

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université 8 Mai 1945 Guelma



Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie Civil et d'Hydraulique  
Laboratoire de Génie Civil et d'Hydraulique (LGCH)

**THÈSE**  
**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE**  
**DOCTORAT EN 3<sup>ème</sup> CYCLE**

Domaine : Sciences et Technologie      Filière : Génie Civil  
Spécialité : Mécanique des chaussées, Matériaux et Géotechnique Routière (MCMGR)

Présentée par  
**Bensaifi El amin**

*Intitulée*

**Etude du comportement des marnes et des matériaux argileux gonflants :  
traitement et réutilisation dans les projets routiers**

Soutenue le : .....

Devant le Jury composé de :

Nom et Prénom	Grade		
Mr. GUENFOUD Mohamed	Professeur	Univ. 8 mai 1945 Guelma	Président
Mr. NOUAOURIA M <sup>ed</sup> Salah	Professeur	Univ. 8 mai 1945 Guelma	Encadreur
Mr. BREUL Pierre	Professeur	Univ. Auvergne. France	Co-encadreur
Mr. ROUAIGUIA Ammar	Professeur	Univ. 8 mai 1945 Guelma	Examineur
Mr. NINOUH Tarek	Professeur	Univ. Larbi Tebessi. Tébessa	Examineur
Mr. BOUTELDJA Fathe	MCA	Univ. 8 mai 1945 Guelma	Invité

**Année Universitaire : 2019-2020**

## DEDICACE

---

**J**e Dédie cette thèse de doctorat ;

**A** Dieu, source de toute connaissance ;

**A** mon père qui était pour moi un symbole de  
courage et de fierté merci pour ton soutien ;

**A** la plus belle perle dans le monde ma chère mère. Que  
Dieu te garde et te protège ;

**A** mon frère, ma sœurs ;

**A** toute les membres de la famille **Bensaifi** ;

**A** mes encadrant et enseignants ;

**A** tous mes camarades de mon parcours universitaire ;

**A** tous mes amis ;

**A** toute personne m'ayant aidé à franchir un horizon  
dans Ma vie.

---

# REMERCIEMENTS

---

Un travail scientifique et plus particulièrement une thèse de doctorat constitue un véritable « édifice cristallin » mis en œuvre par son auteur mais dont l'apport externe est toujours nécessaire pour sa bonne réussite. Ce travail n'aurait pas été possible sans la contribution des uns et des autres.

Je remercie mon Dieu de m'avoir permis de conduire cette aventure à son terme

Je remercie mon directeur de thèse **M. Nouaouria Mohamed Saleh** d'avoir accepté d'encadrer mes travaux de thèse, grâce à son soutien, nous avons pu affiner cette recherche. Je le remercie vivement pour m'avoir orienté, soutenu scientifiquement, et motivé moralement à m'investir dans ce travail tout au long de ces années afin de le rendre disponible.

J'adresse toute ma reconnaissance à **M. Bouteldja Fathe**, qui a accepté de codiriger mes travaux. Je me rappelle le premier jour où je me suis rendu à son bureau, ensemble nous avons déterminé le thème de recherche retenu étant l'étude de traitement des marne de la région de Guelma. Sans son soutien et sa disponibilité, les résultats de ce travail n'auraient pas vu le jour.

Je tiens à exprimer toute ma gratitude à **M. Breul Pierre** qui a bien voulu de me codiriger et de m'accueillir à l'institut Pascal / université Clermont Auvergne. Son aide, ses conseils et ses encouragements qu'il m'a apportés ont été les ferments de l'aboutissement de ce travail. Qu'il soit cordialement remercié.

Je remercie **M. Rouaiguia Ammar** et **M. Ninouh Tarek** d'avoir accepté d'être les rapporteurs de mon travail de thèse.

Les travaux de cette thèse se sont déroulés dans la quasi-totalité au Laboratoire de Génie Civil et Hydraulique (LGCH) de l'Université 8 Mai 1945 de Guelma. A ce titre, qu'il me soit permis d'en remercier le Ex-Directeur de ce Laboratoire, **M. Guenfoud Mohamed**, pour m'avoir fait confiance et encouragé. En m'ouvrant les portes de son laboratoire, il m'a donné une occasion unique de réaliser un rêve longtemps caressé. Pour tout cela, merci infiniment.

Je remercie tous les enseignants du Département de Génie Civil et Hydraulique de l'Université de Guelma, pour tous les enseignements reçus depuis mon admission à ce jour.

J'exprime ma reconnaissance à l'ensemble des thésards et des chercheurs du Laboratoire Génie Civil et d'Hydraulique de l'Université de Guelma, que j'ai rencontrés et avec qui j'ai passé de très bons moments, je pense en particulier à Zaimia Khalil et Boukour Salima.

Une page ne serait pas suffisante pour exprimer ma profonde gratitude à toutes les personnes que j'ai côtoyées au cours de ces longues années. Qu'elles sachent que je leur dois beaucoup et qu'elles considèrent ce document comme un témoignage de reconnaissance.

## ملخص

يعتبر الطين من الأتربة التي تسبب مشاكل كثيرة عند استعمالها في بناء البنية التحتية للطرق. ترتبط بشكل عام مع الانضغاط العالي ، اللدونة العالية ، والسلوك التطوري ، مما يؤدي إلى العديد من الإخفاقات الهيكلية في جسم البنى التحتية للطريق. الهدف من هذا البحث هو دراسة السلوك الميكانيكي لتربة الصلصال تم تحسينها بمواد رابطة هيدروليكية جديدة مؤلفة من صهر خبث أفران ونفايات قشر البيض المصهور. لإجراء هذا البحث ، يتم إجراء اختبارات قوة الضغط المقيدة ، واختبارات القص ثلاثي المحاور و كذا تحديد مؤشر تحمل التربة الكليفورني لفترات تحسين مختلفة. تم تحضير عينات الاختبار بمزجهم مع الرابط الهيدروليكي بنسب تتراوح ما بين 0-15 % من إجمالي الوزن الجاف. تشير النتائج إلى أن السلوك الميكانيكي تحسن بشكل ملحوظ. إضافة الرابط الهيدروليكي بنسبة 15% مكن من تحسين مؤشر تحمل التربة الى قيمة تفوق 22 مرة قيمته الابتدائية . من ناحية أخرى ، لوحظ كذلك تحسن في التماسك وزاوية الاحتكاك الداخلي بعد اضافة الرابط ، وخاصة على المدى البعيد. تم أيضا عبر التحليل الميكروسكوبي تحديد الروابط الجديدة الناتجة عن التفاعل البيزولاني. تم كذلك دراسة ديمومة المقاومة المكتسبة نتيجة المعالجة بالرابط الهيدروليكي الجديد بعد تعرض التربة الى ظاهرتي التجفيف و التشبع بالماء وكذلك التجميد و التذويب. استنادا لهذه النتائج يبدو أن خبث صهر الأفران الفرن العالي المنفعل بواسطة قشر البيض المصهور يمكن استخدامه كرابط فعال لتثبيت التربة الطينية حتى في الظروف الاستثنائية

الكلمات المفتاحية: معالجة التربة الصلصالية، السلوك الميكانيكي، خبث الفرن العالي، قشرة البيض المصهورة.

# Abstract

---

## Abstract

Clay soils are considered as difficult soils in the construction of road infrastructure. They are generally associated with high compressibility, high plasticity, and evolutionary behavior, resulting in many structural failures in the road embankment. The objective of this thesis is to study the mechanical behavior of clays, notably marl from the region of Guelma, compacted and treated with a new hydraulic binder composed of Crushed Granulated Blast Furnace Slag (CGBS) active by Calcined Eggshell Waste (CES). To conduct this research, unconfined compressive strength tests (UCS), soaked California Bearing Ratio (CBR) tests, and triaxial shear tests are performed for different cure periods. The specimens were prepared with a binder content, which varies between 0-15% by dry weight. The results indicate that the mechanical properties of the treated marl improved significantly. The addition of 15% of this new binder is able to increasing the CBR index 22 times compared to the initial value. Furthermore, an appreciable improvement in cohesion and internal friction angle is observed due to treatment, especially at later ages. The new hydrates produced by the pozzolanic reaction (C-S-H) were identified after treatment by Scanning Electron Microscopy (SEM). The durability of this new treatment has been assessed in relation to the drying-wetting and freeze-thaw phenomena. Overall, it appears that calcined eggshell activated blast furnace slag can be used as an effective binder for the stabilization of clay soils, ensuring durability of strength gains even under extreme conditions.

Keywords: Marl stabilization, mechanical behavior, blast furnace slag, calcined eggshell.

# Résumé

---

## Résumé

Les argiles sont considérées comme des sols « à problèmes » dans la construction des infrastructures routières. Elles sont généralement associées à une forte compressibilité, une plasticité élevée, et un comportement évolutif. L'objectif de cette thèse est d'étudier le comportement mécanique des sols fins et particulièrement une marne de la région de Guelma, compactée et traitée avec un nouveau liant hydraulique composé de laitier de haut fourneau broyé et de déchets de coquilles d'œuf calcinées. Pour mener ce travail, des essais de résistance à la compression non confinée, des essais CBR et des essais de cisaillement ont été effectués pour différentes périodes de durcissement. Les éprouvettes ont été préparées avec une teneur en liant qui variant entre 0-15% du poids sec total. Les résultats montrent que les propriétés mécaniques de la marne traitée ont connus une amélioration importante. L'ajout de 15% de ce nouveau liant est capable d'augmenter l'indice CBR imbibé de 22 fois par rapport à sa valeur initiale. D'autre part, une amélioration notable de la cohésion et de l'angle de frottement interne est observée après traitement, en particulier à des âges avancés. Les nouveaux produit cimentaires (C-S-H) qui se produisent après les réactions pouzzolaniques ont été identifiés après traitement par analyse MEB. La durabilité de ce nouveau traitement a été évalué vis-à-vis les phénomènes de séchage-mouillage et le gel-dégel. Les résultats montrent que le laitier de haut fourneau activé par la coquille d'œuf calcinée peut être utilisé comme liant efficace pour la stabilisation des sols argileux, en assurant une durabilité des gains de résistance même dans les conditions extrêmes.

Mots clés : Traitement des marnes, Comportement mécanique, Laitier de haut fourneau, Coquille d'œuf calcinée.

# Sommaire

---

DEDICACE .....	i
REMERCIEMENT .....	ii
ملخص .....	iii
Abstract .....	iv
Résumé.....	v
SOMMAIRE .....	vi
LISTE DES FIGURES.....	xiv
LISTE DE TABLEAUX.....	xix
LISTE ES NOTATIONS .....	xx
<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>162</b>

## **PARTIE I RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE**

### **CHAPITRE 1 : LES SOLS FINS**

1 Introduction.....	7
2 Matériaux argileux en géotechnique routière.....	7
2.1 Définition.....	7
2.2 Minéralogie des argiles .....	7
2.3 Classification des sols fins .....	9
3 Les marnes .....	11
3.1 Nature et formation des marnes.....	12
3.2 Comportement physique et mécanique des marnes .....	14
3.2.1 Comportement physique des marnes .....	14
3.2.2 Comportement mécanique des marnes .....	16
3.3 Comportement mécanique des marnes du nord d'Algérie .....	19

---

# Sommaire

---

4	Problèmes liés à l'utilisation des sols fins en remblais routiers.....	22
4.1	Insuffisance de la portance .....	23
4.2	Problème d'érosion.....	24
4.3	Glissement des talus .....	24
4.4	Tassement dans le corps de remblai .....	26
4.5	Retrait-gonflement des couches compactées.....	26
5	Conclusion .....	29

## CHAPITRE 2 : TRAITEMENT DES SOLS FINS

1	Introduction.....	32
2	Intérêts techniques, économiques et environnementaux du traitement des sols .....	32
3	Actions des produits de stabilisation sur le comportement des sols fins .....	33
3.1	Floculation – Agglomération des particules du sol.....	33
3.2	Réactions pouzzolaniques .....	35
3.3	Modification des propriétés des sols traités avant compactage.....	38
3.3.1	Effet sur la granulométrie .....	38
3.3.2	Effet sur les limites d'Atterberg.....	38
3.4	Modification des propriétés de compactage des sols traités.....	39
3.5	Modification des propriétés des sols traités après compactage.....	40
3.5.1	Effet sur la portance .....	40
3.5.2	Effet sur la résistance à la compression .....	42
3.5.3	Effet sur la résistance au cisaillement .....	43

# Sommaire

---

3.5.4	Effet sur la consolidation .....	46
3.5.5	Effet sur le gonflement.....	47
4	Produits alternatifs de stabilisation des sols.....	49
4.1	Principe de formulation des LHR.....	49
4.2	Constituants des liants hydrauliques routiers .....	52
4.2.1	Pouzzolane naturelle .....	52
4.2.2	Dolomie.....	54
4.2.3	Laitiers de haut fourneau.....	56
4.2.4	Les cendres volantes .....	60
4.2.5	Fumée de silice.....	63
4.2.6	Autres produits .....	64
5	Durabilité des traitements .....	66
5.1	Perturbateurs de traitements .....	66
5.2	Effet des cycles séchage-humidification sur la durabilité du traitement.....	67
5.3	Effet des cycles gel-dégel sur la durabilité du traitement .....	70
5.3.1	Phénomène de gel dans le sol .....	70
5.3.2	Effet des cycles de gel/dégel sur la performance mécanique.....	70
6	Techniques de stabilisation de sols sur terrain.....	72
6.1	Préparation du sol .....	72
6.2	Epandage .....	73
6.3	Malaxage .....	74
6.4	Compactage.....	75
6.5	Réglage.....	76

