitements à base des deux types de liants hydrauliques (chaux vive (0/2) mm et ciment CPJ CEM II), se situent en zone 4. Comme les performances mécaniques des liants hydrauliques semblent pouvoir encore augmenter après 90

jours (§ 6.8.2), on peut supposer qu'au terme du développement de sa prise, il pourrait également se situer en zone 3.



6.9. Aptitude des liants au traitement

L'aptitude des liants hydrauliques au traitement consiste à évaluer le gonflement (G_v) et le niveau de performance mécanique (R_{tb}) d'éprouvettes placées dans des conditions de cure accélérées, conformément à la norme française [NF P94-100]. Nous allons dans un premier temps décrire la préparation des éprouvettes et les méthodes d'essai utilisées.

6.9.1. Préparation des éprouvettes

Pour chaque type de liants introduit dans nos formulations d'étude, quatre (04) éprouvettes (5x5) cm ont été confectionnées à raison de :

- Deux éprouvettes (02) pour l'essai de gonflement volumique (G_v) ;
- Deux éprouvettes (02) pour l'essai de résistance à la traction brésilienne (R_{tb}).

Ces éprouvettes cylindriques d'élancement 1 sont confectionnées à la teneur en eau optimale w_{OPM} et 96% de la densité sèche γ_{dOPM} par un compactage statique suivant la norme française [NF P 94-230-1] (Photo 6.7).



Photo 6.7. Confection des éprouvettes (5x5) cm par compactage statique pour les essais d'aptitude des liants au traitement.

Par suite du compactage statique et après une première phase de conservation normale de 24h, les éprouvettes confectionnées sont immergées dans de l'eau maintenue à 40°C pendant 7 jours (Photo 6.8). Les éprouvettes, destinées à la mesure du gonflement sont démoulées immédiatement après confection et entourées d'une bande en plastique (maintenue par des élastiques) afin d'éviter qu'elles ne se désagrègent lors de l'immersion (Photo 6.8). Elles sont démoulées au moment de l'essai de compression diamétrale.



Eprouvettes confectionnées pour essais d'aptitude au traitement (Rtb (gauche) et Gv (droite))



Eprouvettes immergées après confection Eprouvettes immergées à une température de 40°C

Photo 6.8. Aptitude des liants au traitement

6.9.2. Détermination du gonflement volumique Gv

Le volume initial V_i des éprouvettes est calculé immédiatement après leur confection, à partir de leurs dimensions, en suivant le protocole suivant :

- Hauteur (hm en mm) : moyenne de deux mesures espacées de 90° ;
- Diamètre (Dm en mm) : moyenne de trois mesures : haut, milieu et bas de l'éprouvette.

Après immersion, on retire les échantillons entourés de bandes en plastique du récipient rempli d'eau thermostatée à 40°C et on détermine le volume final V_f des échantillons par pesée hydrostatique (Photo 6.9).



Photo 6.9. Mesure du volume final des échantillons confectionnés pour les essais d'aptitude au traitement par pesée hydrostatique

Le gonflement volumique G_v (%) est défini par :

$$G_v = \frac{V_f - V_i}{V_i} \quad V_f = \frac{M_a - M_e}{\rho_e}$$

Avec :

V_f = le volume final (cm^3)

V_i = le volume initial (cm^3)

M_a = la masse dans l'air de l'éprouvette (g)

M_e = la masse de l'éprouvette immergée dans l'eau (g)

ρ_e = la masse volumique de l'eau (g/cm^3)

6.9.3. Détermination de la résistance en traction brésilienne (R_{tb})

La résistance en traction brésilienne R_{tb} (en MPa) est déterminée par l'essai de compression diamétrale, selon la norme française [NF P 98-232-3, Septembre 2001] (Photo 6.10).

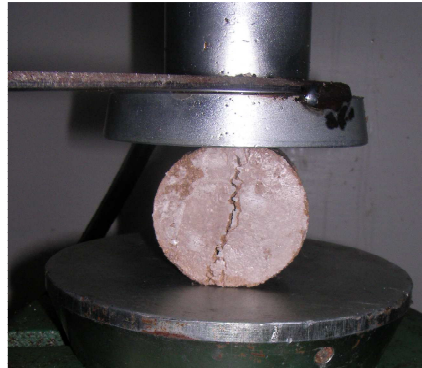


Photo 6.10. Aptitude au traitement-Essai de traction brésilienne.

6.9.4. Résultats et interprétations

Les résultats obtenus sur le gonflement des éprouvettes en fonction de la nature du liant utilisé sont présentés sur la figure 6.15 suivante :

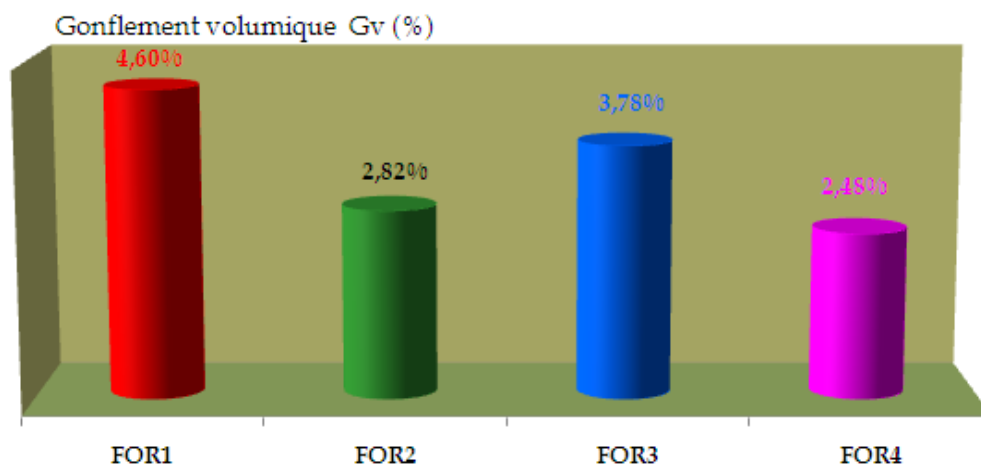


Figure 6.15. Evolution du gonflement volumique (G_v) des quatre formulations

Il est à constaté que les formulations étudiées présentent un gonflement faible en le comparant aux valeurs seuils recommandées par le guide technique GTS (LCPC-SETRA, 2000) qui indique qu'une formulation est adaptée comme un matériau en structure routière lorsqu'elle présente un gonflement volumique inférieur à 5%. Par ailleurs, il ressort des résultats que la formulation 1 qui présente un traitement du sédiment par un sol granulaire peut présenter un risque de gonflement important.

En revanche, les résultats obtenus des essais de résistance à la traction brésilienne ont donné des valeurs très faibles (0,04 MPa) indiquant une mauvaise résistance à la traction de ces formulations en période d'immersion. On peut attribuer cette baisse notable des mesures de la résistance à la traction brésilienne au mode de confection des échantillons lors du compactage statique ou un compactage statique simple a été effectué sachant qu'il est préconisé d'effectuer pour ce type d'essais un compactage statique par double compression afin d'assurer une homogénéité de matière sur toute la hauteur de l'échantillon.

6.10. Perméabilité des sédiments

La perméabilité d'un milieu poreux correspond à son aptitude à se laisser traverser par un fluide sous l'effet d'un gradient de pression. La durabilité d'un sédiment traité par des liants hydrauliques est très souvent liée à la capacité du sédiment solidifié/stabilisé à empêcher la pénétration des agents agressifs dans son réseau poreux. L'aptitude des sédiments traités à résister à l'intrusion de ces agents est caractérisée par deux grandeurs physiques : la perméabilité et la diffusivité.

Ces deux paramètres sont considérés comme des « indicateurs de la durabilité ». La perméabilité et la diffusivité correspondent à deux mécanismes bien distincts de transport de matière : la perméabilité décrit un écoulement qui se produit sous gradient de pression, elle dépend de la taille des espaces poreux dans lesquels s'écoule le fluide ainsi que leur interconnexion. La diffusivité est relative au déplacement d'une espèce chimique à l'échelle moléculaire sous l'effet d'un gradient de concentration. Plus la résistance du sédiment traité augmente contre les phénomènes de transport, plus la durabilité augmente (Behmanesh, 2008). C'est la raison pour laquelle, la compréhension des mécanismes de transport dans un milieu poreux comme les sédiments traités est très importante.

En 1856, Darcy a formulé la loi de la vitesse d'écoulement de l'eau dans un corps poreux, à la suite de travaux sur l'écoulement de l'eau dans une couche filtrante de sable. D'après Darcy, cette loi se traduit par l'équation :

$$Q = k A i \quad \text{avec} \quad i = \frac{\Delta h}{\Delta l} \quad (6.1)$$

Q= volume d'eau écoulé par unité de temps, (débit), [m³/s],

A = surface de la couche filtrante [m²],

k = coefficient de perméabilité lié à la nature des échantillons [m/s],

i = gradient hydraulique

Δh = la différence de potentiel hydraulique [m],

Δl = la longueur de l'échantillon [m]

Dans ce qui suit, nous nous intéressons à l'étude de la perméabilité des sédiments traités. L'objectif étant de montrer l'influence des liants utilisés sur l'amélioration de la perméabilité des échantillons de formulations étudiées : paramètre important du comportement des sédiments traités dans leur environnement d'utilisation.

6.10.1. Perméabilité à charge constante des sédiments compactés saturés

L'essai de perméabilité à charge constante a été effectué sur des échantillons à 28 jours d'âge.

Le dispositif expérimental est composé d'une cellule triaxiale équipée de deux (02) contrôleurs de pression-volume et de capteur de pression, de précision ± 1 kPa et ± 1 mm³. L'ensemble est piloté par ordinateur via une centrale d'acquisition.

La photo 6.11 montre le dispositif triaxial avec tous ses accessoires.

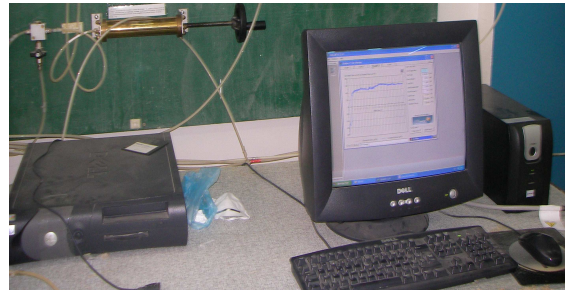
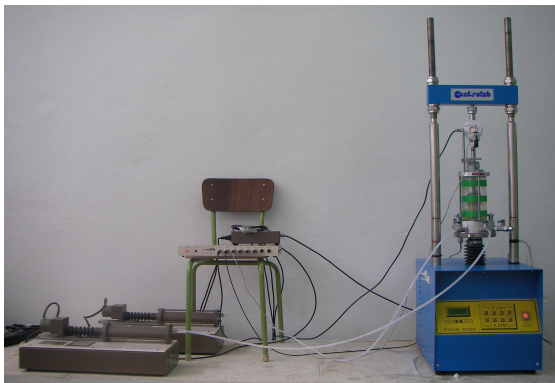


Photo 6.11. Dispositif expérimental d'un triaxial équipé de contrôleurs pression-volume (Laboratoire EOLE, Faculté de Technologie, Université Abou-Bekr Belkaid_Tlemcen)

Les échantillons une fois extraits de leurs boîtes de conservation, sont installés dans la cellule triaxiale (photo 6.12). Une contre-pression de l'ordre de 300 kPa est nécessaire pour assurer la saturation des sédiments traités dans la cellule triaxiale, nous pouvons assurer leurs saturations. Si le volume d'eau d'entrée est égal au volume d'eau de sortie, les échantillons sont considérés comme saturés.

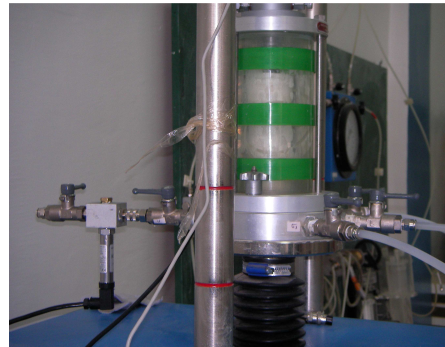
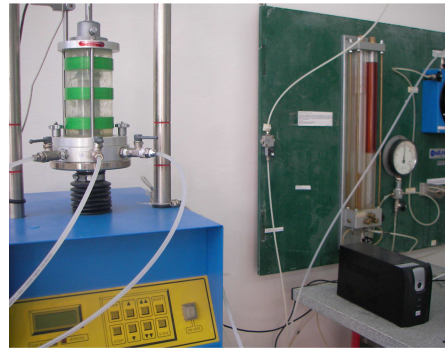
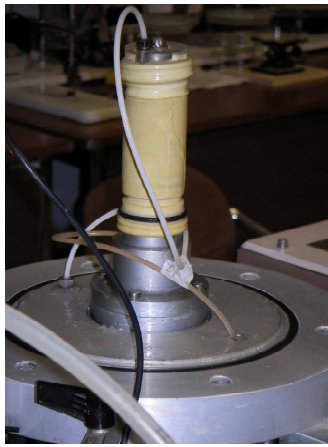


Photo 6.12. Dispositif de montage et d'application des pressions d'entrée-sortie d'un échantillon dans une cellule triaxiale.

Ainsi pour un échantillon de formulations d'étude, un gradient de charge $\Delta U = 50$ kPa est imposé par application d'une contre-pression d'entrée de 275 kPa, d'une pression de sortie de 325 kPa et une contrainte totale de confinement de 400 kPa.

L'application des deux pressions d'entrée et de sortie s'effectue par les deux contrôleurs de pression-volume, tandis que la contrainte totale de confinement est réglée par un dispositif de vérin hydraulique où la pression appliquée est lue sur un manomètre placé en contact de ce vérin qu'on l'augmente manuellement jusqu'à atteindre la contrainte totale de confinement voulue. (Photo 6.13).



Photo 6.13. Dispositif d'application de la contrainte totale de confinement par utilisation d'un vérin hydraulique.

La figure 6.16 donne respectivement le parallélisme des droites des volumes d'eau entrant et sortant pour les quatre (04) formulations étudiées à différents états de consolidation, signe d'atteinte du régime permanent de l'écoulement.

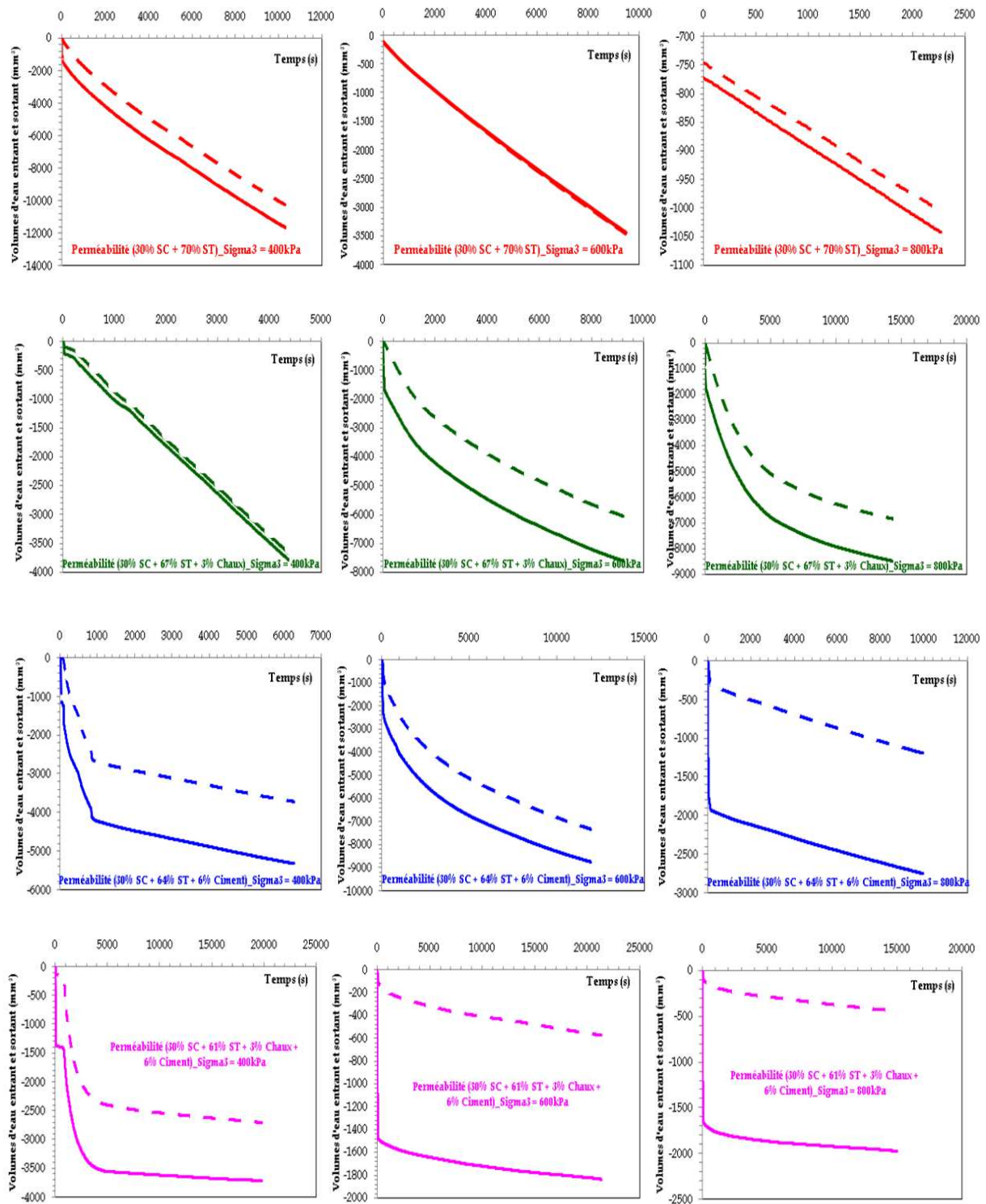


Figure 6.16. Volumes d'eau entrant (trait continu) et sortant (discontinu) en fonction du temps pour les quatre formulations, gradient de charge, $\Delta U = 50\text{kPa}$ avec une contre pression de 275 kPa et des contraintes totales de confinement de 400, 600 et 800 kPa.

La mesure de perméabilité déterminée pour chaque type de formulation est présentée dans le tableau 6.8.

| N | Formulations | Perméabilité k (m/s) | | |
|---|---|------------------------------|----------------------|----------------------|
| | | Contraintes effectives (kPa) | | |
| | | 100 | 300 | 500 |
| 1 | 30% SC + 70% Sable | $1,2 \cdot 10^{-8}$ | $4,7 \cdot 10^{-9}$ | $1,7 \cdot 10^{-9}$ |
| 2 | 30% SC + 64% Sable + 6% Ciment | $2,8 \cdot 10^{-9}$ | $4,3 \cdot 10^{-9}$ | $1,13 \cdot 10^{-9}$ |
| 3 | 30% SC + 67% Sable + 3% Chaux | $1,2 \cdot 10^{-8}$ | $5,9 \cdot 10^{-9}$ | $1,9 \cdot 10^{-9}$ |
| 4 | 30% SC + 61% Sable + 6% Ciment + 3% Chaux | $2,0 \cdot 10^{-10}$ | $1,7 \cdot 10^{-10}$ | $1,9 \cdot 10^{-10}$ |

Tableau 6.8. Résultats des mesures de perméabilité à chaque contrainte totale pour les quatre (04) types de formulations.

Les figures 6.17 et 6.18 indiquent la variation des perméabilités déterminées de cet essai de perméabilité à charge constante en fonction de la contrainte effective dans un repère linéaire et bi logarithmique respectivement.

L'analyse des résultats obtenus indique :

1. Le coefficient de perméabilité diminue avec l'augmentation de la contrainte effective. Cette décroissance qui varie linéairement dans le repère bi logarithmique (σ_3 -k) peut être attribuée à la diminution des espaces poreux au cours du processus d'augmentation de la contrainte totale de confinement ;

2. La perméabilité diminue d'une moyenne de 20% pour les sédiments non traités et traités avec la chaux seule, tandis que pour les sédiments traités au ciment, elle diminue d'une moyenne de 40% ;

3. Les sédiments traités d'un sol granulaire sont peu perméables en comparaison aux sédiments traités aux liants hydrauliques. En effet, en présence de 6% de ciment et de 3% de chaux (formulation 4), la perméabilité est environ 60 fois plus faible pour ces sédiments traités en comparaison à ceux non-traités (formulation 1). Ceci peut être attribué à la taille très fine des grains de ciment et de chaux qui permet ainsi de cimenter et de remplir les espaces poreux vides entre les grains, car grâce à la fine structure du liant, la cristallisation obtenue par la réaction permet de remplir les vides et par conséquent une réduction de la perméabilité des échantillons.

4. Pour les sédiments traités à la chaux seule, la variation de la perméabilité est relativement faible comparée aux sédiments non-traités ; ceci peut être attribué à la réaction pouzzolanique caractérisant ce type de liant qui ne pourra prendre prise qu'après long terme.

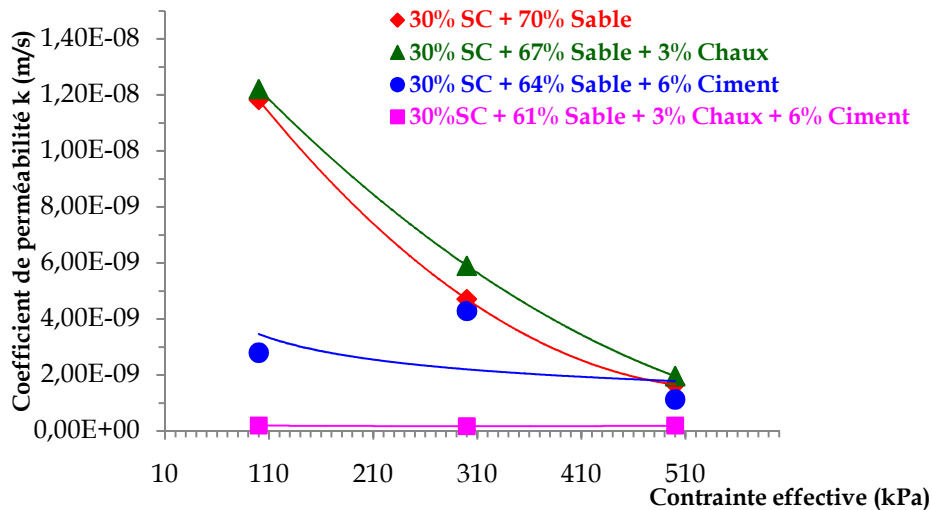


Figure 6.17. Variation de la perméabilité avec la contrainte effective des sédiments traités.

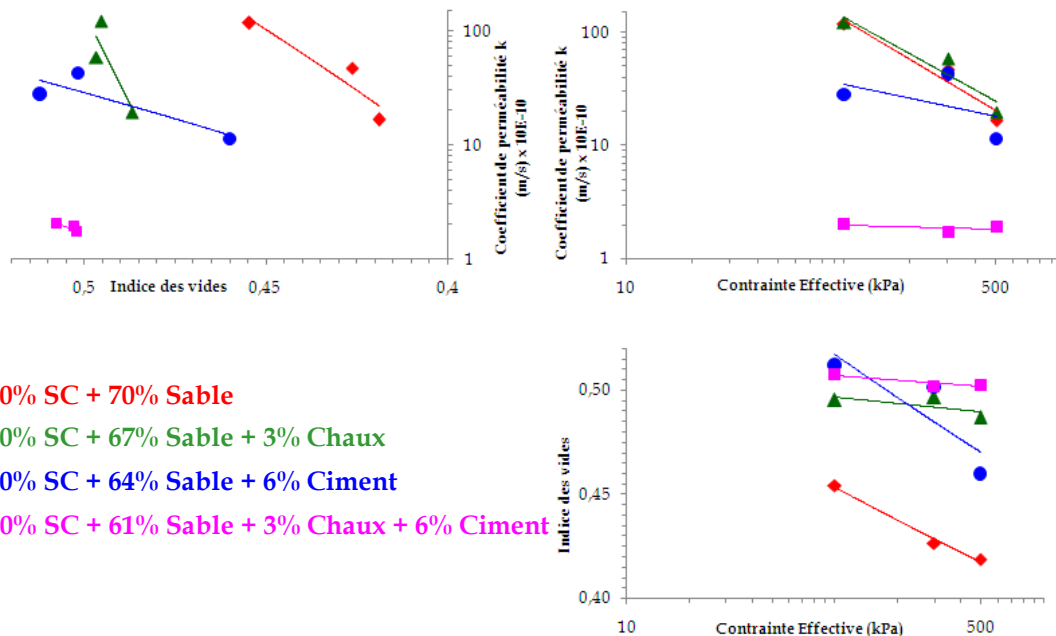


Figure 6.18. Variation des paramètres (e , σ'_3 , k) dans des repères semi logarithmique des sédiments traités.

La figure 6.19 indique la relation entre la perméabilité des échantillons avec leurs résistances à la compression simple à 28 jours.

On peut observer une relation polynomiale non linéaire entre la perméabilité et la résistance mécanique des sédiments traités. En effet, la résistance à la compression simple diminue avec l'augmentation de la perméabilité. Ceci peut être attribué à l'augmentation de la porosité des échantillons avec l'augmentation de la perméabilité.

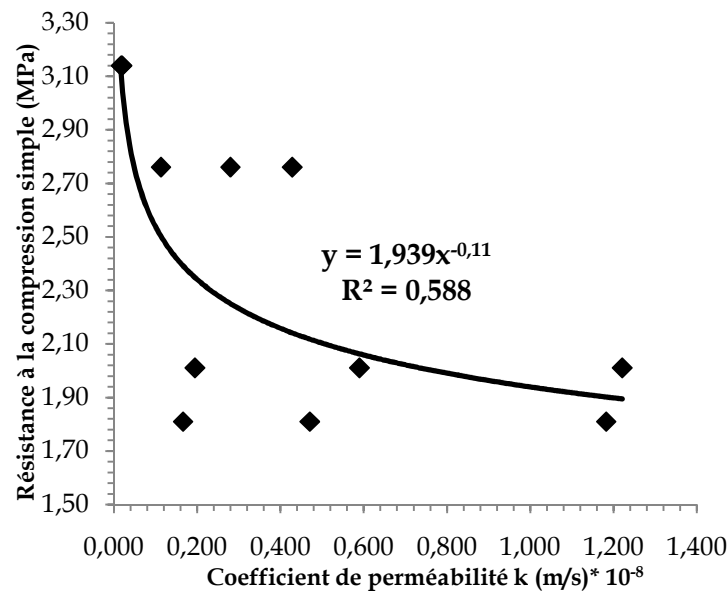


Figure 6.19. Evolution du coefficient de perméabilité avec la résistance à la compression simple à 28 jours des sédiments traités.

6.11. Essais triaxiaux Consolidés non drainés sur les 4 formulations

L'évaluation du comportement mécanique sur chemin déviatoire des sédiments est étudiée à partir de résultats d'essais triaxiaux non drainés avec mesure de la pression interstitielle (CU+u). La procédure de réalisation des essais est réalisée suivant la norme française [NF P 94-074], complétée par des dispositions spécifiques assurant la conduite des essais à leur terme et leur validité.

Placé à l'intérieur d'une cellule étanche remplie d'eau, l'échantillon suit généralement :

- Une phase de saturation, afin d'éliminer toute présence d'air ;
- Une phase de consolidation, permettant d'atteindre une contrainte initiale, choisie selon l'étude ;
- Une phase de cisaillement, en conditions non-drainées.

La cellule triaxiale est placée sur une presse, deux contrôleurs pression-volume (GDS) permettent de faire varier la pression de confinement σ_3 , et la pression interstitielle dans l'échantillon U, et de suivre les variations de volume. Le suivi de l'évolution de la pression interstitielle est réalisé grâce à un capteur de pression placé en bas de la cellule.

Un capteur de déplacement axial est placé en haut de la cellule afin de suivre la variation du déplacement axial lors de la phase de cisaillement.

Dans notre cas, le dispositif expérimental (Figures 6.20 et 6.21), comprend une centrale d'acquisition qui permet de récupérer les données des contrôleurs de type GDS, du capteur de pression U, du capteur de déplacement axial et du capteur force.

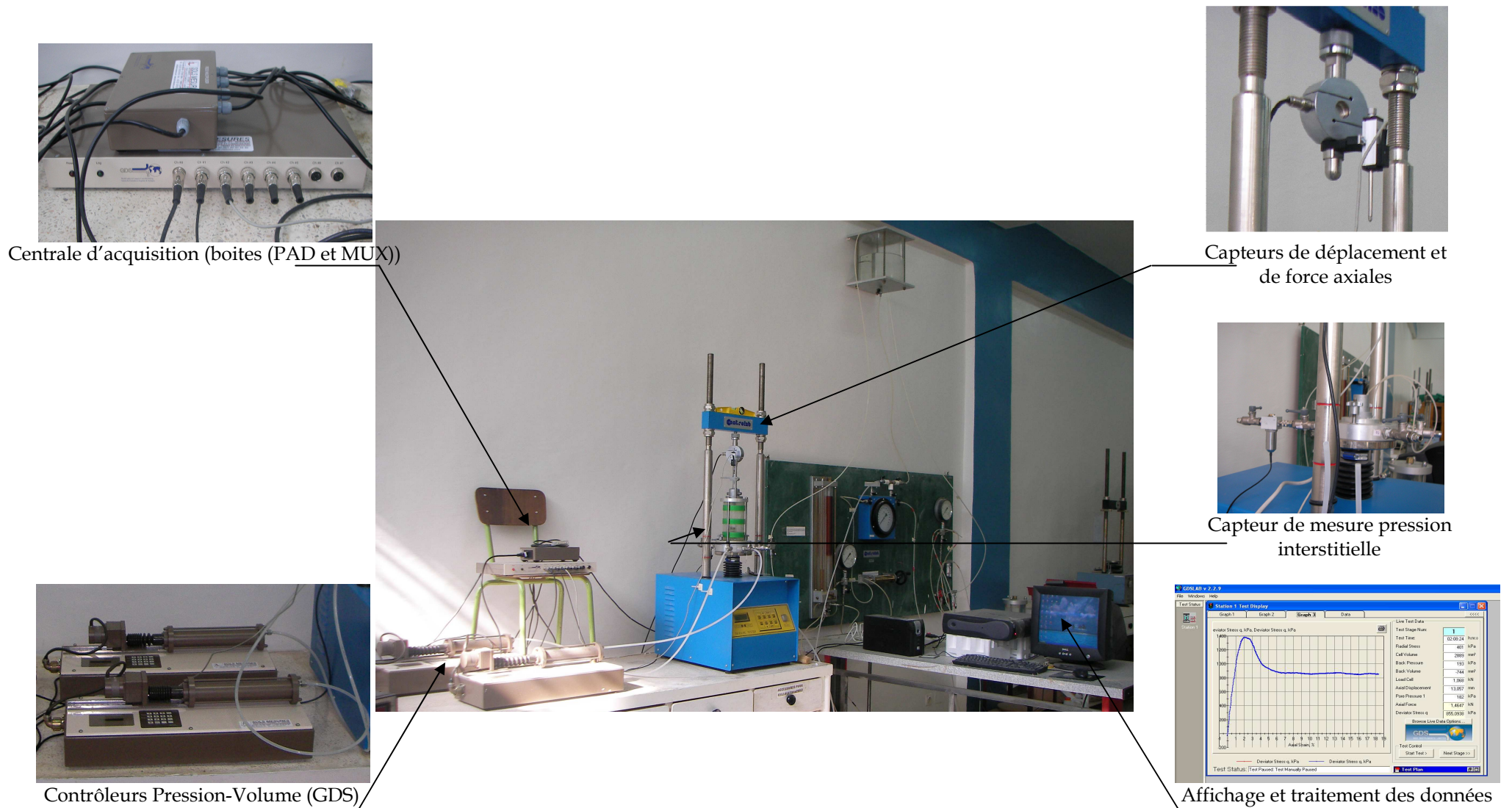


Figure 6.20. Appareil triaxial équipé de tous ces accessoires (Laboratoire EOLE, Faculté de Technologie, Université Abou-Bekr Belkaid_Tlemcen)

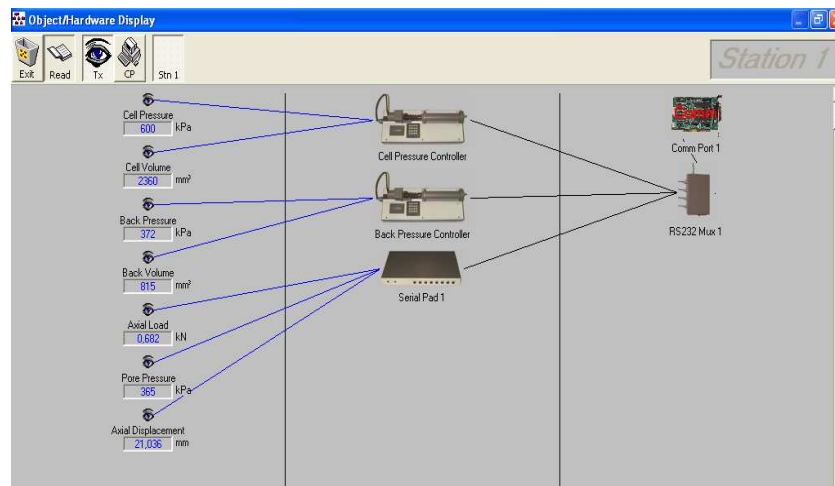


Figure 6.21. Diagramme d'éléments d'une station d'essai (GDSLAB, 2008)

Ces essais triaxiaux effectués sont pilotés avec le logiciel GDSLAB, qui est un programme dédié au pilotage et/ou à l'acquisition de données pour chaque étape de déroulement de nos essais. Ce logiciel GDSLAB présente plusieurs possibilités (GDSLAB, 2008) :

- La flexibilité au niveau de la configuration du système (hardware), y compris le mélange et l'adéquation avec d'autres marques de GDS ;
- La possibilité de choisir des essais particuliers correspondant spécifiquement aux besoins de l'utilisateur ou aux normes en vigueur ;
- Un seul logiciel pour tous les équipements du laboratoire. Ce qui signifie que la qualité des essais dépendra uniquement de l'appareillage et non plus du logiciel ;
- La création de stations de travail multiples à partir d'un seul ordinateur ;
- La possibilité d'enchaîner plusieurs essais ;
- La possibilité de visualiser les graphes et de les modifier en cours d'essai (Figure 6.22.a) ;
- La possibilité de visualiser les données brutes et calculées en cours d'essai (Figure 6.22.b) ;
- La flexibilité dans le choix du format d'enregistrement des données

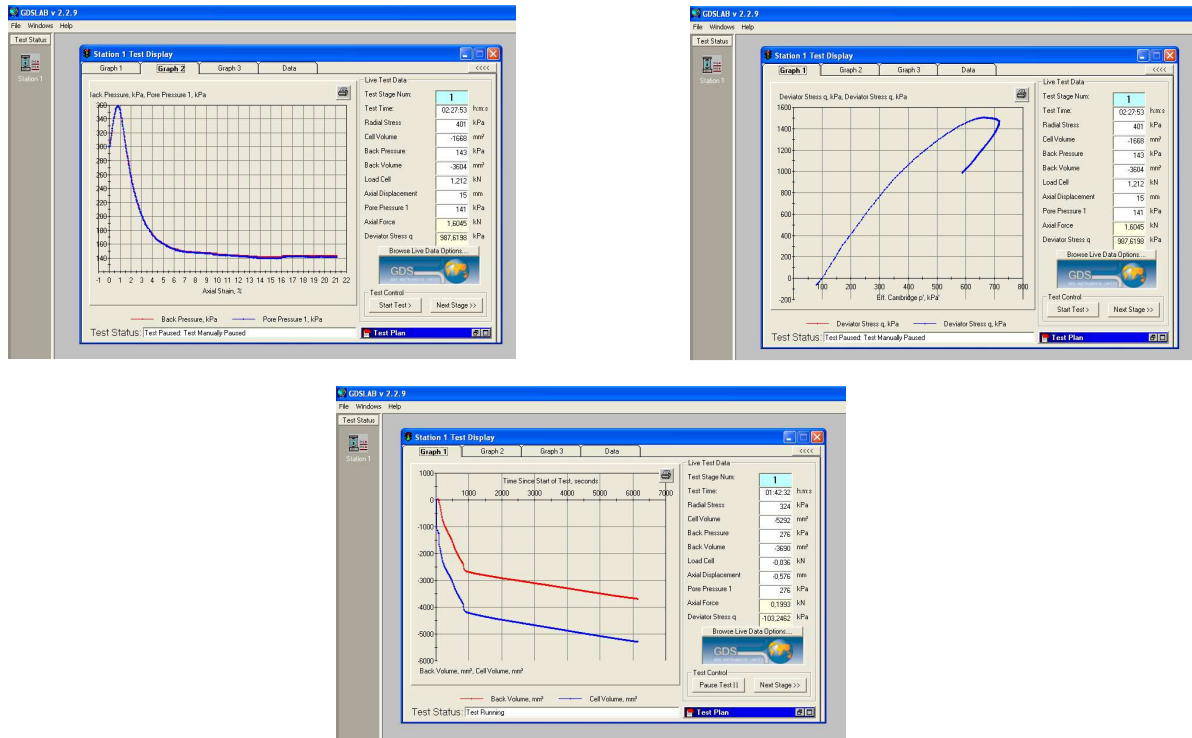


Figure 6.22.a. Représentation visuelle des graphes en cours des phases d'essai triaxial.

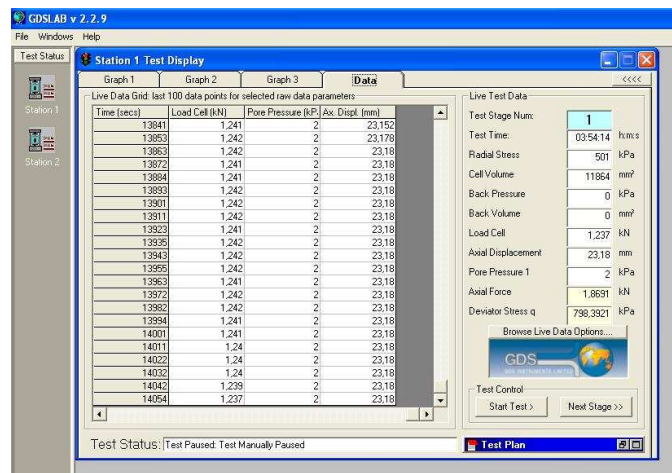


Figure 6.22.b. Visualisation de l'acquisition des données brutes en cours d'essai triaxial.

Figure 6.22. Représentation de l'acquisition des données (graphes et données) d'un essai triaxial en cours par utilisation du logiciel GDSLAB.

6.11.1. Procédure de déroulement des essais triaxiaux

6.11.1.1. Confection des éprouvettes

Chaque éprouvette est reconstituée à partir des quatre (04) formulations de sédiments étudiés présentées sur le tableau 6.9.

Le mélange ainsi constitué subit une compression statique avec un double piston afin d'obtenir un compactage le plus homogène possible dans un moule cylindrique, de dimensions 70mm de hauteur et de diamètre 35mm, soit un élancement h/d égal à 2, en suivant la norme française [NF P 98-230-2, Août 1993] (Photo 6.14).

Les éprouvettes de sédiments traités aux liants hydrauliques sont conservées après leurs confections dans des boîtes en plastiques placées dans un endroit thermostaté à une température de 20°C pendant une durée de 28 jours.



Photo 6.14. Compactage par double compression statique d'une éprouvette de mélange pour un essai triaxial

| N° de formulation | Constituants des formulations | σ_3 (kPa) | w (%) | γ_h (g/cm ³) | γ_d (g/cm ³) | e | Sr (%) |
|-------------------|--|------------------|-------|---------------------------------|---------------------------------|--------|--------|
| FOR1 | 30%SC + 70% Sable | 100 | 13,47 | 2,13 | 1,88 | 0,4383 | 82,98 |
| | | 300 | 13,47 | 2,12 | 1,87 | 0,4467 | 81,41 |
| | | 500 | 13,47 | 2,16 | 1,91 | 0,4161 | 87,39 |
| FOR2 | 30%SC + 67% Sable + 3% Chaux | 100 | 13,53 | 2,08 | 1,83 | 0,4760 | 76,74 |
| | | 300 | 13,53 | 2,07 | 1,83 | 0,4786 | 76,33 |
| | | 500 | 13,53 | 2,08 | 1,83 | 0,4769 | 76,61 |
| FOR3 | 30%SC + 64% Sable + 6% Ciment | 100 | 13,09 | 2,05 | 1,81 | 0,49 | 72,12 |
| | | 300 | 13,09 | 2,05 | 1,81 | 0,4873 | 72,52 |
| | | 500 | 13,09 | 2,09 | 1,86 | 0,4549 | 77,69 |
| FOR4 | 30%SC + 61% Sable + 6% Ciment + 3% Chaux | 100 | 13,98 | 2,07 | 1,82 | 0,4869 | 77,52 |
| | | 300 | 13,98 | 2,05 | 1,80 | 0,4981 | 75,78 |
| | | 500 | 13,98 | 2,06 | 1,81 | 0,4908 | 76,90 |

Tableau 6.9. Paramètres d'état des échantillons de sédiments étudiés après leurs confections et conservations pour chaque contrainte de confinement effective.

6.11.1.2. Saturation des échantillons

La difficulté de la phase de saturation s'explique essentiellement par les points suivants :

- Initialement, l'échantillon n'est pas saturé : sa teneur en eau est celle de l'optimum Proctor Modifié ;
- Le réseau poreux est hétérogène et le matériau est dense ;
- Le matériau granulaire étudié reste un déchet, et il peut être le siège de réactions chimiques.

1. Première étape : calcul du volume d'eau à injecter :

En pratique, suite au compactage Proctor modifié, on peut estimer que la porosité totale de l'échantillon est de l'ordre de 25 à 30% (soit un indice des vides compris entre 0,33 et 0,43). Etant donné que le volume des moules Proctor est de l'ordre de 950 cm³, cela signifie que les volumes d'eau à injecter pour une saturation totale sont compris entre 237,5 cm³ et 285 cm³. Expérimentalement, on est amené le plus souvent à introduire un volume d'eau dans l'échantillon de l'ordre de 200 cm³ à 250 cm³.

2. Seconde étape : dégazage de l'échantillon :

Deux burettes sont utilisées pour effectuer le dégazage d'air au sein de l'échantillon : l'une reliée à la partie inférieure de l'éprouvette, l'autre est reliée à la partie supérieure. À l'aide des deux contrôleurs pression-volume (GDS), une pression de confinement $\sigma_3 = 50$ kPa et une contre-pression d'entrée $U_e = 20$ kPa sont appliquées.

On effectue une désaération de l'échantillon par la circulation du bas vers le haut d'un courant ascendant, chassant progressivement l'air contenu au sein de l'échantillon. Cette procédure de dégazage est maintenue pendant 24h jusqu'à la disparition visuelle des bulles d'air en sortie d'échantillon.

3. Troisième étape : étape de saturation :

Etant donné que d'une part, les échantillons des formulations étudiées comprennent des pourcentages de liants hydrauliques bien définis et d'autre part la réalisation des essais triaxiaux a été effectué après une durée de 28j de leurs conservation en vue d'atteindre une prise hydraulique suffisante, la saturation des échantillons placés dans la cellule triaxiale, a été effectuée après la procédure de dégazage par application d'une contre-pression d'entrée qui passe de 20 kPa à 300 kPa nécessaire pour les sédiments traités et d'une contrainte de confinement totale qui passe de 50 kPa à 350 kPa, où la saturation est assurée lorsque le volume d'eau d'entrée est égal au volume d'eau de sortie. Ceci permet d'avoir un régime permanent qui sera atteint une fois que le débit sortant de l'échantillon devient constant (Figure 6.23).

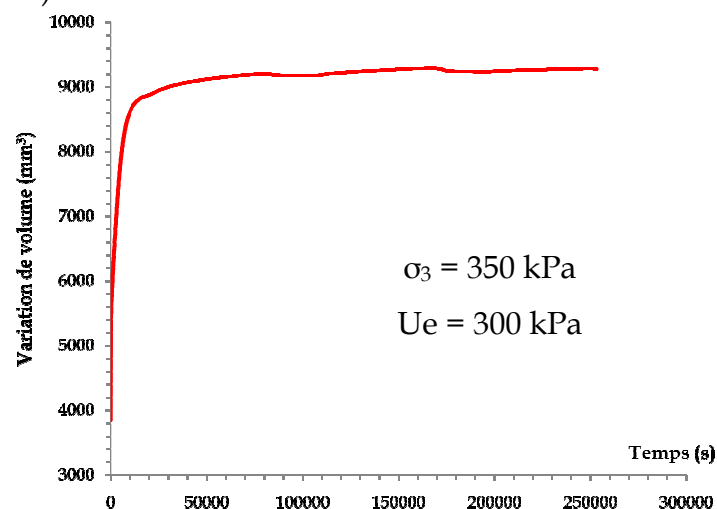


Figure 6.23. Evolution du régime d'eau permanent au cours du temps en phase de saturation, gradient de pression $\Delta U = 50$ kPa avec une contre-pression 300 kPa et une contrainte totale de confinement de 350 kPa.

6.11.1.3. Consolidation des échantillons

Suite à la phase de saturation, l'échantillon est consolidé sous une contrainte effective de confinement isotrope P' variant de 100 kPa à 500 kPa avec une contre-pression U_e constante. Lorsque σ_3 augmente, la pression interstitielle peut varier, mais grâce au drainage assuré par le vérin (GDS) qui fixe la consigne de pression, la valeur de la pression interstitielle est respectée.

Pour chacun des essais réalisés, la durée de la phase de consolidation est fixée selon le programme du logiciel GDSLAB qui lorsque les variations de volume sur une période de 5mn sont inférieures à 5mm^3 , alors la consolidation est considérée comme atteinte (GDSLAB, 2008).

Le tableau 6.10 présente les divers paliers des essais de consolidation effectués sur les éprouvettes d'échantillons de sédiments étudiés à différentes pressions de confinement, pour une contre-pression U_e fixée à 300 kPa.

| | Contrainte totale σ_3 (kPa) | Contre-pression U_e (kPa) | Contrainte effective σ'_3 (kPa) |
|-----------------|---------------------------------------|--------------------------------|---|
| Triaxial CU1 | 350 | 300 | 50 |
| | 400 | | 100 |
| Triaxial CU2 | 350 | 300 | 50 |
| | 400 | | 100 |
| | 500 | | 200 |
| Triaxial CU3 | 350 | 300 | 50 |
| | 400 | | 100 |
| | 500 | | 200 |
| | 600 | | 300 |
| | 700 | | 400 |
| | 800 | | 500 |

Tableau 6.10. Variation des contraintes appliquées sur les échantillons placés dans la cellule triaxiale en phase de consolidation.

La figure 6.24 présente la variation de volume des sédiments à différents paliers de consolidation isotrope.

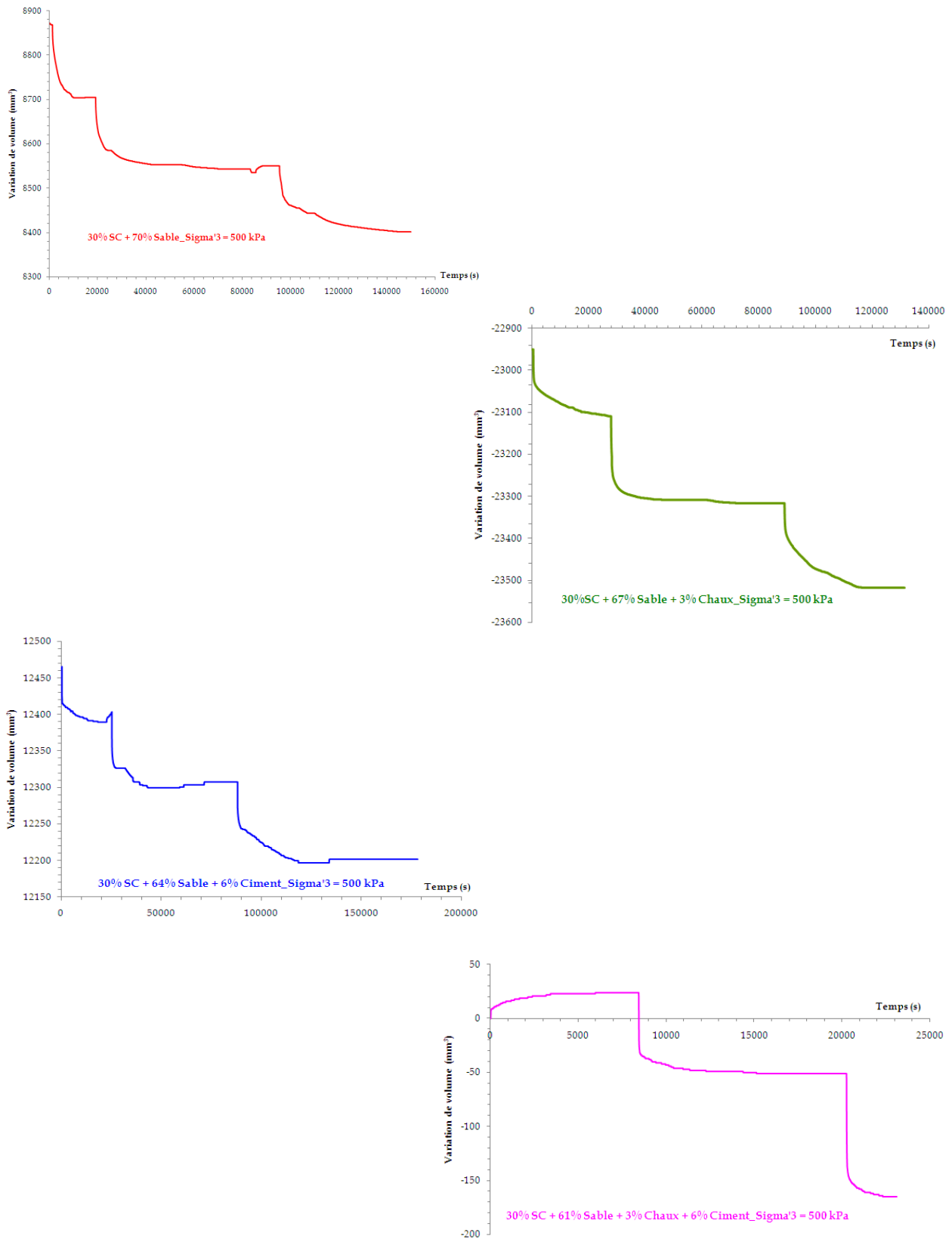


Figure 6.24. Variation de volume des sédiments traités au cours de la phase de consolidation à $\sigma'_3 = 500$ kPa.

6.11.1.4. Cisaillement des échantillons

Le cisaillement des sédiments traités est effectué après consolidation isotrope par écrasement en conditions non-drainées avec mesures des pressions interstitielles à une vitesse de 0,1 mm/mn jusqu'à apparition de plans de rupture ou de déformation de l'échantillon de l'ordre de 30% (Photo 6.15).

Les contraintes de confinement choisies sont 400 kPa, 600 kPa, 800 kPa, cela implique, avec la pression interstitielle fixée, à la fin de la consolidation à 300 kPa, une contrainte moyenne effective, au début de la phase de cisaillement de 100, 300 et 500 kPa pour chaque échantillon.



Apparition de plan de rupture après cisaillement



Affichage de la vitesse de cisaillement sur la presse triaxiale



Déformation en forme de tonneau après cisaillement

Photo 6.15. Cisaillement en conditions Non-drainé (CU+u) d'échantillons de sédiments traités à une vitesse de 0,1 mm/mn.

6.11.2. Analyse des résultats d'essais triaxiaux (CU+u)

Le comportement déviatoire en conditions non drainées des 04 séries de formulations de sédiments étudiés est représenté sur les figures 6.25 à 6.28 dans les douze (12) plans suivants :

$[q-\varepsilon_1]$, $[q-P']$, $[\eta'-\varepsilon_1]$, $[e-\varepsilon_1]$, $[e-P']$, $[e-LnP']$, $[\Delta U-\varepsilon_1]$, $[\Delta U/\sigma'_{30}-\varepsilon_1]$, $[\Delta U/P'-\varepsilon_1]$, $[\sigma'_1/\sigma'_{30}-\varepsilon_1]$, $[q/\sigma'_{30}-\varepsilon_1]$, $[q/\sigma'_{30} - P'/\sigma'_{30}]$.

Le tableau 6.11 résume les résultats obtenus pour les différentes pressions de confinement, pour une contre-pression U_e fixée à 300 kPa.

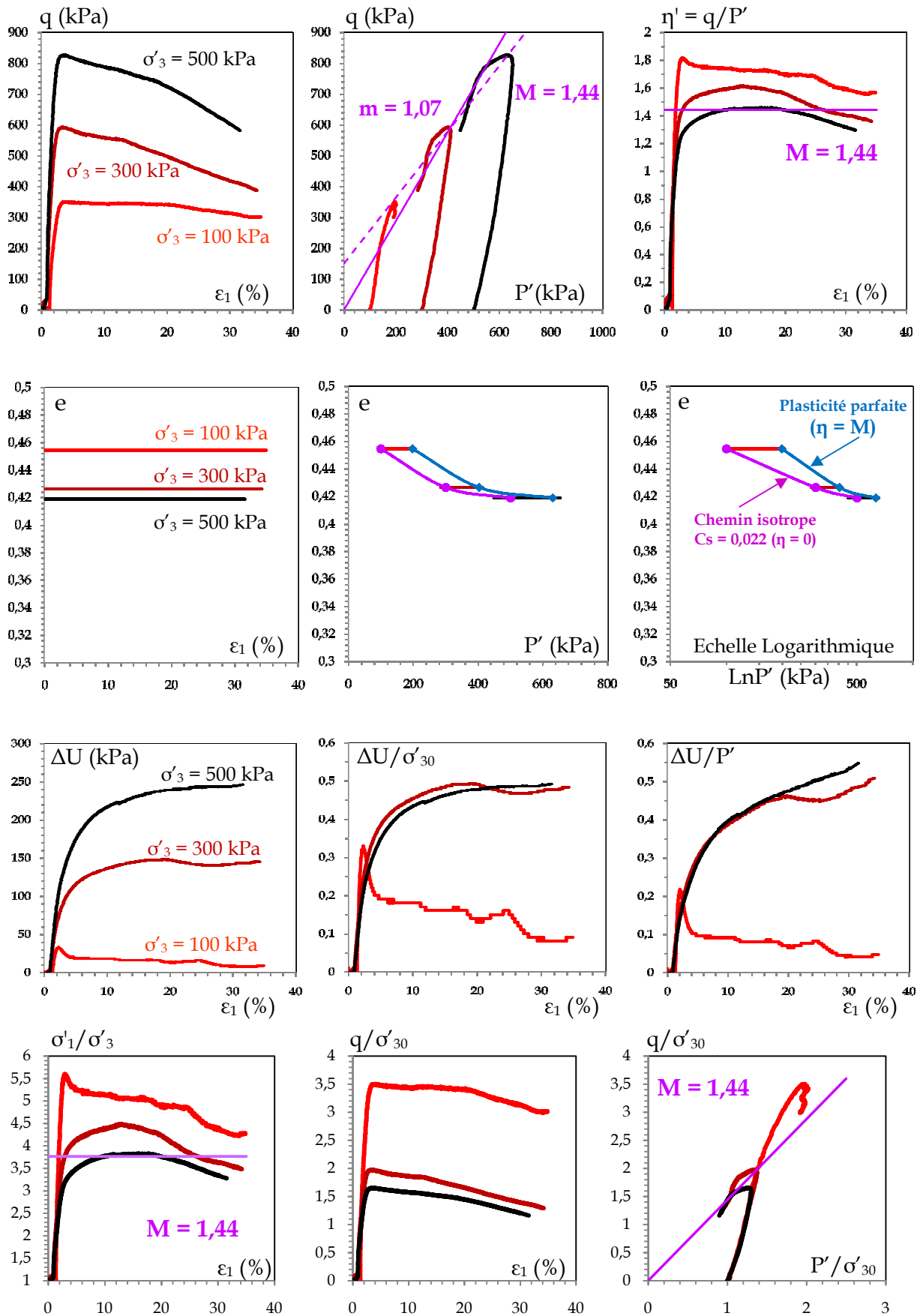


Figure 6.25. Chemins triaxiaux Non-Drainés (CU + u) sur le sédiment de Cheurfas traité de sable (0/2mm) (For 1 : 30% SC + 70% Sable)

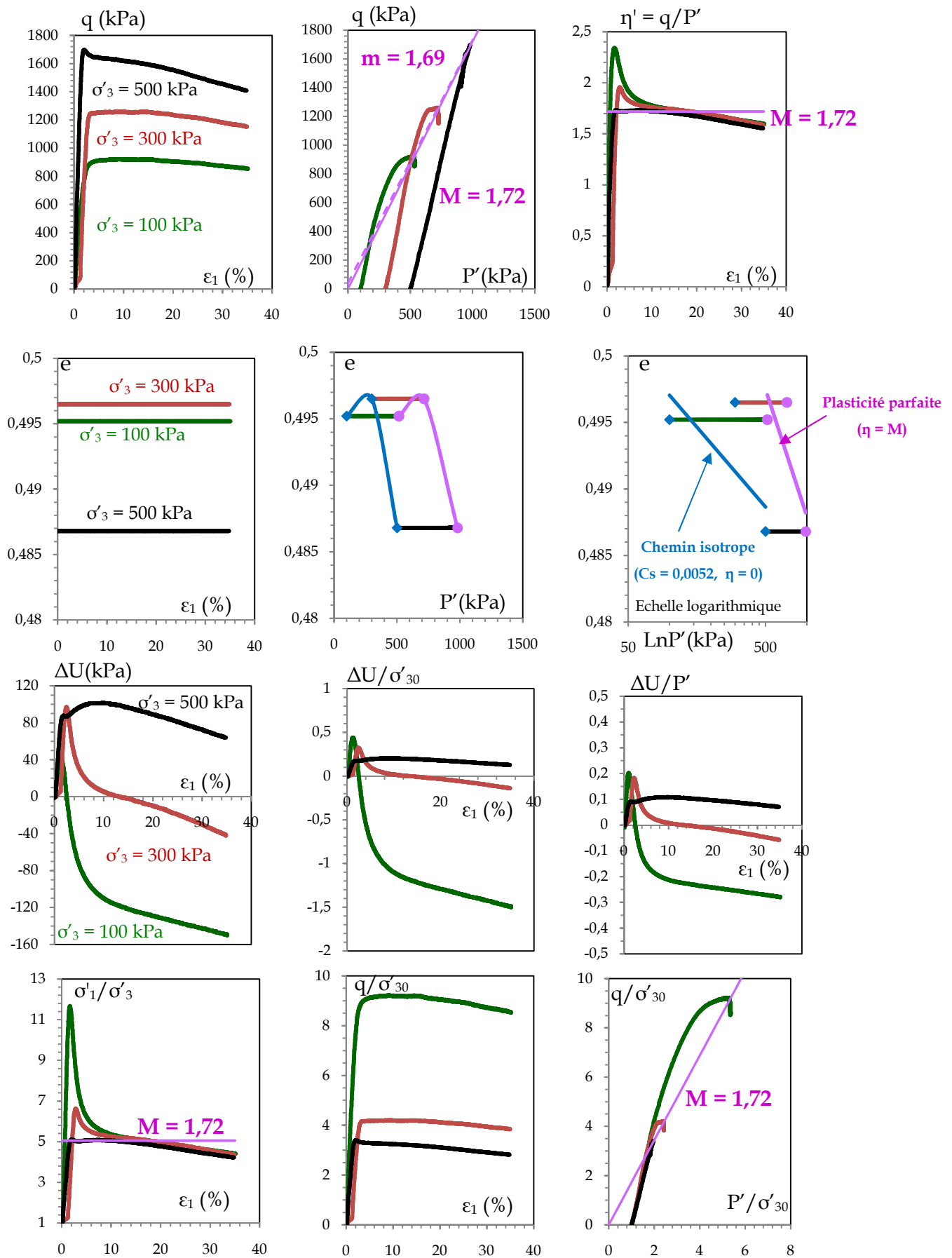


Figure 6.26. Chemins triaxiaux Non-drainés (CU+u) sur le sédiment de Cheurfas traité avec la chaux vive (0/2 mm) (For2 :30% SC + 67% Sable+ 3% Chaux)

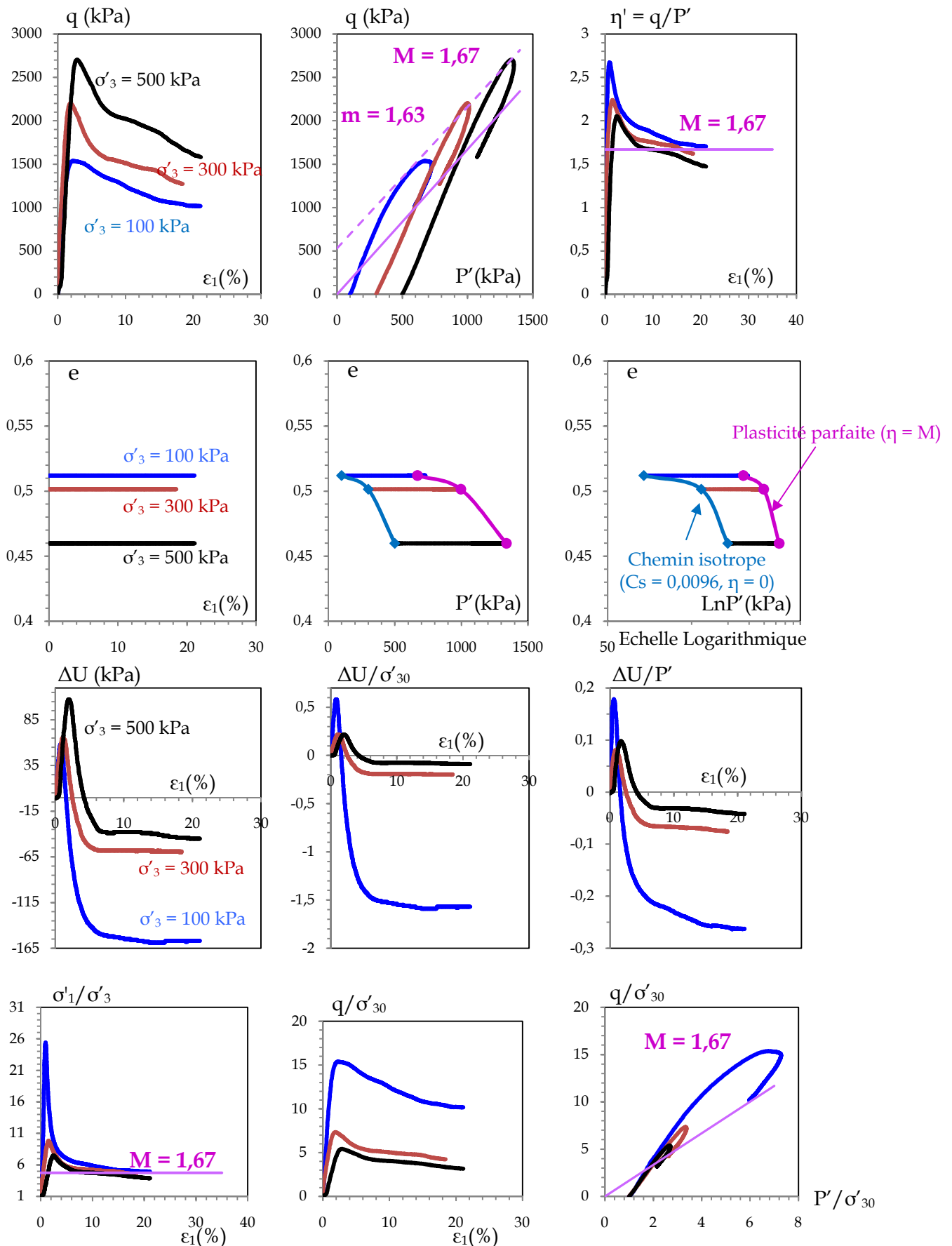


Figure 6.27. Chemins triaxiaux Non-drainés (CU+u) sur le sédiment de Cheurfas traité avec le ciment portland composé (CPJ CEM II/A 42,5°) (For3 : 30% SC + 64% Sable+ 6% Ciment)

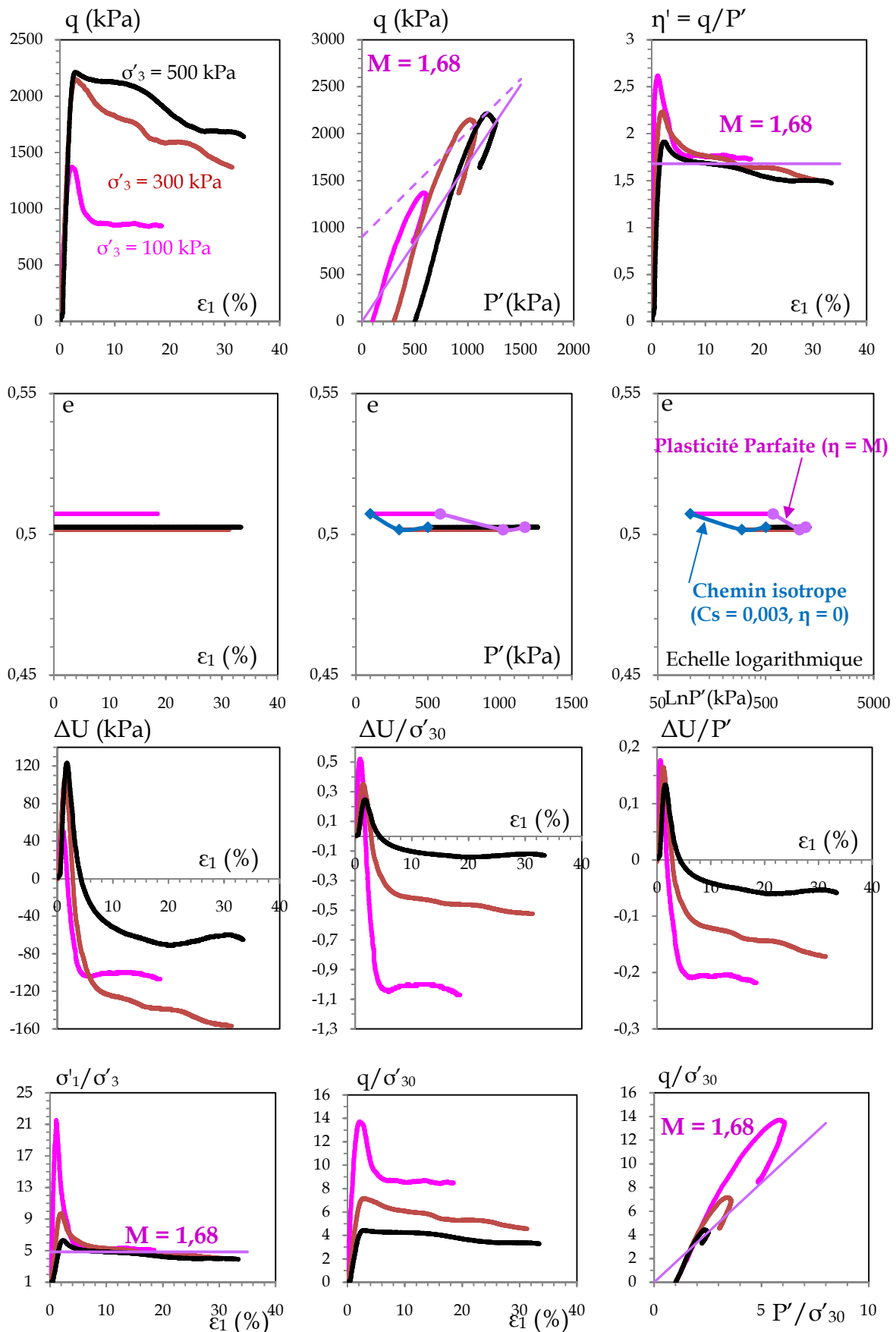


Figure 6.28. Chemins triaxiaux Non-drainés (CU+u) sur le sédiment de Cheurfas traité avec la chaux vive (0/2mm) et le ciment portland composé (CPJ) (For 4 : 30% SC + 61% Sable+ 3% Chaux + 6% Ciment)

On remarque, à travers, les figures 6.25 à 6.28, que :

- Pour les chemins déviatoires de la formulation 1, on constate que dans le plan $q = f(\varepsilon_1)$, la résistance du matériau augmente rapidement pour atteindre un maximum de résistance à une déformation axiale de l'ordre de 1 à 2%. Après le pic de résistance, cette dernière chute régulièrement sans l'apparition d'un palier franc dans le cas des confinements de 300 kPa et de 500 kPa. En revanche, le palier apparaît juste après la résistance maximale ;

- Dans le plan $q = f(p')$, on constate un comportement typique de matériaux faiblement surconsolidés non-drainés, à savoir une montée du déviateur des contraintes (q) par rapport à p' inclinée légèrement vers la droite. Une fois le pic atteint, on constate une chute du déviateur des contraintes (q) avec une baisse de la pression moyenne. L'absence d'un palier franc dans le plan $q = f(\varepsilon_1)$ ne permet pas de déterminer le palier de plasticité parfaite avec précision. Pour cela, on représente habituellement le plan $\eta' = f(\varepsilon_1)$ où les courbes se rejoignent et le palier horizontal apparaît ;

Dans notre cas et pour l'ensemble des essais, le palier est atteint par hypothèse pour la déformation axiale de 10%.