---

# Sommaire

---

6.6	Planche d'essai.....	77
7	Conclusion .....	78

## **PARTIE II TRAVAUX EXPERIMENTAUX**

### **CHAPITRE 1 : STABILISATION D'UNE ARGILE PAR DES LIANTS CLASSIQUES**

1	Introduction.....	81
2	Objectif et démarche mise en place .....	81
3	Identification géotechnique de l'argile .....	82
3.1	Origine et échantillonnage.....	82
3.2	Courbe granulométrique et sédimentométrie .....	83
3.3	Caractéristiques de plasticité (Limite d'Atterberg).....	84
3.4	Sensibilité des fines à l'eau (Valeur de bleu de méthylène).....	85
3.5	Caractéristiques de compactage (essai Proctor) .....	86
3.6	Classification GTR/USCS/AASHTO.....	87
4	Produits de traitement utilisés .....	88
4.1	Chaux vive.....	88
4.2	Ciment .....	88
5	Comportement mécanique de l'argile .....	89
5.1	Portance immédiate avant et après traitement.....	89
5.1.1	Protocole adopté.....	89
5.1.2	Résultats et discussion .....	90
5.2	Caractéristiques de compressibilité avant et après traitement.....	91
5.2.1	Protocole adopté.....	91

# Sommaire

---

5.2.2	Résultats et discussion .....	93
5.3	Caractéristiques de cisaillement avant et après traitement.....	95
5.3.1	Protocole adopté.....	95
5.3.2	Résultats et discussion .....	96
6	Conclusion .....	97
<b>CHAPITRE 2 : STABILISATION D'UNE MARNE ARGILEUSE PAR DES LIANTS CLASSIQUES ET ALTERNATIFS</b>		
1	Introduction.....	100
2	Objectif et démarche mise en place .....	100
3	Identification de la marne .....	101
3.1	Origine et échantillonnage.....	101
3.2	Caractéristiques minéralogiques et microstructurale .....	101
3.3	Caractérisation physique .....	103
3.3.1	Courbe granulométrique .....	103
3.3.2	Limites d'Atterberg.....	105
3.3.3	Valeur au bleu de méthylène.....	107
3.3.4	Caractéristiques de compactage .....	108
3.3.5	Gonflement libre .....	108
3.4	Classification géotechnique de la marne .....	109
4	Caractéristiques des produits de traitement utilisés .....	111
4.1	Ciment Portland.....	111
4.2	Laitiers de haut fourneau .....	112
4.2.1	Obtention et préparation du laitier granulé .....	112

---

# Sommaire

---

4.2.2	Caractérisation physique .....	113
4.2.3	Caractéristiques minéralogiques .....	114
4.2.4	Indice d'activité.....	115
4.3	Coquille d'œuf.....	115
4.3.1	Obtention et préparation.....	115
4.3.2	Calcination de la coquille.....	116
4.3.3	Surface spécifique de la coquille .....	117
4.3.4	Caractéristiques minéralogiques et microstructure de la coquille .....	117
5	Procédure expérimentale.....	118
5.1	Description des essais effectués .....	120
5.1.1	Compacité (Proctor).....	120
5.1.2	Limites d'Atterberg.....	121
5.1.3	Compression non confinée.....	122
5.1.4	CBR immergé .....	125
5.1.5	Essai de cisaillement triaxial.....	126
6	Résultats et discussions.....	128
6.1	Effets du traitement sur les caractéristiques physiques .....	128
6.1.1	Effet sur la compacité (Proctor).....	128
6.1.2	Effet sur la consistance (Limites d'Atterberg).....	130
6.2	Effets du traitement sur le comportement mécanique .....	133
6.2.1	Effet sur la résistance à la compression simple.....	133
6.2.2	Effet sur la résistance au cisaillement .....	138
6.2.3	Effet du traitement sur la portance (CBR immergé).....	145

---

# Sommaire

---

6.3	Analyse de la microstructure de la marne traitée .....	146	
7	Conclusion .....	148	
<b>CHAPITRE 3 : DURABILITE DU TRAITEMENT</b>			
1	Introduction .....	152	
2	Démarche mise en place .....	152	
3	Matériaux utilisés et confectionnement des éprouvettes .....	152	
3.1	Ciment .....	152	
3.2	La chaux .....	152	
3.3	Laitier de haut fourneau granulé .....	153	
3.4	La coquille d'œuf .....	154	
3.5	Confectionnement des éprouvettes.....	154	
4	Protocole expérimental .....	155	
4.1	Sollicitations des éprouvettes aux cycles gel-dégel .....	155	
4.2	Sollicitations des éprouvettes aux cycles humidification-séchage.....	157	
5	Résultats et discussions .....	157	
5.1	Effets des cycles gel-dégel sur Rc.....	157	
5.2	Effets des cycles séchage-humidification sur Rc .....	159	
6	Conclusion .....	162	
<b>CONCLUSION GENERALE</b> .....			162
<b>REFERENCES</b> .....			162

# LISTE DES FIGURES

---

FIG. 1 PORTION DE SOL CONSTITUE DE GRAINS SOLIDES (S) ENTOURES DE VIDES REMPLIS D’AIR (A) ET D’EAU (W).[ 1].....	8
FIG. 2 STRUCTURE DES COUCHES COMPOSANT LES FEUILLETS ARGILEUX.....	8
FIG. 3 CLASSIFICATION DES MATERIAUX SELON LEUR NATURE [5].....	9
FIG. 4 CLASSIFICATION DES SOLS FINS : DIAGRAMME DE PLASTICITE (LCPC) [6].....	10
FIG. 5 CLASSIFICATION DES SOLS (AASHTO) [3].....	11
FIG. 6 CYCLE DES ROCHES.....	12
FIG. 7 ASPECT VISUEL DE LA MARNE.....	13
FIG. 8 SCHEMA REPRESENTANT DES COLONNES LITHOLOGIQUES SIMPLIFIEES.....	13
FIG. 9 GRANULOMETRIE DE LA MARNE AVANT ET APRES COMPACTAGE [20].....	15
FIG. 10 ÉVOLUTION DE LA GRANULOMETRIE DE LA MARNE APRES PLUSIEURS CYCLES SECHAGE-MOULLAGE [21].....	15
FIG. 11 GONFLEMENT ET DEGRADATION DES ECHANTILLONS DE MARNE EN FONCTION DU TEMPS [22]	16
FIG. 12 ÉVOLUTION DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION DE LA MARNE EN FONCTION DE LA PROFONDEUR D’EXTRACTION ET LA TENEUR EN EAU INITIALE [23].....	17
FIG. 13 GONFLEMENT LIBRE DES MARNES APRES UN SEUL CYCLE D’HUMIDIFICATION-SECHAGE [22]....	17
FIG. 14 ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE DE LA MARNE DE GRANADA EN FONCTION DE SA PLASTICITE [24].....	18
FIG. 15 COURBES DE COMPRESSIBILITE DE DIFFERENTES MARNES DE LA REGION DE TIZI-OUZOU [25]... 19	19
FIG. 16 ACTIVITE ET POTENTIEL DE GONFLEMENT DES MARNES PLAISANCIENNES D’ALGER [26].....	19
FIG. 17 COURBE CONTRAINTE TANGENTIELLE-DEFORMATION EN FONCTION DE LA TENEUR EN EAU [27].....	21
FIG. 18 CONFECTION DES ECHANTILLONS EN SUPERPOSITION (MARNE, ARGILE) EN INTERFACE PLANE ET INCLINEE [28].....	21
FIG. 19 COURBE DEVIATEUR-DEFORMATION DES COUCHES PLANES ET INCLINEES [28].....	22
FIG. 20 DIFFICULTE DE LA MISE EN ŒUVRE DES SOLS FINS LORS DES TERRASSEMENTS ROUTIERS.....	23
FIG. 21 DIFFICULTE DE LA TRAFICABILITE DES ENGINS SUR LES SOLS FINS.....	23
FIG. 22 PHENOMENE D’EROSION DANS LES REMBLAIS ROUTIERS.....	24
FIG. 23 DESORDRES DANS LES REMBLAIS ROUTIERS CAUSES PAR LES GLISSEMENTS DES TALUS.....	25
FIG. 24 GLISSEMENT DE TALUS EN SEIN D’UN REMBLAI ROUTIERS BOUIRA 2002 (GAUCHE) ET AZAZGA 2019 (DROITE).....	25
FIG. 25 DESORDRES DANS LES REMBLAIS ROUTIERS CAUSES PAR LES TASSEMENTS.....	26
FIG. 26 DIFFERENTS NIVEAUX STRUCTURAUX DES SOLS GONFLANTS.....	27
FIG. 27 DESORDRES DANS LES REMBLAIS ROUTIERS CAUSES PAR LE PHENOMENE DU RETRAIT-GONFLEMENT.....	28

---

# LISTE DES FIGURES

---

FIG. 28 ECHANGE CATIONIQUE [35].....	34
FIG. 29 FLOCCULATION DES PARTICULES ARGILEUSES APRES TRAITEMENT .....	34
FIG. 30 IMAGES MICROSCOPIQUE MONTRANT LES PRODUITS CIMENTERAIRES CREEES DANS LA STRUCTURE DES ARGILES APRES L'AJOUT D'UN LIANT HYDRAULIQUE [38-41].....	36
FIG. 31 SOLUBILITE DES ALUMINATES ET DES SILICATES EN FONCTION DU PH [48].....	37
FIG. 32 PROCESSUS DE STABILISATION LORS D'UN TRAITEMENT : REPRESENTATION TEMPORELLE [49]	37
FIG. 33 EVOLUTION DE LA GRANULOMETRIE APRES TRAITEMENT : (A) [51], (B) [49]. .....	38
FIG. 34 EVOLUTION DE LA CONSISTANCE D'UN SOL ARGILEUX APRES TRAITEMENT [52-54].....	39
FIG. 35 EVOLUTION DE LA COMPACTITE D'UN MATERIAU ARGILEUX APRES TRAITEMENT [52,55,60] .....	40
FIG. 36 ÉVOLUTION DE LA PORTANCE D'UN SOL TRAITÉ : (A) INDICE CBR EN FONCTION DE LA TENEUR EN EAU, (B) INDICE CBR EN FONCTION DE LA TENEUR EN LIANT [61-63]. .....	41
FIG. 37 ÉVOLUTION DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE D'UNE ARGILE EN FONCTION DU TEMPS ET DE LA TENEUR EN LIANT FORMULE A BASE DE BALLE DE RIZ (RHA) ET DE POUSSIERE DE CIMENT (CKD) [64]. .....	43
FIG. 38 ÉVOLUTION DES PROPRIETES DE CISAILLEMENT D'UNE ARGILE TRAITÉE A LA CHAUX EN FONCTION DU TEMPS [77].....	44
FIG. 39 EVOLUTION DE LA CONTRAINTE DEVIATORIQUE EN FONCTION DE LA TENEUR EN LIANT [73]....	44
FIG. 40 EVALUATION DES CERCLES DE MORH DU SOL FIN EN FONCTION DES DOSAGES [79] .....	45
FIG. 41 EVOLUTION DES PARAMETRES DE RESISTANCE DE CISAILLEMENT (CU) EN FONCTION DE LA VALEUR DU PH [80].....	45
FIG. 42 EVOLUTION DE LA PRESSION DE PRECONSOLIDATION EN FONCTION DE TEMPS DE CURE APRES LE TRAITEMENT PAR 10% DU CIMENT [81] .....	46
FIG. 43 EVOLUTION DES INDICES DE COMPRESSIBILITE ET DE GONFLEMENT EN FONCTION DU TEMPS [83]. .....	47
FIG. 44 EFFET DE LA TENEUR EN EAU DE COMPACTAGE SUR LA BENTONITE TRAITÉE AVEC CIMENT [84] .....	47
FIG. 45 EVOLUTION DU GONFLEMENT LIBRE EN FONCTION DE LA TENEUR EN CIMENT.....	49
FIG. 46 POUZZOLANE NATURELLE .....	53
FIG. 47 INFLUENCE DE LA POUZZOLANE NATURELLE DE BENI SAF ET LA CHAUX SUR LA PLASTICITE D'UN SOL ARGILEUX .....	54
FIG. 48 INFLUENCE DE LA POUZZOLANE NATURELLE DE BENI SAF ET LA CHAUX SUR LES PARAMETRES DE RESISTANCE AU CISAILLEMENT .....	54
FIG. 49 DOLOMIE NATURELLE .....	55
FIG. 50 RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE D'UN SOL ARGILEUX TRAITÉ AVEC LE LAITIER GRANULE ET LA DOLOMIE CALCINÉE A 1000°C (A) ET 800°C (B) [99].....	56

---

# LISTE DES FIGURES

---

FIG. 51 OBTENTION DES LAITIERS DE HAUT FOURNEAU .....	57
FIG. 52 COMPARAISON DES COMPOSITIONS CHIMIQUES DES CIMENTS PORTLAND ET DES LAITIERS DE HAUT-FOURNEAU [106].....	58
FIG. 53 OBTENTION DES CENDRES VOLANTES .....	60
FIG. 54 STOCK DES CENDRES VOLANTES .....	61
FIG. 55 EFFET D'UN MELANGE CENDRE VOLANTE-CHAUX SUE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE [129] .....	62
FIG. 56 EVOLUTION DU POTENTIEL DE GONFLEMENT EN FONCTION DES CYCLES SECHAGE-MOULLAGE APRES TRAITEMENT [143].....	68
FIG. 57 EVOLUTION DE LA PRESSION DE GONFLEMENT EN FONCTION DES CYCLES SECHAGE-MOULLAGE KALKAN [144] .....	68
FIG. 58 EVOLUTION DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION EN FONCTION DES CYCLES SECHAGE-MOULLAGE APRES TRAITEMENT AVEC UN CIMENT PORTLAND.....	69
FIG. 59 RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE DES SOLS TRAITES A LA CHAUX EN FONCTION DES CYCLES GEL-DEGEL.....	71
FIG. 60 CONTRAINTE-DEFORAMTION AXIALE DU SOL TRAITA A 5% CIMENT EN FOCTION DES CYCLE GEL-DEGEL .....	71
FIG. 61 PERTE EN POIDS DES EPROUVETTES APRES LES CYCLES GEL-DEGEL.....	72
FIG. 62 SCARIFICATION DES SOLS .....	73
FIG. 63 EPANDAGE DE LIANT .....	73
FIG. 64 CONTROLE DE L'EPANDAGE: PESEE DE L'AGENT DE TRAITEMENT EPANDU SUR UN PLATEAU EN ALUMINIUM .....	74
FIG. 65 MALAXAGE DU LIANT AVEC LE SOL .....	75
FIG. 66 COMPACTEUR.....	76
FIG. 67 REGLAGE D'UNE COUCHE COMPACTEE AVEC NIVELEUSE.....	76
FIG. 68 PLANCHE D'ESSAI .....	77
FIG. 69 LOCALISATION DU LIEU DE PRELEVEMENT .....	82
FIG. 70 COURBE GRANULOMETRIQUE DU SOL ARGILEUX .....	83
FIG. 71 DETERMINATION DE $w_L$ PAR LA METHODE DE CONE DE PENETRATION .....	84
FIG. 72 DISPOSITIF MESURANT LA VBS .....	85
FIG. 73 COURBE PROCTOR DU SOL ARGILEUX .....	87
FIG. 74 CHAUX VIVE DANS SON ETAT INITIAL.....	88
FIG. 75 CIMENT CEM II/B-M UTILISE.....	89
FIG. 76 INFLUENCE DU TRAITEMENT CHAUX+CIMENT SUR LE SOL ARGILEUX EN FONCTION DU TEMPS DE CURE .....	91

---

# LISTE DES FIGURES

---

FIG. 77 DISPOSITIF EXPERIMENTAL ET REPRESENTATION SCHEMATIQUE DE L'ŒDOMETRE.....	92
FIG. 78 COURBE DE COMPRESSIBILITE.....	93
FIG. 79 COURBE DE COMPRESSIBILITE, AVANT ET APRES TRAITEMENT .....	94
FIG. 80 PRINCIPE D'UN ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE A LA BOITE.....	95
FIG. 81 COURBES CONTRAINTE DE CISAILLEMENT – DEPLACEMENT AVANT ET APRES TRAITEMENT ....	96
FIG. 82 LOCALISATION ET PRELEVEMENT DE LA MARNE .....	101
FIG. 83 DIFFRACTION DES ECHANTILLONS DE LA MARNE PAR LES RAYONS X.....	102
FIG. 84 IMAGE MICROSCOPIQUE DE LA FRACTION ARGILEUSE.....	103
FIG. 85 ASPECT VISUEL DES TAMISAS .....	104
FIG. 86 COURBE GRANULOMETRIQUE DE LA MARNE.....	104
FIG. 87 DEROULEMENT DES ESSAIS DE CONSISTANCE.....	105
FIG. 88 DETERMINATION DE LA LIMITE DE LIQUIDITE.....	106
FIG. 89 DETERMINATION DE LA VALEUR DE BLEU.....	107
FIG. 90 COURBE PROCTOR .....	108
FIG. 91 GONFLEMENT LIBRE DE LA MARNE NATURELLE .....	109
FIG. 92 CLASSIFICATION USCS DE LA MARNE.....	110
FIG. 93 CLASSIFICATION GTR DE LA MARNE.....	110
FIG. 94 CIMENT CHAMIL (LAFARGE).....	111
FIG. 95 PRELEVEMENT DU LAITIER GRANULE D'EL HADJAR .....	112
FIG. 96 BROyage DU LAITIER GRANULE .....	113
FIG. 97 COURBE GRANULOMETRIQUE DU LAITIER GRANULE.....	113
FIG. 98 APPAREIL DE BLAINE.....	114
FIG. 99 PREPARATION DE LA COQUILLE D'ŒUF .....	116
FIG. 100 TRANSFORMATION DES CARBONATES DE CALCIUM EN OXYDES DE CALCIUM EN ONCTION DE LA TEMPERATURE [160] .....	116
FIG. 101 CALCINATION DE LA COQUILLE D'ŒUF DANS LE FOUR A MOUFLE.....	117
FIG. 102 LES ETAPES DE LA PREPARATION DE LA COQUILLE D'ŒUF .....	117
FIG. 103 BALAYAGE MICROSCOPIQUE DE LA COQUILLE D'ŒUF, AVANT (A) ET APRES (B) LA CALCINATION.....	118
FIG. 104 SYNTHÈSE DE LA PROCEDURE EXPERIMENTALE .....	119
FIG. 105 ETAPE DE L'ESSAI PROCTOR .....	121
FIG. 106 DETERMINATION DES LIMITES DE CONSISTANCE APRES TRAITEMENT .....	121
FIG. 107 PHOTOS DU MOULE ET DE QUELQUES EPROUVETTES CONFECTIONNEES.....	124
FIG. 108 ECRASEMENT DES EPROUVETTES .....	124
FIG. 109 CONFECTIONNEMENT DES EPROUVETTES POUR LES TESTS CBR .....	126

---

# LISTE DES FIGURES

---

FIG. 110 EXPRESSION DES RESULTATS PAR LA LOI DE COMPORTEMENT MORH-COLOMB .....	128
FIG. 111 INFLUENCE DU MELANGE LHF+COC SUR LES CARACTERISTIQUES DE COMPACTAGE DE LA ....	129
FIG. 112 EVOLUTION DE LA TENEUR EN EAU OPTIMALE EN FONCTION DU DOSAGE DE LIANT AJOUTE.	130
FIG. 113 EVOLUTION DE DENSITE SECHE MAXIMALE EN FONCTION DU DOSAGE DE LIANT AJOUTE .....	130
FIG. 114 EVOLUTION DE LA LIMITE DE LIQUIDITE EN FONCTION DE LA TENEUR DE LIANT AJOUTEE.....	132
FIG. 115 EVOLUTION DE LA LIMITE DE PLASTICITE EN FONCTION DE LA TENEUR DE LIANT AJOUTEE..	132
FIG. 116 EVOLUTION DE L'INDICE DE PLASTICITE EN FONCTION DE LA TENEUR DE LIANT AJOUTEE.....	132
FIG. 117 RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE DE LA MARNE TRAITEE AVEC DIFFERENTS PROPORTIONS DU MELANGE LHF/COC A 3JOURS DE CURE .....	133
FIG. 118 RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE DE LA MARNE TRAITEE AVEC DIFFERENTS PROPORTIONS DU MELANGE LHF/COC A 7JOURS DE CURE .....	134
FIG. 119 RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE DE LA MARNE TRAITEE AVEC DIFFERENTS PROPORTIONS DU MELANGE LHF/COC A 28JOURS DE CURE .....	134
FIG. 120 INFLUENCE DES MELANGES LHF+COC ET LHF+CIM SUR LA RESISTANCE A LA COMPRESSION EN FONCTION DU DOSAGE ET DE TEMPS DE CURE .....	136
FIG. 121 FLOCCULATION DE LA FRACTION ARGILEUSE DE LA MARNE APRES L'AJOUT DE 5% DU MELANGE LHF+COC .....	137
FIG. 122 COURBES EFFORT AXIAL-DEPLACEMENT DE LA MARNE BRUTE ET TRAITEE (5% DE LIANT A 3 JOURS DE CURE).....	140
FIG. 123 COURBES EFFORT AXIAL-DEPLACEMENT DE LA MARNE BRUTE ET TRAITEE (10% DE LIANT A 3 JOURS DE CURE).....	140
FIG. 124 COURBES EFFORT AXIAL-DEPLACEMENT DE LA MARNE BRUTE ET TRAITEE (15% DE LIANT A 3 JOURS DE CURE).....	140
FIG. 125 COURBES EFFORT AXIAL-DEPLACEMENT DE LA MARNE BRUTE ET TRAITEE (5% DE LIANT A 7 JOURS DE CURE).....	141
FIG. 126 COURBES EFFORT AXIAL-DEPLACEMENT DE LA MARNE BRUTE ET TRAITEE (10% DE LIANT A 7 JOURS DE CURE).....	141
FIG. 127 COURBES EFFORT AXIAL-DEPLACEMENT DE LA MARNE BRUTE ET TRAITEE (15% DE LIANT A 7 JOURS DE CURE).....	141
FIG. 128 COURBES EFFORT AXIAL-DEPLACEMENT DE LA MARNE BRUTE ET TRAITEE (5% DE LIANT A 28 JOURS DE CURE).....	142
FIG. 129 COURBES EFFORT AXIAL-DEPLACEMENT DE LA MARNE BRUTE ET TRAITEE (10% DE LIANT A 28 JOURS DE CURE).....	142
FIG. 130 COURBES EFFORT AXIAL-DEPLACEMENT DE LA MARNE BRUTE ET TRAITEE (15% DE LIANT A 28 JOURS DE CURE).....	142

---

# LISTE DES FIGURES

---

FIG. 131 EVOLUTION DE L'ANGLE DE FROTTEMENT EN FONCTION DU DOSAGE EN LIANT ET LE TEMPS DE CURE .....	144
FIG. 132 EVOLUTION DE LA COHESION EN FONCTION DU DOSAGE EN LIANT ET LE TEMPS DE CURE.....	145
FIG. 133 EVOLUTION DE $I_{CBR_{IM}}$ EN FONCTION DU DOSAGE EN LIANT ET LE TEMPS DE CURE.....	146
FIG. 134 IMAGES MICROSCOPIQUES : (A) MARNE NATURELLE, (B) MARNE TRAITEE AVEC LE MELANGE 15% LHF+COC APRES UN MOIS DE CURE .....	148
FIG. 135 SAC DE CHAUX UTILISEE .....	153
FIG. 136 LE LAITIER GRANULE AVANT ET APRES BROYAGE. ....	154
FIG. 137 DE GAUCHE VERS LA DROITE : COQUILLE D'ŒUF A L'ETAT NATUREL, APRES CALCINATION, APRES BROYAGE.....	154
FIG. 138 CABINET DE CONGELATION.....	156
FIG. 139 ARRANGEMENT DES EPROUVETTES DANS LE CONGELATEUR .....	156
FIG. 140 ARRANGEMENT DES EPROUVETTES DANS LA CHAMBRE THERMIQUE .....	156
FIG. 141 SECHAGE-HUMIDIFICATION DES EPROUVETTES.....	157
FIG. 142 RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE EN FONCTION DE NOMBRE DE CYCLE GEL-DEGEL...	158
FIG. 143 RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE EN FONCTION DE NOMBRE DE CYCLE GEL-DEGEL...	159
FIG. 144 EPROUVETTE DETRUITE.....	160
FIG. 145 RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE EN FONCTION DE NOMBRE DE CYCLE SECHAGE-HUMIDIFICATION.....	161
FIG. 146 RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE EN FONCTION DE NOMBRE DE CYCLE SECHAGE-HUMIDIFICATION.....	162

# LISTE DES TABLEAUX

---

TAB. 1 NOM DE LA ROCHE SELON LE POURCENTAGE DE CALCAIRE ET D'ARGILE .....	14
TAB. 2 PRESSION DE GONFLEMENT DES ECHANTILLONS D'ARGILE TRAITE ET QUANTITES DE CHAUX AJOUTEE ET CHAUX CONSOMMEE DURANT LES 28 PREMIERS JOURS DE MATURATION. [85].....	48
TAB. 3 LES EXIGENCES DE RESISTANCE ET DE STABILITE D'UN LIANT HYDRAULIQUE [NF P 15-108] [93]	52
TAB. 4 COMPOSITION MINERALOGIQUE DE LA POUZZOLANE NATURELLE DE BNI SAF .....	53
TAB. 5 COMPOSITION MINERALOGIQUE DE LA DOLOMIE CALCINEE .....	56
TAB. 6 COMPOSITION MINERALOGIQUE DE LA FUMEE DE SILICE .....	63
TAB. 7 EVOLUTION DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE EN FONCTION DU DOSAGE PAR CIMENT .....	69
TAB. 8 DONNES GRANULOMETRIQUE DU SOL ARGILEUX.....	83
TAB. 9 RESULTATS DE LA LIMITE DE PLASTICITE .....	85
TAB. 10 DONNES POUR LA DETERMINATION DE LA VBS .....	86
TAB. 11 CLASSIFICATION GTR/USCS/AASHTO DU SOL ARGILEUX .....	87
TAB. 12 PARAMETRES DE LA COURBE DE COMPRESSIBILITES .....	95
TAB. 13 PARAMETRE DE RESISTANCE AU CISAILLEMENT RECTILIGNE.....	97
TAB. 14 DONNEES DE L'ANALYSE GRANULOMETRIQUE DE LA MARNE NATURELLE.....	105
TAB. 15 VALEUR DE LA LIMITE DE LIQUIDITE A LA COUELLE DE CASAGRANDE.....	106
TAB. 16 VALEUR DE LA LIMITE DE PLASTICITE AU ROULEAU.....	106
TAB. 17 VALEURS DE L'ESSAI DE BLEU .....	107
TAB. 18 CARACTERISTIQUES PHYSIQUES ET MINERALOGIQUES DU CIMENT .....	111
TAB. 19 COMPOSITION MINERALOGIQUE DU LAITIER D'EL HADJAR.....	115
TAB. 20 VALEURS DES INDICES D'ACTIVITE HYDRAULIQUE SELON LA LITTERATURE .....	115
TAB. 21 COMPOSITION MINERALOGIQUE DE LA COQUILLE D'ŒUF CALCINEE.....	118
TAB. 22 PROPORTIONS DES LIANTS AJOUTES ET LES TEMPS DE CURE POUR L'ESSAI DE LA COMPRESSION SIMPLE .....	122
TAB. 23 SYNTHESE DES PROPORTIONS DES LIANTS AJOUTES ET LES TEMPS DE CURE POUR L'ESSAI TRIAXIAL .....	128
TAB. 24 EVOLUTION DE LA CONSISTANCE DE LA MARNE APRES TRAITEMENT.....	131
TAB. 25 LES CARACTERISTIQUES CHIMIQUES DE LA CHAUX.....	153

# LISTE DES NOTATIONS

---

AASHTO	American Association of State Highway Transportation
ASTM	American Society for Testing and Materials
ATG	Analyse Thermique gravimétrique
C'	Cohésion effective
C3S	Silicate tricalcique Alite
C2S	Silicate bicalcique Belite
C3A	Aluminate tricalcique Aluminate
C4AF	Alumino-ferrite tétracalcique Ferrite
CEc	Ccapacité d'échange cationique
CAH	Aluminate de calcium hydraté
CSH	Silicate de calcium hydraté
CASH	Alumino-silicate de calcium hydraté
CBR	Californian Bearing Ratio
CKD	Cement Kiln Dust
Cc	Coefficient de compressibilité
Cg	Coefficient de gonflement
Cu	Coefficient d'uniformité
CIM	Ciment Portland
COC	Coquille d'œuf Calcinée
CU	Consolidé Drainé
Dmax	Diamètre maximal des plus gros grains