- Dans le plan $\Delta U = f(\varepsilon_1)$, on constate que ce matériau compacté à l'OPM présente une augmentation continue de la pression interstitielle pour tendre vers un palier, comportement caractéristique des sols normalement consolidés (NC). Afin d'interpréter le résultat dans le plan $e = f(\text{Log} p')$, nous avons représenté les points de départ qui sont supposés être sur un chemin de déchargement isotrope (C_s) et les points finaux alignés sur une droite de plasticité parfaite (M) ;

- Le même comportement apparaît dans le plan $q = f(\varepsilon_1)$ pour le chemin déviatoire de la formulation 2. En revanche, on constate dans le plan $\Delta U = f(\varepsilon_1)$, que la pression interstitielle présente un pic de pression qui chute considérablement pour passer à des pressions interstitielles négatives. Ce type de comportement est caractéristique des matériaux très surconsolidés qui présente une tendance à la dilatance empêchée qui se traduit par une chute brutale de la pression interstitielle. Cependant, pour le chemin déviatoire à $\sigma'_3 = 500$ kPa, cette chute n'est pas très prononcée ;

- Dans le plan $q = f(p')$, le comportement déviatoire de ce type de formulation reste typique des sols très surconsolidés ;

- Le comportement global des formulations 3 et 4 est conforme aux comportements des sols très surconsolidés, à savoir l'apparition d'un pic de résistance dans le plan $q = f(\varepsilon_1)$ qui est franc et qui se traduit dans le plan $\Delta U = f(\varepsilon_1)$ par une augmentation brutale de la pression en petite déformation jusqu'à un pic suivi d'une chute brutale tendant vers des variations de pressions interstitielles négatives, ce qui se traduit dans le plan $q = f(p')$ par une augmentation quasi-linéaire du déviateur de contraintes jusqu'au pic de résistance suivi d'une chute qui se rabat sur la droite de plasticité parfaite (M) correspondant au palier de plasticité parfaite, palier qui est mis en évidence dans le plan $\eta' = f(\varepsilon_1)$

Pour représenter les courbes enveloppes de toutes les formulations, on a déterminé les paramètres mécaniques M et m qui représentent respectivement la

penne de plasticité parfaite définie par hypothèse à 10% de déformation axiale et la penne des pics de résistance, caractéristique des sols surconsolidés.

Le tableau 6.11 résume les résultats obtenus des paramètres mécaniques pour ces chemins déviatoires (CU+u) des quatre (04) séries de sédiments traités à différentes contraintes de confinement. On constate des résultats obtenus que :

- Le comportement mécanique des sédiments traités de sol granulaire ou de liants hydrauliques met clairement en évidence la dépendance des chemins déviatoires vis-à-vis de la pression moyenne appliquée. L'angle de frottement est de l'ordre de 27° pour les sédiments traités du sable granulaire (0/4mm) et de l'ordre de 40° pour les sédiments traités aux liants hydrauliques ;

- Les sédiments traités avec les liants hydrauliques présentent le comportement d'un matériau très surconsolidé où apparaît une localisation des déformations apparente en fin d'essai (Photo 6.16). Le suivi des déformations pendant l'essai de cisaillement est alors perturbé par l'apparition de ces grandes déformations. Pour les sédiments traités de sol granulaire, les déformations sont réparties de manière homogène dans l'échantillon où on observe dans ce cas l'apparition de bandes de cisaillement sur une certaine épaisseur plutôt qu'un plan de cisaillement franc (Photo 6.16).

- Le traitement aux liants hydrauliques améliore nettement la résistance au cisaillement du matériau où une augmentation moyenne de 130% pour la formulation 2, 280% pour la formulation 3 et de 240% pour la formulation 4 de cette résistance est constatée entre la formulation traitée de liants par rapport à celle traitée de sol granulaire. Ce taux d'augmentation de résistance diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement. L'angle de frottement interne s'est amélioré d'une moyenne de 35% par introduction de liants hydrauliques avec aussi une amélioration notable de la cohésion d'une moyenne de 286%. Cette augmentation notable de la cohésion se constate en particulier pour les formulations à base de ciment CPJ CEMII.

- Il est aussi observé que quelque soit la formulation du traitement utilisé, le module sécant (E_{50}) croît en moyenne lorsque la contrainte de confinement effective augmente. La valeur de ce module sécant est plus importante pour la formulation traitée de liants par rapport à la formulation traitée de sol granulaire (Figure 6.29).

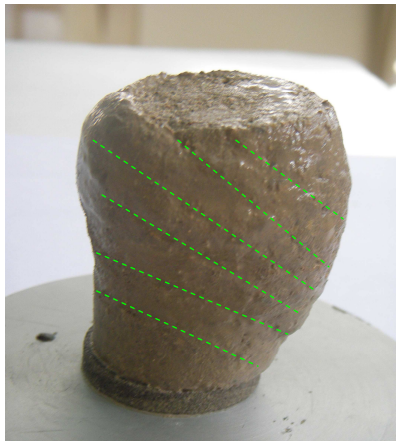
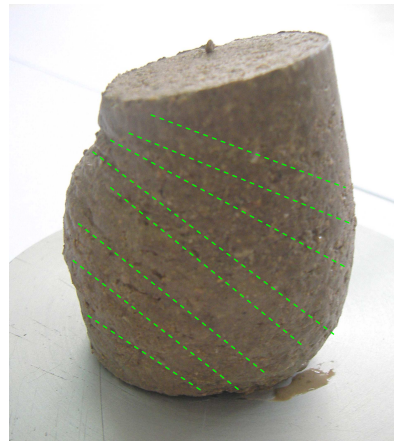
FOR1- $\sigma'_3 = 100$ kPaFOR1- $\sigma'_3 = 300$ kPaFOR1- $\sigma'_3 = 500$ kPaFOR2- $\sigma'_3 = 100$ kPaFOR2- $\sigma'_3 = 300$ kPaFOR2- $\sigma'_3 = 500$ kPaFOR3- $\sigma'_3 = 100$ kPaFOR3- $\sigma'_3 = 300$ kPaFOR3- $\sigma'_3 = 500$ kPaFOR4- $\sigma'_3 = 100$ kPaFOR4- $\sigma'_3 = 300$ kPaFOR4- $\sigma'_3 = 500$ kPa

Photo 6.16. Visualisation des plans de rupture des échantillons après cisaillement triaxial (CU + u) pour les quatre types de formulations à chaque contrainte effective.

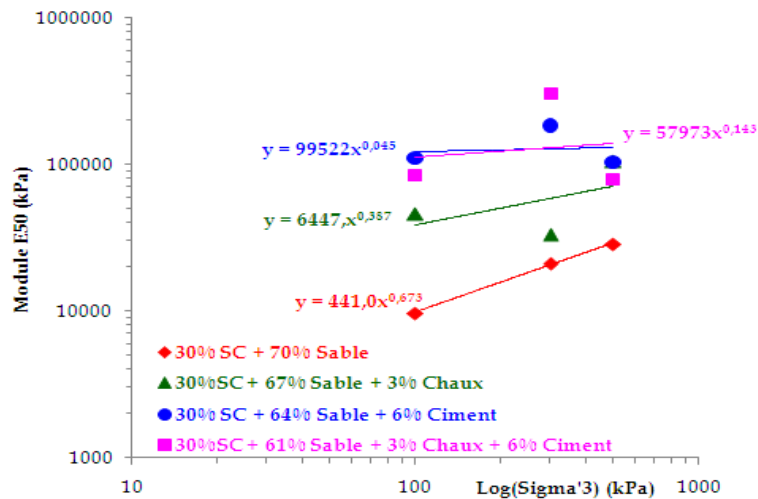


Figure 6.29. Evolution du module E_{50} avec la contrainte moyenne effective pour Les quatre types de formulations

6.12. Modules de déformations sécants déduits des chemins déviatoires

L'exploitation des essais triaxiaux consolidés non-drainés (CU+u) en terme de modules sécants nécessite de « zoomer » l'axe de déformations axiales dans le domaine (0-4%)

Les figures 6.30 à 6.33 montrent l'évolution des modules de déformations sécants pour chaque type de formulations étudiées.

Dans le graphe $E_s = f(\varepsilon_1)$, on constate pour la formulation 1 la chute du module E_s lorsque la déformation axiale augmente. Cette observation qui a été déjà constatée pour les essais de compression simple (§6.8.3.2.).

Les courbes sont paramétrées en contrainte de confinement, pour une déformation donnée, plus la contrainte de confinement est élevée, plus le module sécant est élevé.

En terme de pression moyenne, on constate dans le plan $E_s = f(p')$ une augmentation monotone du module E_s en fonction de la pression moyenne et si on représente cette variation dans un plan bi-logarithmique, ces points s'alignent raisonnablement le long de droites qui sont plus ou moins parallèles.

Le calcul des pentes de ces droites est représenté dans le plan $n = f(\varepsilon_1)$, où on constate que ce paramètre varie entre 0,35 et 0,5 pour cette formulation 1, une variation qui est relativement faible. Ceci montre que pour ces modules sécants, la loi puissance de type $E_s = \alpha P^n$ peut être applicable à ce type de matériau et dans ce domaine de déformation.

Dans le cas de la formulation 2, les mêmes constatations ont été observées pour la variation du module sécant E_s en fonction de la déformation axiale et de la contrainte moyenne. Cependant, la variation de la pente n reste relativement constante autour de 0,4.

En revanche, pour la formulation 3, on constate que la pente n des droites dans le plan $E_s = f(p')$ à déformation constante, varie de 0,15 à 0,4 donc varie beaucoup avec la déformation ce qui n'est pas le cas pour les autres formulations.

Ces constatations peuvent être généralisées à la formulation 4.

| Mélanges (%) | P'initial (kPa) | σ_3 (kPa) | P'pic (kPa) | q _{pic} (kPa) | P'10% (kPa) | q _{10%} (kPa) | m | q ₀ (kPa) | C _{pic} (kPa) | Φ_{pic} (°) | M _{pp} | Φ_{pp} (°) | E ₅₀ (kPa) | α | n | Variation de cohésion au pic (%) | Variation d'angle de frottement au pic (%) |
|---|-----------------|------------------|-------------|------------------------|-------------|------------------------|------|----------------------|------------------------|------------------|-----------------|-----------------|-----------------------|----------|-------|----------------------------------|--|
| FOR1= 30% SC + 70% Sable | 100 | 400 | 197,79 | 350,37 | 197,67 | 344,03 | 1,07 | 150 | 71 | 27 | 1,44 | 35 | 9897,74 | 441 | 0,673 | Valeur de référence | Valeur de référence |
| | 300 | 600 | 402,66 | 592,97 | 351,26 | 558,77 | | | | | | | 21177,86 | | | | |
| | 500 | 800 | 629,43 | 826,28 | 546,32 | 786,95 | | | | | | | 28492,41 | | | | |
| FOR 2= 30% SC + 67% Sable + 3% Chaux | 100 | 400 | 515,49 | 922,47 | 518,12 | 921,37 | 1,69 | 40 | 21 | 41 | 1,72 | 42 | 46124 | 6447 | 0,387 | 70 | 52 |
| | 300 | 600 | 715,36 | 1261,08 | 714,64 | 1255,91 | | | | | | | 33186,32 | | | | |
| | 500 | 800 | 980,08 | 1698,24 | 940,03 | 1620,11 | | | | | | | 106140 | | | | |
| FOR 3= 30% SC + 64% Sable + 6% Ciment | 100 | 400 | 670,61 | 1537,83 | 669,86 | 1244,57 | 1,63 | 530 | 272 | 40 | 1,67 | 41 | 109845,71 | 99522 | 0,045 | 283 | 48 |
| | 300 | 600 | 994,60 | 2200,79 | 863,04 | 1512,13 | | | | | | | 183400 | | | | |
| | 500 | 800 | 1337,25 | 2703,76 | 1212,09 | 2019,27 | | | | | | | 103990,77 | | | | |
| FOR 4= 30% SC + 61% Sable + 6% Ciment + 3% Chaux | 100 | 400 | 585,67 | 1370,00 | 486,49 | 853,49 | 1,12 | 900 | 430 | 28 | 1,68 | 41 | 85625 | 57973 | 0,143 | 506 | 4 |
| | 300 | 600 | 1022,76 | 2150,27 | 1033,99 | 1823,99 | | | | | | | 107514 | | | | |
| | 500 | 800 | 1174,80 | 2213,39 | 1260,91 | 2123,73 | | | | | | | 79050 | | | | |

NB : m = enveloppe des pics de résistance

Tableau 6.11. Compilation des résultats des essais triaxiaux (CU+u) pour les séries de sédiments traités à différentes contraintes de confinement

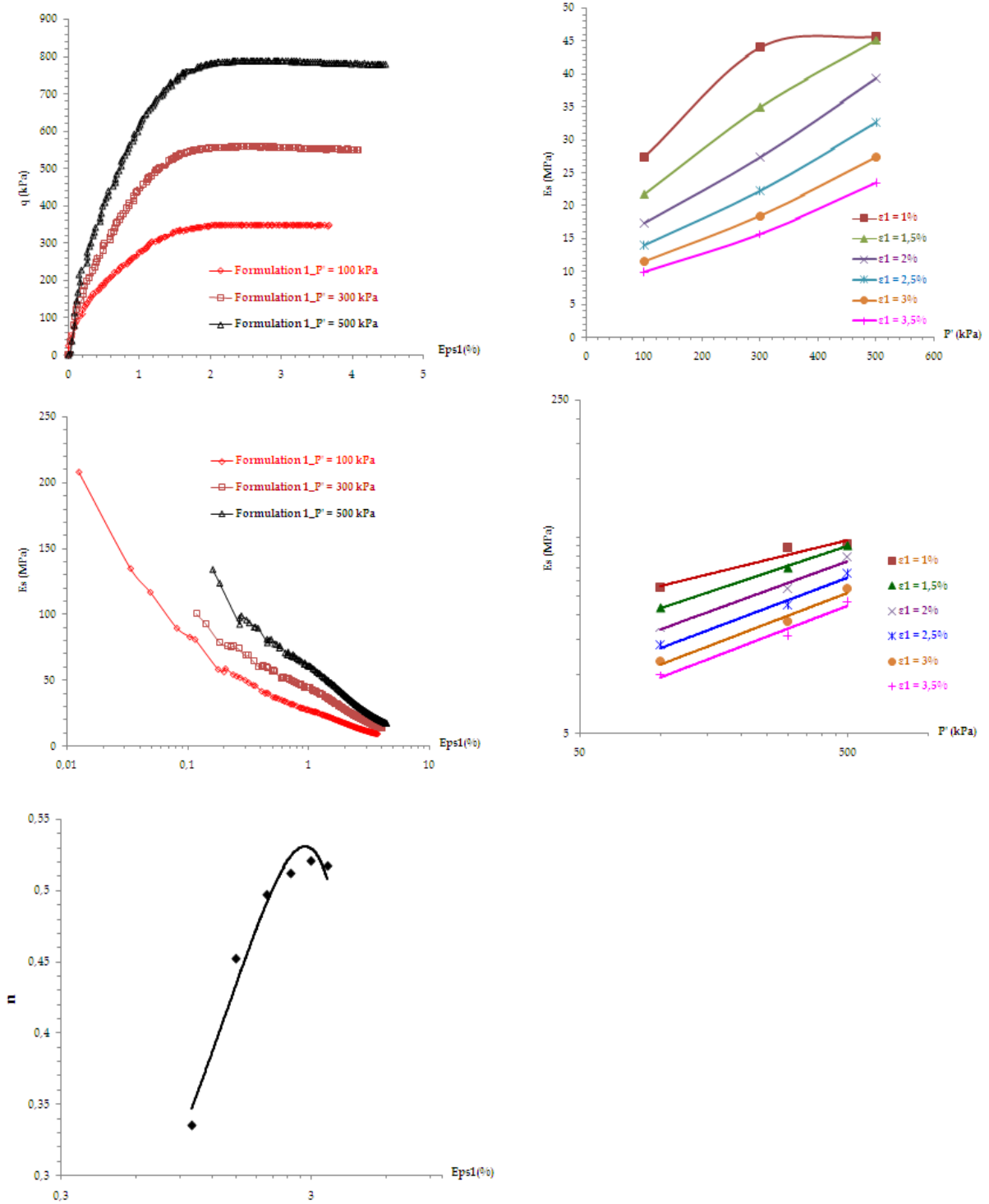


Figure 6.30. Evolution des modules de déformation pour la formulation 1 (30%SC + 70% Sable)

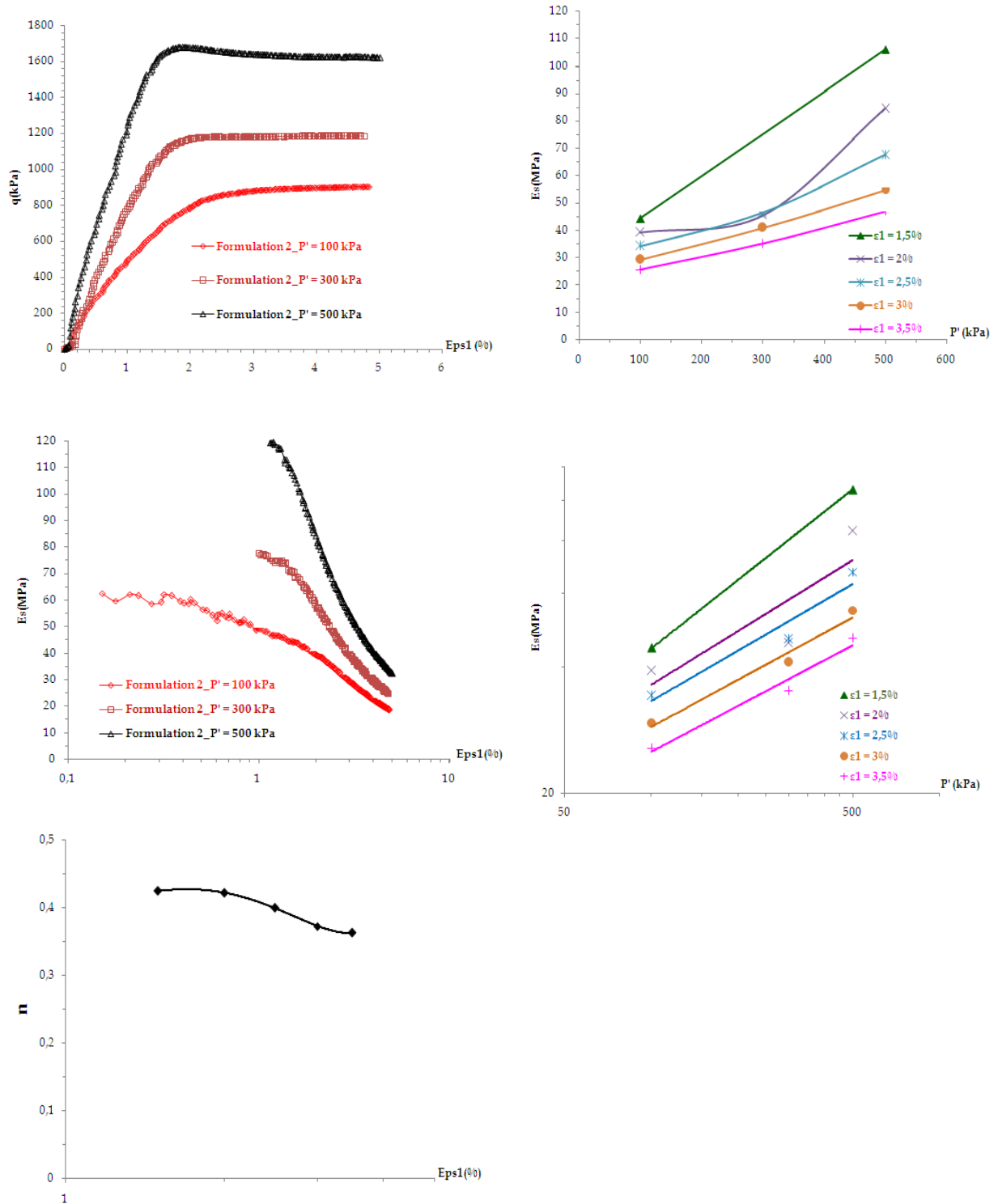


Figure 6.31. Evolution des modules de déformation pour la formulation 2 (30% SC + 67% Sable + 3% Chaux)

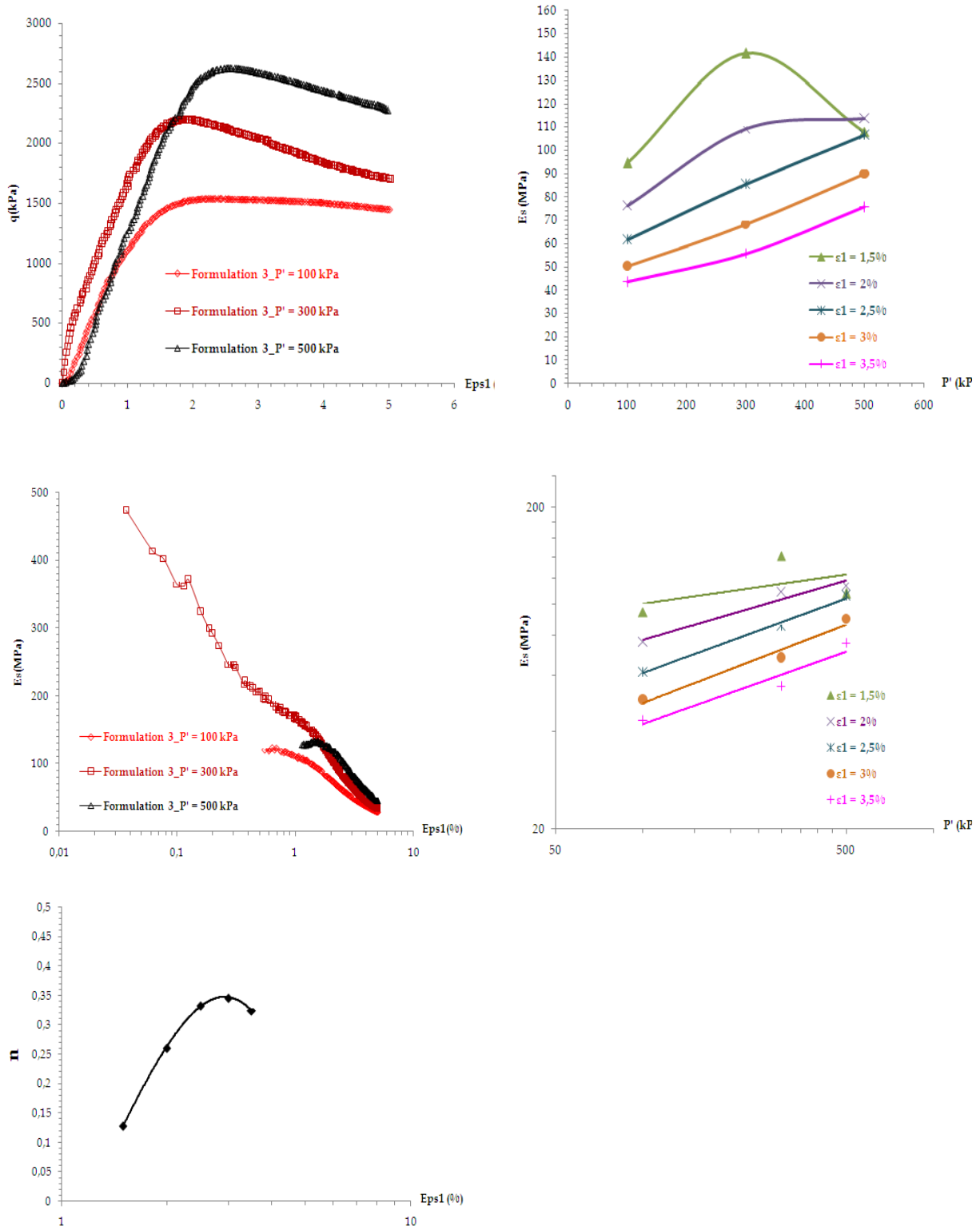


Figure 6.32. Evolution des modules de déformation pour la formulation 3 (30% SC + 64% Sable + 6% Ciment)

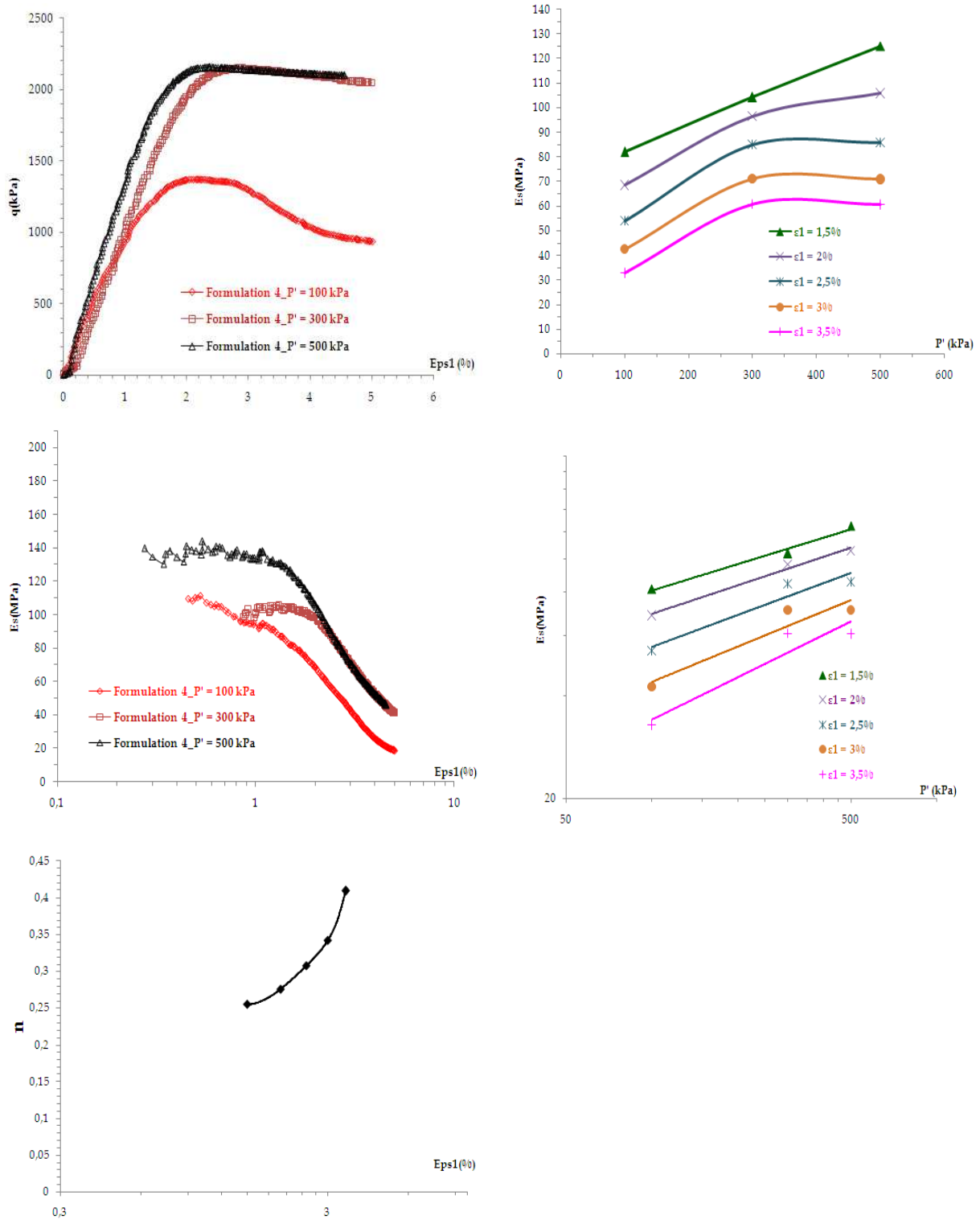


Figure 6.33. Evolution des modules de déformation pour la formulation 4 (30% SC + 61% Sable + 3% Chaux + 6% Ciment)

6.13. Comportement sur chemins de drainage-humidification du sédiment de Cheurfas

Après l'étude du comportement mécanique du sédiment traité sur des chemins déviatoires, il nous a semblé important de vérifier le comportement de ces sédiments sur des chemins de drainage-humidification à contraintes mécaniques nulles afin d'étudier l'effet de cycles de dessiccation et d'imbibition sur leur déformation, et donc sur leur durabilité.

L'étude du comportement des sols non saturés a fait l'objet de recherches relativement poussées depuis les années 80. Afin de ne pas surcharger le manuscrit de cette thèse, nous avons placé en annexe 2 un état des connaissances succinct sur le comportement des sols non-saturés.

Nous présentons dans ce qui suit, les résultats expérimentaux du comportement obtenu sur les chemins de drainage-humidification par utilisation de deux méthodes d'imposition de la succion (méthodes osmotique et des solutions salines saturées) sur le sédiment de Cheurfas naturel à l'état d'une pâte et compacté à l'Optimum Proctor Modifié (OPM) sous contraintes extérieures nulles.

D'autre part, nous présentons aussi le comportement de ces mêmes chemins hydriques déterminés sur les quatre (04) formulations étudiées de sédiments traités de liants hydrauliques et de sol granulaire. La comparaison entre ces chemins hydriques avec celles de compression-décompression oedométriques est aussi présentée.

Nous commençons par le mode opératoire de préparation des échantillons et du matériel utilisé, ainsi que les résultats expérimentaux du comportement sur les chemins de drainage-humidification préparés à différents degrés de saturation (pâte saturée, pâte sèche, compactée à l'OPM).

Les résultats des essais sont présentés dans des diagrammes à cinq plans qui se correspondent verticalement et horizontalement en fonction des paramètres d'états (w , e , S_r et la succion).

6.13.1. Programme expérimental

Le comportement sur chemin de drainage-humidification a été déterminé par un certain nombre d'essais. Ces essais consistent à imposer au sol une suite de pressions capillaires croissantes jusqu'à séchage complet (drainage), puis à le ré-humidifier en imposant une suite de pressions capillaires décroissantes (imbibition).

Deux méthodes d'imposition de succion ont été utilisées :

1) La méthode osmotique pour des gammes de succions faibles (50 kPa, 8400 kPa) en utilisant le PEG 20000 pour la gamme de 50 à 1500 kPa et PEG 6000 pour la gamme de 3100 à 8400 kPa (Photo 6.17) ;

2) La technique des solutions salines saturées qui permet de balayer les gammes de pression capillaires les plus élevées (8,4 MPa à 234 MPa).



Photo 6.17. Poudre du PEG 20000 (polyéthylène glycol)

6.13.2. Préparation des échantillons

Les échantillons ont été confectionnés dans quatre (04) états initiaux :

1. Pâte saturée : l'échantillon est saturé, préparé sous forme de pâte à une teneur en eau initiale égale à une fois et demi sa limite de liquidité ($w_0 = 1,5 \times W_L$) ;
2. Pâte sèche : De la pâte saturée ainsi préparée, on prend une quantité qu'on introduit dans une étuve pour dessiccation à 105°C pendant 24h ;
3. Echantillon compacté à l'OPM : la poudre du sédiment fin sec de Cheurfas est humidifiée à la teneur en eau correspondant à l'Optimum Proctor Modifié ($w_{OPM} = 23,3\%$, $\gamma_{dmax} = 15,54 \text{ kN/m}^3$), puis elle est soigneusement conservée dans un sac étanche pendant une journée dans un endroit humide, ensuite le mélange est compacté statiquement à la densité de Proctor Modifié (les dimensions des échantillons obtenus après compactage sont : $d = 22 \text{ mm}$, $h = 13 \text{ mm}$) (Photo 6.18).
4. Echantillons des quatre (04) formulations compactés : Sur la base des mélanges des quatre formulations étudiées au § 6.4, des échantillons ont été confectionnés et compactés statiquement à l'optimum Proctor modifié. Les échantillons contenant les liants hydrauliques sont conservés soigneusement pendant une durée de 28 jours avant le lancement de leurs essais hydriques correspondant et ceci afin d'assurer une bonne prise hydraulique de ces mélanges (Photo 6.18)



Echantillon compacté à l'OPM



Echantillon conservé



Ensemble d'échantillons compactés à l'OPM du sédiment de Cheurfas



Série des quatre (04) formulations d'échantillons compactés à l'OPM

Photo 6.18. Préparation des échantillons des formulations de mélanges de sédiments traités pour les essais de drainage-humidification

Le compactage statique est effectué à une vitesse de 1,14mm/mn. On estime que cette vitesse est suffisamment lente pour permettre la dissipation des pressions interstitielles dans le cas de nos sédiments tout au long du compactage statique.

6.13.3. Principe des méthodes de contrôle et de mesure de la succion

6.13.3.1. La méthode osmotique

Le phénomène d'osmose s'observe lorsque deux solutions de concentrations différentes sont en contact à travers une membrane, perméable à l'un des solutés des phases en présence. Il repose sur la concentration qu'un système physique quelconque en déséquilibre libre tend toujours à se ramener à un état d'équilibre par transfert énergétique.

L'utilisation de cette méthode nécessite la connaissance de la relation qui lie la concentration du PEG (polyéthylène glycol) avec la succion imposée.

Les différentes concentrations du PEG20000 (MWCO 14000) et PEG6000 (MWCO 3500) utilisées, sont indiquées dans le tableau 6.12.

La pose des échantillons consiste à fixer la membrane semi-perméable (membrane de dialyse avec une faible porosité (5nm)) dans le béccher contenant du PEG par l'intermédiaire d'une bague en PVC (Photo 6.19), le rôle de la membrane poreuse ne laissant migrer que les molécules d'eau et les ions de la solution du sol.

La bague est ensuite glissée sur les parois du béccher jusqu'à ce que le contact entre la solution et la membrane soit parfait (pas de bulles d'air) (photo 6.19). Les échantillons sont ensuite posés sur la membrane, le béccher sera fermé par un

couvercle (parafilm) et laissé un certain temps (deux semaines environ d'après la littérature) pour la stabilisation du transfert (Photo 6.19).

Tableau 6.12. Succions imposées en fonction de la concentration du PEG à 20°C.

| Masse PEG/500 ml eau PEG 20000 | $s=u_a-u_w$ | Masse PEG/500 ml eau PEG 6000 | $s=u_a-u_w$ |
|-----------------------------------|-------------|----------------------------------|-------------|
| g | kPa | g | MPa |
| 33,71 | 50 | 213,2 | 2 |
| 47,67 | 100 | 261,12 | 3 |
| 67,42 | 200 | 369,27 | 6 |
| 95,35 | 400 | 426,40 | 8 |
| 116,77 | 600 | | |
| 134,84 | 800 | | |
| 165,14 | 1200 | | |
| 184,64 | 1500 | | |



Agitation de la solution du PEG20000 et 6000



Pose des échantillons dans le bécher



Fermeture du bécher par un couvercle de parafilm



Conservation des béchers de PEG20000 et boîtes de PEG6000 durant leurs temps de stabilisation

Photo 6.19. Préparation des solutions et mise en place des échantillons dans les béchers à solutions osmotiques

6.13.3.2. Méthode des solutions salines saturées

Pour les valeurs de succions élevées (de 3 à 1000 MPa), un autre dispositif est utilisé qui fait appel à des solutions salines saturées.

Cette méthode repose sur le principe que sous une concentration en sel, une pression d'air et une température données correspondent à une seule pression partielle de vapeur d'eau. Lorsqu'une solution saline saturée est en équilibre thermodynamique avec sa vapeur, l'humidité relative de l'atmosphère environnante reste constante pour une valeur donnée T de la température. L'échantillon est placé dans un dessiccateur hermétiquement fermé et rempli d'une solution saline générant une humidité relative connue (Photo 6.20).

Les transferts hydriques se font en phase vapeur et sont donc beaucoup plus lents qu'avec la méthode osmotique.

Cette méthode a l'avantage qu'elle est simple en terme de sa procédure expérimentale et moins dangereuse, mais garde comme inconvénient que les échanges par phase vapeur sont plus lentes où il faudra environ 1 à 3 mois pour atteindre l'équilibre.

La détermination des succions est déduite de la loi de Kelvin. Les solutions salines saturées utilisées dans la présente étude et leurs succions correspondantes sont présentées dans le tableau 6.13.

| Solutions salines saturées | Concentration (g de sel/ 500 ml d'eau) | Succion (MPa) |
|--------------------------------|---|---------------|
| KCl | 341 | 20,5 |
| NaNO ₃ | 872 | 40,24 |
| MgCl ₂ | 552,31 | 156 |
| NaCl | 89,72 | 234 |
| H ₂ SO ₄ | 44,86 | 332 |

Tableau 6.13. Concentrations des solutions salines saturées (Derfouf, 2005)



Pose des échantillons dans les bocaux des solutions salines saturées



Ensemble de bocaux des solutions salines saturées

Photo 6.20. Mise en place des échantillons dans les bocaux à solutions salines saturées

6.13.3.3. Mesure des temps d'équilibre

Deux essais blancs ont fait l'objet du suivi du temps d'équilibre des échantillons dans les solutions extrêmes préparées (50 kPa pour le PEG 20000 et 332 MPa pour la solution H_2SO_4) où ce temps d'équilibre est quantifié par des pesées régulières des échantillons (Figure 6.34).

Ces pesées régulières ont été effectuées pour les échantillons :

1. sédiment naturel à l'état d'une pâte sèche ;
2. Sédiment traité à la chaux vive 0/2mm (formulation 2) ;
3. Sédiment traité au ciment portland composé CPJ CEMII/A 42,5 (formulation 3) ;
4. Sédiment traité à la chaux vive et au ciment portland composé CPJ CEMII/A 42,5 (formulation 4) ;

On constate sur ces courbes, que la masse des échantillons augmente avec le temps pour les échantillons de formulations mis en solution osmotique (50 kPa). Par contre, on constate inversement que la masse des échantillons d'étude diminue pour la méthode des solutions salines saturées (332 MPa). Ceci prouve que la succion initiale de nos échantillons était supérieure à 50 kPa et inférieure à 332 MPa. Dans le cas de la pâte du sédiment naturel séchée à l'étuve, on observe que la succion initiale de l'échantillon était supérieure à 332 MPa. En effet, on estime dans la littérature que le passage d'un échantillon à l'étuve à 105°C pendant 24h correspond à une succion de l'ordre de 1000 MPa (Fleureau et al. 1993).

Le temps d'équilibre est atteint en moyenne de 80 jours pour les échantillons placés dans les solutions salines saturées et de 10 jours pour les échantillons en solutions osmotiques.

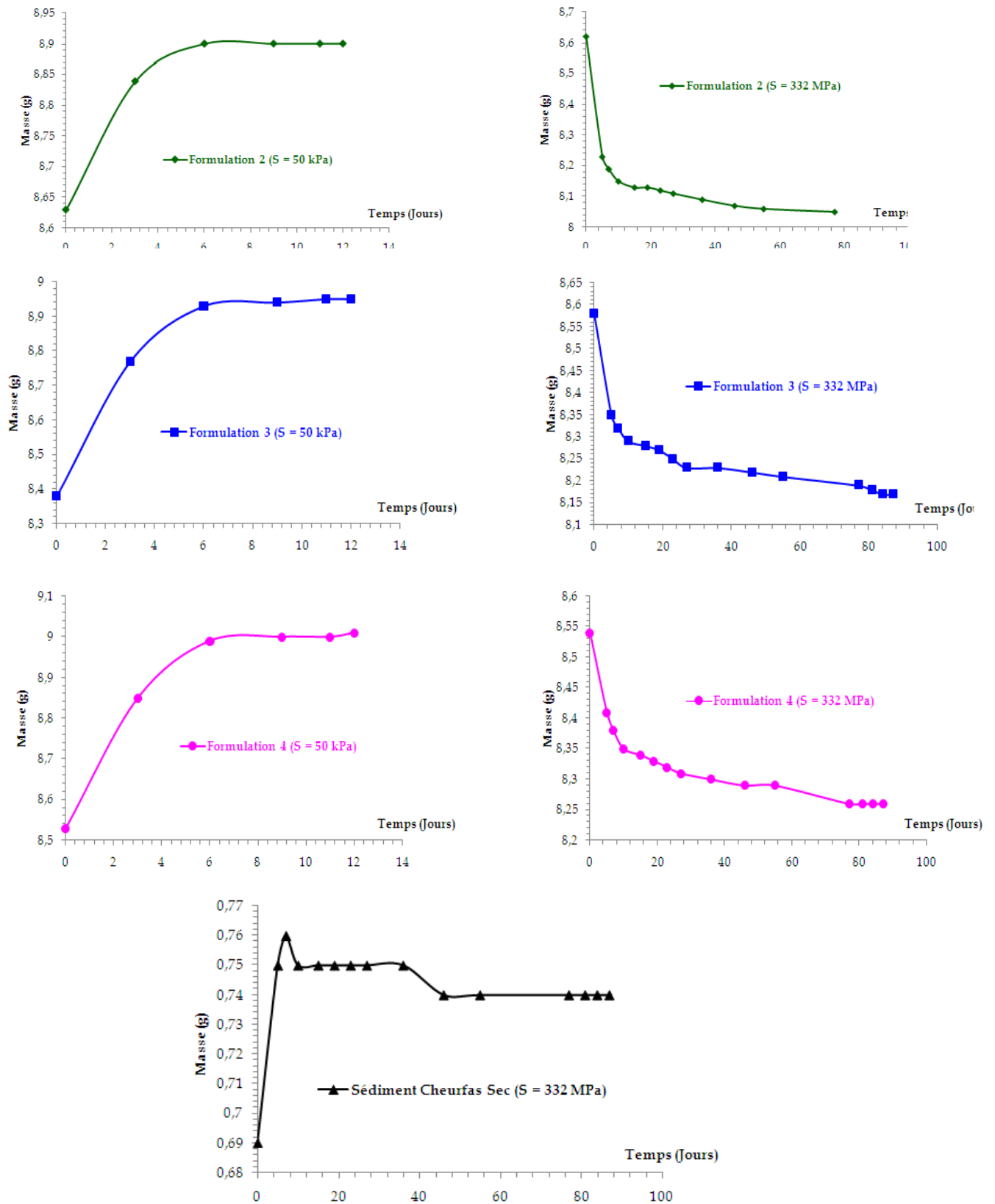


Figure 6.34. Suivi du temps d'équilibre des masses des échantillons de formulations étudiées dans deux solutions extrêmes (50 kPa et 332 MPa).

6.13.3.4. Détermination des paramètres d'état

La présentation des chemins de drainage humidification nécessite la connaissance des paramètres d'état des différents échantillons, à savoir : teneur en eau (w), poids volumique sec (γ_d), indice des vides (e) et degré de saturation (S_r).

Ces paramètres d'état sont déterminés par des pesées hydrostatiques des échantillons étudiés immergés dans une huile non mouillante qui est le kerdane (pétrole lampant) ayant une densité de l'ordre de 0,78, utilisé pour remplir les gros pores sans entraîner de gonflement dans l'échantillon. Cette huile est non miscible avec l'eau et s'évapore à l'étuve à 105°C.

Cette méthode a été dérivée par Zerhouni (1991) de celle décrite par Tessier (1975) (Bourokba, 2011).

Le paramètre « volume de l'échantillon » est l'inconnu à déterminer pour exprimer par la suite ces paramètres d'état. Ce paramètre est déterminé en suivant les étapes suivantes (Photo 6.21) :

- Peser l'échantillon humide dès qu'il aura atteint l'équilibre par une balance de précision $10^{-2}g$;
- Immerger l'échantillon dans l'huile de kerdane, pendant 4h, afin que les pores superficiels se remplissent ;
- Emerger l'échantillon du kerdane et l'essuyer superficiellement pour retirer le surplus d'huile ;
- Peser l'échantillon une seconde fois Ph_k (poids humide + poids absorbé du kerdane) ;
- Peser l'échantillon dans le kerdane P_{imm} (poids immergé) ;
- Mettre à l'étuve pendant 24 h (105°C) pour obtenir le poids sec.
- Le volume total de l'échantillon est :
$$V = (Ph_k - P_{imm})/\gamma_k \quad \text{avec } \gamma_k/\gamma_w = 0,78$$
- Les autres paramètres (w , e , S_r) sont déduits à l'aide des relations élémentaires de la mécanique des sols ;
- Cet essai de pesée hydrostatique est un essai destructif, où chaque échantillon représente un point de la courbe ;
- L'ensemble du dispositif expérimental mis en place contient **119** échantillons, soit **595** pesées effectuées.



Photo 6.21. Détermination des paramètres d'état (w , γ_d , e , S_r) par utilisation de pesées hydrostatiques avec de l'huile de kerdane

6.14. Chemins de drainage-humidification sur le sédiment naturel de Cheurfas à l'état pâteux

Les chemins de drainage-humidification sur le sédiment fin de Cheurfas, initialement préparé sous forme d'une pâte ($w = 1,5 W_L$ avec $W_L = 62\%$), sont représentés sur la figure 6.35. Dans le cas général, l'application d'une succion à un échantillon de sol se traduira simultanément par une variation de volume et de teneur en eau, ou encore d'indice des vides et de degré de saturation. C'est pourquoi, il est nécessaire de disposer d'une représentation globale de l'état du matériau incluant tous ces paramètres.

La figure 6.35 comporte cinq (05) graphiques qui se correspondent verticalement et horizontalement (Biarez et al., 1988 ; Fleureau et al., 1993).

➤ Dans le plan [e , $\text{Log}(s)$] appelé aussi courbe de compressibilité hydrique, on observe une variation importante d'indice des vides avec la succion, qui s'apparente à la courbe de compressibilité classique d'un sol saturé. Le coude de cette courbe où commence le palier de retrait constitue un point caractéristique de ce plan (Taibi, 1994)

Contrairement à la courbe de compressibilité classique d'un sol saturé, elle présente un palier quasi-horizontale lorsque la succion devient supérieure à une valeur seuil qu'on désigne par la limite de retrait s_{SL} qui est l'abscisse du point où débute le palier horizontal d'indice des vides.

Il est constaté aussi dans ce même plan une irréversibilité forte entre les chemins de drainage et d'humidification avant le palier et une quasi-réversibilité sur le palier.

➤ Dans le plan [w , e] appelé courbe de retrait usuelle où les échantillons suivent dans un premier temps, la droite de saturation, d'équation ($e = w \gamma_s / \gamma_w$). Ensuite, lorsque la teneur en eau décroît, l'indice des vides tend vers une valeur constante. La limite de retrait W_{SL} , qui représente le point d'intersection de la droite de saturation avec l'asymptote horizontale à la courbe de drainage au palier de retrait pour $w = 0$, est de 23% correspondant à l'indice des vides de la limite de retrait e_{SL} qui est de l'ordre de 0,63. Cette limite de retrait correspond par analogie, dans le plan [e , $\text{Log}(s)$], à une pression capillaire de limite de retrait notée s_{SL} d'une valeur de 9 MPa.

➤ Dans le plan $[\text{Log}(s), S_r]$, le sol est quasi-saturé jusqu'au point d'entrée d'air qui correspond à la valeur $s_{\text{désa}} = 0,15$ MPa appelée succion de désaturation. Pendant cette phase son comportement dans le plan $[e, \text{Log}(s)]$ est semblable à celui d'un sol saturé normalement consolidé sur un chemin oedométrique classique. La variation de l'indice des vides en fonction de $\text{Log}(s)$ est linéaire. Au-delà de la succion de retrait, l'indice des vides ne varie plus, en revanche le degré de saturation diminue rapidement dans le plan $[S_r, \text{Log}(s)]$ pour atteindre une valeur de 20% pour une succion supérieure à 1000 MPa. D'autre part, cette variation de S_r est pratiquement proportionnelle à la teneur en eau dans le plan $[w, S_r]$.

Il est à remarquer que la succion de désaturation ($s_{\text{désa}}$) est plus faible que la succion de limite de retrait s_{SL} , ceci caractérise généralement le comportement des sols lorsqu'on part d'un sol saturé sous forme de pâte.

➤ Dans le plan $[\text{Log}(s), w]$, on remarque dans le domaine quasi-saturé ($s < s_{\text{désa}}$), que la teneur en eau varie peu. Au-delà de $s_{\text{désa}}$, une diminution rapide de la teneur en eau est constatée jusqu'à atteindre une succion égale à s_{SL} . Au-delà de cette limite s_{SL} , la teneur en eau tend vers un palier correspondant au palier d'indice des vides constant.

Sur la figure 6.35, nous avons superposé dans le plan $[\text{Log}(s), e]$, la droite de corrélation normalement consolidée de Biarez et Favre, 1975 d'équation : $C_c = 0,009 (W_L - 13)$ où on remarque que cette droite de corrélation est parallèle au chemin de drainage dans sa partie normalement consolidée avec un décalage $\Delta e \approx 0,4$. On peut attribuer ce décalage au fait que la corrélation de Biarez et Favre est basée sur l'interprétation de chemins oedométriques (chemins K_0), alors que les chemins de drainage sont des chemins de type isotropes (déformations latérales non nulles).

Sur le chemin d'humidification, on retrouve les mêmes aspects du comportement :

De $s = 332$ MPa à $s_{\text{SL}} = 9$ MPa, le comportement volumique est réversible. À partir de la succion de limite de retrait, on remarque l'apparition d'une hystérésis entre le chemin de drainage et d'humidification visible dans tous les plans sauf $[w, e]$.

En dessous de $s = 5$ MPa, le sol tend vers une quasi-saturation ($S_r > 85\%$); le chemin d'humidification dans le plan $[\text{Log}(s), e]$ suit une pente plus faible que celle du drainage. Ceci est dû au fait que le drainage est un chemin de compressibilité plastique et l'humidification est un déchargement hydrique qui suit un chemin élastique (Fleureau et al. 1993).

Dans les plans $[w, S_r]$ et $[w, e]$, on constate une quasi-réversibilité entre les chemins de drainage et d'humidification.

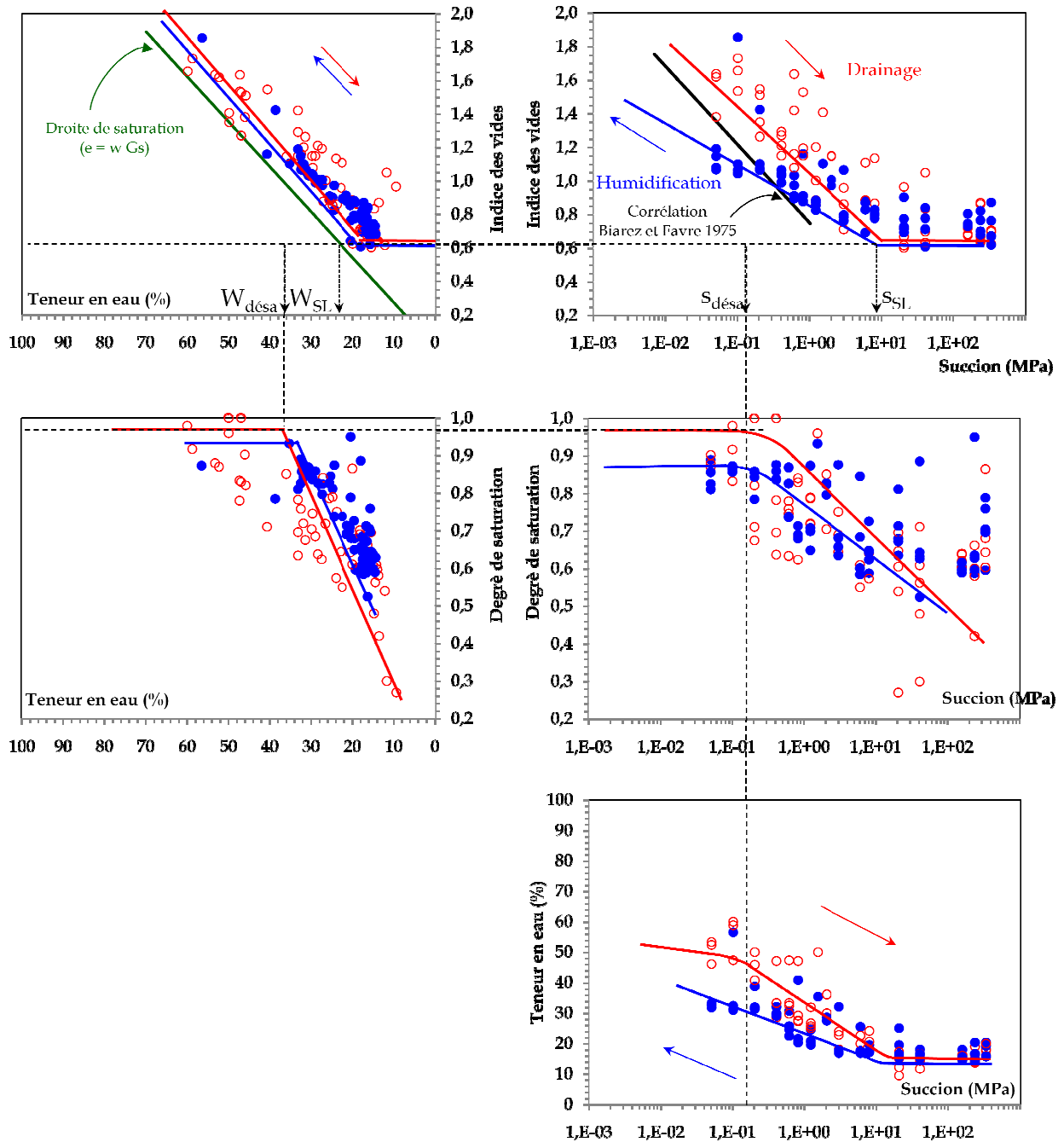


Figure 6.35. Chemins de drainage-humidification du sédiment de Cheurfas sous forme d'une pâte

6.15. Chemins de drainage-humidification sur le sédiment de Cheurfas compacté à l'Optimum Proctor Modifié

La figure 6.36 représente le cycle de drainage-humidification du sédiment de Cheurfas compacté à l'Optimum Proctor Modifié ($w_{OPM} = 23,3\%$, $\gamma_{dmax} = 15,54 \text{ kN/m}^3$). La succion initiale à l'OPM s_{OPM} est estimée à 5,6 MPa.

On constate sur ces cinq (05) graphiques que l'échantillon suit un chemin de drainage à partir de s_{OPM} et un chemin d'humidification pour des valeurs inférieures à s_{OPM} .

Dans le plan $[w, e]$, les échantillons du sédiment compacté sont proches de la droite de saturation, ensuite ils tendent à rejoindre le palier de retrait.

Dans le plan $[\log(s), e]$, on constate que les échantillons présentent un palier de la limite de retrait qui vu la dispersion des points expérimentaux paraît confondu avec celui de la pâte.

Par ailleurs, dans le domaine quasi-saturé, on constate en principe que le gonflement est plus important pour les sols compactés que pour les échantillons de pâte séchés initialement. Ce résultat est nuancé dans le cas de notre sédiment car la dispersion des points expérimentaux ne permet pas de le confirmer d'une façon nette.

À titre indicatif, nous avons comparé les paramètres caractéristiques du sédiment naturel compacté à l'OPM avec ceux déduits des corrélations de Fleureau et al., 2002.

Fleureau et al., 2002, avait proposé les corrélations suivantes pour les paramètres des sols à l'Optimum Proctor Modifié en fonction de leurs limites de liquidité :

$$w_{OPM} = 4,55 + 0,32 W_L - 0,0013 W_L^2$$

$$s_{OPM} = 1,72 (W_L)^{1,64}$$

$$\gamma_{dOPM} = 20,56 - 0,086 (W_L) + 0,00037 (W_L)^2$$

Le tableau 6.14 ci-dessous résume ces paramètres mesurés et calculés

| | Valeurs mesurées | Valeurs calculées par Fleureau et al., 2002 |
|-----------------|------------------------|---|
| w_{OPM} | 23,3% | 19,4% |
| s_{OPM} | 5,6 MPa | 1,5 MPa |
| γ_{dOPM} | 15,5 kN/m ³ | 16,65 kN/m ³ |

Tableau 6.14. Comparaison des paramètres mécaniques du sédiment de Cheurfas compacté à l'OPM avec les valeurs déterminées par les corrélations de Fleureau et al., 2002

Globalement, ces corrélations donnent d'assez bon résultats pour ce sédiment naturel, avec une différence est de l'ordre de 17% concernant la teneur en eau optimum et de l'ordre de 7% pour la densité sèche. Néanmoins, l'écart estimé pour la succion initiale à l'OPM est élevé (73%).

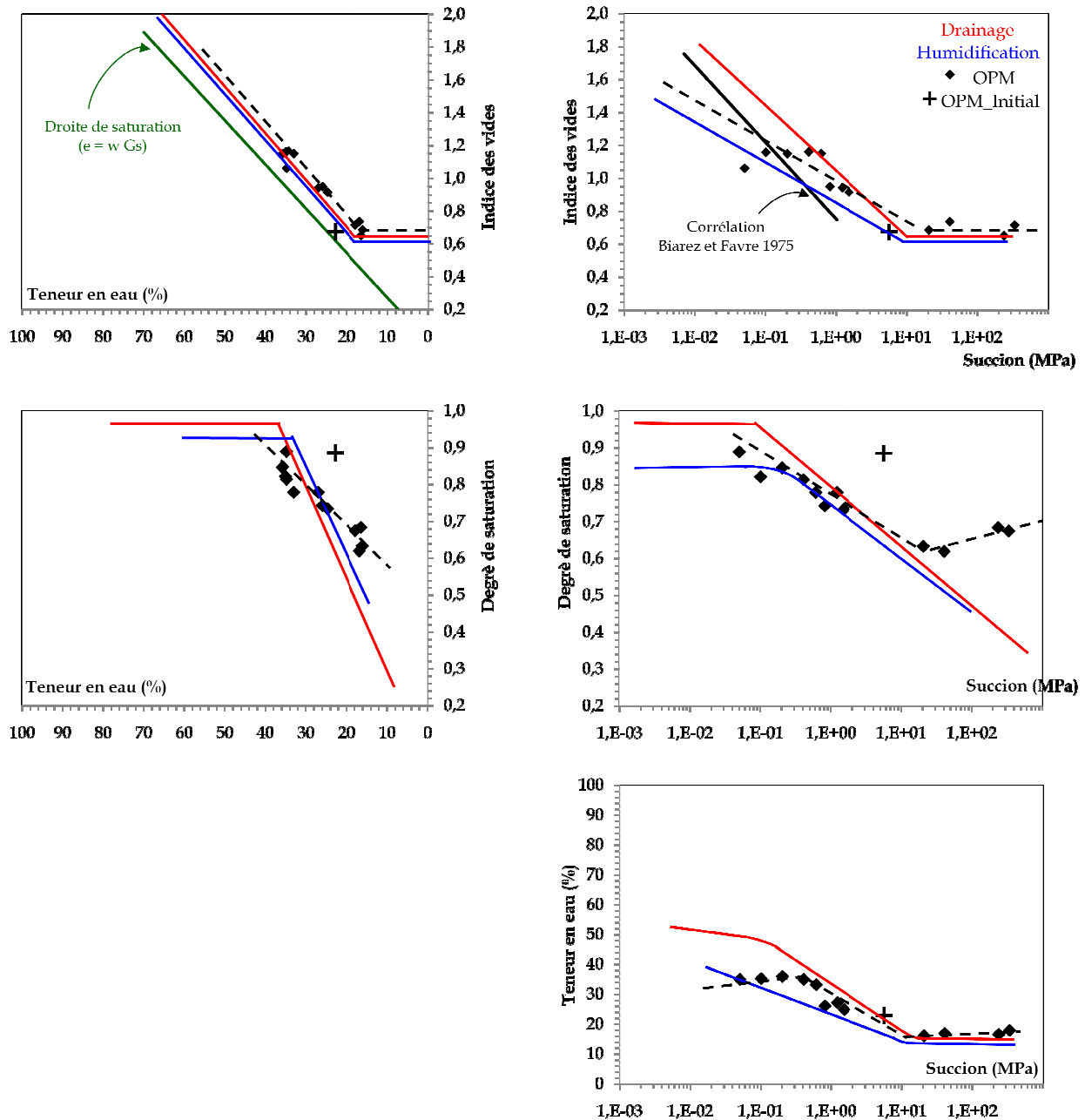


Figure 6.36. Chemins de drainage-humidification du sédiment de Cheurfas compacté à l'Optimum Proctor Modifié (OPM)

6.16. Chemins de drainage-humidification des sédiments traités

Les sédiments traités selon le protocole des 4 formulations présentées au début de ce chapitre, ont été compactés statiquement à l'OPM. Après le compactage, les échantillons des formulations traitées aux liants hydrauliques (formulations 2, 3 et 4) et incrustés de papier filtre Whatman 42, ont été conservés pendant 28 jours de façon hermétique. Après ce temps de curage, les teneurs en eau des papiers filtres ont été mesurées afin d'apprécier l'ordre de grandeur de la succion initiale. Les échantillons ont été soumis ensuite à des chemins de drainage et/ou d'humidification suivant que la succion imposée soit supérieure ou inférieure à la succion initiale.

La figure 6.37 présente ces chemins dans les 5 plans pour les 4 formulations. Nous y avons superposé les chemins de drainage et humidification du sédiment compacté à l'OPM.

On remarque dans le plan $[\log(s), e]$ que les paliers de retrait des 4 formulations se positionnent globalement au dessous de celui du sédiment naturel. Par ailleurs les chemins d'humidification ne présentent pas de variation de volume notable, contrairement au sédiment naturel compacté à l'OPM.

Dans le plan $[w, e]$, on constate que l'ensemble des points expérimentaux du sédiment traité selon les 4 formulations se regroupent au voisinage de la droite de saturation sans pour autant la toucher. Ceci est confirmé dans le plan $[w, Sr]$ par les valeurs des degrés de saturation qui varient de 0,6 à 0,85 environ.

Afin de comparer les chemins hydriques des 4 formulations, nous avons « zoomé » sur la figure 6.38 les plans $[\log(s), e]$, $[\log(s), w]$ et $[w, e]$.

On remarque dans le plan $[\log(s), e]$ que le sédiment traité selon la formulation 1 présente les indices de vides les plus faibles. Sachant que cette formulation ne contient pas de liant, cette densité remarquable est liée à la combinaison de 70% de sable et 30% de sédiments fins qui permet un remplissage des pores de la matrice sableuse par les fines du sédiment naturel. On constate par ailleurs que les points expérimentaux s'alignent sur une droite de pente C_H très faible devant celle du sédiment naturel compacté à l'OPM.

Concernant les formulations traitées aux liants hydrauliques (formulations 2, 3 et 4), on remarque globalement que les indices des vides restent quasiment constants quelque soit la succion imposée. Ceci peut s'expliquer par le fait qu'au bout de 28 jours de durcissement, les liants ont créé des cimentations entre les particules solides, empêchant ainsi tout réarrangement des grains sous l'effet de contraintes hydriques. Notons cependant le positionnement en indice des vides croissant en partant de la formulation 2, puis 4 et 3.

Dans le plan $[\log(s), w]$, on retrouve ce classement des formulations 1 à 3 en teneurs en eau croissantes pour une succion donnée. On remarque aussi que la variation des teneurs en eau des formulations traitées aux liants reste limitée par rapport à la formulation 1 qui présente une pente d'humidification beaucoup plus prononcée. L'ensemble des 4 formulations reste cependant bien au dessous de la courbe de rétention du sédiment naturel compacté à l'OPM.