# LISTE DES NOTATIONS

---

DRX	Diffraction des Rayons X
e	Indice des vides
$\epsilon_v$	Déformations verticales
$E'_{oed}$	Module oedométrique effectif
$\phi'$	Angle de frottement interne effectif
$\gamma_d$	Poids volumique sec
$\gamma_h$	Poids volumique humide
$\gamma_{doptn}$	Poids volumique à l'Optimum Proctor Normal
$\gamma_s$	Poids volumique des particules solides
GTR	Guide Technique de réalisation des Remblais et des couches de forme
GTS	Guide de Traitement des Sols
Gf	Gonflement libre
Ic	Indice de consistance
IP	Indice de Plasticité
IPI	Indice Portant Immédiat
K	Coefficient de perméabilité
K	Kaolinite
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
LHF	Laitier de Haut Fourneau
MEB	Microscope Électronique à Balayage
OPM	Optimum Proctor Modifié
OPN	Optimum Proctor Normal

# LISTE DES NOTATIONS

---

pH	Potentiel Hydrogène
PST	Partie Supérieure des Terrassements
Q	Quartz
R <sub>c</sub>	Résistance à la compression simple
R <sub>t</sub>	Résistance à la traction
RHA	Rice Husk Ash (Cendre de la balle de riz)
RX	Rayon X
$\sigma'_p$	Contrainte de pré-consolidation effective
$\tau'$	Contrainte tangentielle ou de cisaillement effective
SDE	Spectroscopie à Dispersion d'Energie
USCS	Unified Soil Classification System
UU	Unconsolidated Undrained (Non consolidé non drainé)
VBS	Valeur de Bleu de méthylène d'un Sol
W	Teneur en eau
W <sub>L</sub>	Limite de Liquidité
W <sub>nat</sub>	Teneur en eau naturelle
W <sub>P</sub>	Limite de Plasticité
W <sub>opm</sub>	Teneur en eau à l'Optimum Proctor Modifié

# **INTRODUCTION**

## **GENERALE**

# INTRODUCTION GENERALE

---

Le développement des infrastructures de transport est un enjeu majeur pour l'essor et le développement de l'Algérie. Actuellement, la construction et l'entretien des infrastructures routières et ferroviaires nécessitent l'utilisation de plusieurs milliers de tonnes de granulats et épuisent les réserves naturelles. Par ailleurs, l'impact de cette activité sur l'environnement n'est pas négligeable du fait du coût énergétique d'extraction des granulats et du transport, de la perturbation des écosystèmes sur les sites d'extraction des matériaux et également de la mise en décharge des matériaux impropres à l'utilisation en construction routière. Une possibilité de limiter ces impacts tout en réalisant des économies considérables peut résider dans l'emploi et la valorisation des matériaux du site jugés préalablement impropres ou peu favorables à l'utilisation dans les projets routiers.

En effet, l'utilisation des sols fins et particulièrement des marnes dans les remblais routiers est souvent assujettie à de nombreuses problématiques liées à leur caractère évolutif et leur structure argileuse. De fait, ces marnes sont usuellement mises en dépôts car leurs caractéristiques sont peu favorables au réemploi dans les chantiers routiers.

La valorisation de ces sols peut se faire classiquement par un traitement à la chaux ou/et aux ciments ou encore aux liants hydrauliques routiers, permettant de pallier les faibles caractéristiques mécaniques et la mauvaise maniabilité présentées par ce type de sols. Mais la production et l'utilisation de ces liants hydrauliques sont responsables d'une part significative de l'impact environnemental, en terme de consommation de ressources énergétiques et de réchauffement climatique. L'actuelle prise de conscience environnementale a poussé les industriels à valoriser d'autres produits tels que les laitiers granulés moulus de haut fourneau, qui sont des sous-produits de l'industrie sidérurgique, dotés d'une activité hydraulique latente. Leur apport aux matrices cimentaires de points de vue chimiques et mécaniques est connu mais leur utilisation nécessite un activant qui est souvent une source d'oxyde de calcium, tel que la chaux. Ce minéral se trouve également dans la composition chimique de la coquille d'œuf, qui est jetée dans les décharges publiques sans être valorisée et peut donc constituer une alternative intéressante.

C'est pourquoi, la problématique principale de cette recherche est de développer une nouvelle technique de traitement des sols fins en vue de leur valorisation et d'utilisation en technique

# INTRODUCTION GENERALE

---

routière. Cette nouvelle technique est basée sur l'incorporation de nouveaux liants hydrauliques plus respectueux de l'environnement. L'intérêt de ce type de traitement est triple, il contribuera à sauvegarder les ressources naturelles et protège l'environnement, en proposant des solutions efficaces pour la gestion et la valorisation de déchets, de sous-produits industriels ainsi des matériaux en mis en dépôt. Ce traitement sera moins énergivore que des solutions de traitement traditionnelles tout en apportant une amélioration substantielle des caractéristiques mécaniques du matériau traité.

Le travail est focalisé sur la valorisation des sols fins et des marnes de la région de Guelma de caractéristiques géotechniques initialement médiocres. Nous avons évalué l'amélioration apportée par les nouveaux produits de traitement composés de laitier de haut fourneau et de coquille d'œuf calcinée. Les résultats obtenus nous ont permis de dégager des conclusions et des recommandations sur la pertinence de ce nouveau traitement.

Ce mémoire est structuré en deux parties :

La première partie composée de deux chapitres est consacrée à la synthèse bibliographique.

- Le premier chapitre de cette partie présente l'état des connaissances sur l'utilisation des sols fins dans les terrassements routiers. Nous mettons donc l'accent sur les sols argileux, notamment le comportement mécanique des marnes du nord de l'Algérie qui sont les matériaux ayant fait d'étude dans cette thèse.
- Le deuxième chapitre présente une synthèse bibliographique sur les techniques de traitement de sols en géotechnique routière en se focalisant sur les réactions entre un liant hydraulique et un sol argileux. Nous présentons également dans ce chapitre un état d'art concernant les liants hydrauliques routiers alternatifs formulés à base de déchets et de sous-produits industriels développés ces dernières années. Les techniques de traitement in situ seront abordées à la fin de ce chapitre.

La deuxième partie est consacrée aux travaux expérimentaux qui se devise en trois chapitres :

- Le premier chapitre présente les travaux réalisés sur un sol argileux de la région de Guelma. Il contient une étude du comportement mécanique d'une argile ayant subi un traitement classique mixte Chaux+Ciment.

# INTRODUCTION GENERALE

---

- Le deuxième chapitre est consacré à l'étude de la marne traitée avec le nouveau liant formulé à base de laitier de haut fourneau et de coquille d'œuf calcinée. Ce chapitre nous permettra d'évaluer l'effet du traitement, pour différents dosages et temps de cure sur les caractéristiques mécaniques de la marne naturelle traitée.
- Le dernier chapitre de cette partie contient une étude sur l'évaluation de la durabilité du nouveau traitement (LHF+COC) face aux phénomènes naturels séchage-mouillage et le gel-dégel.

Enfin, une conclusion générale qui récapitule les principaux résultats obtenus ainsi que les perspectives de ce travail sont présentées

**PARTIE I**

**RECHERCHE**

**BIBLIOGRAPHIQUE**

# **CHAPITRE 1**

## **LES SOLS FINS**

## 1 Introduction

Ce premier chapitre a pour objectif de présenter un état des connaissances sur l'utilisation des sols fins dans les terrassements routiers. Pour ce faire, nous définissons d'abord ce que signifie le terme « sol argileux » ainsi que les principaux aspects du comportement de ces sols vis-à-vis de leur utilisation en géotechnique routière. Cependant, la marne appartient à la catégorie des matériaux dits évolutifs, c'est-à-dire qui peuvent changer de nature ou de structure et donc de comportement en présence d'eau et à la suite de leur extraction. Si cette évolution se fait dans un délai de quelques mois ou de quelques années, il peut en résulter des désordres graves au niveau des ouvrages construits par ces matériaux. Nous mettons donc l'accent sur les sols évolutifs, notamment le comportement mécanique des marnes du nord de l'Algérie.

## 2 Matériaux argileux en géotechnique routière

### 2.1 Définition

Le mot argile peut avoir différentes significations ce qui conduit souvent à des confusions, ce terme est généralement utilisé pour décrire la fraction inférieure à 2  $\mu\text{m}$  obtenue après séparation granulométrique. Néanmoins, cette appellation, bien que largement répandue, est limitée et n'a pas de sens minéralogique. Le terme « argile » recouvre différentes catégories de matériaux naturels : un ensemble d'espèces minérales, une famille de roches tel que les marnes argileuses, une catégorie de sols ou encore une classe granulométrique. Une grande diversité de matériaux avec des compositions, des propriétés physico-chimiques et des comportements mécaniques variés est contenue sous ce terme général.

### 2.2 Minéralogie des argiles

Les sols sont en général constitués de trois phases distinctes (Fig.1), une phase solide, liquide et gazeuse. Les propriétés globales du sol dépendent des propriétés de chacune de ces phases mais aussi de leurs proportions respectives. La phase solide contient une fraction minérale et de matière organique dont l'assemblage constitue le squelette du sol. Autour de ce squelette, les vides peuvent être remplis par de l'eau, ou de l'air. La fraction minérale représente l'ensemble des produits de l'altération physique et chimique d'une roche mère. Elle est principalement constituée de carbonates, d'oxydes et d'hydroxydes métalliques et de silicate. Ces derniers sont source principale des minéraux argileux.

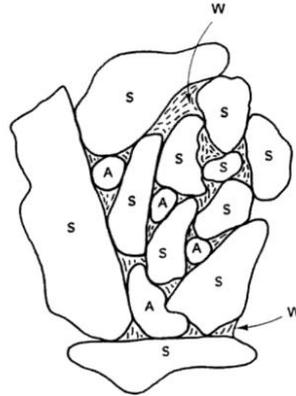


FIG. 1 Portion de sol constitué de grains solides (s) entourés de vides remplis d'air (A) et d'eau (W). [1]

Ces minéraux argileux sont caractérisés par leur structure en feuillets. Le réseau cristalllographique est basé sur un assemblage de tétraèdres, chaque tétraèdre partageant trois sommets avec les tétraèdres voisins. L'ensemble des sommets partagés constitue un assemblage plan hexagonal. Le sommet du tétraèdre qui n'est pas dans le plan est partagé avec un octaèdre  $Al(OH)_6$ . C'est l'association de couches tétraédriques (T) et de couches octaédriques (O) qui constitue le motif du réseau cristallin de chaque argile [1].

On distingue ainsi deux types de structures (Fig.2).

- La structure T O : le feuillet est constitué d'une couche de tétraèdre associée à une couche d'octaèdres. Son épaisseur est de 7 Å. Chaque feuillet est relié à un autre feuillet par l'intermédiaire des liaisons labiles de type hydrogène. Cette structure est celle de la famille de la kaolinite.
- La structure T O T : elle correspond à une couche d'octaèdres encadrée par deux couches de tétraèdres. L'épaisseur du feuillet est de l'ordre de 10 Å.

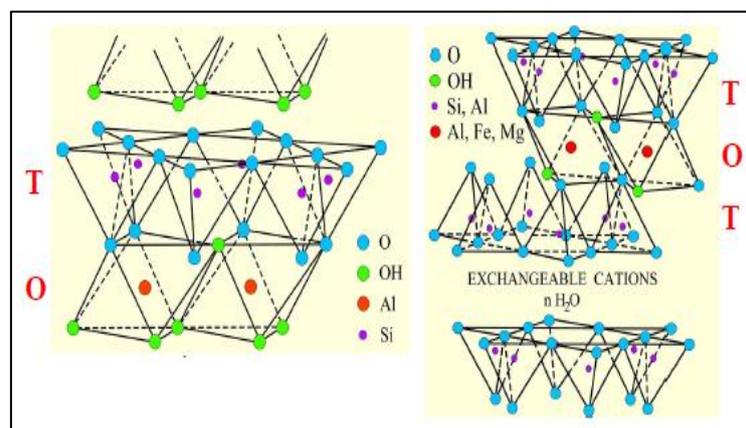


FIG. 2 Structure des couches composant les feuillets argileux

Tout comme la structure cristalline des argiles, la texture est un paramètre important car il conditionne les propriétés physiques du minéral [2]. La texture concerne l'assemblage des minéraux (argileux ou pas) sous forme d'agrégats ainsi que l'arrangement ou la distribution spatiale de ces agrégats [3]. Les auteurs *Aubouin et al* [4], définissent la texture comme « la forme, la dimension et la disposition d'un certain nombre de minéraux naturellement groupés en une population au sein de la roche ».

### 2.3 Classification des sols fins

En France et dans plusieurs autres pays notamment l'Algérie, pour les travaux de terrassement, et la réalisation de remblais ou de couches de forme, le guide *LCPC-SETRA, GTR* [5] est utilisé pour classer les sols selon leur nature et leur état. Dans un premier temps pour déterminer la nature du sol, la classification GTR se base principalement sur la granulométrie du sol, l'indice de plasticité et sur la valeur de bleu de méthylène VBS. Cette classification est illustrée dans la *figure.3* pour les sols avec un  $D_{max} < 50$  mm. Puis, dans un deuxième temps, la classification GTR permet de classer le sol selon leur état hydrique en cinq classes allant de l'état très sec à l'état très humide.