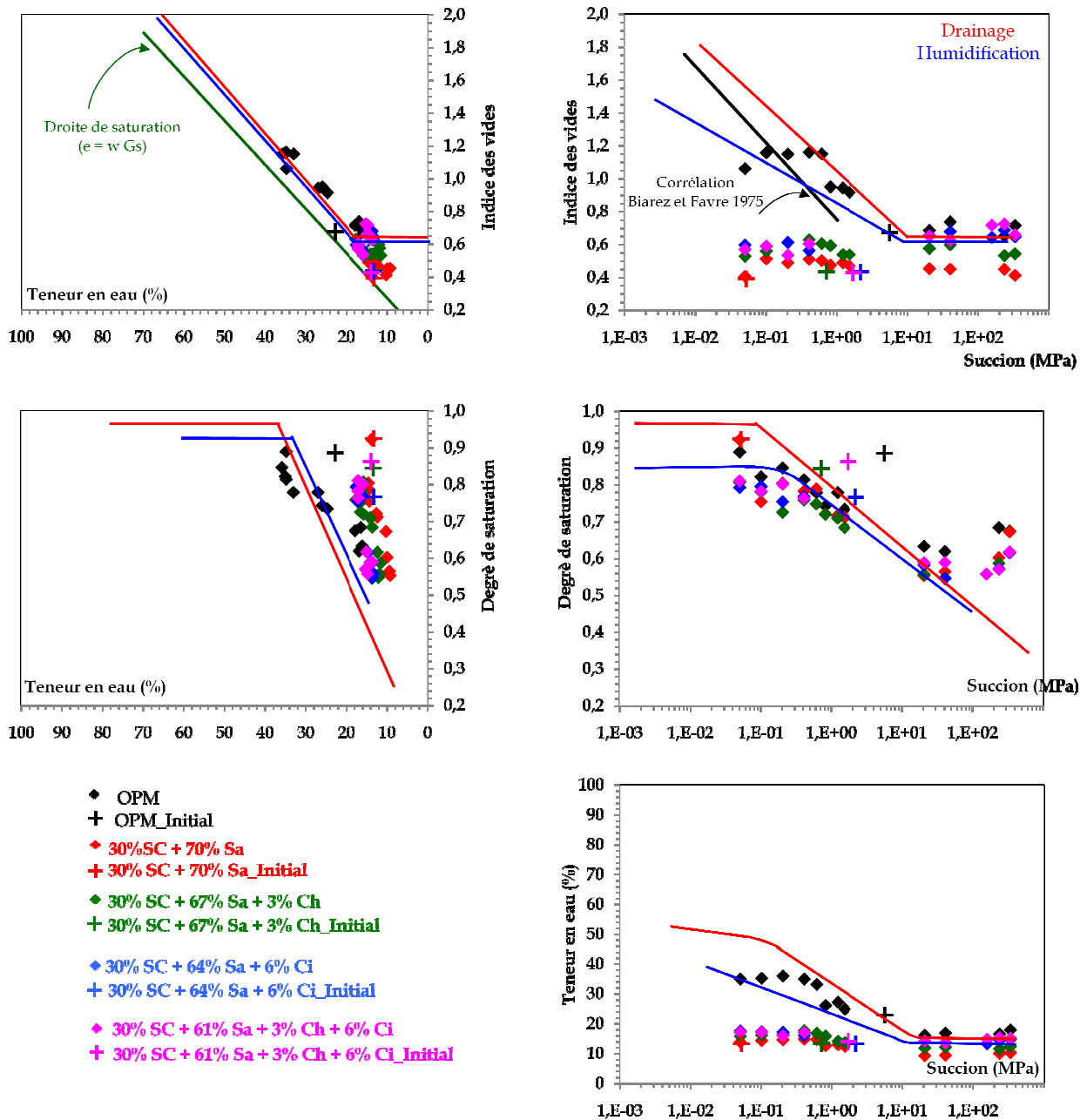


Figure 6.37. Chemins de drainage-humidification des quatre formulations

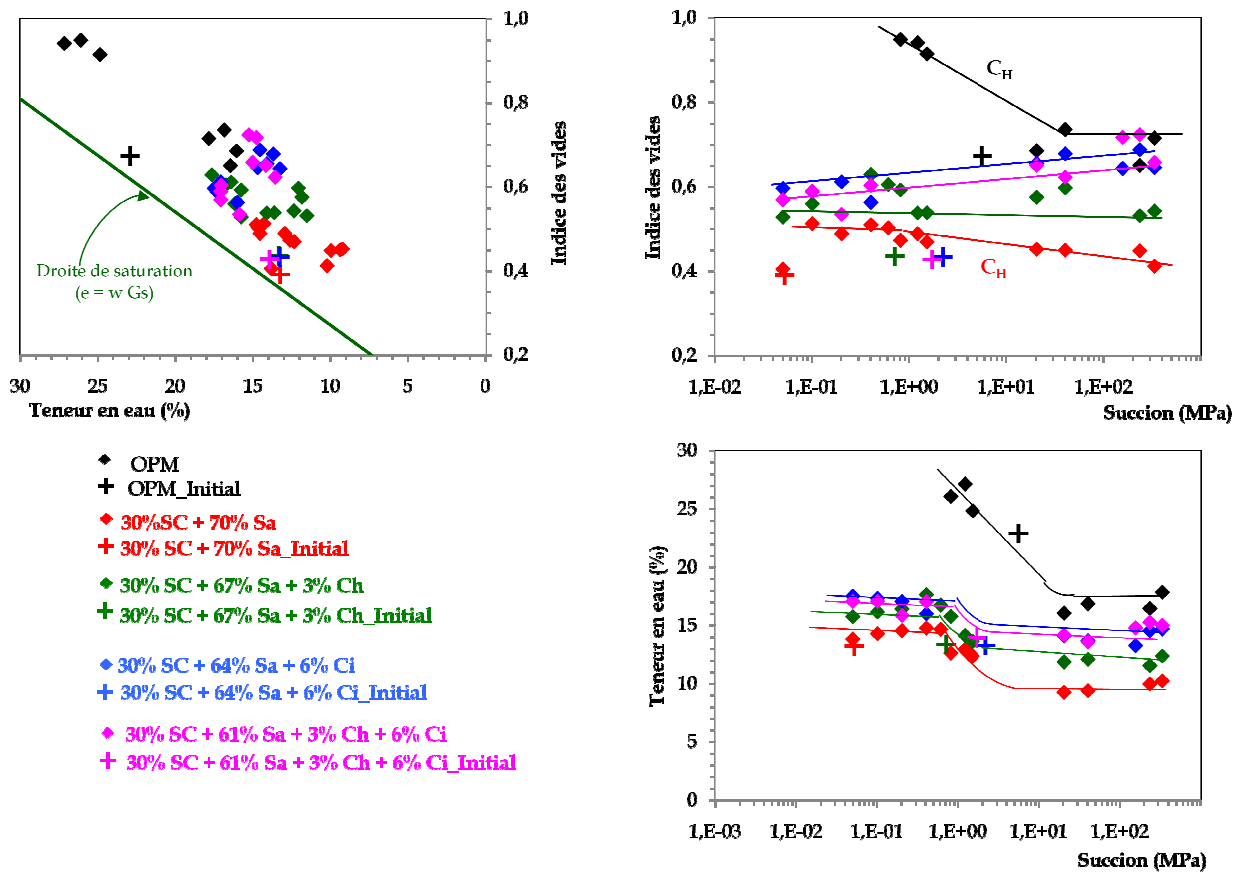


Figure 6.38. Zoom des chemins de drainage-humidification des quatre formulations.

6.17. Comparaison des chemins de drainage-humidification et des chemins oedométriques

La figure 6.39 regroupe dans le plan indice des vides-succion (ou contrainte) les chemins de drainage-humidification avec les chemins oedométriques pour les 4 formulations. Précisons que les chemins oedométriques ont été réalisés sur des éprouvettes compactées à l'OPM et durcies pendant 28 jours pour les formulations traitées aux liants (formulations 2,3 et 4).

On remarque globalement que tous les chemins oedométriques (traits en pointillés) présentent un comportement de type surconsolidés avec une pente C_s très faible et tendant vers 0 pour certaines formulations. Ceci est cohérent avec les chemins d'humidification des formulations 2, 3 et 4 qui sont quasi-horizontaux. En revanche, la formulation 1 présente un chemin de décharge oedométrique de pente C_s parallèle au chemin d'humidification C_H de la même formulation.

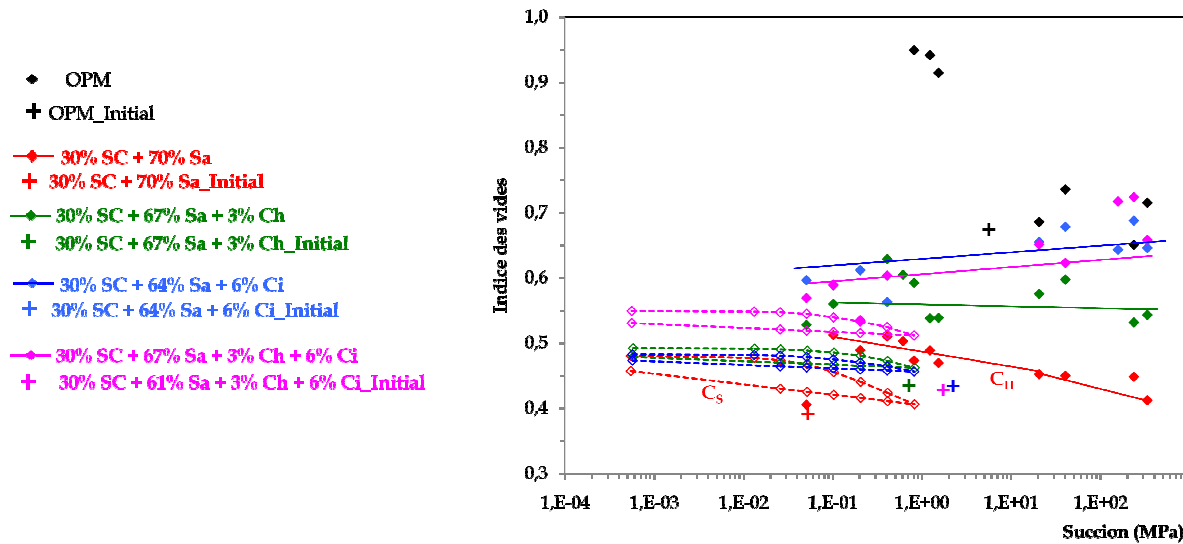


Figure 6.39. Comparaison des chemins de drainage-humidification et des chemins oédométriques

Le tableau 6.15 résume les mesures de succion déterminées pour chaque type de mélanges ainsi que les valeurs caractéristiques des chemins hydriques.

Tableau 6.15. Synthèse des valeurs caractéristiques des chemins hydriques pour les sédiments de Cheurfas traités

| | For1 = 30% SC + 70% Sable | For2 = 30% SC + 67% Sable + 3% Chaux | For3 = 30% SC + 64% Sable + 6% Ciment | For4 = 30% SC + 61% Sable + 3% Chaux + 6% Ciment |
|--|---------------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|--|
| Succion à l'OPM (MPa) (mesurée au papier filtre) | 0,052 | 0,70 | 2,18 | 1,69 |
| Indice des vides à l'OPM | 0,391 | 0,435 | 0,434 | 0,428 |
| Degrés de saturation à l'OPM (%) | 92,44 | 84,45 | 76,64 | 86,27 |
| Teneur en eau à l'OPM (%) | 13,26 | 13,35 | 13,28 | 13,94 |

6.18. Conclusion

1. Les résultats obtenus ont montré que les différentes formulations proposées présentent des performances mécaniques satisfaisantes au regard des critères requis pour une utilisation en couche d'assise de chaussées. L'ajout d'un matériau granulaire a montré une amélioration de la densité sèche et une réduction de la teneur en eau optimales. La teneur en matières organiques n'influe pas sur la compacité du matériau, par contre elle agit défavorablement sur sa portance ;

2. L'ajout de liants hydrauliques a permis de constater que leur influence agit en grande partie sur la portance du matériau qui se trouve nettement améliorée ($35 < IPI < 45$) pour une utilisation comme couche de fondation et de base. Du point de vue classification GTR, ces matériaux traités se situent selon la norme NF-P11-300 (LCPC-SETRA, 2000) en classe B5 pour les formulations 3 et 4 et en classe A1 et A2 pour les formulations 2 et 1 respectivement ;

3. Le critère de résistance minimale ($R_c = 1 \text{ MPa}$) fixé par le GTS (LCPC-SETRA, 2000) pour autoriser la circulation sur la couche traitée est bien atteint avant 7 jours de durée de cure ;

4. La perméabilité diminue d'une moyenne de 20% pour les sédiments non traités aux liants et traités avec la chaux vive seule, tandis que pour les sédiments traités au ciment, elle diminue d'une moyenne de 40%. Les sédiments dont la granulométrie a été corrigée par ajout de sable sont peu perméables par comparaison aux sédiments traités aux liants hydrauliques. Ceci peut être attribué à la taille très fine des grains de ciment et de chaux qui permet ainsi de cimenter et de remplir les espaces poreux vides entre les grains, car grâce à la fine structure du liant, la cristallisation obtenue par la réaction permet de remplir les vides et par conséquent une réduction de la perméabilité des échantillons ;

5. Du point de vue rhéologique, le comportement mécanique sur des chemins triaxiaux des sédiments traités met clairement en évidence la dépendance des chemins déviatoires vis-à-vis de la pression moyenne appliquée. L'angle de frottement est de l'ordre de 27° pour les sédiments traités au sable granulaire (0/4mm) et de l'ordre de 40° pour les sédiments traités aux liants hydrauliques. Par ailleurs, les sédiments traités avec les liants hydrauliques présentent le comportement d'un matériau très surconsolidé en comparaison aux sédiments traités de sol granulaire. Ce traitement aux liants hydrauliques améliore nettement la résistance au cisaillement du matériau où une augmentation moyenne de résistance de 130% pour les sédiments traités de chaux vive, 280% pour les sédiments traités de ciment CPJ CEMII et de 240% pour les sédiments traités de liants hydrauliques et aériens, est constatée entre la formulation traitée de liants par rapport à celle traitée de sol granulaire. Ce taux d'augmentation de résistance diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement. L'angle de frottement interne s'est amélioré d'une moyenne de 35% par introduction de liants hydrauliques avec aussi une amélioration notable de la cohésion en particulier pour les formulations à base de ciment CPJ CEMII ;

6. Il est aussi observé que quelque soit la formulation du traitement utilisé, le module sécant (E_{50}) croît en moyenne lorsque la contrainte de confinement effective

augmente. Sa valeur est plus importante pour la formulation traitée de liants par rapport à la formulation traitée de sol granulaire ;

7. L'existence d'un domaine saturé à succion non nulle est mise en évidence par les essais de drainage-humidification sur le sédiment naturel ;

8. L'apparition de boucles d'hystérésis marquées lors des cycles de « drainage-humidification » ou des déformations irréversibles se produisent dans le domaine saturé à succion non nulle et deviennent réversibles dans le domaine non-saturé ;

9. Le drainage dans le domaine non-saturé intéresse l'eau adsorbée et l'augmentation de la succion entraîne une diminution du degré de saturation et des déformations élastiques réversibles ;

10. En comparant les résultats obtenus sur le sédiment naturel à l'état pâteux avec celui compacté à l'Optimum Proctor Modifié (OPM), on constate que les paliers de limite de retrait pour les échantillons compactés et pour la pâte sont quasiment confondus. Ceci va à l'encontre des résultats de la littérature qui montrent que ce palier dépend de l'état initial du matériau. Cette remarque est à nuancer vu la dispersion de nos points expérimentaux ;

11. Les sédiments traités de liants hydrauliques (formulations 2 à 4) font apparaître des succions initiales élevées en les comparant aux sédiments traités de sol granulaire (formulation 1). D'autre part, ces sédiments présentent un comportement surconsolidé en comparant leur positionnement par rapport aux droites de corrélations NC de Biarez et Havre, 1975 ;

12. La comparaison entre les chemins de drainage-humidification et les chemins oedométriques de compression-décompression a montré que sous l'effet de ces sollicitations hydriques ou mécaniques, les sédiments traités suivent des chemins très surconsolidés avec des pentes C_s et C_H très semblables. Il y a donc une équivalence entre la contrainte mécanique appliquée et la succion ;

13. Les corrélations de Fleureau et al. 2002 donnent de bons résultats pour l'estimation des paramètres à l'optimum Proctor, en particulier lorsqu'il s'agit d'estimer la valeur de la succion à l'OPM, paramètre qui est très difficile à mesurer à l'aide du papier filtre par exemple.

Chapitre 7

Renforcement par géotextile : Amélioration des caractéristiques mécaniques des sédiments

7.1. Introduction

Ce chapitre traite du renforcement du sol composé des sédiments de dragage naturels à l'aide des géotextiles pour des applications dans le domaine routier. Il s'agit d'une solution alternative au traitement des sédiments par ajout de liants hydrauliques.

Cette démarche s'inscrit dans le cadre d'une convention de partenariat de recherche et de développement établie entre l'université de Tlemcen et la société Afitex-Algérie Spa portant sur le développement d'un produit géotextile dans les applications routières.

La démarche scientifique suivie consiste en une caractérisation mécanique des interactions sol-géotextile. Cette caractérisation permettra d'une part de choisir le type de géotextile adapté à notre sédiment et d'autre part de disposer des paramètres de lois de comportement nécessaires aux codes de calcul qui permettront dans un deuxième temps un calcul aux limites pour le dimensionnement d'un corps de chaussée composé en partie du matériau des sédiments avec des inclusions en géotextile.

7.2. Programme expérimental

Afin de pouvoir définir les caractéristiques mécaniques apportées par la présence du géotextile comme un autre mode de renforcement pour notre sol d'étude, nous avons cherché à tester d'un côté l'introduction du géotextile à différents états de compacité dans le sol étudié et d'un autre côté le type d'appareillage d'essai le plus adapté.

L'appareil de laboratoire le plus adapté pour étudier le comportement contrainte-déformation d'un sol est l'appareil triaxial. Toutefois, on ne peut appliquer que des contraintes principales. De plus, la taille petite des échantillons ne permet pas la mise en place de sols renforcés par ces types de géotextiles.

Nous nous sommes alors intéressés à l'appareil de cisaillement direct (appareil de Casagrande). Nous avons suivi cette voie dans un objectif d'éviter les problèmes inhérents à l'appareil de cisaillement direct tels qu'une hauteur de la cellule faible par rapport à l'épaisseur de la couche limite et l'apparition de butée du matériau sur les parois. Au cours de l'essai, on passe en phase initiale de déplacements répartis de façon globale dans l'épaisseur totale, à des déplacements concentrés à l'épaisseur de la couche limite (Figure 7.1). Cette localisation (forcée par la configuration) des déplacements est un élément défavorable pour ce type d'appareil.

Lorsque la contrainte de cisaillement est inférieure à une valeur seuil : 85% de τ_{max} , le cisaillement est uniforme sur toute l'épaisseur du sol. Passé ce seuil, la zone d'interface « couche limite » subit une grande distorsion (Reiffsteck, 1996).

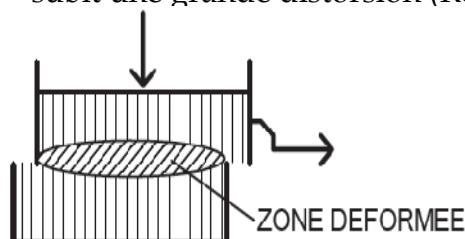


Figure 7.1. Zone déformée dans une boîte de cisaillement direct

7.2.1. Géotextile utilisé

Les applications du géotextile tridimensionnel dans le renforcement des chaussées routières sont multiples, ou on retrouve deux grands types de géotextiles utilisés (Photo 7.1) :

- Le premier, à base de bandes polymères cousues entre elles, se présente souvent sous forme d'alvéoles (type Armater) ;
- Le second est constitué de géogrilles fixées à un piquet, formant un complexe de triangles (type Tensar).



a. Géotextile tridimensionnel type Armater



b. Géotextile tridimensionnel type Tensar

Photo 7.1. Types de géotextiles tridimensionnels en application routière

Dans le cadre d'une convention de partenariat de recherche et de développement établie entre l'université de Tlemcen et la société AfiteX-Algérie Spa portant sur le développement du produit ALVEOTER dans les applications routières. Dans cette étude, le choix a été porté sur l'utilisation du géotextile tridimensionnel type Armater (Bourabah, 2010).

Le tableau 7.1, présente les caractéristiques physiques et mécaniques du géotextile tridimensionnel (Armater).

| Caractéristiques | Physiques | Mécaniques | | |
|-------------------------|-----------|---|-----------------|---------------------|
| | | | | |
| Hauteur des alvéoles | 0,10 m | Masse surfacique du panneau | NF EN 9864 | 300g/m ² |
| Petit coté des alvéoles | 0,20 m | Résistance à la traction (SP) | NF EN ISO 10319 | 15 kN/m |
| Grand coté des alvéoles | 0,25 m | Résistance au cisaillement des liaisons | NF EN ISO 10319 | 9 kN/m |
| Épaisseur des bandes | 2,2 mm | Résistance au pelage des liaisons | NF EN ISO 10319 | 9 kN/m |

Tableau 7.1. Caractéristiques physique et mécanique du géotextile tridimensionnel Aramter

7.2.2. Préparation des échantillons de sols étudiés

Sur la base des quatre (04) formulations de sédiments traités étudiés, le choix a été porté sur la formulation 1 contenant 30% de sédiments de Cheurfas et 70% de sable de Tizi (0/4mm).

Par suite du mélange ainsi effectué à quatre (04) états de teneurs en eau (Tableau 8.2), un compactage statique est effectué (Photo 7.2) en vue d'obtenir un échantillon de (60 x 60 x10) mm³.

| | Constituants des formulations | w (%) | γ_h (g/cm ³) | γ_d (g/cm ³) | e | Sr (%) |
|--------------------------------|-------------------------------|-------|---------------------------------|---------------------------------|-------|--------|
| FORIN = 30% SC + 70 % Sable | FOR1N-6% | 5,67 | 1,561 | 1,650 | 0,636 | 24,06 |
| | FOR1N-8.95% | 8,95 | 1,633 | 1,779 | 0,518 | 46,68 |
| | FOR1N-11.56% | 11,56 | 1,709 | 1,907 | 0,416 | 75,06 |
| | FOR1N-OPM | 13,28 | 1,713 | 1,941 | 0,391 | 91,69 |

Tableau 7.2. Caractéristiques d'état des échantillons de sédiments de la formulation 1 confectionnés pour les essais de cisaillement direct.

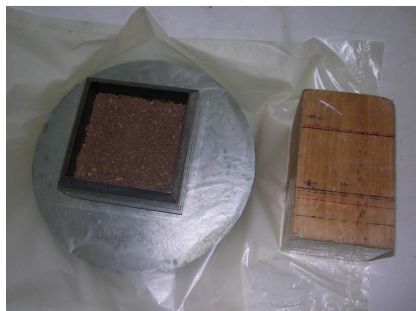


Photo 7.2. Compactage statique des échantillons à différentes compacités (w, γ_d) pour essais de cisaillement direct

7.2.3. Conception de l'interaction sol-géotextile

Afin de bien concevoir le frottement entre le sol de la formulation 1 et le géotextile Armater, nous avons en premier lieu collé le géotextile Armater sur la pierre poreuse supérieure de la boîte de cisaillement direct par une colle silicone (Photo 7.3).



Photo 7.3. Collage et fixation du géotextile Armater sur la pierre poreuse supérieur de la boîte de Casagrande.

7.2.4. Montage de l'échantillon et du géotextile Armater dans la boîte de cisaillement

L'échantillon une fois compacté statiquement aux valeurs du couple (w , γ_d) voulu est ensuite introduit dans la demi-boîte inférieure, en assurant que sa hauteur dépassera le plan de séparation des deux demi-boîtes de cisaillement d'au plus 3mm. Le géotextile Armater collé à la pierre poreuse supérieure sera posé sur la face supérieure du sol compacté (Photo 7.4 et 7.5).



Photo 7.4. Accessoires de pièces utilisées pour les essais d'interaction sol-géotextile dans la boîte de cisaillement direct de Casagrande

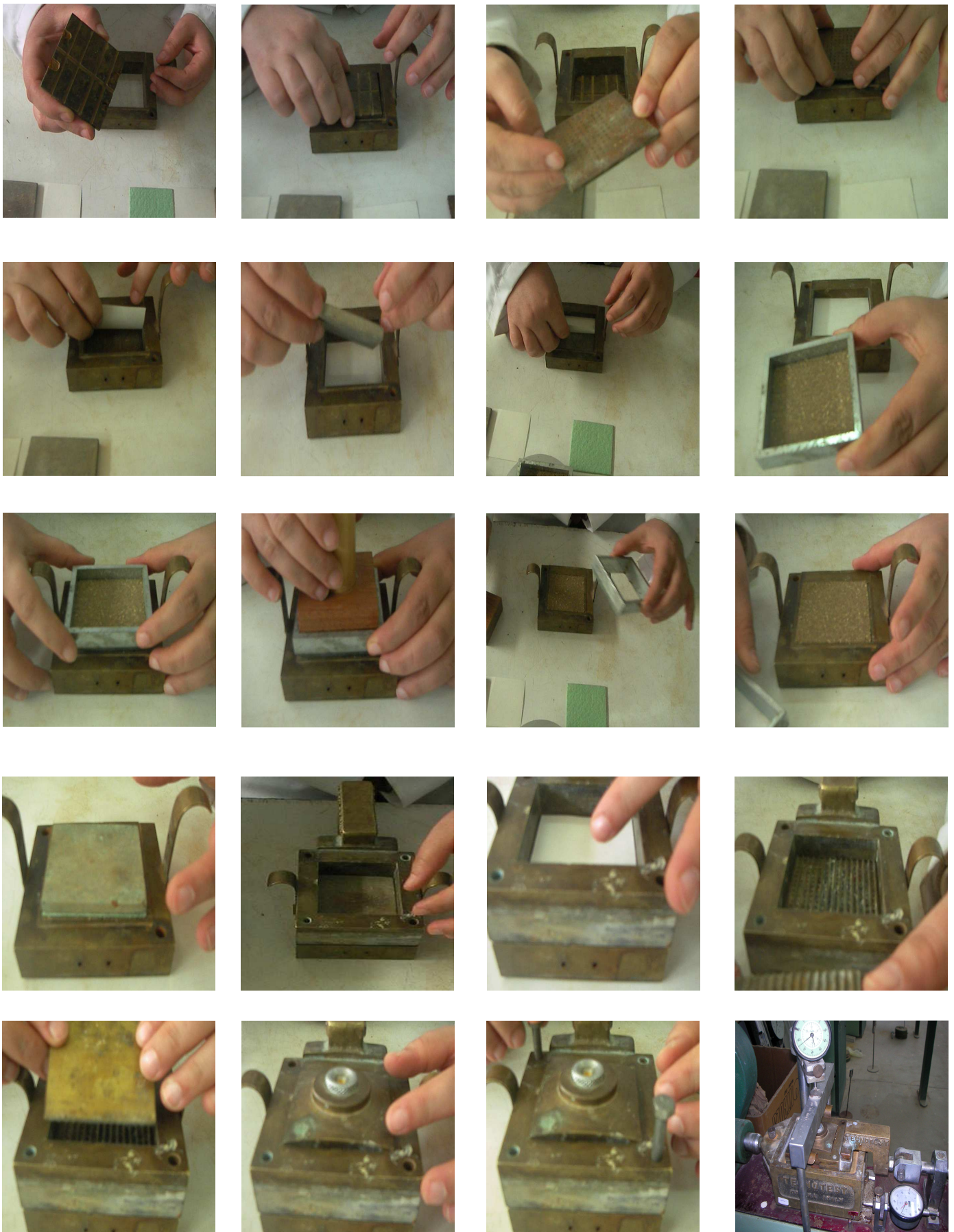


Photo 7.5. Montage de l'interaction sol-géotextile (Armater) pour les essais de cisaillement direct.

Pour minimiser les frottements sur les parties latérales de la boîte de Casagrande, nous avons enduit les parois intérieures des deux demi-boîtes avec de l'huile de vaseline.

D'autre part, des mesures de succion en fin d'essai ont été effectuées par introduction de six (06) papiers whatman N° 42 superposés en trois couches à 5mm des faces supérieures et inférieures de l'échantillon compacté (photo 7.6).



Photo 7.6. Introduction du papier wattman 42 dans les échantillons compactés et mesure de leurs sucions en fin d'essai de cisaillement direct

La boîte de cisaillement avec son contenu est ensuite montée dans le chariot de l'appareil de cisaillement (Photo 7.7) pour subir des consolidations de contraintes verticales normales de 100, 200 et 300 kPa.

Une fois la consolidation atteinte, un cisaillement direct est actionné automatiquement à une vitesse de cisaillement de 0,5 mm/mn (Photo 7.7).



Photo 7.7. Consolidation et cisaillement des échantillons (sol-géotextile (Armater)) dans l'appareil de cisaillement direct

7.2.5. Résultats et visualisation du comportement

La figure 7.2 présente les résultats des cisaillements directs dans le plan $\tau = f(\Delta h)$. Deux types d'interfaces ont été étudiées : Interface sol-sol (interface de référence) et Interface sol-géotextile.

On remarque globalement que dans le cas de l'interaction sol-sol, la variation des courbes de cisaillement présente pour la plupart un palier relativement franc à environ 10% de déformation (correspondant à 6 mm de déplacement relatif), soit avec un pic préalable ou sans pic préalable et un plan de rupture nettement apparent après cisaillement pour les états d'interface sol-sol saturés et non saturés (Photo 7.8). Ceci permet de déduire la valeur de τ_{\max} qui va permettre de construire le critère de Mohr-Coulomb.

En revanche concernant les essais avec interface sol-géotextile, certaines courbes présentent des paliers de plasticité francs alors que sur d'autres (par exemple l'essai à $\sigma_{\text{vm}} = 3 \text{ bars}$ et à 6% de teneur en eau), on remarque que la contrainte de cisaillement continue à croître même avec un déplacement horizontal relatif dépassant les 25%. Ceci met en évidence le fait que sous l'effet du déplacement, le frottement entre le géotextile et le sol croît (Photo 7.9) vu que la section de contact diminue et par conséquent la contrainte de cisaillement augmente.



Interface Non saturé sol-sol à
 $w = 6\%$, $\sigma_v = 3 \text{ bars}$



Interface Non saturé sol-sol à
 w_{OPM} , $\sigma_v = 3 \text{ bars}$



Interface Saturé sol-sol à
 w_{OPM} , $\sigma_v = 3 \text{ bars}$

Photo 7.8. Apparition nette de plans de rupture horizontaux après essais de cisaillement direct pour les états d'interface sol-sol saturé et non saturé

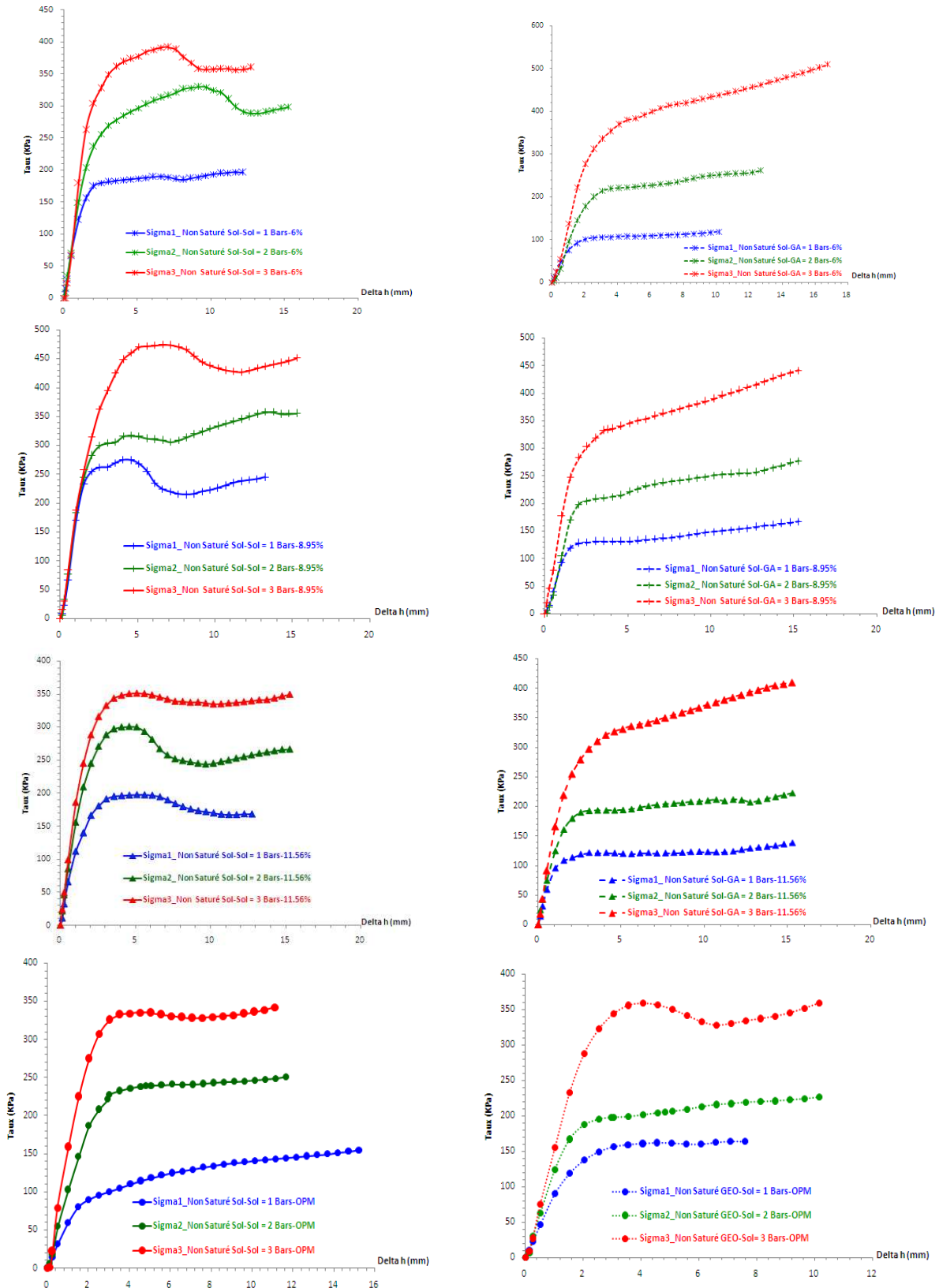
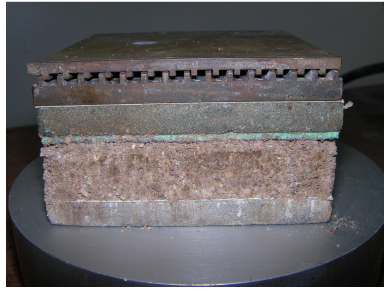
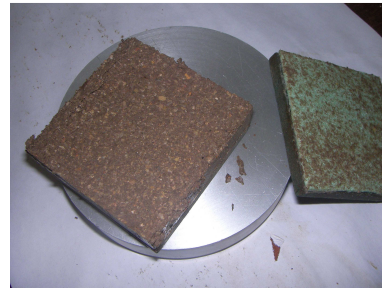


Figure 7.2. Courbes Taux = f(déplacement horizontal) pour les interfaces sol-sol et sol- géotextile Armater à quatre (04) états de compacité



Interface Non saturé sol-GEO à $w=6\%$, $\sigma_v = 3\text{bars}$



Interface Non saturé sol-GEO à w_{OPM} , $\sigma_v = 3\text{bars}$



Interface Saturé sol-GEO à w_{OPM} , $\sigma_v = 3\text{bars}$

Photo 7.9. Apparition nette de frottement à l'interaction sol-Géotextile Armater après essais de cisaillement direct pour les états saturé et non saturé

Si on interprète les résultats de l'interface sol-sol dans le plan $\tau=f(\sigma_v)$, autrement dit les critères de Mohr-Coulomb de résistance maximale tracés en considérant les résistances au pic, on constate que les droites de critère se classent en fonction de leur teneur en eau (Figure 7.3).

Les échantillons qui sont compactés à l'optimum Proctor étant quasi saturés, ceux-ci présentent le critère le plus bas donc le plus faible en terme de cohésion apparente.

En revanche, on remarque que plus la teneur en eau baisse et plus la cohésion apparente augmente (Figure 7.4) alors que globalement les angles de frottement ne varient pas beaucoup lorsque la teneur en eau baisse (Figure 7.4). Cette cohésion apparente, due à l'augmentation de la succion (Figure 7.5) à cause de la baisse de la teneur en eau permet d'avoir dans le plan de Mohr-Coulomb des critères globalement parallèles et ce parallélisme de bas en haut est paramétré en teneur en eau de plus en plus faible. Ces observations sont cohérents avec ceux de la littérature (Escario 1980, Taibi 1994, Fleureau 1992...).

Notons cependant que les angles de frottement obtenus semblent relativement importants pour ce type de matériau.

Concernant les essais de cisaillement à la boîte de Casagrande avec interface sol-géotextile, on remarque dans le plan $\tau = f(\sigma_v)$ le même comportement, à savoir que la droite intrinsèque du sol compacté à l'OPM se positionne dans la partie la plus basse donc présentant la cohésion la plus faible (Figure 7.3). En revanche plus la teneur en eau baisse, plus les droites se positionnent parallèlement et de plus en plus haut, excepté quelques valeurs teneurs en eau comme celui de 6% où il faudrait revoir les conditions de l'essai.

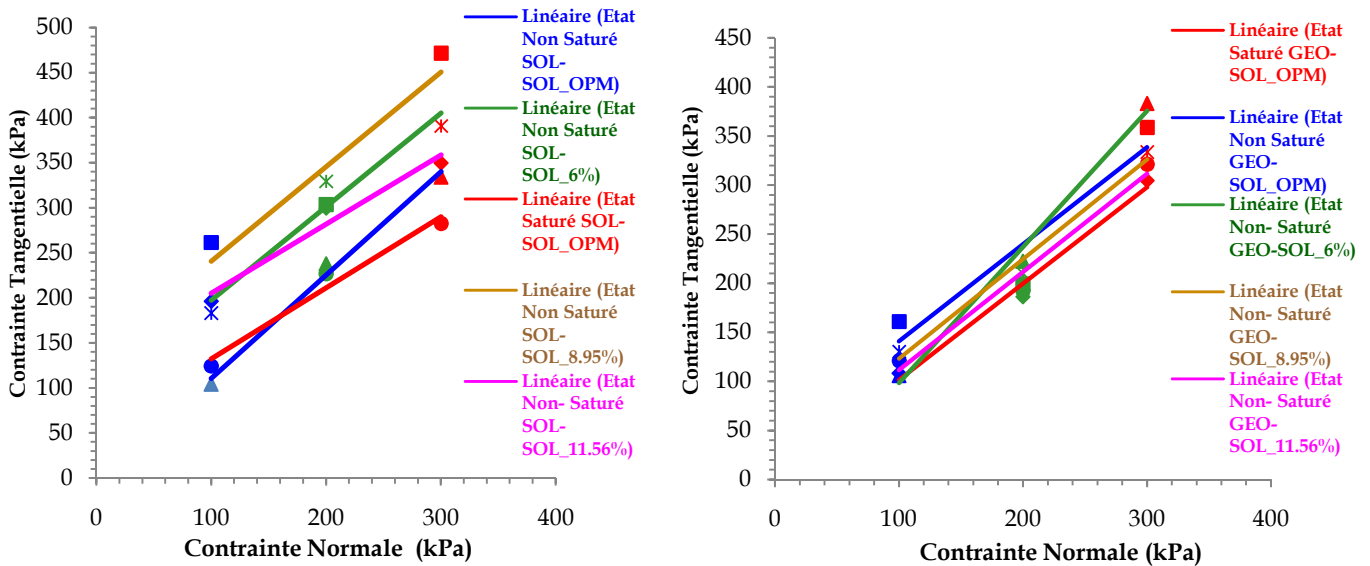
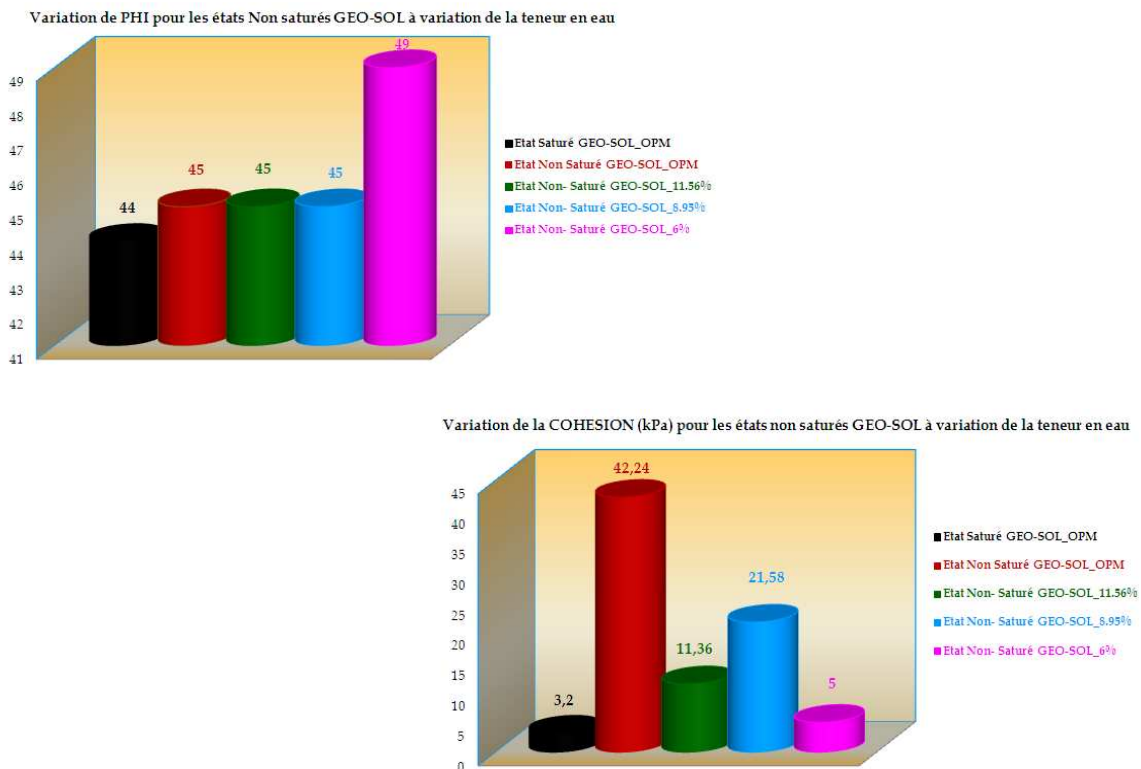


Figure 7.3. Variation du critère de rupture (Mohr-Coulomb) pour les interfaces sol-sol et sol-géotextile Armater pour chaque état de compacité



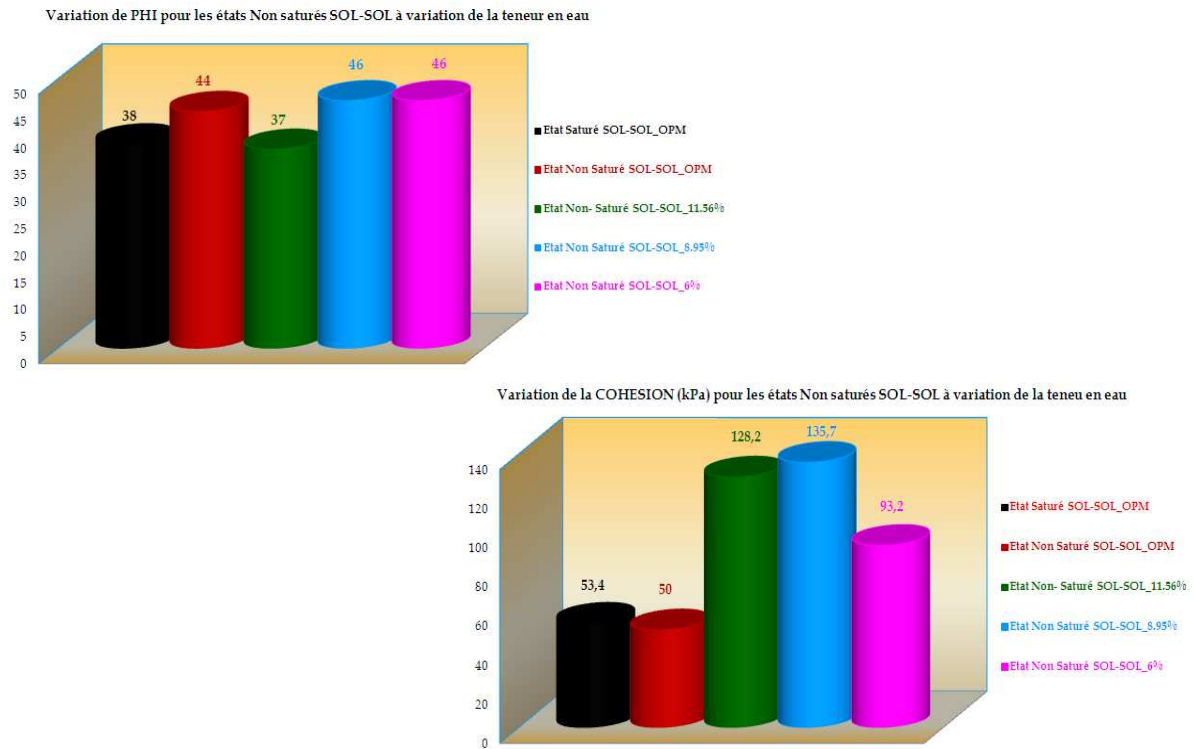


Figure 7.4. Variation de la cohésion et de l'angle de frottement interne pour les interfaces sol-sol et sol-géotextile Armater pour chaque état de compacité

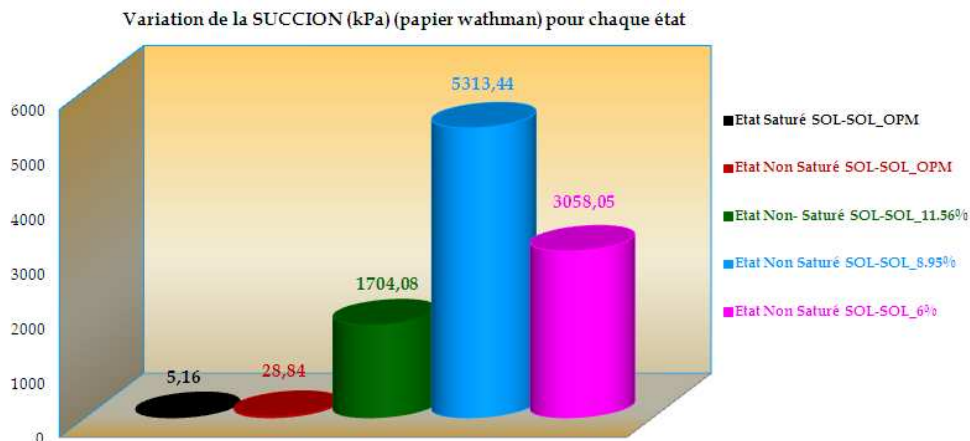


Figure 7.5. Variation de la succion en fin d'essai de cisaillement direct pour les états d'interface sol-sol

Pour étudier le rôle du renforcement du sol par géotextile, nous avons superposé dans le plan $\tau = f(\sigma_v)$ les critères de rupture deux par deux (Figures 7.6), autrement dit pour le même état initial, le critère de l'interface Sol-Sol est comparé au critère de l'interface Sol-Géotextile.

On constate globalement que la droite critique pour l'interface Sol-Géotextile présente une pente plus élevée que celle de l'interface Sol-Sol, les deux critères se croisent présentant ainsi un angle de frottement dans le cas Sol-Géotextile supérieur à l'angle de frottement Sol-Sol.

En revanche l'ordonnée à l'origine, autrement dit la cohésion apparente est plus grande dans le cas de l'interface Sol-Sol comparée à l'interface sol-géotextile. Ceci met en évidence la cohésion intrinsèque du sédiment et qui n'existe pas à l'interface

Sol-Géotextile. Ces résultats semblent cohérents, autrement dit, l'augmentation du frottement du matériau-géotextile et donc de sa résistance, mais une perte de la cohésion intrinsèque. En renforçant le sol par le géotextile, la priorité est mise sur l'augmentation du frottement qui joue un rôle prépondérant dans l'augmentation de la résistance du matériau par rapport à la cohésion.

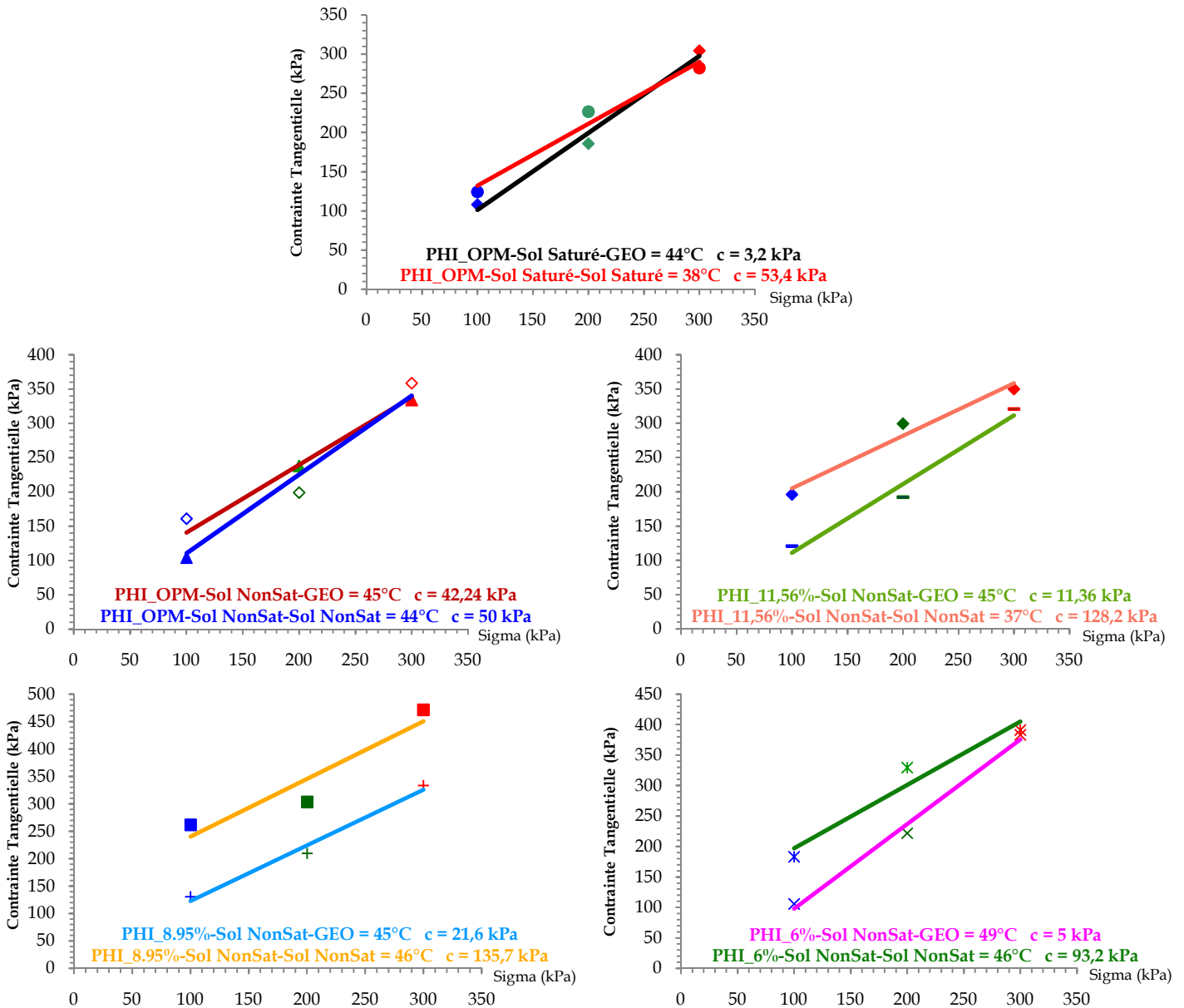


Figure 7.6. Variation du critère de rupture pour les différents états d'interface sol-sol et sol-géotextile Armater pour des interfaces de sols saturés et non-saturés

7.2.6. Comportement sur chemin déviatoire

Nous avons mentionné plus haut que les angles de frottement obtenus à la boîte de cisaillement pour l'interface Sol-Sol semblaient relativement importants pour ce type de matériau. Afin de vérifier ce constat, nous avons réalisé une série d'essais triaxiaux sur le même matériau (Formulation 1), préparé initialement dans les mêmes conditions que pour l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande.

Des mesures de succion ont été aussi effectuées pour les échantillons de diamètre 35mm et de hauteur 70 mm en introduisant trois (03) papiers whatman N° 42 de 30 mm de diamètre superposés à un tiers par rapport à la base de l'échantillon (Photo 7.10).

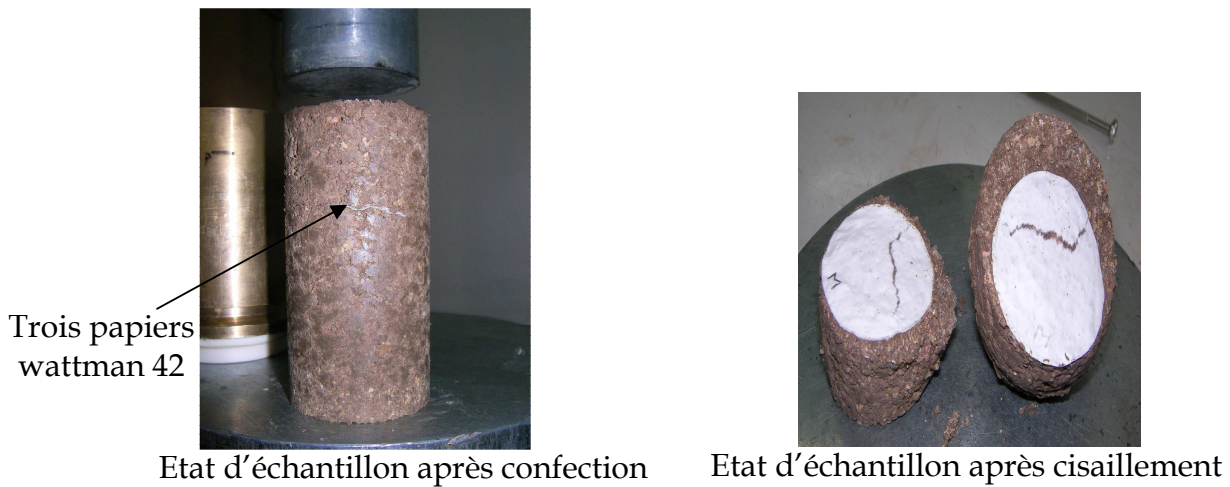


Photo 7.10. Introduction de trois (03) papiers wattman au cours de la confection des échantillons compactés pour essais triaxiaux non-saturés

Les résultats sont interprétés en contraintes totales.

Les courbes correspondantes dans les plans respectivement $[\epsilon_s, q]$ et $[p, q]$ sont présentés sur la figure 7.7. Le tableau 7.3 regroupe les résultats en terme d'angle de frottement et de cohésion obtenus à l'aide des deux essais, cisaillement à la boîte et triaxial.

Si on compare les critères de rupture obtenus à la boîte de cisaillement direct avec les critères de rupture de l'essai triaxial dans le plan p, q (Figure 7.8), on constate un grand écart dans les valeurs de l'angle frottement, pouvant atteindre presque le double. Ceci soulève beaucoup d'interrogations, et les réponses à ces interrogations ne sont pas évidentes à prouver. Notons cependant quelques points qui peuvent nous aider à avancer :

- Les essais à la boîte de cisaillement ont été réalisés à une vitesse à 0,5 mm/min alors que celle des essais triaxiaux était de 0,1 mm/min. La question peut se poser peut être sur le rôle de la vitesse de cisaillement sur la résistance maximale. (Notons cependant que selon la norme de l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte NF P94-071-1, Août 1994, il est indiqué que la vitesse de cisaillement des échantillons de sols contenant un pourcentage de sols pulvérulents est au plus de 1mm/mn).

- Les échantillons pour les essais triaxiaux ont été préparés dans un cylindre à double piston et compacté statiquement alors que dans le cas de la boîte, le matériau est compacté dans un parallélépipède et ensuite démoulé directement dans la boîte. Se pose alors la question de l'état initial de ces deux éprouvettes en termes d'indice des vides initial, paramètre non vérifié avec des mesures « immergées » puisque il s'agit d'un sédiment sableux.

- L'essai à la boîte de cisaillement consiste à imposer un plan de cisaillement (Photo 7.8), ce qui génère un déplacement horizontal des deux interfaces et une

diminution de la section de l'interface, ceci génère des états de contrainte et de déformation non homogènes dans l'échantillon. Ceci n'est pas le cas dans la cellule triaxiale (Photo 7.9), sauf aux très grandes déformations où l'apparition d'un plan de cisaillement franc rend les déformations non homogènes.

- Dans un essai de cisaillement à la boîte, les deux parties de la boîte sont séparés de quelques millimètres avant le cisaillement. On pourrait penser que durant le cisaillement, ces deux parties métalliques se touchent, ce qui provoque un frottement supplémentaire.

Les remarques ci-dessus laissent penser que les essais triaxiaux donnent de meilleurs résultats que la boîte de Casagrande. À titre indicatif, si on compare les résultats des essais triaxiaux saturés CU sur la formulation 1 (présentés au chapitre 6) et les essais non saturés correspondants du matériau préparé initialement à l'OPM (Tableau 7.3), on constate que les angles de frottement sont très proches (respectivement 27° et $27,9^\circ$). Ceci conforte l'idée que les essais à la boîte de cisaillement sont à considérer avec beaucoup de prudence, et nécessite une ré-examen minutieuse dans l'avenir et constituera l'une des perspectives dans la poursuite de ce travail.

| Etats de sols étudiés | Cisaillement à la boîte | | Triaxial | |
|--------------------------------|-------------------------|---------|------------------|---------|
| | PHI ($^\circ$) | c (kPa) | PHI ($^\circ$) | c (kPa) |
| Etat Saturé SOL-SOL_OPM | 38,3 | 53,4 | 27 | 71,4 |
| Etat Non-Saturé SOL-SOL_OPM | 43,9 | 50 | 27,9 | 76,7 |
| Etat Non-Saturé SOL-SOL_6% | 46,1 | 93,2 | 32,1 | 88,9 |
| Etat Non-Saturé SOL-SOL_8,95% | 46,4 | 135,7 | 26,3 | 147,6 |
| Etat Non-Saturé SOL-SOL_11,56% | 37,5 | 128,2 | 26,4 | 138,8 |

Tableau 7.3. Récapitulatif des paramètres mécaniques déterminés des essais de cisaillement direct et des essais triaxiaux pour chaque état de compacté du sol de la formulation 1

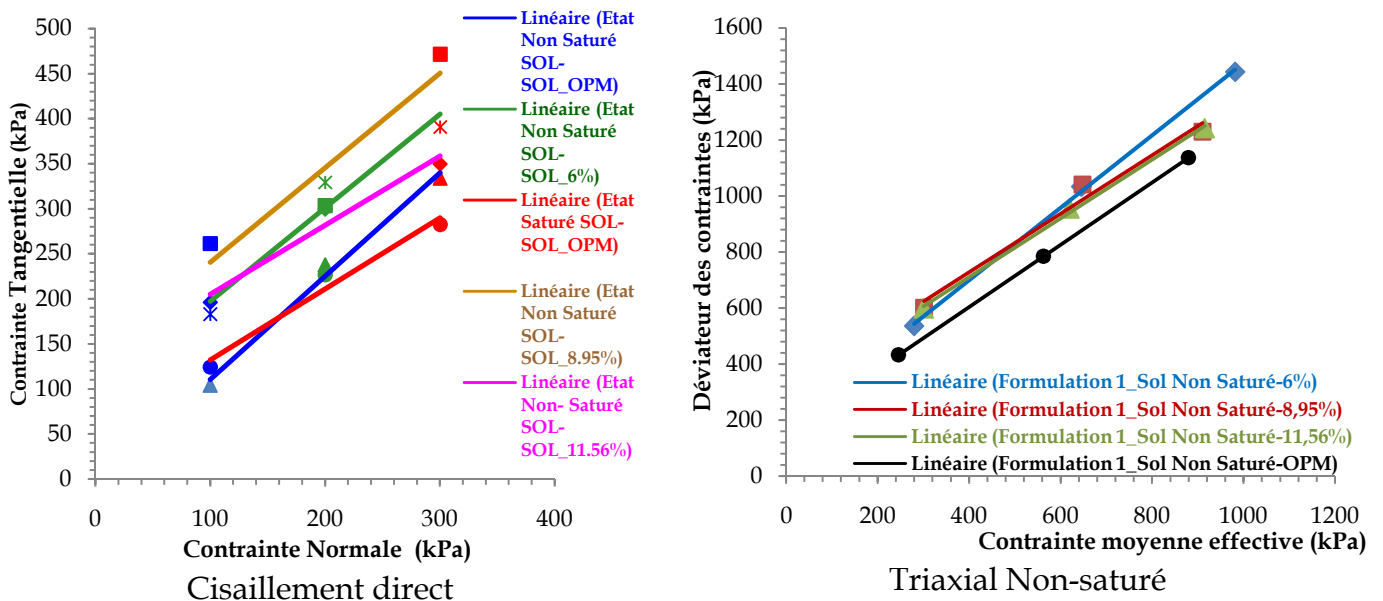


Figure 7.8. Variation du critère de rupture entre les essais de cisaillement direct et l'essai triaxial pour les quatre (04) états de sols étudiés

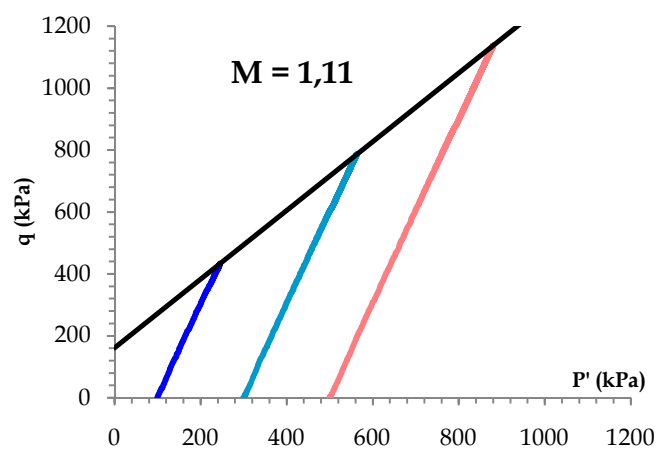
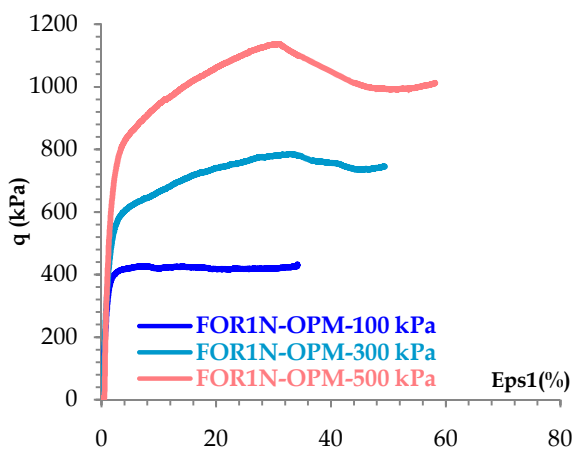
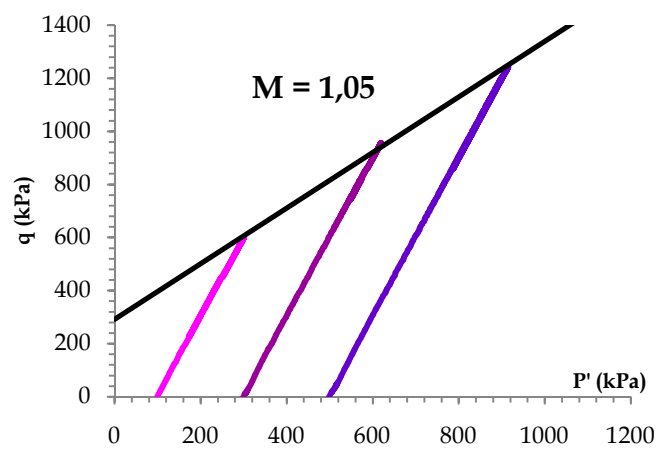
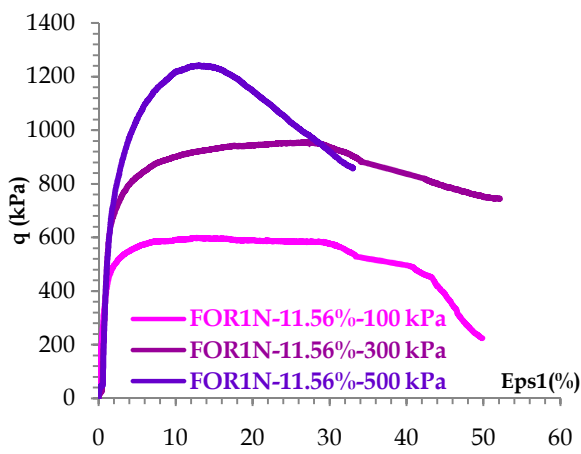
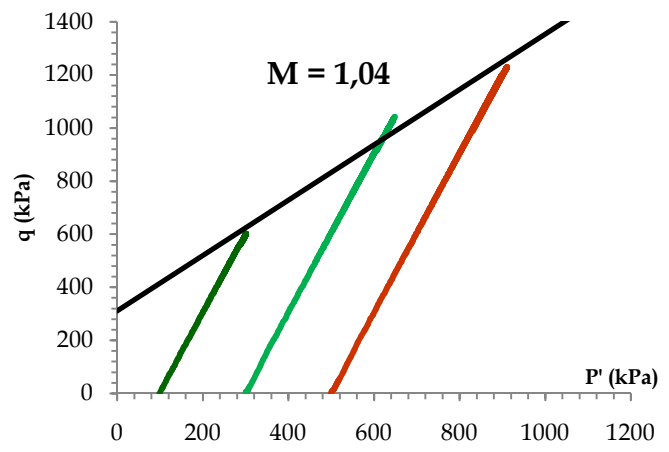
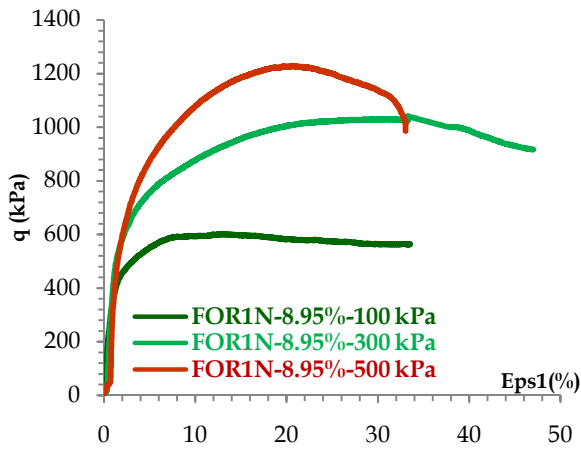
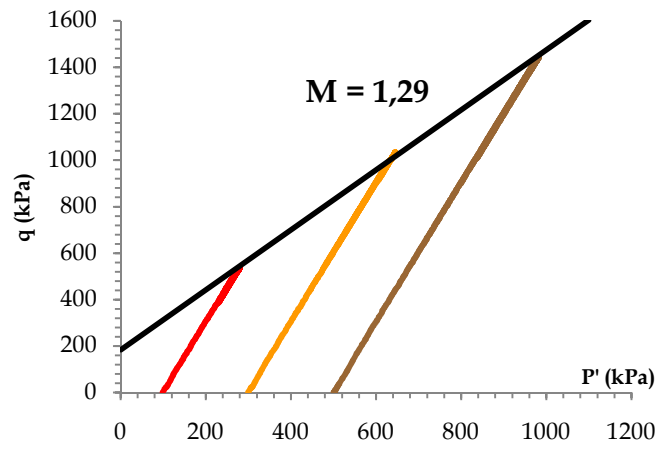
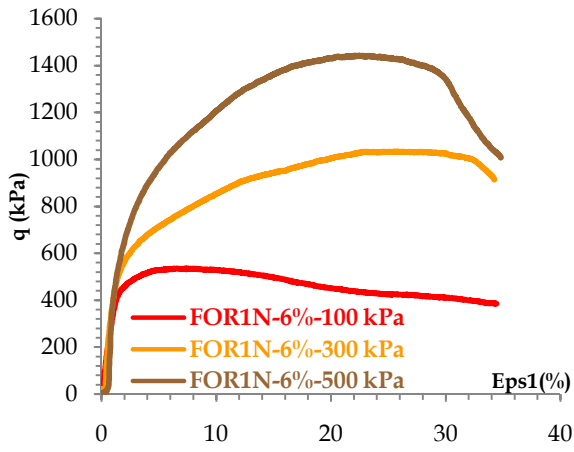


Figure 7.7. Courbes (eps1-q) et (P-q) pour chaque état de compacité des sols de la formulation 1



For1N-6%_Sig3= 100 kPa



For1N-6%_Sig3=300 kPa



For1N-6%_Sig3 = 500 kPa



For1N-8,95%_Sig3 = 100 kPa



For1N-8,95%_Sig3= 300 kPa



For1N-8,95%_Sig3 = 500 kPa



For1N-11,56%_Sig3 = 100 kPa



For1N-11,56%_Sig3 = 300 kPa



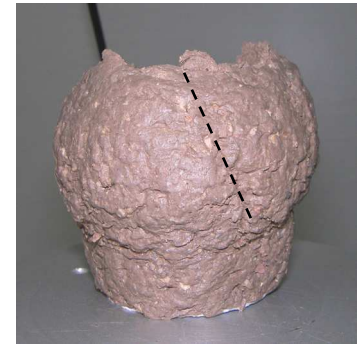
For1N-11,56%_Sig3 = 500 kPa



For1N-OPM_Sig3 = 100 kPa



For1N-OPM_Sig3 = 300 kPa



For1N-OPM_Sig3 = 500 kPa

Photo 7.11. Visualisation de plans de rupture inclinés par suite des essais triaxiaux des sols de la formulation 1 à différents états de compacités

Par ailleurs, afin d’avoir une idée de l’état de la succion régnant dans le matériau à la fin des essais, nous avons comparé dans le tableau 7.4, les succions finales mesurées à l’aide du papier filtre (whatman N° 42) dans le cas des essais à la boîte de cisaillement et des essais triaxiaux. Les résultats sont présentés en fonction de l’état initial du matériau et aussi de la contrainte moyenne initiale. Notons que dans le cas de l’essai à la boîte de cisaillement, la contrainte moyenne initiale est calculée en considérant un K_0 égal à 0,5.