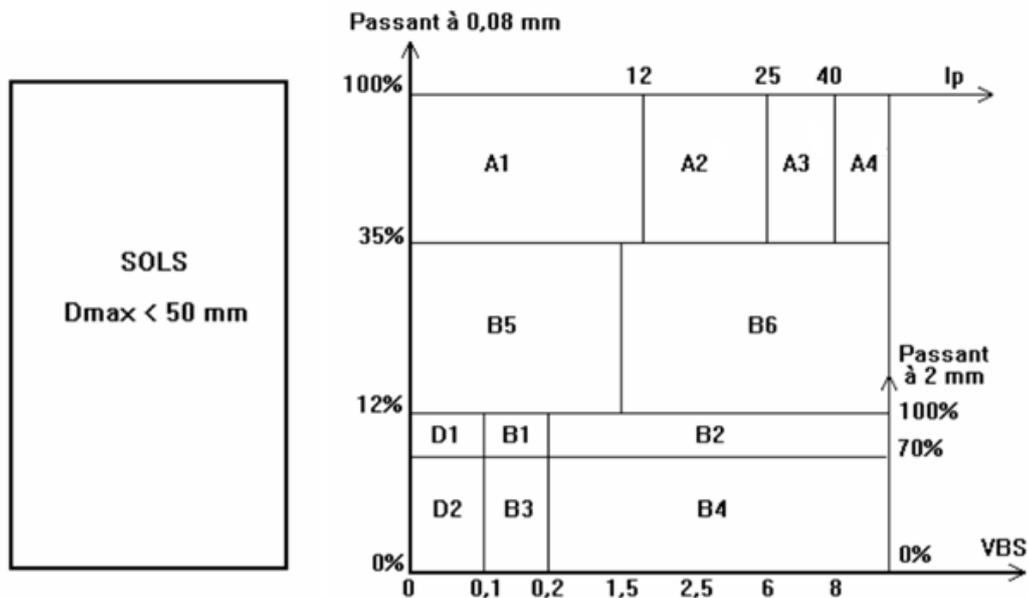


FIG. 3 Classification des matériaux selon leur nature [5]

L'argilosité d'un sol est l'un des paramètres déterminants qui joue sur son aptitude à être traité. Conventionnellement, on peut l'évaluer de deux façons par des essais géotechniques : soit en déterminant les limites d'Atterberg [6], soit en déterminant la valeur au bleu de méthylène (VBS) [7]. Les limites d'Atterberg sont des paramètres servant à identifier un sol

en déterminant les teneurs en eau aux transitions définies conventionnellement entre état solide, plastique et liquide. La VBS est une grandeur qui exprime globalement et selon une échelle quasi linéaire la quantité et l'activité de l'argile contenue dans le sol étudié, elle est applicable à l'identification de tous les sols.

Une autre classification des sols, celle adoptée par les laboratoires des Ponts et Chaussées a été adaptée à partir de la classification américaine USCS (Unified Soil Classification System). Ce système de classification utilise les critères de plasticité liés aux limites d'Atterberg pour distinguer entre les différents types de sols fins. Elle est précisée dans le diagramme de plasticité ci-après (Fig.4). Selon la position dans le diagramme du point représentatif ayant pour abscisse la limite de liquidité et pour ordonnée l'indice de plasticité, on définit quatre grandes catégories principales :

- les argiles très plastiques
- les argiles peu plastiques
- les limons très plastiques
- les limons peu plastiques

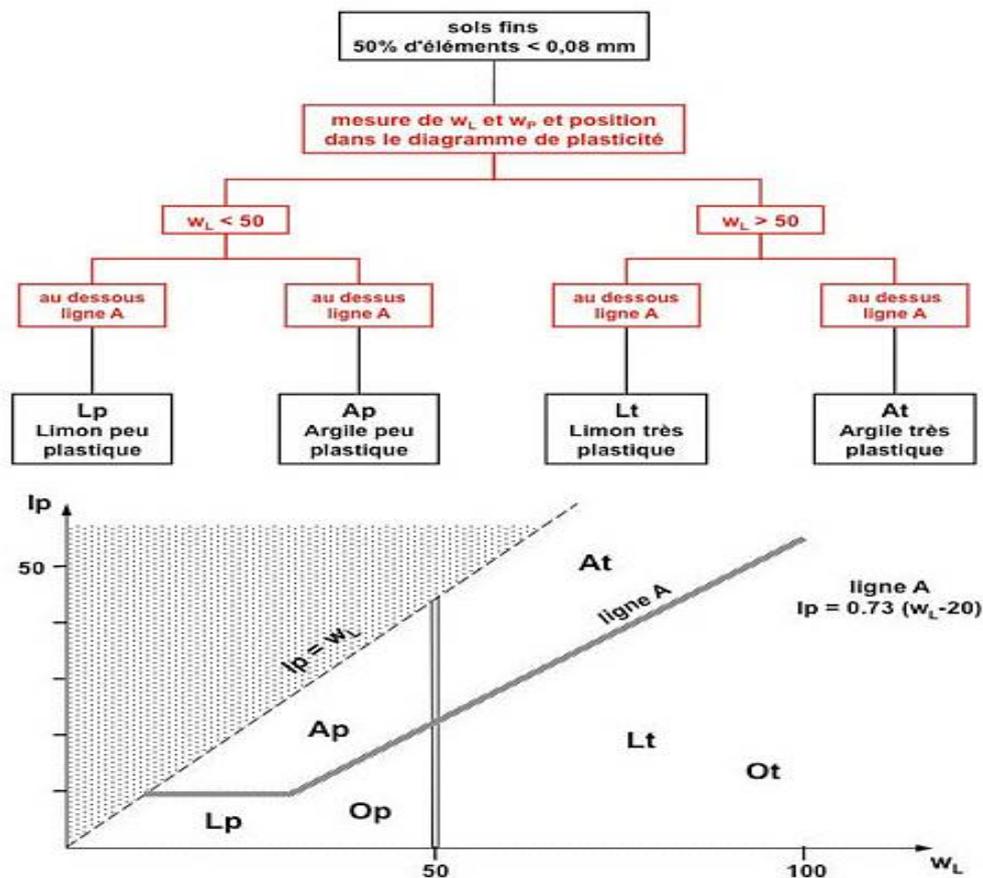


FIG. 4 Classification des sols fins : Diagramme de plasticité (LCPC) [6]

Dans un autre système de classification qui est de l'AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), on trouve plusieurs groupes de sol (A-1 à A-7) et quelques sous-groupes (Fig.5). A l'intérieur de chaque sous-groupe, les sols sont classés suivant un indice de groupe calculé à partir d'une formule empirique. Les seuls essais qu'il est nécessaire d'effectuer sont l'analyse granulométrique [8] et les limites de consistance [9]. Les sols qui contiennent un pourcentage significatif de particules fines (jusqu'à 35% de particules passant le tamis 0.075 mm) sont classés dans les groupes A-4 à A-7, on trouve des limons et des argiles, leur classification repose sur les limites d'Atterberg.

General Classification	Granular Materials (35% or less passing the 0.075 mm sieve)							Silt-Clay Materials (>35% passing the 0.075 mm sieve)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Group Classification	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Sieve Analysis, % passing											
2.00 mm (No. 10)	50 max	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
0.425 (No. 40)	30 max	50 max	51 min	...	...	...	...	...	...	...	...
0.075 (No. 200)	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max	36 min	36 min	36 min	36 min
Characteristics of fraction passing 0.425 mm (No. 40)											
Liquid Limit	...	...	40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min	41 min
Plasticity Index	6 max	N.P.	10 max	10 max	11 min	11 min	10 max	10 max	11 min	11 min	11 min
Usual types of significant constituent materials	stone fragments, gravel and sand		fine sand	silty or clayey gravel and sand				silty soils		clayey soils	
General rating as a subgrade	excellent to good							fair to poor			

FIG. 5 Classification des sols (AASHTO) [3]

### 3 Les marnes

Les sols marneux qui se propagent sur le nord du pays sont d'origine sédimentaire. Ils occupent majoritairement la dépression synclinale d'orientation Est-ouest, du bassin versant du nord. Ils se présentent sous forme de dépôts massifs selon des épaisseurs pouvant atteindre 500 à 1000 mètres. Leur extension peut être estimée à 40 % de la superficie totale du bassin versant. En outre, des sols marno-calcaires stratifiés affleurent aussi dans la chaîne côtière d'Affir, selon des épaisseurs réduites de l'ordre de 20 voire 50 mètres [10].

### 3.1 Nature et formation des marnes

Les marnes sont des roches sédimentaires, formées par un mélange de carbonates de calcium ( $\text{CaCO}_3$ ) et de minéraux argileux. Elles marquent le passage entre le calcaire et l'argile (matériau de transition). Selon le grand cycle des roches (Fig.6), les particules constituant les marnes, sont le plus souvent transportées par l'eau et le vent. Elles s'accumulent dans les creux du relief ou au fond de l'eau. Quel que soit le milieu, marin, fluviatile ou terrestre, l'ensemble des particules finit par se déposer en couches superposées formant des dépôts sédimentaires. La fraction argileuse de la marne provient soit de l'altération des massifs émergés, qui sont des argiles, soit par un processus acheminé par un réseau hydrographique, les niveaux argileux se déposent dans le bassin de sédimentation. Les marnes auront une origine détritique ou l'héritage domine ou alors une origine chimique ou les minéraux argileux s'étaient, dans le cas, à partir d'ions en solution dans l'eau. Pendant et après le dépôt, les phénomènes de diagenèse interviennent, aboutissant ainsi à la formation du matériau dit « marne ».

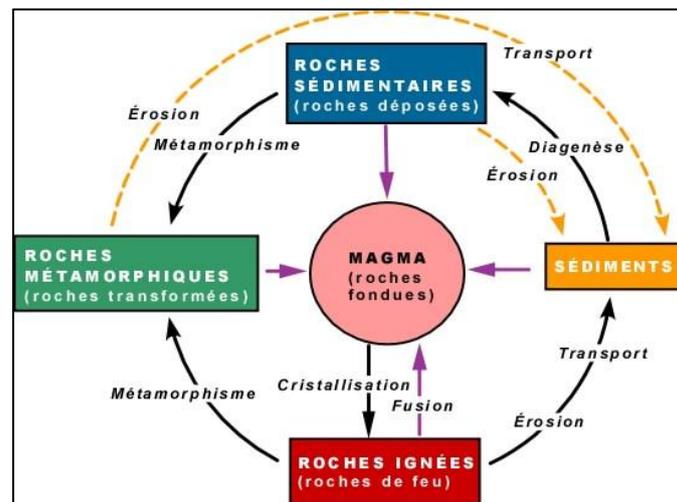


FIG. 6 Cycle des roches

Ces dépôts sédimentaires, par leur propre poids, exercent une pression sur les particules. Les couches se compactent et se stabilisent. Cet ensemble d'actions appelé **diagenèse** donne aux matériaux un aspect stratifié et compact (Fig.7). Les transformations dia-génétiques affectent particulièrement les minéraux argileux en raison de leur taille, de leur surface spécifique élevée, de leur structure feuilletée facilitant les échanges d'ions entre le minéral et son entourage. L'ensemble des phénomènes dia-génétiques conduit à la formation d'un matériau dont les propriétés dépendront, en grande partie de l'intensité des phénomènes qui se sont produits.



FIG. 7 Aspect visuel de la marne

Après cette transformation le dépôt qui se constitue principalement de calcaire et de particules argileuses, devient une roche. Les alternances marne-calcaire sont très fréquentes dans les séries sédimentaires et portent le nom de formation marno-calcaire (Fig.8).

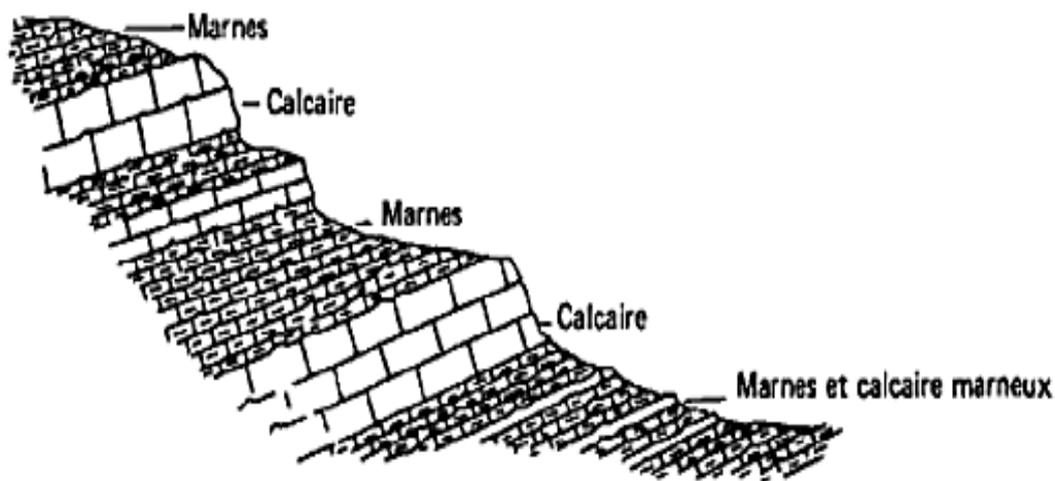


FIG. 8 Schéma représentant des colonnes lithologiques simplifiées

Les marnes apparaissent constituées de trois phases : phase carbonatée, phase sableuse et phase argileuse. Comme les argiles, les marnes sont tendres, finement poreuses, friables quand elles sont sèches, plastiques lorsqu'elles sont mouillées. Mais, à la différence des argiles, elles font effervescence avec les acides à cause de la présence du calcaire à différents pourcentages (entre 35 – 65%).

Le [tableau.1](#) suivant montre que la marne varie dans une série continue qui va du calcaire à l'argile [11].

TAB. 1 Nom de la roche selon le pourcentage de calcaire et d'argile

CaCo3 (%)	Argile (%)	Nom de la roche	Comportement
0	100	Argile	Plastique
10	90	Argile	Plastique
35	65	Marne argileuse	Plus au moins raide
65	35	Marne	Plus au moins raide
90	10	Calcaire marneux	Rigide
100	0	Calcaire	Rigide

### 3.2 Comportement physique et mécanique des marnes

Les marnes sont réputées avoir un comportement particulièrement complexe car elles peuvent être à la fois très dures à l'extraction et très altérables, les blocs extraits perdent toute résistance au bout de quelque temps d'exposition aux intempéries. Les caractéristiques mécaniques sont liées à l'importance respective de chacune des phases, mais aussi à la nature minéralogique de la phase argileuse [12-15]. La présence d'argiles montmorillonitiques ou encore d'argiles fibreuses induit des caractéristiques mécaniques mauvaises. Cependant, cette influence particulière des argiles peut être tempérée ou au contraire exacerbée suivant les types de textures. Si les liaisons entre carbonates sont abondantes et fortes, le matériau aura un comportement de roche. Au contraire, si les carbonates sont noyés dans une matrice argileuse, le matériau aura un comportement de sol.