On constate que les valeurs obtenues par les deux dispositifs sont très cohérentes, excepté pour le matériau initialement à une teneur en eau de 11,56% qui présente quelques incohérences. N’oublions pas que les mesures de succion à l’aide du papier filtre est une méthode très approximative, vu les très faibles masses d’eau du papier à quantifier et l’épaisseur des faisceaux des courbes d’étalonnage du papier disponibles dans la littérature. Dans notre cas, la norme ASTM D 5298-03 a été privilégiée.

| Etats de sols étudiés | Triaxial | | | Cisaillement direct | | |
|--------------------------------|---------------|---------------|---------------|---|---|--|
| | P0 = 100kPa | P0 = 300kPa | P0 = 500kPa | $\sigma_v = 100\text{kPa}$, P0=66,67kPa | $\sigma_v = 200\text{kPa}$, P0= 133,33kPa | $\sigma_v = 300\text{kPa}$, P0 = 200 kPa |
| | Succion (MPa) | Succion (MPa) | Succion (MPa) | Succion (MPa) | Succion (MPa) | Succion (MPa) |
| Etat Non Saturé SOL-SOL_6% | 1,46 | 1,56 | 3,84 | 3,06 | 3,77 | 10,45 |
| Etat Non Saturé SOL-SOL_8.95% | 0,54 | 0,31 | 0,30 | 5,31 | 7,12 | 15,48 |
| Etat Non-Saturé SOL-SOL_11.56% | 0,004 | 0,06 | 0,637 | 1,7 | 1,81 | 0,93 |
| Etat Non Saturé SOL-SOL_OPM | 0,02 | 0,04 | 0,05 | 0,03 | 0,02 | -- |
| Etat Saturé SOL-SOL_OPM | -- | -- | -- | 0,01 | 0,01 | 0,01 |

Tableau 7.4. Valeurs des succions finales mesurées en fin d’essais de cisaillement direct et triaxiaux à différents états de sols étudiés de la formulation 1.

7.2.7. Détermination des modules de déformations

La variation des modules sécants déterminés par suite des essais triaxiaux non saturés est représentée sur la figure 7.9.

On constate sur ces figures que les modules sécants croient en fonction de la contrainte de confinement moyenne P dans le plan ($E_s, \log \epsilon_1$). Ces modules E_s décroissent lorsque la déformation axiale augmente, quelque soit le niveau de contrainte appliqué et qu'ils se raccordent en décroissant à des déformations de l'ordre de 10% pour les états de sols non saturés et de 2% pour les états de sols saturés.

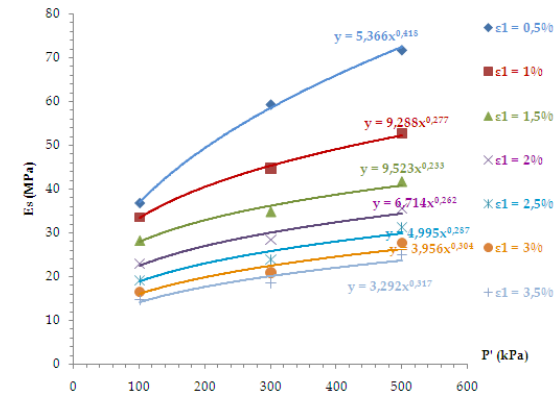
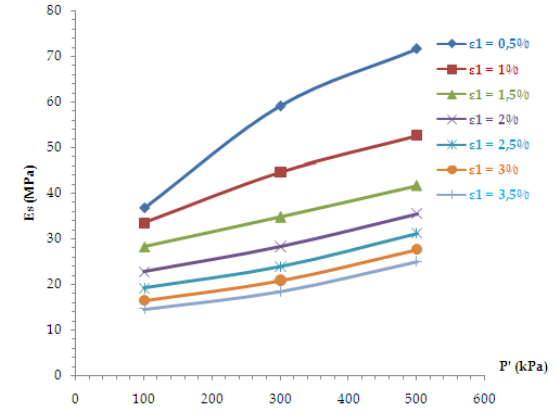
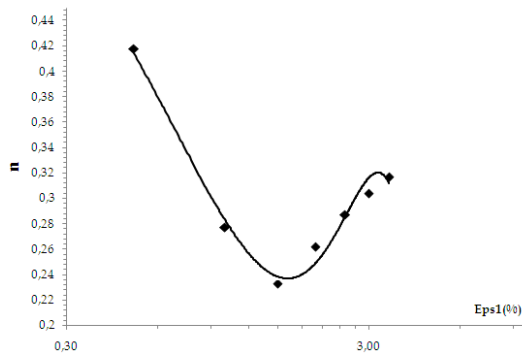
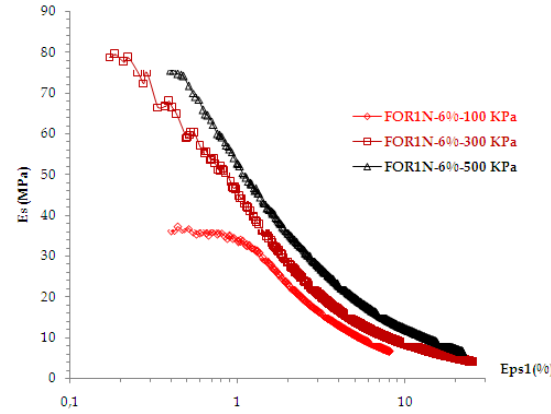
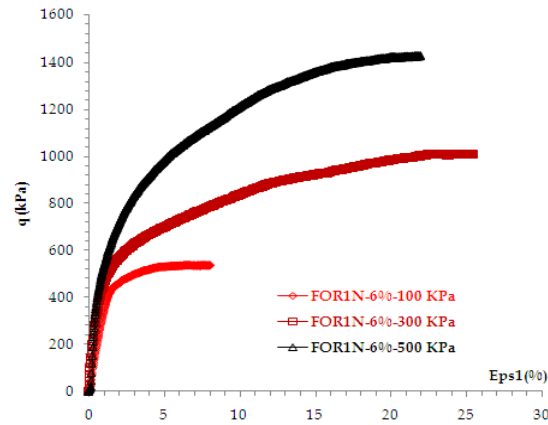
La représentation de ces modules sécants E_s dans les plans ($E_s, \log p$), pour chaque niveau de déformation axiale, met en évidence que ce module sécant varie avec la contrainte moyenne totale p selon une fonction allométrique de puissance n ($E_s = \alpha P^n$).

On constate aussi que la variation du module sécant E_s entre l'état saturé et non-saturé à déformation constante n'est pas trop élevée (Tableau 7.5), ce qui conduirait à dire que ce module de déformation E_s conserve son état intrinsèque lorsqu'il garde son état de confection initial constant.

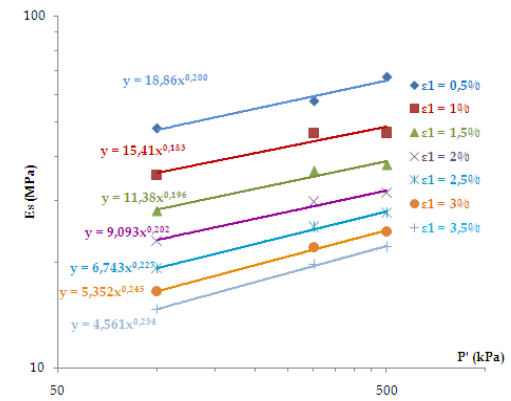
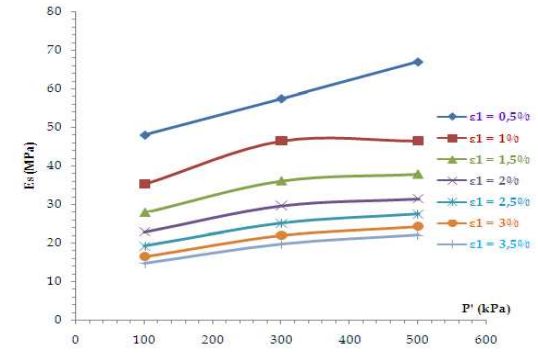
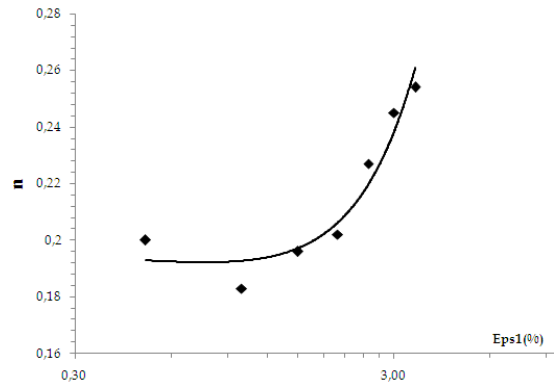
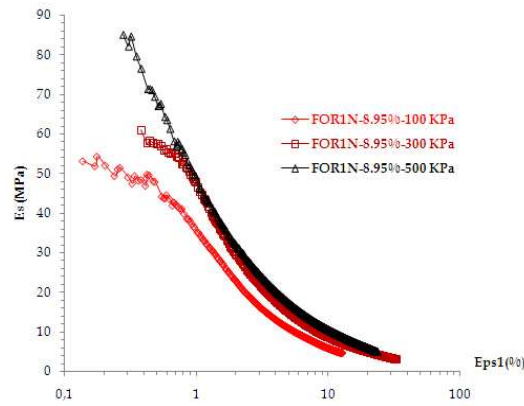
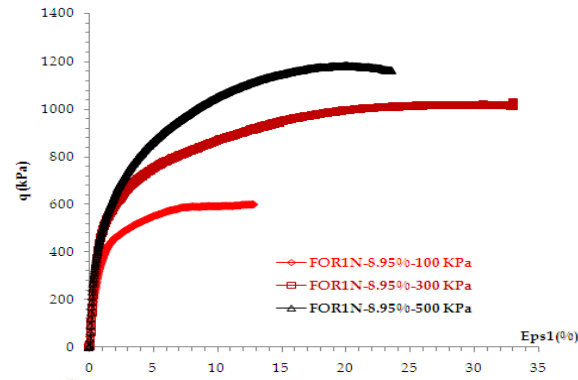
| $\epsilon_1(\%)$ | Module sécant E_s (MPa) | | | | | | Paramètre n | |
|------------------|---------------------------|--------|-------------|--------|-------------|--------|---------------|--------|
| | P = 100 kPa | | P = 300 kPa | | P = 500 kPa | | Non saturé | Saturé |
| | Non saturé | Saturé | Non saturé | Saturé | Non saturé | Saturé | | |
| 0,5 | 33,2 | 37,17 | 43,66 | 56,4 | 65,91 | 77,78 | 0,397 | 0,446 |
| 1 | 28,84 | 27,42 | 37,12 | 44,08 | 54,26 | 61,12 | 0,366 | 0,487 |
| 1,5 | 24,6 | 21,67 | 31,31 | 34,98 | 43,06 | 48,49 | 0,327 | 0,49 |
| 2 | 19,71 | 17,24 | 25,73 | 27,34 | 36,25 | 38,88 | 0,357 | 0,491 |
| 2,5 | 16,2 | 13,94 | 22,17 | 22,08 | 30,69 | 31,31 | 0,379 | 0,489 |
| 3 | 13,65 | 11,49 | 19,22 | 18,5 | 26,8 | 26,17 | 0,402 | 0,499 |
| 3,5 | 11,85 | 9,9 | 16,88 | 15,69 | 23,45 | 22,37 | 0,407 | 0,492 |

Tableau 7.5. Variation des modules sécants E_s entre l'état saturé et non saturé pour la formulation 1 confectionnée à l'Optimum Proctor Modifié (OPM)

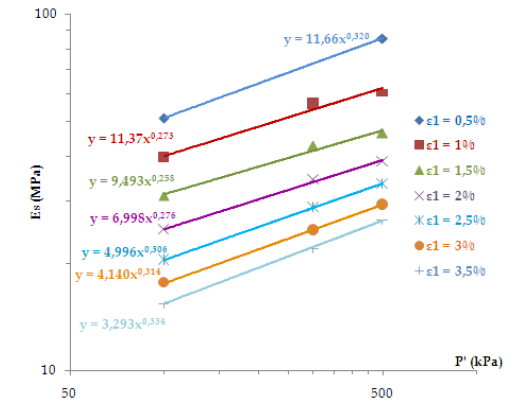
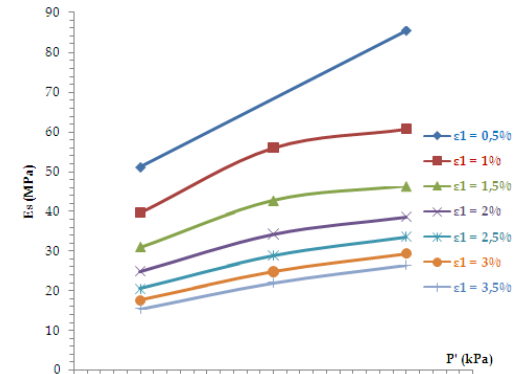
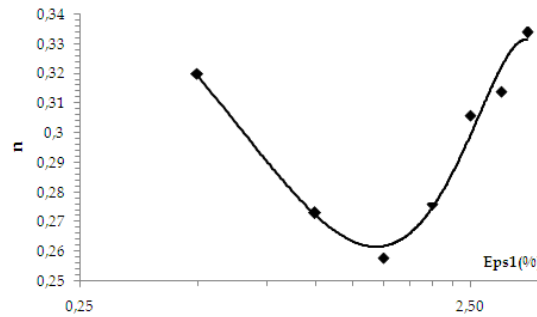
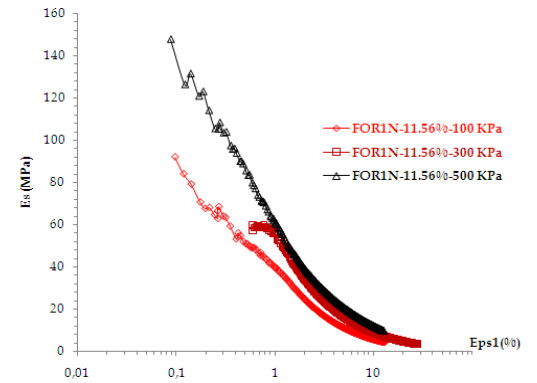
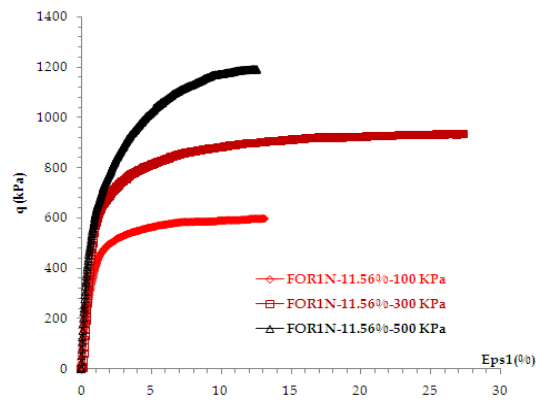
FORMULATION 1 (6%)



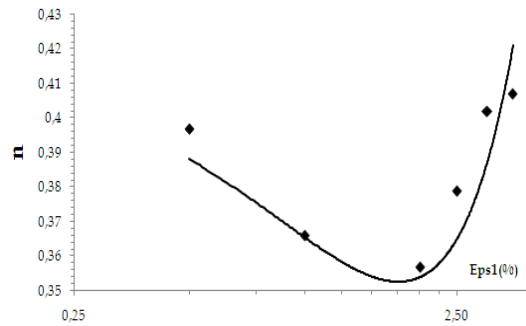
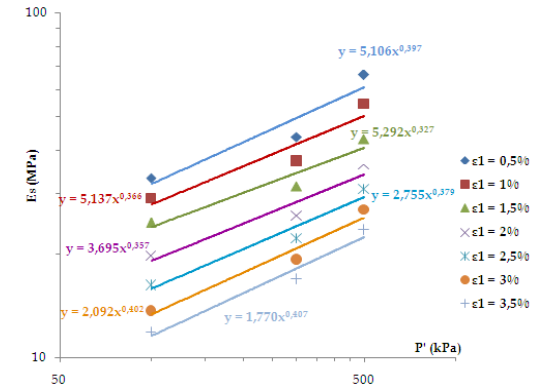
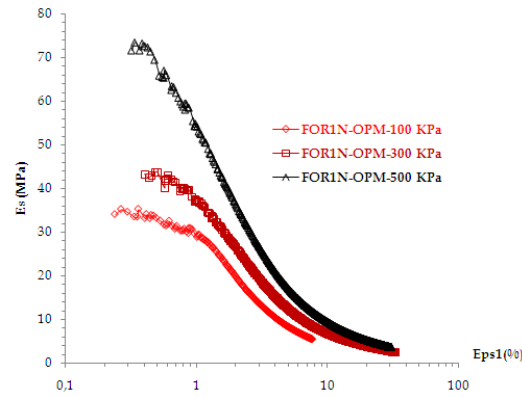
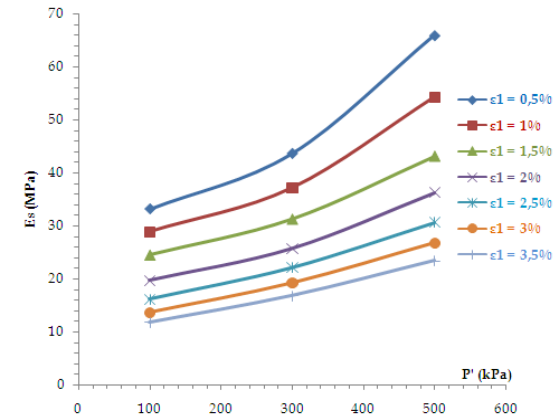
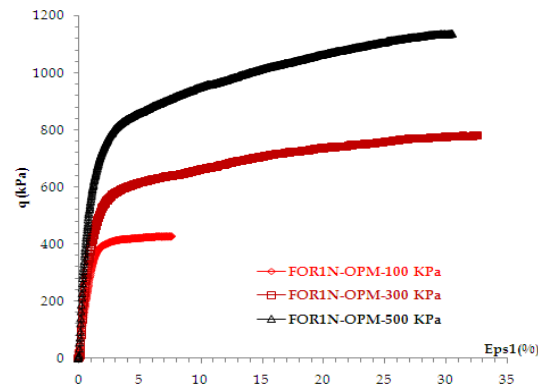
FORMULATION 1 (8.95%)



FORMULATION 1 (11.56%)



FORMULATION 1 (OPM)



FORMULATION 1 (OPM-Saturé)

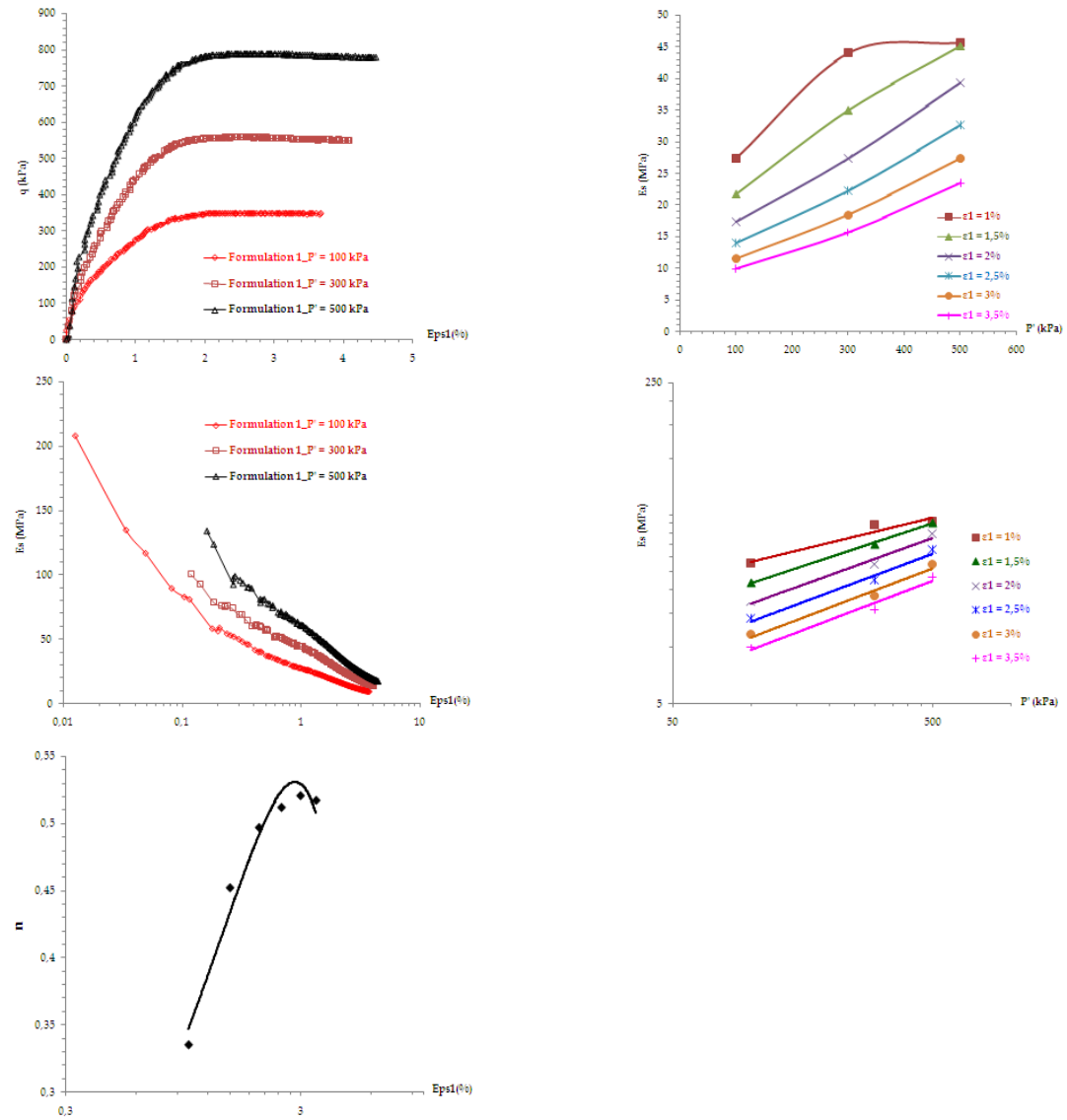


Figure 7.9. Variation des modules sécants pour chaque état de sols de la formulation 1

7.3. Conclusion

Le renforcement des sédiments à l'aide des géotextiles a montré une amélioration de l'angle de frottement au niveau de l'interface sol-géotextile par rapport à l'interface sol-sol.

Cependant, les résultats obtenus à l'aide de la boîte de Casagrande pour l'interface sol-sol semblent surévaluer ces angles de frottement par rapport à ceux obtenus à l'aide des essais triaxiaux.

Il semble donc nécessaire de revoir en profondeur les conditions des essais à la boîte de Casagrande, comparés avec celles des essais triaxiaux, concernant l'interface sol-sol, avant de poursuivre avec l'interface sol-géotextile. Ce travail sera l'une des perspectives à développer à la suite de cette thèse et toujours dans le cadre de la convention université de Tlemcen-Afitex-Algérie.

Conclusion Générale et perspectives

Dans le contexte d'une gestion écologique basée sur le développement durable, la valorisation en technique routière des sédiments est aujourd'hui un des enjeux intéressants car elle permet à la fois d'éviter la mobilité des contaminants potentiellement toxiques après l'immersion ou la mise en dépôt et permet de contribuer à préserver les ressources en granulats naturels.

La méthodologie générale de valorisation décrite dans cette étude a pour objectif l'utilisation des sédiments de dragage du barrage de Cheurfas situé au nord-ouest algérien dans une formulation de matériau routier.

Les caractéristiques géotechniques définies en fonction du secteur de valorisation choisi ont permis de classer ce sédiment naturel selon le guide technique GTR (LCPC, SETRA, 2000) en classe A2 F11 qui désigne les sols fins organiques. Les valeurs de l'indice portant immédiat obtenues à la teneur en eau optimale pour ce sédiment naturel de Cheurfas montrent qu'il ne possède pas les performances requises pour une utilisation en couche d'assise de la chaussée.

Sa valorisation a nécessité donc des traitements par ajout de matériaux granulaires et/ou par traitement aux liants. Pour cela, la démarche, s'appuie sur des choix de formulations simples, peu coûteuses et facilitant leurs mise en œuvre in situ.

Les buts visés par l'ajout de correcteurs granulaires sont l'amélioration de la distribution granulométrique, la diminution de la proportion des fractions fines et de la teneur en matières organiques dans le mélange.

Les résultats obtenus ont montré que les différentes formulations proposées présentent des performances mécaniques satisfaisantes au regard des critères requis pour une utilisation en couche d'assise de chaussées. L'ajout d'un matériau granulaire a montré une amélioration de la densité sèche et une réduction de la teneur en eau optimales. La teneur en matières organiques n'influe pas sur la compacité du matériau, par contre elle agit défavorablement sur sa portance.

L'ajout de liants hydrauliques a permis de constater que leur influence agit en grande partie sur la portance du matériau qui se trouve nettement améliorée ($35 < IPI < 45$) pour une utilisation comme couche de fondation et de base. Du point de vue classification GTR, ces matériaux traités se situent selon la norme NF-P11-300 (LCPC-SETRA, 2000) en classe B5 pour les formulations 3 et 4 et en classe A1 et A2 pour les formulations 2 et 1 respectivement.

Le critère de résistance minimale ($R_c = 1$ MPa) fixé par le GTS (LCPC-SETRA, 2000) pour autoriser la circulation sur la couche traitée est bien atteint avant 7 jours de durée de cure.

La perméabilité diminue d'une moyenne de 20% pour les sédiments non traités aux liants et traités avec la chaux vive seule, tandis que pour les sédiments traités au ciment, elle diminue d'une moyenne de 40%. Les sédiments dont la granulométrie a été corrigée par ajout de sable sont peu perméables par comparaison aux sédiments traités aux liants hydrauliques. Ceci peut être attribué à la taille très fine des grains de ciment et de chaux qui permet ainsi de cimenter et de remplir les espaces poreux vides entre les grains, car grâce à la fine structure du liant, la cristallisation obtenue

par la réaction permet de remplir les vides et par conséquent une réduction de la perméabilité des échantillons.

Du point de vue rhéologique, le comportement mécanique sur des chemins triaxiaux des sédiments traités met clairement en évidence la dépendance des chemins déviatoires vis-à-vis de la pression moyenne appliquée. L'angle de frottement est de l'ordre de 27° pour les sédiments traités au sable granulaire (0/4mm) et de l'ordre de 40° pour les sédiments traités aux liants hydrauliques;

Par ailleurs, les sédiments traités avec les liants hydrauliques présentent le comportement d'un matériau très surconsolidé en comparaison aux sédiments traités de sol granulaire. Ce traitement aux liants hydrauliques améliore nettement la résistance au cisaillement du matériau où une augmentation moyenne de résistance de 130% pour les sédiments traités de chaux vive, 280% pour les sédiments traités de ciment CPJ CEMII et de 240% pour les sédiments traités de liants hydrauliques et aériens, est constatée entre la formulation traitée de liants par rapport à celle traitée de sol granulaire. Ce taux d'augmentation de résistance diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement. L'angle de frottement interne s'est amélioré d'une moyenne de 35% par introduction de liants hydrauliques avec aussi une amélioration notable de la cohésion en particulier pour les formulations à base de ciment CPJ CEMII.

Il est aussi observé que quelque soit la formulation du traitement utilisé, le module sécant (E_{50}) croît en moyenne lorsque la contrainte de confinement effective augmente. Sa valeur est plus importante pour la formulation traitée de liants par rapport à la formulation traitée de sol granulaire.

Sur des chemins de drainage-humidification, les sédiments traités suivent des chemins très surconsolidés avec des pentes C_s (mécanique) et C_H (hydrique) semblables. La variation de ces pentes reste très faible voir négligeable pour les formulations avec liants hydrauliques.

La solution alternative qui consiste à renforcer le sédiment avec des géotextiles a montré une amélioration de l'angle de frottement au niveau de l'interface sol-géotextile par rapport à l'interface sol-sol. Cependant, les résultats obtenus à l'aide de la boîte de Casagrande pour l'interface sol-sol semblent surévaluer ces angles de frottement par rapport à ceux obtenus à l'aide des essais triaxiaux. Il semble donc nécessaire de revoir en profondeur les conditions des essais à la boîte de Casagrande, comparés avec celles des essais triaxiaux, concernant l'interface sol-sol, avant de poursuivre avec l'interface sol-géotextile.

Au terme de ce travail, on peut conclure qu'un certain nombre de pistes a été prospecté et que beaucoup d'autres restent à explorer. Comme perspectives à court terme, je préconise :

- La modélisation numérique du comportement d'un corps de chaussée constitué de sédiments traités selon les différentes formulations, en se basant sur les paramètres de lois de comportement déterminés dans cette étude. L'objectif étant d'optimiser le traitement (liants ou géotextiles) tout en satisfaisant les normes en vigueur en terme de résistance et de déformation (modules).

- La réalisation d'une planche expérimentale instrumentée à l'échelle 1 d'un corps de chaussée, composée d'une partie réalisée avec le sédiment traité et d'une autre partie réalisée avec le sédiment renforcé par géotextile. Le comportement sous différentes sollicitations normalisées permettra de valider (ou non) la modélisation et ainsi choisir les bonnes lois de comportement pour ce type de matériau non conventionnel.

Références bibliographiques

- Abou-Bekr N. (1995), Modélisation du comportement mécanique et hydraulique des sols partiellement saturés. Thèse de doctorat de l'Ecole Centrale de Paris.
- Abou-Bekr N., Aissa Mamoune S.M. (2004), Stabilisation des sols gonflants par les sels. Conférence internationale de géotechnique, Beyrouth, 2004, Liban, p. 415-422.
- Abriak N. (2007), Améliorer la valorisation des déchets industriels en BTP, Guide technique régional relatif à la méthodologie de gestion des sédiments de dragage portuaire, Démarche prédis Nord Pas De Calais, groupe de travail n°5, Novembre 2007, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Douai.
- Agostini F. (2006), Inertage et valorisation des sédiments de dragage marins. Thèse de doctorat de l'Ecole Centrale de Lille et l'Université des Sciences et Techniques de Lille.
- Aissa Mamoune S.M. (2002), Contribution à la mesure, prévision et modélisation du comportement des sols expansifs. Thèse de magister en Génie-Civil de l'université Abou-Bekr Belkaid de Tlemcen, Algérie.
- Azzouz F. (2006), Contribution à l'étude de la stabilisation chimique de quelques argiles gonflantes de la région de Tlemcen. Thèse de magister en Génie-Civil de l'université Abou-Bekr Belkaid de Tlemcen, Algérie.
- Behmanesh J. (2008), Etude de la durabilité d'un sédiment, traité au ciment et additifs. Thèse de doctorat de l'université de Caen.
- Bourabah M.A. (2004), Etude bibliographique et modélisation du comportement mécanique des sols argileux. Thèse de magister en Génie-Civil de l'Université Abou-Bekr Belkaid de Tlemcen, Algérie.
- Bourabah M.A. (2010), Renforcement des structures de chaussées par géosynthétiques : état de l'art. Rapport n°1, projet « GEOTER » : optimisation de l'utilisation des géosynthétiques en technique routière dans le cadre d'une convention de partenariat de recherche et de développement établie entre l'université de Tlemcen et la société Afitex-Algérie spa.
- Bourokba Mrabent S.A. (2011), Etude de la conductivité hydraulique et de la stabilisation par ajout de liants hydrauliques de l'argile de Mers El Kebir. Thèse de Doctorat de l'université des sciences et de la technologie d'Oran, Algérie.
- Boutouil M. (1998), Traitement des vases de dragage par solidification/stabilisation à base de ciment et additifs. Thèse de doctorat de l'Université du Havre, 245 p.
- Cauzzi N. (2007), Evaluation de l'éco-compatibilité de sédiments contaminés, traités ou non par un procédé physico-chimique, dans la cadre d'un scénario de dépôt en gravière. Etude en microcosmes aquatiques. Thèse de doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.
- Colin D. (2003), Valorisation de sédiments fins de dragage en technique routière. Thèse de doctorat de l'université de Caen. Octobre 2003. 147 p.

Derfouf F.M. (2005), Comportement de deux argiles de la région de Tlemcen sur chemin de drainage-humidification-Etude expérimentale et modélisation. Thèse de magister en Génie-Civil de l'Université Abou-Bekr Belkaid de Tlemcen, Algérie.

Dubois V. (2006), Etude du comportement physico-mécanique et caractérisation environnementale des sédiments marins-Valorisation en technique routière. Thèse de doctorat, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Douai.

Endo. K. , Clay minerals in soils.