#### 3.2.1 Comportement physique des marnes

Toutefois, la mise en œuvre des sols pour la construction d'ouvrages routiers est marquée par une étape de compactage. Après cette étape, le comportement physique de la marne est souvent lié à l'évolution de sa granulométrie et sa plasticité [16-18]. *Cardoso & Neves* [19] dans leur étude sur un remblai construit en marne, ont remarqués qu'après le compactage la proportion des fines devient plus importante, l'écart de cette proportion après compactage atteint les 35% (Fig.9).

Un fragment de marne séché, lorsqu'on le plonge dans l'eau, se désagrège d'autant plus rapidement que la proportion de calcaire est plus faible. *Cardoso & Alonso* [20] ont réalisés une étude au comportement physique des marnes compactées dans différents états hydriques. Ils ont remarqué qu'après plusieurs cycles de séchage-mouillage, les particules de la marne compactée deviennent plus fines (Fig.10).

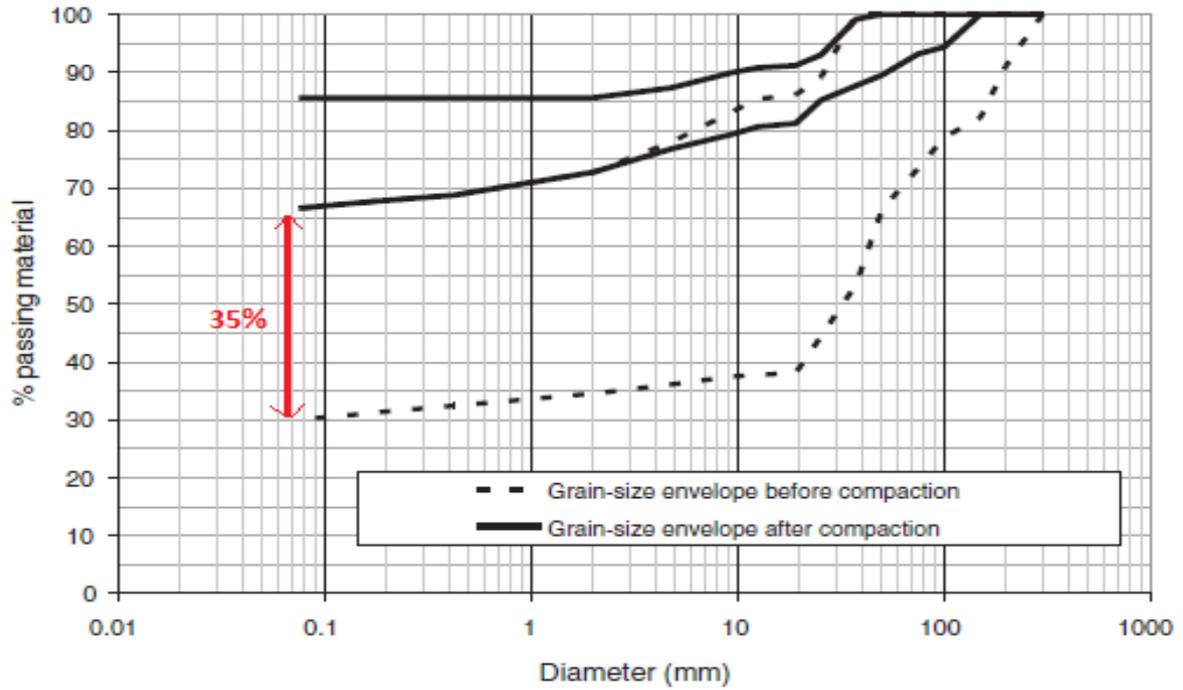


FIG. 9 Granulométrie de la marne avant et après compactage [20]

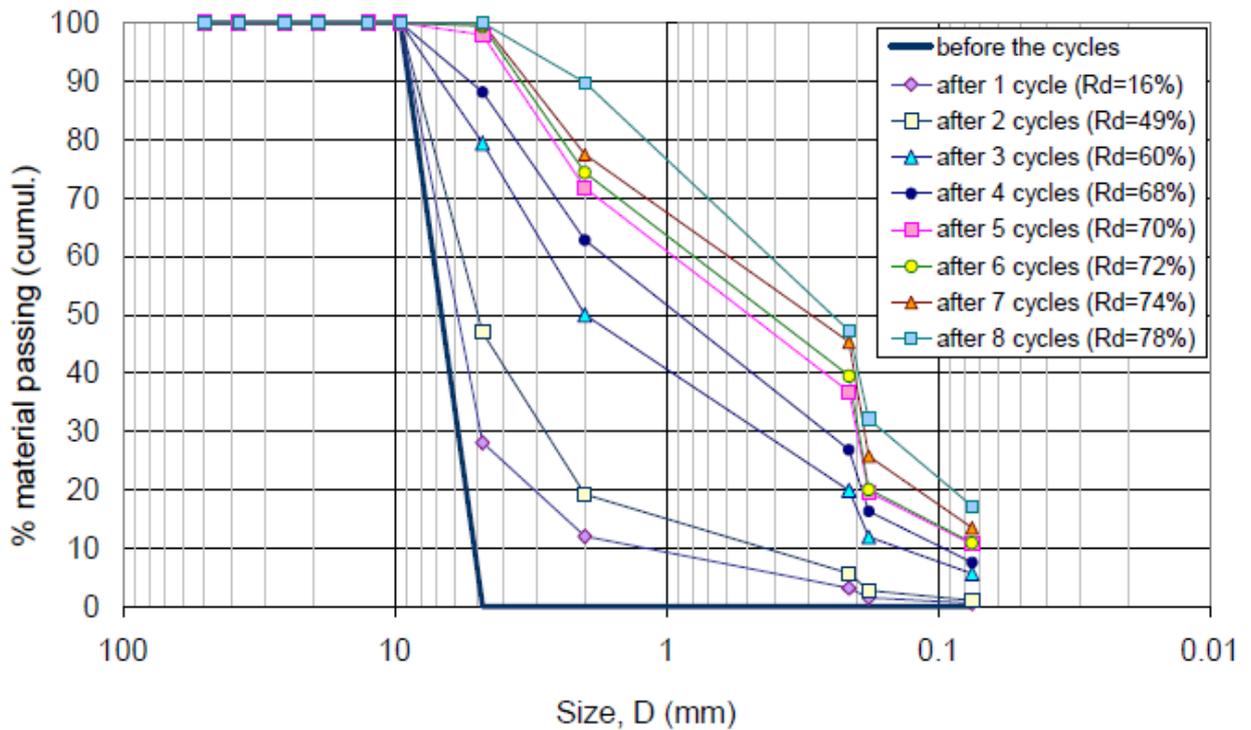


FIG. 10 Évolution de la granulométrie de la marne après plusieurs cycles séchage-mouillage [21]

### 3.2.2 Comportement mécanique des marnes

Lorsque qu'il s'agit de son comportement mécanique, *Cardoso et al* [21] montrent que la marne compactée possède un double comportement (Fig.11); les déformations à l'état sec s'expliquent par la rupture des particules et leur réorganisation dans la matrice solide engendrant un effondrement de la structure (collapse). Mais si elle se trouve dans un milieu saturé, la marne compactée est dominée par la dégradation des liaisons de la matière, ce qui déclenche le phénomène du gonflement (Fig.11), ainsi que la chute brutale de la rigidité et de la résistance de l'ensemble de fragment. En effet, les marnes, sont parmi les matériaux les plus sensibles au gonflement du fait de la grande surfaces spécifiques des particules et des phénomènes d'adsorption et absorption, d'après *Pejon et al* [22], le gonflement des marnes peut être généré par plusieurs moteurs, les plus essentiels sont ; la proportion d'argiles qu'elles contiennent, la minéralogie de ces argiles, et aussi la présence de la matière organique.

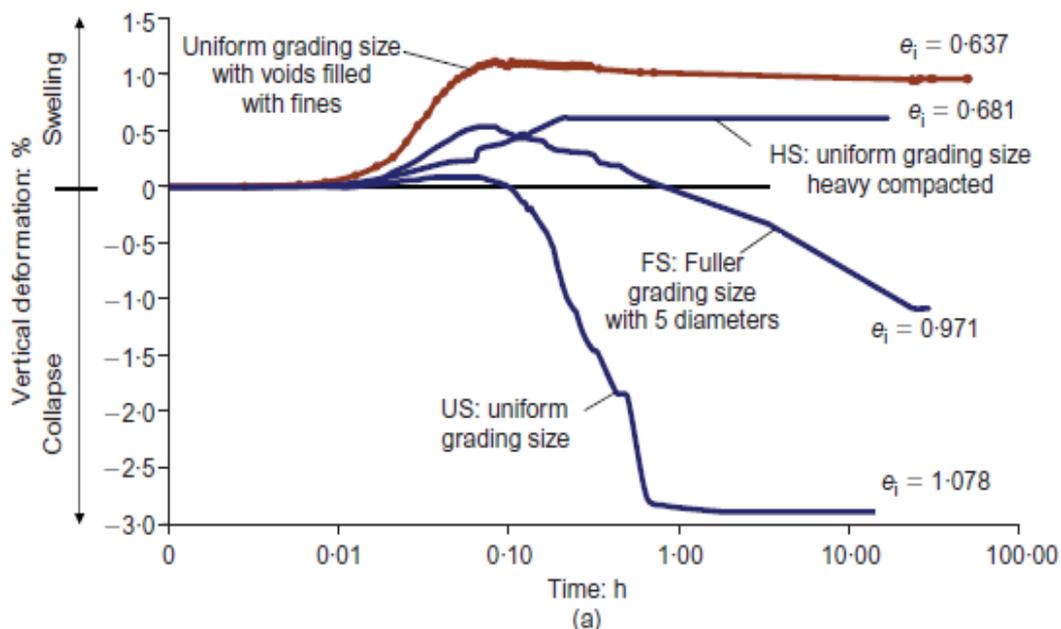


FIG. 11 Gonflement et dégradation des échantillons de marne en fonction du temps [22]

La sensibilité à l'eau des marnes a été le sujet de recherche d'*Alonso et al* [23], dans leur étude ils ont remarqué que les marnes qui affleurent la surface de sol sont souvent endommagées par des infiltrations d'eau, ce qui va réduire leur performance mécanique (Fig.12).

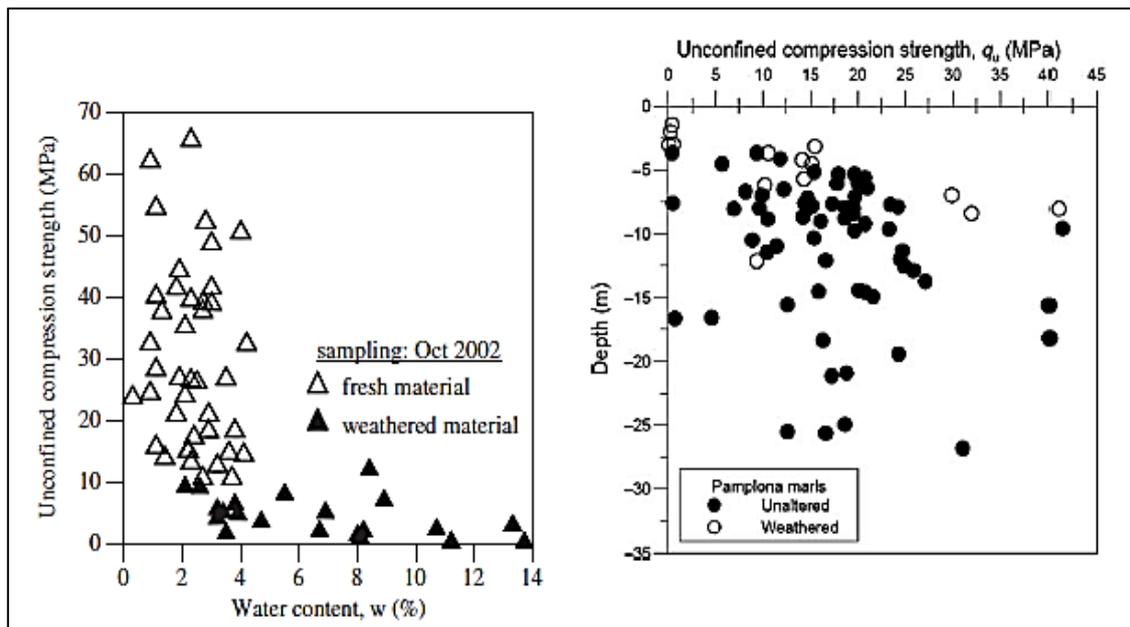


FIG. 12 Évolution de la résistance à la compression de la marne en fonction de la profondeur d'extraction et la teneur en eau initiale [23]

Les études réalisées par *Pejon et al* [22] dans région nord de la France sur cinq (5) échantillons de marne dans le but d'étudier leur gonflement libre, ont montré que les marnes des terres noires sont les moins gonflantes et que les marnes de Limagne présentent le plus grand gonflement expliqué par la présence de 30 % de smectite. Quant aux marnes de Banassac, elles ont un gonflement intermédiaire comme le montre la *figure.13* :