Escario V. (1980), Suction controlled penetration and shear tests, Proceedings of the 4th International Conference. Exp. Soils, Denver, CO, ASCE, VOL.2, 1980, pp. 781-797.

Fleureau J.M., Kheirbek-Saoud S., Soemitro R., Taibi S. (1993), Behavior of clayey soils on drying-wetting paths, Canadian Geotechnical Journal, 1993, Vol. 30, N° 2: pages 287-296, (DOI: 10.1139/t 93-024).

Fleureau J.M., Verbrugge J.C., Huergo P.J., Correia A.G., Kheirbek-Saoud S. (2002), Aspects of the behaviour of compacted clayey soils on drying and wetting paths, Can. Geotech. J. 39: 1341-1357 (2002) DOI: 10.1139/t02-100 © 2002 NRC Canada.

GDSLAB (2008), Manuel utilisateur de laboratoire GDS.

GTR. (2000), Guide technique pour la réalisation des remblais et des couches de forme, fascicules 1, principes généraux, 100p, LCPC-SETRA.

GTS. (2000), Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques en remblai et en couche de forme, Guide technique, 240p, LCPC-SETRA.

Gueddouda M.K. (2010), Comportement hydro-mécanique des sols compactés : Application à la conception d'une barrière ouvragée « sable de dune -bentonite. Thèse de Doctorat de l'université Abou-Bekr Belkaid de Tlemcen, Algérie.

Hallouche W., Remini B. (2004), Le dragage des retenues de barrages : quelques exemples algériens, La houille blanche, N°5, 2004, p. 95-100.

Haeri S.M., Noorzad R., Oskoorouchi A.M. (2000), Effect of geotextile reinforcement on the mechanical behavior of sand, Geotextiles and Geomembranes, Vol 18, p. 385 - 402.

Imyim A. (2000), Méthodologie d'évaluation environnementale des déchets stabilisés/solidifiés par liants hydrauliques. Thèse de doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.

Kribi S. (2005), Décomposition des matières organiques et stabilisation des métaux lourds dans les sédiments de dragage. Thèse de doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.

Labiod Z., Benamra T., Benrahou H.K., Rabah M. (2001), Auscultation des barrages en Algérie. Séminaire National de Génie Civil SNGC'01, Sidi Bel Abbès, 13-14 Mai 2001, Algérie.

- Lachgueur K. (2007), Mesure de la conductivité hydraulique dans les argiles non saturées – application au noyau du barrage boughrara. Thèse de magister en Génie-Civil de l'Université Abou-Bekr Belkaid de Tlemcen, Algérie.
- Lambert S. (2000), Les géotextiles : fonctions, caractéristiques et dimensionnement, Ingénieries – EAT, N°22, 2000, p 17 - 26.
- Madhavi Latha G., Vidya S. Murthy (2007), Effects of reinforcement form on the behavior of geosynthetic reinforced sand, geotextiles and geomembranes, vol 25, 2007, p. 23 – 32.
- Magnan J.P. (1998), Cours de mécanique des sols et des roches, Volume 1, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Mouroux P., Margron P., Pinte J.C. (1988), La construction économique sur sols gonflants, Manuels et Méthodes, Rapport de recherche n°14, BRGM.
- Neto M. (2007), Scénarios de gestion de boues de dragage de cours d'eau : Rôle des bactéries dans la mobilité des polluants métalliques. Thèse de doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.
- Oumrani N. (2009), Influence des sédiments sur la stabilité d'un barrage en exploitation. Cas du barrage Cheurfas II. Thèse de magister en hydraulique de l'université Mustapha Stambouli de Mascara, Algérie.
- Palmeira E.M. Géosynthétiques dans les routes non revêtues, IGS.
- Palmeira E.M. Géosynthétiques dans l'ingénierie des routes, IGS.
- Persoons E. et Biolders C. (2001), Erosion et Conservation des Sols. 1^{ère} Partie.
- Philipponnat G. et Hubert B. (1998), Fondations et ouvrages en terre. Editions Eyrolles.
- Ramaroson J. (2008), Calcination des sédiments de dragage contaminés, Etudes des Propriétés Physico-chimiques. Thèse de doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.
- Rajagopal K., Krishnaswamy N.R., Madhavi Latha G. (1999), Behavior of sand confined with single and multiple geocells, geotextiles and geomembranes, vol 17, 1999, p. 171 – 184.
- Reiffsteck P. (1996), Etude du comportement mécanique du géotextile tridimensionnel alvéolaire Armater. Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal Clermont-Ferrand II, 1996.
- Remini B. (1997), Envasement des retenues de barrages en Algérie : Importance, mécanismes et moyen de lutte par la technique de soutirage. Thèse de doctorat d'état, Ecole Nationale Polytechnique d'Alger, 1997.
- Remini B., Avenard J.M., Kettab A. (2003), Envasement des barrages, Les Editions CEDOC, 2003.
- Scordia P-Y (2008), Caractérisation et valorisation de sédiments fluviaux pollués et traités dans les matériaux routiers. Thèse de doctorat de l'Ecole Centrale de Lille.

Semcha A. (2005), Etude des propriétés géomécaniques des sédiments d'envasement de barrage et leur valorisation. Thèse de doctorat d'état de l'Université des Sciences et de la Technologie d'Oran, Algérie.

Semcha A. (2006), Valorisation des sédiments de dragage : Applications dans le BTP, cas du barrage de Fergoug. Thèse de doctorat de l'Université de Reims Champagne-Ardenne.

Sfar Felfoul H., Rahali L., Mahmoudi M.A., Chedly S., (2003), Traitement des sols à la chaux et au ciment en technique routière tunisienne : présentation d'un exemple. Séminaire International de Géomatériaux, M'sila, 10-11 Mars 2003, Algérie, p. 55 - 66.

Stevenson F.J. (1994), Humus Chemistry : Genesis, Composition, Reactions, 2nd Edition John Wiley & Sons, INC., 1994, p 33.

Taibi S. (1994), Comportement mécanique et hydraulique des sols soumis à une pression interstitielle négative. Etude expérimentale et modélisation. Thèse de doctorat, Ecole Centrale Paris, France.

Tran N.T (2009), Valorisation de sédiments marins et fluviaux en technique routière, Thèse de doctorat de l'Université d'Artois.

Zhang R.Y. (2009), Etude de renforcement de plates-formes par géotextile tridimensionnel, ENTPE.

LISTE DES NORMES

| Essais | Normes |
|---|-------------------------------|
| Caractérisation des boues – Détermination de la perte au feu de la matière sèche | NF EN 12879 (Novembre 2000) |
| Sols : reconnaissance et essais-Détermination de la teneur en eau pondérale des sols - Méthode par étuvage | NF P 94-050 (Octobre1991) |
| Sols : reconnaissance et essais – Détermination de la masse volumique des particules solides des sols. Méthode du pycnomètre à eau | NF P 94-054 (Octobre 1991) |
| Sols : reconnaissance et essais – Identification granulométrique. Méthode de tamisage par voie humide | XP P 94-041 (Décembre 1995) |
| Sols : reconnaissance et essais - Analyse granulométrique des sols - Méthode par sédimentation | NF P 94-057 (Mai 1992) |
| Sols : reconnaissance et essais - Détermination des limites d'Atterberg - Limite de liquidité à la coupelle - Limite de plasticité au rouleau | NF P 94-051 (Mars 1993) |
| Sols : reconnaissance et essais - Détermination des limites d'Atterberg - Partie 1 : Limite de liquidité - Méthode du cône de pénétration | NF P 94-052-1 (Novembre 1995) |
| Sols : reconnaissance et essais – Détermination de la teneur en carbonate. Méthode du calcimètre | NF P 94-048 (Octobre 1996) |
| Sols : reconnaissance et essais - Mesure de la quantité et de l'activité de la fraction argileuse - Détermination de la valeur au bleu de méthylène d'un sol par l'essai à la tâche. | NF P 94-068 (Novembre 1993) |
| Sols : reconnaissance et essais - Détermination des caractéristiques de compactage d'un sol : essai Proctor normal, essai Proctor modifié | NF P 94-093 (Décembre 1993) |
| Sols : reconnaissance et essais - Indice CBR après immersion, indice CBR immédiat, indice portant immédiat, mesure sur échantillon compacté dans le moule CBR | NF P 94-078 (Décembre 1992) |
| Assises de chaussées. Méthodologie d'étude en laboratoire des matériaux traités aux liants hydrauliques. Partie 2 : Sables traités aux liants hydrauliques. | NF P 98-114-2 (Novembre 1994) |
| Assises de chaussées. Méthodologie d'étude en laboratoire des matériaux traités aux liants hydrauliques. Partie 3 : Sols traités aux liants hydrauliques éventuellement associées à la chaux. | NF P 98-114-3 (Avril 2001) |
| Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières | NF P 11-300 (Septembre 1992) |
| Détermination de la teneur pondérale en matières organiques d'un matériau. Méthode par calcination | XP P94-047 (Décembre 1998) |
| Méthodologie d'étude en laboratoire des matériaux traités | NF P 98 114-3 (Avril 2001) |

| | |
|---|---------------------------------|
| aux liants hydrauliques. Partie 3 : Sols traités aux liants hydrauliques éventuellement associés à la chaux | |
| Préparation des matériaux traités aux liants hydrauliques ou non traités. Partie 2 : Fabrication des éprouvettes de sables ou de sols fins par compression statique | NF P 98-230-2 (Août 1993) |
| Auscultation sonique. Mesure du temps de propagation d'ondes soniques dans le béton | NF P 18- 418 (Décembre 1989) |
| Détermination des caractéristiques mécaniques des matériaux traités aux liants hydrauliques Partie 3 : Essai de compression diamétrale sur les matériaux traités aux liants hydrauliques et pouzzolaniques | NF P 98-232-3 Septembre 2001 |
| Matériaux traités à la chaux et/ou aux liants hydrauliques Essai d'évaluation de l'aptitude d'un sol au traitement | NF P 94-100 (Août 1999) |
| Essais à l'appareil triaxial de révolution Appareillage-Préparation des éprouvettes- Essai (UU) non consolidé non drainé - Essai (CU +u) consolidé non drainé avec mesure de pression interstitielle - Essai (CD) consolidé drainé | NF P 94-074 (Octobre 1994) |
| Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper | ASTM D 5298-03 |

PUBLICATIONS de Melle A.M. BOURABAH

A- Revues internationales avec comité de lecture

- A1. Bourabah Maghnia Asmahane, Taibi Said, Abou-Bekr Nabil, 2011.**
« Valorisation des sédiments de dragage de barrages algériens- Cas du barrage de Cheurfas ». European Journal of Environmental and Civil Engineering (EJECE), Volume 15-No. 2/2011 127-304 - special issue "sediments". DOI : 10.3166/EJECE.15.179-196©2011 Lavoisier, Paris
- A2. Bourabah Maghnia Asmahane, Abou-Bekr Nabil, Taibi Said, Bendahgane Mohamed, 2012** «Valorization of dredging sediments of dams in road embankment: Algerian dam case». **Submitted** to Canadian Geotechnical Journal.

B- Congrès internationaux avec comité de lecture et actes

- B1. Bourabah M.A., Taibi S., Abou-Bekr N., 2012.** «Treatment of sediment dredging using geotextiles». 3rd International Conference on Sediment Management: Focus on Analytical Methodologies and its Implication on Environment (I2SM-2012) Mars 20 - 22, 2012 (**accepted**)
- B2. Bourabah M.A., Abou-Bekr N., Taibi S., 2011.** « Traitement de sédiments de dragage de l'ouest algérien pour une valorisation en construction routière ». 29^{èmes} Rencontres de l'AUGC-Le Génie Civil au service de la méditerranée. Tlemcen_ALGERIE, 29-31 Mai 2011 (**+Présentation : Orale**).
- B3. Bourabah Maghnia Asmahane , Abou Bekr Nabil , Taibi Said, 2010.**
« Geotechnical characterization of dredging sediments for valorization in road embankments. Case of the Cheurfas dam (Algeria) ». International Conference GeoFlorida. Advances in Analysis, Modeling & Design, (GSP 199) © 2010 ASCE pp. 2212-2221
- B4. Bourabah M.A., Abou Bekr N., Taibi S., 2010** « Caractérisation géotechnique et valorisation des sédiments de dragage de barrages algériens ». IIEME Symposium International sur la gestion des sédiments (2nd I2SM) Casablanca, 11-13 Mai 2010
- B5. Bourabah M.A., Abou Bekr N., Taibi S., 2010.** «Traitement et exploitation des sédiments de dragage de barrages algériens». 1^{er} Congrès International sur la Géologie du Maghreb (GeoMag1) Tlemcen, 10 - 12 Novembre 2010
- B6. Bourabah M.A., Abou-Bekr N., Taibi S., 2009.** « Caractérisation géotechnique des sédiments de dragage en vue de leur valorisation. Cas du barrage Cheurfas (Algérie) ». Les 5^{èmes} Journées Internationales des Géosciences

de l'Environnement JIGE5, FES_MAROC, 13 -14 Mai 2009 (+
présentation : Orale).

- B7. Bourabah M.A. , Abou-Bekr N. , Taibi S., 2009.** « Comportement mécanique et traitement de boues de dragage en vue de leur réutilisation en technique routière. Cas du barrage Cheurfas (Algérie) ». 1^{er} Symposium Méditerranéen de Geoengineering (SMGE'09) ALGER LES 20 et 21 Juin 2009 (+ **présentation : Orale**)
- B8. Bourabah M.A., Taibi S., Abou-Bekr N., 2009.** « Comportement physique et mécanique des sédiments de dragage pour leur valorisation dans le domaine routier. Application au barrage de Cheurfas (Algérie) ». Colloque international sur les Sols Non Saturés et Environnement Tlemcen, 27 et 28 Octobre 2009
- B9. Bourabah M.A, Abou-Bekr N., Taibi S., 2008.** «Valorization of dredging muds of Algerian dams. Case of the Cheurfas dam». Symposium International sur le Management des Sédiments I2SM, Ecole des Mines de Douai & Cd2e Lille, 9-11 Juillet 2008.

ANNEXES

ANNEXE 1 : Mélanges de formulations utilisées pour les plans d'expérience

| Mélanges séchés à 50°C | | | Calcination des mélanges à 450°C | | |
|------------------------|-------|----------|----------------------------------|--------|------|
| Mélanges | Sable | Sédiment | Chaux | Ciment | MO |
| 1 | 46 | 20 | 0 | 0 | 2,17 |
| 2 | 80 | 20 | 0 | 0 | 1,6 |
| 3 | 46 | 45 | 0 | 0 | 4,13 |
| 4 | 80 | 45 | 0 | 0 | 3,07 |
| 5 | 46 | 20 | 3 | 0 | 2,51 |
| 6 | 80 | 20 | 3 | 0 | 1,97 |
| 7 | 46 | 45 | 3 | 0 | 2,89 |
| 8 | 80 | 45 | 3 | 0 | 2,26 |
| 9 | 46 | 20 | 0 | 6 | 2,35 |
| 10 | 80 | 20 | 0 | 6 | 1,74 |
| 11 | 46 | 45 | 0 | 6 | 3,26 |
| 12 | 80 | 45 | 0 | 6 | 2,69 |
| 13 | 46 | 20 | 3 | 6 | 1,84 |
| 14 | 80 | 20 | 3 | 6 | 1,23 |
| 15 | 46 | 45 | 3 | 6 | 3,1 |
| 16 | 80 | 45 | 3 | 6 | 2,62 |
| 17 | 46 | 32,5 | 1,5 | 3 | 2,97 |
| 18 | 80 | 32,5 | 1,5 | 3 | 2,25 |
| 19 | 63 | 20 | 1,5 | 3 | 1,75 |
| 20 | 63 | 45 | 1,5 | 3 | 2,57 |
| 21 | 63 | 32,5 | 0 | 3 | 3,03 |
| 22 | 63 | 32,5 | 3 | 3 | 2,41 |
| 23 | 63 | 32,5 | 1,5 | 0 | 2,84 |
| 24 | 63 | 32,5 | 1,5 | 6 | 2,7 |

ANNEXE 2 : Etat de l'art-Comportement hydro-mécanique des sols non saturés

1. Succion dans les sols

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

Cette pression interstitielle négative confère aux sols non-saturés des caractéristiques physiques et mécaniques qui les distinguent des sols saturés.

1.1. Définition de la succion

La pression interstitielle négative, encore appelée succion dans un sens plus large, représente une mesure de l'intensité de l'attraction exercée par le sol sur l'eau interstitielle.

Différentes définitions ont été données à cette succion des sols suivant différents points de vue (Abou-bekr, 1995) :

1. Elle peut être définie comme la dépression qu'il faut, dans un système isotherme, appliquer à l'eau libre pour amener son potentiel à la même valeur que celui de l'eau contenue dans un échantillon de sol libéré de toute contrainte extérieure ;

2. En thermodynamique, on la définit comme l'énergie libre de l'eau interstitielle. Cette énergie libre peut être quantifiée en termes de tension de vapeur d'eau.

1.2. Composantes de la succion

La succion totale est composée d'une succion matricielle et d'une succion osmotique.

1.2.1. La succion matricielle

Elle regroupe les effets des phénomènes de capillarité et les effets d'adsorption de l'eau interstitielle sur les particules argileuses ;

1.2.2. La succion osmotique

Elle résulte de l'effet de l'attraction exercée par l'eau interstitielle ayant une certaine concentration en sels dissous sur une eau moins concentrée.

1.2.3. **Rôle des composantes de la succion dans le comportement mécanique des sols fins**

Connaissant les différentes composantes de la succion d'un sol, on peut se demander :

« Lesquelles de ces composantes ont un effet considérable sur le comportement mécanique du sol ? »

Alors qu'il n'y a aucune ambiguïté sur le rôle de la succion matricielle sur le comportement mécanique, tant au niveau des variations de volume que de la résistance au cisaillement, les avis restent contradictoires en ce qui concerne le rôle de la succion osmotique.

Krahn et Fredlun (1972), ont montré clairement par des résultats expérimentaux que les variations de teneur en eau provoquent des variations considérables de la succion matricielle, la succion osmotique n'étant pratiquement pas affectée (Figure1).

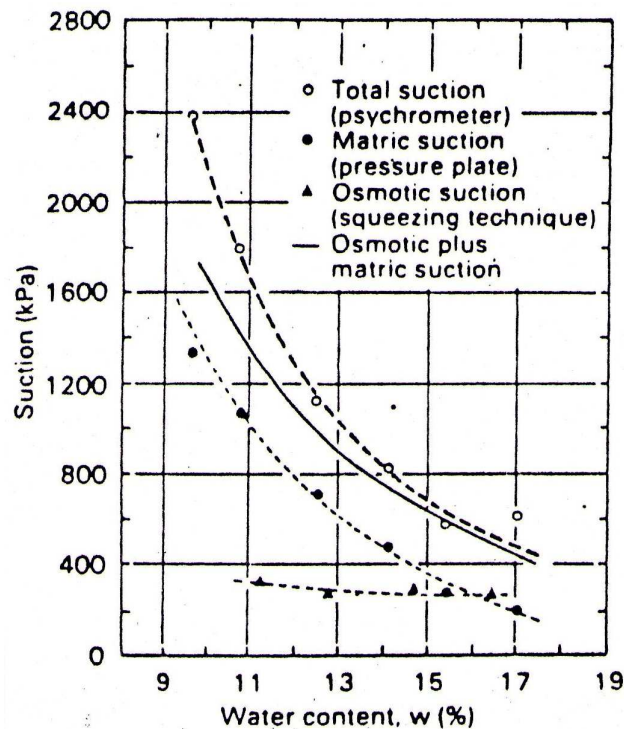


Figure 1. Variations des succions totale, matricielle et osmotique en fonction de la teneur en eau pour une argile compactée (Abou-bekr, 1995)

Pour des applications pratiques en géotechnique, Chen (1988) (Gueddouda, 2010), a noté que, comme les forces osmotiques sont relativement constantes, les changements dans la succion totale sont dus uniquement aux changements de la succion matricielle.

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

Ψ = Succion totale.

Ψ_m = Succion matricielle.

Ψ_{os} = Succion osmotique.

1.2.4. Relation entre la succion et l'humidité relative

L'humidité relative est définie comme la pression partielle de la vapeur d'eau rapportée à la pression de la vapeur d'eau saturante. Elle est exprimée en pourcents (%) (Gueddouda, 2010).

La relation entre l'humidité relative et le potentiel capillaire correspondant est indépendante du sol. Elle est définie par l'une des relations fondamentales de la thermodynamique, la loi de Kelvin, dont l'expression est la suivante :

$$\Psi = \frac{u_a - u_w}{\gamma_w} = \frac{RT}{gM} \ln H \quad \text{où} \quad H = \frac{P}{P_o}$$

u_a : pression de l'air [kPa] ;

u_w : pression de l'eau [kPa] ;

H : humidité relative [%] ;

P : pression partielle de la vapeur d'eau dans l'atmosphère ;

Po : pression de vapeur saturante qui dépend de la température ;

M : masse molaire de l'eau ($M = 18,016 \text{ g.mol}^{-1}$) ;

R : la constante molaire des gaz ($R = 8,3143 \text{ J.mol}^{-1}.\text{K}^{-1}$) ;

T : la température en ° Kelvin [°K].

Une humidité relative donnée impose aux échantillons de sol une succion donnée, selon les valeurs du tableau 1, il lui correspond une teneur en eau d'autant plus forte que l'attraction exercée par le sol sur l'eau est importante, donc que le sol est plastique. En fait, on constate que les succions deviennent très importantes en dessous de 99% d'humidité relative.

Tableau 1. Relation entre la succion et l'humidité relative ($T = 20^\circ\text{C}$)

| Pression interstitielle négative (MPa) | Humidité relative (%) |
|--|-----------------------|
| 0 | 100 |
| 10^{-2} | 99,999 |
| 10^{-1} | 99,927 |
| 1 | 99,277 |
| 70 | 60 |
| 126 | 40 |
| 221 | 20 |
| 316 | 10 |

1.3. Techniques expérimentales de mesure de la succion des sols

Il existe de nombreuses méthodes pour mesurer la succion et la pression capillaire, car chacune n'est applicable que dans une gamme de valeurs données et sous certaines conditions. Ces méthodes sont regroupées en deux catégories selon qu'il s'agit d'une méthode de mesure ou d'une méthode d'imposition et de maintien de la pression capillaire à une valeur prédéterminée.

1.3.1. Méthode d'imposition de la succion

a) Plaques tensiométriques : $0.1 \text{ kPa} < u_c < 10 \text{ kPa}$

Cette technique consiste à mettre l'eau d'un échantillon sous tension en le mettant au contact d'une pierre poreuse en verre fritté saturé d'eau et reliée à un récipient d'altitude variable par le biais d'un tube. Un récipient placé plus bas que l'échantillon permet d'exercer une dépression égale à la hauteur d'eau (Photo 1).

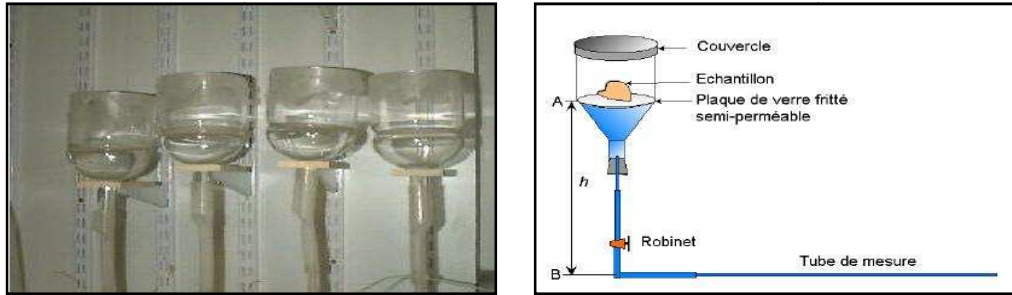


Photo1. Imposition de la succion par la méthode des plaques tensiométriques (Bourokba, 2011), (Gueddouda, 2010)

b) Méthode osmotique : $100 \text{ kPa} < u_c < 1500 \text{ kPa}$

Cette méthode, utilisée pour la première fois par Zur (1966) cité par Fleureau et kheirbek-saoud (2004) (Bourokba, 2011) est une application directe de l'osmose. De l'eau pure et une solution de macromolécules sont mises en contact via une membrane semi-perméable qui empêche l'échange des macromolécules. La tendance naturelle est d'assurer l'équilibre des concentrations de part et d'autre de la membrane.

C'est une méthode simple à mettre en œuvre pour imposer des succions comprises entre 50 et 1500 kPa. Son principe est proche de celui de la méthode tensiométrique mais l'échantillon est mis en contact avec une solution de macromolécules organique glycol PEG 20000 par l'intermédiaire d'une membrane de dialyse ne laissant passer que l'eau. Cette solution se trouve à une pression osmotique fixée par la concentration en PEG 20000 (Photo 2). À l'équilibre, la pression interstitielle de l'eau de l'échantillon sera égale à cette pression.

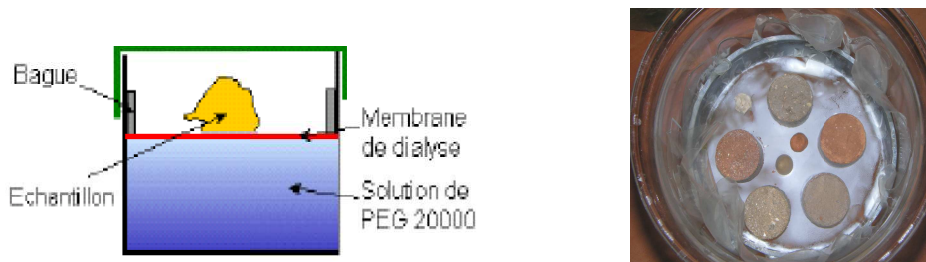


Photo 2. Imposition de la succion par la méthode osmotique (Bourokba, 2011), (Lachgueur, 2007)

L'utilisation de cette méthode nécessite la connaissance de la relation qui lie la concentration du PEG (polyéthylène glycol) avec la succion imposée. La figure 2 regroupe les mesures effectuées par divers chercheurs sur du PEG 6.000 et 20.000, et les essais d'extension à forte pressions capillaires (12 MPa) sur du PEG 1500, 4000, 6000 et 20000. On observe une excellente compatibilité entre toutes les données et une relation unique, indépendante de la masse molaire, entre la concentration et la succion.

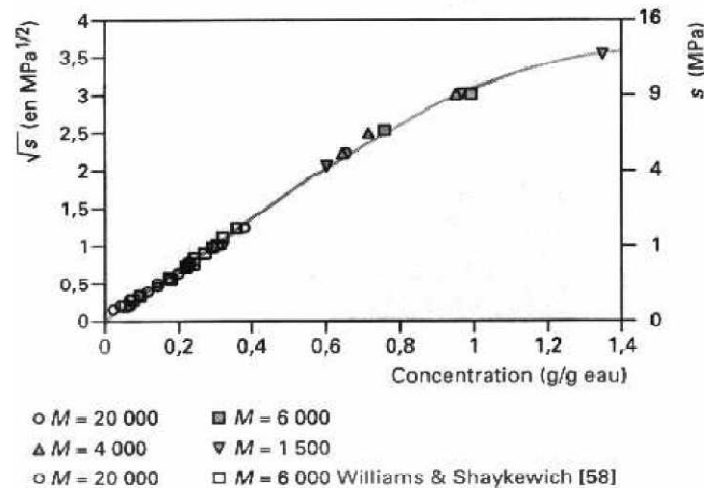


Figure 2. Courbe d'étalonnage du PEG (Cui, 1993), (Gueddouda, 2010)

Pour des succions inférieures à 6,25 MPa, la relation est linéaire et prend la forme simple :

$$S = 11C^2$$

S : la pression capillaire.

C : la concentration en PEG.

Afin de préparer la solution, il suffit de lire la concentration correspondant à la pression capillaire imposée (Figure 3), de mélanger dans un récipient la quantité nécessaire de PEG avec de l'eau distillée et de poser le récipient sur un agitateur magnétique pour l'homogénéisation de la solution.

L'ajustement parabolique de la courbe d'étalonnage est donné par la relation suivante (Gueddouda, 2010) :

$$s = 0,0347 C^3 + 1,15 C^2 - 2,82 C + 29,53$$

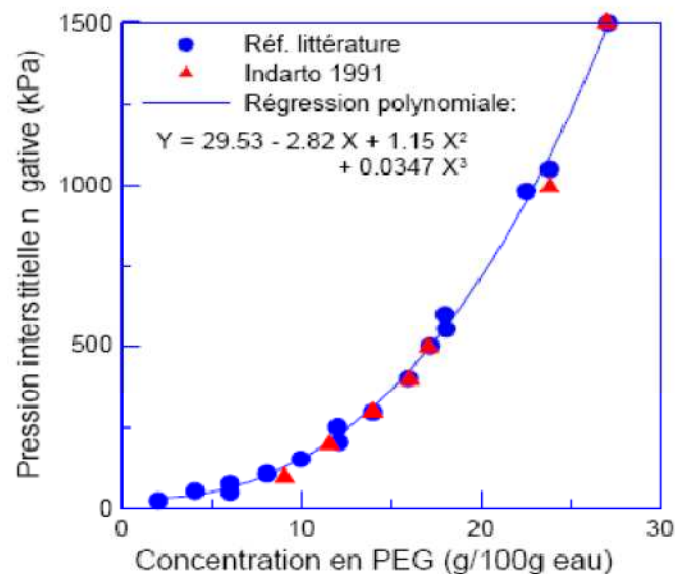


Figure 3. Courbe d'étalonnage du PEG 20 000 (Gueddouda, 2010)

Les différentes concentrations de PEG 20000 et PEG 6000 utilisées, sont indiquées dans le tableau 2 suivant :

Tableau 2. Succion imposée en fonction de la concentration du PEG20000 et du PEG6000 à 20° C. (Gueddouda, 2010)

| Masse PEG/500 ml eau PEG 20000 | $u_a - u_w$ | Masse PEG/500 ml eau PEG 6000 | $u_a - u_w$ |
|-----------------------------------|-------------|----------------------------------|-------------|
| g | kPa | g | MPa |
| 27 | 50 | 260 | 3,1 |
| 45 | 100 | 313 | 4,5 |
| 59,5 | 200 | 371 | 6,3 |
| 79 | 400 | 423 | 7,4 |
| 94 | 600 | 459 | 8,4 |
| 105 | 800 | | |
| 115 | 1000 | | |
| 124 | 1200 | | |
| 134 | 1500 | | |

c) Méthode des solutions salines saturées : $u_c > 1500$ kPa

Une solution saline a la capacité de maintenir l'humidité relative constante, cette humidité dépend de sel utilisé ainsi que de sa concentration. La loi de Kelvin permet de relier l'humidité relative à la succion totale. Le principe de la méthode est de disposer à l'intérieur d'une enceinte close (dessiccateur) une éprouvette de sol et de solution saline saturée, les succions imposées varient de quelques MPa à 1000 MPa.

Les transferts d'eau s'effectuent sous forme de vapeur entre l'échantillon et l'atmosphère du dessiccateur jusqu'à l'équilibre (Photo 3).

Une fois l'équilibre atteint, les paramètres d'état des échantillons (e , w , γ_d et S_r) sont déterminés par pesées immergées dans du Kerdane qui est une huile non mouillante utilisée pour remplir les gros pores sans faire gonfler l'échantillon (Photo 4).

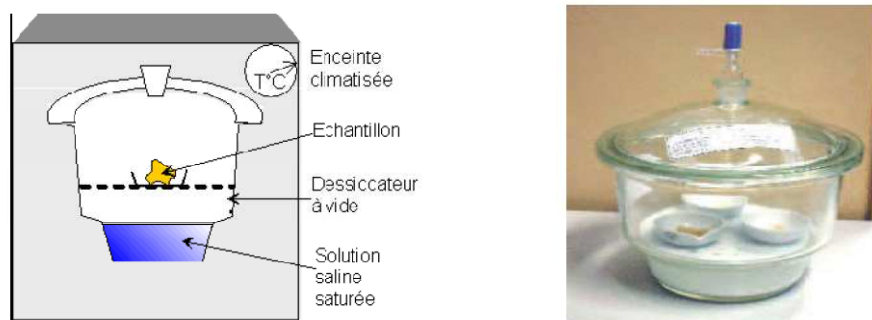


Photo 3. Imposition de la succion par la méthode des solutions salines saturées (Bourokba, 2011), (Lachgueur, 2007)



(1) : Dispositif de levage ; (2) : Support ; (3) : Kerdane ; (4) : Echantillon ; (5) : Balance de précision 10^{-2} g
 Photo 4. Mesures des paramètres d'état (e , w , γ_d et S_r) par utilisation de l'huile de Kerdane

1.3.2. Méthode de mesure de la succion (méthode du papier filtre)

La méthode du papier filtre repose sur le fait qu'à l'équilibre hydrique, le potentiel de l'eau du sol et le potentiel de l'eau d'un papier filtre en contact avec le sol sont identiques. Elle a été introduite par Gardner (1937). La gamme de succion accessible pour cette technique est comprise entre quelques kPa et plusieurs centaines de MPa. Cette méthode est basée sur l'emploi d'un papier filtre dont la courbe de rétention d'eau a été préalablement déterminée au laboratoire ; elle consiste à insérer une triple épaisseur de papier filtre dans l'éprouvette (Photo 5) dont on veut déterminer la succion et attendre (selon la nature du sol) l'équilibre des succions entre le sol et un papier filtre, en évitant toute évaporation : On peut paraffiner l'éprouvette ou l'envelopper soigneusement par un sac plastique. On extrait ensuite les papiers filtres de l'éprouvette et l'on détermine la teneur en eau de la feuille centrale, non polluée, par une pesée au 1/1000. La connaissance de la teneur en eau et de la courbe de rétention d'eau permet d'accéder à la succion du papier filtre donc du sol.



Photo 5. Mesure de la succion d'un sol par la méthode du papier filtre