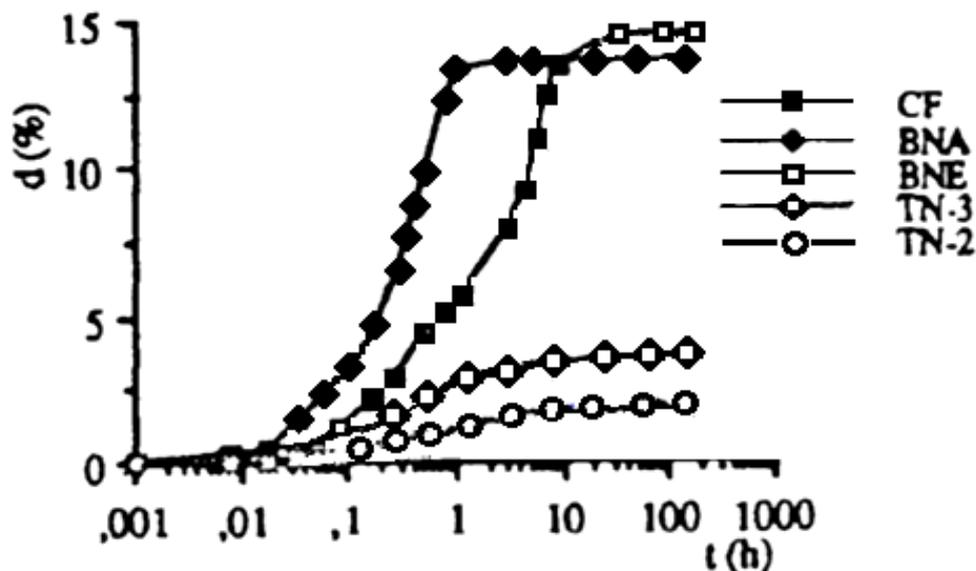


FIG. 13 Gonflement libre des marnes après un seul cycle d'humidification-séchage [22]

Les différences de comportement au gonflement constatées pour ces matériaux ne sont pas liées uniquement à la présence d'argiles. Si on observe les paramètres physiques de ces matériaux tels que le degré de saturation et l'indice des vides, jouent également un rôle important. Dans l'étude de *Pejon et al* [22]. Les terres noires qui présentent le gonflement le plus faible sont des roches presque saturées, avec un indice des vides et une porosité très faibles, des masses volumiques sèches  $\gamma_d$  et humide  $\gamma_h$  élevées. Les marnes de type Banassac, par contre présentent un faible degré de saturation, une forte porosité, un indice des vides intermédiaire et des masses volumiques plus faibles. Ces caractéristiques indiquent que cette roche présente un gonflement plus important que les terres noires. Au niveau de la pression de gonflement, les résultats obtenus ne montrent pas les mêmes différences entre les matériaux que pour le gonflement libre. Le matériau de type Banassec et les terres noires présentent des valeurs semblables de pression de gonflement, qui varient entre 300 kPa à 400 kPa, alors que les valeurs de gonflement libre présentent beaucoup plus de différences. Les marnes de type Limagne qui contiennent de smectites dans la fraction argileuse développent une pression de gonflement plus importante, de près de 800 kPa. A partir de ces résultats, on peut dire que, a priori, les pressions de gonflement sont plus fortement influencées par la minéralogie des argiles que le gonflement libre.

Quant à *Paaza et al* [24] dans leur étude sur la marne de Granada en Espagne, ils ont trouvés que les propriétés de cisaillement sont liées à la plasticité de la marne. Les mêmes auteurs remarquent qu'après une forte dégradation, la marne devient plus plastique ce qui diminue son angle de frottement interne (Fig.14).

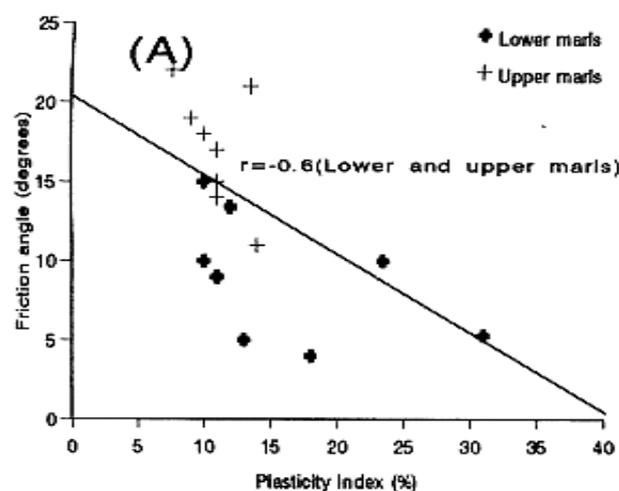


FIG. 14 Angle de frottement interne de la marne de Granada en fonction de sa plasticité [24]

### 3.3 Comportement mécanique des marnes du nord d'Algérie

Les marnes d'Algérie ne font pas exception, elles possèdent des caractéristiques mécaniques défavorables similaires à celles décrites précédemment. *Boudlal et al* [25] ont testé la compressibilité des marnes de la région de Tizi-Ouzou. Les courbes de compressibilité (Fig.15) obtenues, ont montré que les marnes de cette région ont des déformations verticales et des coefficients de compressibilité importants.

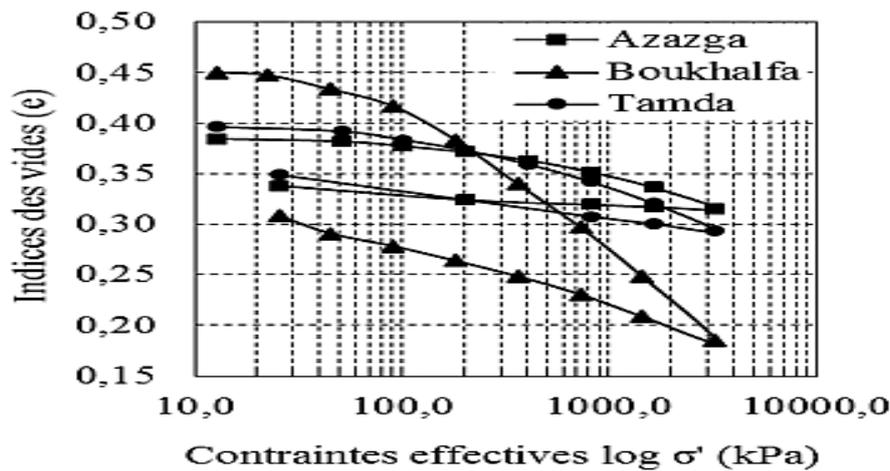


FIG. 15 Courbes de compressibilité de différentes marnes de la région de Tizi-Ouzou [25]

La synthèse géotechnique sur les marnes de la région d'Alger réalisée par *Derriche et al* [26], montre que les marnes d'Alger sont des matériaux argileux, qui présentent des caractéristiques mécaniques médiocres. Elles sont plastiques et gonflantes donc extrêmement sensibles à l'eau et peuvent s'altérer même lorsqu'elles sont mises en contact avec l'humidité de l'air (Fig.16).

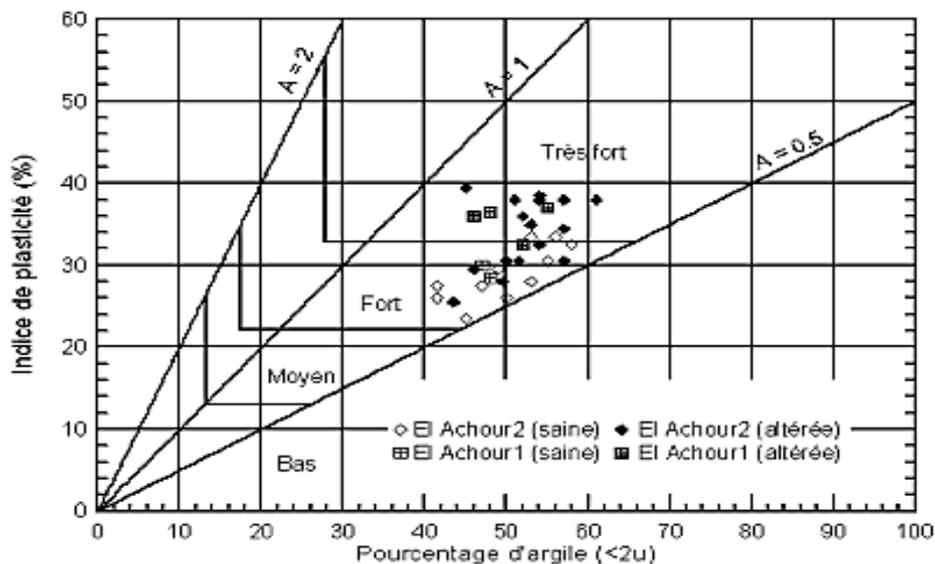


FIG. 16 Activité et potentiel de gonflement des marnes plaisanciennes d'Alger [26]

---

L'étude réalisée par *Ouzia* [27] en utilisant des essais de cisaillement à la boîte rectiligne sur des échantillons de marne qui provient de la région de la grande Kabylie ont montrés l'influence de la teneur en eau et de la durée de contact de la marne avec l'eau sur l'évolution de la résistance au cisaillement des échantillons, de leur variation de volume, ainsi que des caractéristiques mécaniques déduites ( $c'$  et  $\phi'$ ). En effet, contrairement aux constatations habituelles faites sur beaucoup de matériaux fins qui présentent généralement de faibles résistances en présence d'eau ; le matériau étudié développe une certaine cohésion améliorant sa résistance en présence d'eau, ce qui le rend plus résistant à l'état humide qu'à l'état sec. En outre, les échantillons présentent généralement un comportement contractant à l'état sec, tandis que ces derniers deviennent de plus en plus dilatants pour des teneurs en eau dépassant l'optimum (Fig.17)

Dans une autre étude *Bouddal et al* [28] ont essayés de comprendre le comportement des multicouches de type (argile, marne) qui sont très répandus dans la région et présentant ainsi des instabilités diverses, principalement de type tassements, poinçonnements et glissements. Pour concrétiser cette étude, des échantillons en couches superposées d'argile et de marne sont reconstitués avec une interface plane et inclinée (Fig.18), soumis aux essais de cisaillement triaxiaux non consolidés non drainés. Les résultats ont montrés que les courbes de contraintes-déformations sont influencées par la proportion de marne ou d'argile existantes, l'état des couches (planes ou inclinées), ainsi que leur disposition dans le multicouche (Fig.19). Ces derniers perdent de leur résistance avec l'augmentation de la proportion d'argile, en passant de l'état plan à l'état incliné et de l'argile sur marne à la marne sur argile.

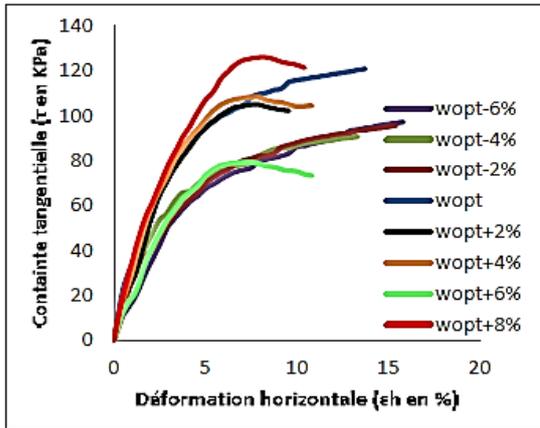


Figure IV.69 : Courbe  $\tau - \Gamma(\epsilon_h)$  sous 100KPa.

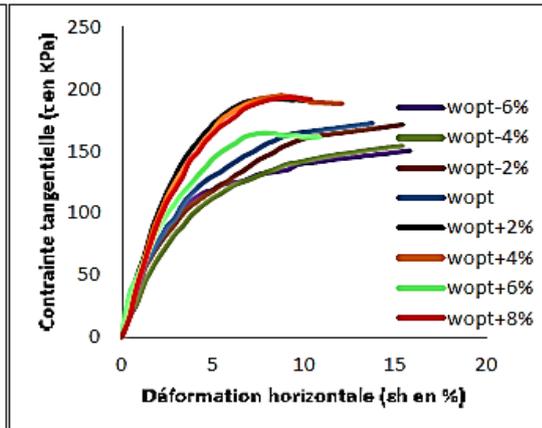


Figure IV.70 : Courbe  $\tau - \Gamma(\epsilon_h)$  sous 200KPa.

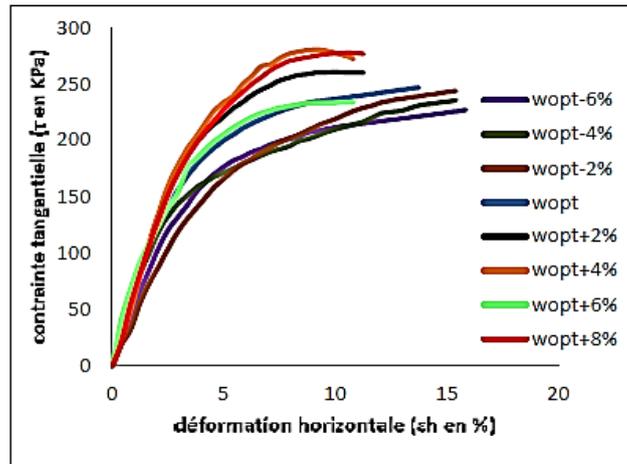


Figure IV.71 : courbe  $\tau - \Gamma(\epsilon_h)$  sous 300KPa

FIG. 17 Courbe contrainte tangentielle-déformation en fonction de la teneur en eau [27]

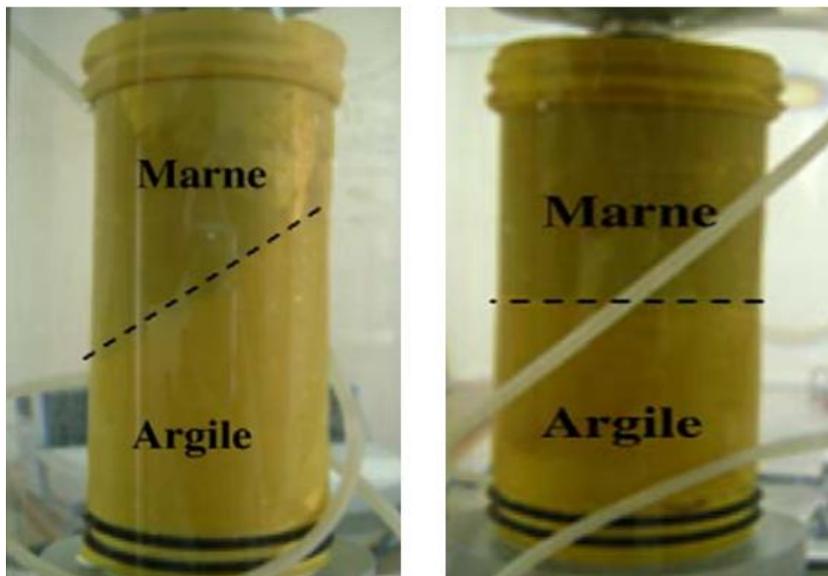


FIG. 18 Confection des échantillons en superposition (marne, argile) en interface plane et inclinée

[28]

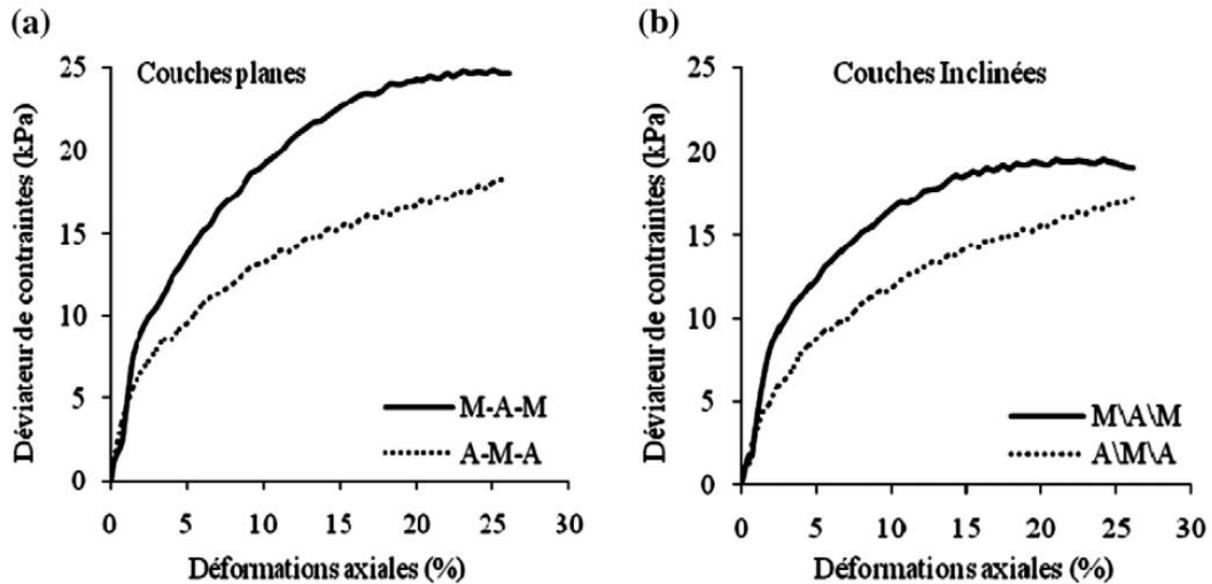


FIG. 19 Courbe déviateur-déformation des couches planes et inclinées [28]

#### 4 Problèmes liés à l'utilisation des sols fins en remblais routiers

La mise en œuvre des sols pour la construction d'ouvrages en terre est marquée par une étape de compactage. Cette étape a pour but d'augmenter la densité du matériau (c'est-à-dire réduire l'indice des vides du matériau) et par le même biais ses performances mécaniques. Elle permet, par ailleurs, de limiter les déformations pouvant intervenir à long terme dans les ouvrages. Cependant, les remblais argileux sont fréquemment le siège de déformations verticales et horizontales, se traduisant par des affaissements plus ou moins localisés et par des fissures souvent longitudinales. Ces désordres ont souvent été constatés dans des remblais équipés par des capteurs de déformations. Les sols fins présentent des difficultés de mise en œuvre lors des terrassements routiers (Fig.20). En effet, ces sols changent brutalement de consistance pour de faibles variations de teneur en eau, en particulier lorsque leur teneur en eau naturelle est proche de la teneur optimale Proctor. Ces sols sont considérés aussi très cohérents à teneur en eau moyenne et faible, et collants ou glissants à l'état humide. Le temps de réaction aux variations de l'environnement hydrique et climatique est relativement long et la perméabilité pouvant varier selon la granulométrie, la plasticité et la compacité, le temps de réaction peut tout de même varier assez largement. Cette perméabilité souvent très faible rend les variations de teneur en eau en place très lentes. Une augmentation de teneur en eau assez importante est nécessaire pour changer notablement leur consistance. Dans le cas où la plasticité est très élevée, ces sols fins deviennent presque imperméables : s'ils changent de

teneur en eau, c'est extrêmement lentement et avec d'importants retraits ou gonflements. Leur emploi en remblai n'est normalement pas envisagé [5].



FIG. 20 Difficulté de la mise en œuvre des sols fins lors des terrassements routiers

#### 4.1 Insuffisance de la portance

La couche de sol compactée doit répondre à la fois à des objectifs de court terme (vis-à-vis de la phase de réalisation de l'infrastructure) et de long terme (lorsque l'ouvrage est en service). Selon les cas de chantier, on cherche à assurer, avec la couche de sol compactée, l'ensemble ou certaines des fonctions qui vont limiter les déformations au sein de la structure (Fig.21). Cependant, la sensibilité à l'eau des sols fins et leur faible résistance au cisaillement implique une portance inadéquate pour une traficabilité normal des engins sur les couches compactés. Ces sols fins présentent des limitations qui, ensemble, sont une lourde contrainte pour la construction des infrastructures routiers.



FIG. 21 Difficulté de la traficabilité des engins sur les sols fins

## 4.2 Problème d'érosion

Les sols constituant les ouvrages en terre peuvent être sujets à des phénomènes d'érosion pouvant affecter les remblais routiers de différentes manières. L'érosion des sols fins peut être décrite comme un phénomène causé par un écoulement d'eau qui arrache et transporte certaines particules du sol (Fig.22). Les phénomènes d'érosion peuvent être externes ou internes. L'érosion interne intervient au sein de l'ouvrage tandis que l'érosion externe affecte la surface externe en contact avec l'eau. Cette partie concerne principalement la caractérisation de l'érosion interne des sols dans les ouvrages hydrauliques. Selon *Boudlal* [28], l'effet d'un écoulement d'eau, une redistribution des particules fines peut se produire dans le sol. Le squelette solide constitué de grains de grande taille reste stable, tandis que les particules fines migrent suivant le sens d'écoulement. La masse du sol solide ne change pas, mais la migration des particules fines provoque un changement de porosité induisant ainsi un changement de la perméabilité locale. Ce mécanisme d'initiation est la cause de rupture de la structure des remblais par érosion.



FIG. 22 Phénomène d'érosion dans les remblais routiers

## 4.3 Glissement des talus

Les glissements des talus des remblais routiers peuvent survenir durant les travaux de terrassement, pendant l'exécution des remblais ainsi que pendant l'exploitation des ouvrages en terre (Fig. 23). Ces phénomènes apparaissent lorsque la valeur des efforts de cisaillement dépasse la résistance au cisaillement du sol. La diversité des formes de glissement est fonction de la complexité des facteurs qui les entraînent. L'augmentation de la fréquence des phénomènes de glissement est liée principalement à la nature du matériau mis en place et les dimensions du remblai. Les glissements sont très fréquents dans les remblais construits avec

les matériaux plastiques. La première indication d'une rupture est généralement une fissure au niveau de la chaussée formée le long de la surface supérieure du remblai.



FIG. 23 Désordres dans les remblais routiers causés par les glissements des talus

Les glissements au sein des remblais routiers est un phénomène fréquent. A titre d'exemple Le glissement qui s'est produit novembre 2002 à 110 km à l'est d'Alger et 6 km à l'ouest de Bouira (Fig.24). Il a endommagé le remblai de l'autoroute de contournement de la ville de Bouira, au point d'obliger à une modification du tracé autoroutier. On peut citer aussi le glissement spectaculaire qui s'est produit à Azazga (Wilaya de Tizi-Ouzou) qui a sérieusement endommagé un échangeur routier (Fig.24).



FIG. 24 Glissement de talus en sein d'un remblai routiers Bouira 2002 (gauche) et Azazga 2019 (droite)

#### 4.4 Tassement dans le corps de remblai

Le phénomène du tassement dans le corps des remblais peut apparaître rapidement après la fin de sa construction ou à long terme durant la période de vie de l'ouvrage. Selon les sites, l'évolution du tassement peut être régulière ou périodique au moment d'événements dommageables d'origine naturel tel que les séismes, inondations, tempêtes, cyclones et sécheresses..., ou d'origine technologique sous l'effet de l'action de l'homme tel que l'intensité et la nature du trafic routier (Fig.25).

Le tassement d'un remblai est lié à la perméabilité des couches de sols compactées. Cette perméabilité est en général faible et l'écoulement de l'eau à travers les pores s'effectue lentement. Les charges du trafic routier appliquées à la surface se transmettent d'abord à l'eau puis, progressivement, au squelette solide, au fur et à mesure que l'eau sort du sol (phénomène de consolidation des sols). Toutefois, les tassements ne sont pas uniformes à cause de la géométrie des remblais (section trapézoïdale). Les contraintes totales sont créées par les forces de pesanteur et par la charge appliquée à la surface de la chaussée. Les couches de sols compactées se déforment irrégulièrement avec des amplitudes qui ne dépassent pas une dizaine de centimètres mais elles engendrent des fissurations au niveau de la couche de roulement et les assises de chaussée.



FIG. 25 Désordres dans les remblais routiers causés par les tassements

#### 4.5 Retrait-gonflement des couches compactées

Le potentiel de retrait-gonflement et de rétention d'eau des sols fins, font d'eux des matériaux redoutés pour la construction des remblais routiers.

Le retrait/gonflement des sols se caractérise par des mouvements de terrains différentiels de petite amplitude, provoqués par des variations de volume de certains sols argileux lorsque leur teneur en eau se modifie.

En climat tempéré, les argiles sont souvent proches de leur état de saturation, si bien que leur potentiel de gonflement est relativement limité, elles sont donc éloignées de leur limite de retrait, ce qui explique que les mouvements les plus importants sont observés en période sèche.

Le comportement gonflant des argiles dépend des interactions possibles entre la phase solide et la phase liquide. Ces interactions sont liées essentiellement à la nature minéralogique de l'argile, à la nature chimique du fluide interstitiel, à la taille des espaces poreux et de la présence de cations compensateurs dans le milieu.

Les analyses minéralogiques montrent que certaines argiles, pour lesquelles les liaisons interfeuillettes sont très faibles, ont la propriété de fixer les molécules d'eau entre deux feuillets voisins. L'eau pénètre à l'intérieur des particules et s'organise en couches monomoléculaires, il s'agit alors d'un gonflement intraparticulaire ou interfoliaire. C'est le cas des smectites telles que la montmorillonite sodique et dans une moindre mesure de la montmorillonite calcique. Ce gonflement intervient à l'échelle la plus petite de la structure argileuse mais peut présenter une ampleur très importante.

L'eau libre, se trouve principalement dans les espaces inter-agrégats et éventuellement dans l'espace inter-particulaire (loin des surfaces externes des particules) de matériaux argileux. Cette eau circule librement dans le milieu sous l'effet d'un gradient de charge hydraulique. Par contre, l'eau capillaire, dans le cas des argiles non saturées, occupe les micropores sous forme de ménisques au contact entre les grains et l'eau, créant ainsi entre ces derniers des forces d'attraction (Fig.26).

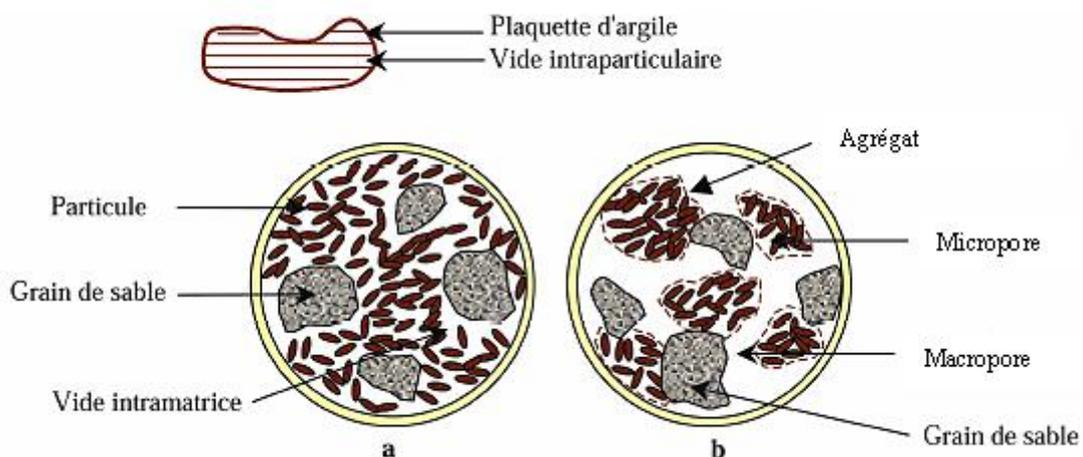


FIG. 26 Différents niveaux structuraux des sols gonflants

L'amplitude de phénomène retrait-gonflement doit être évaluée afin de prendre les mesures nécessaires pour réduire au maximum le changement de volume dû à la fluctuation de la teneur en eau dans le corps du remblai. Ainsi, un sol argileux très plastique humidifié sous de faibles contraintes pourra gonfler fortement et son séchage se traduira par une importante diminution de volume. Les cycles de retrait-gonflement induisent des déformations différentielles qui se manifestent par des désordres affectant principalement la structure des remblais en surface et la reptation de ces pentes. La [figure. 27](#) représente les stades successifs d'évolution d'une chaussée construite sur un remblai argileux soumis à des cycles de retrait et gonflement (a). La sécheresse produit un retrait du sol à partir des accotements, vers le centre de la chaussée. La surface du terrain se fissure et le retrait du sol sous la chaussée peut aussi créer des fissures dans le revêtement (b). À la saison des pluies suivante, le sol se regonfle, mais il devient plus mou et le trafic peut déformer et fissurer encore plus la chaussée (c). La sécheresse suivante réactive le tassement et les fissures, ce qui dégrade progressivement la route.

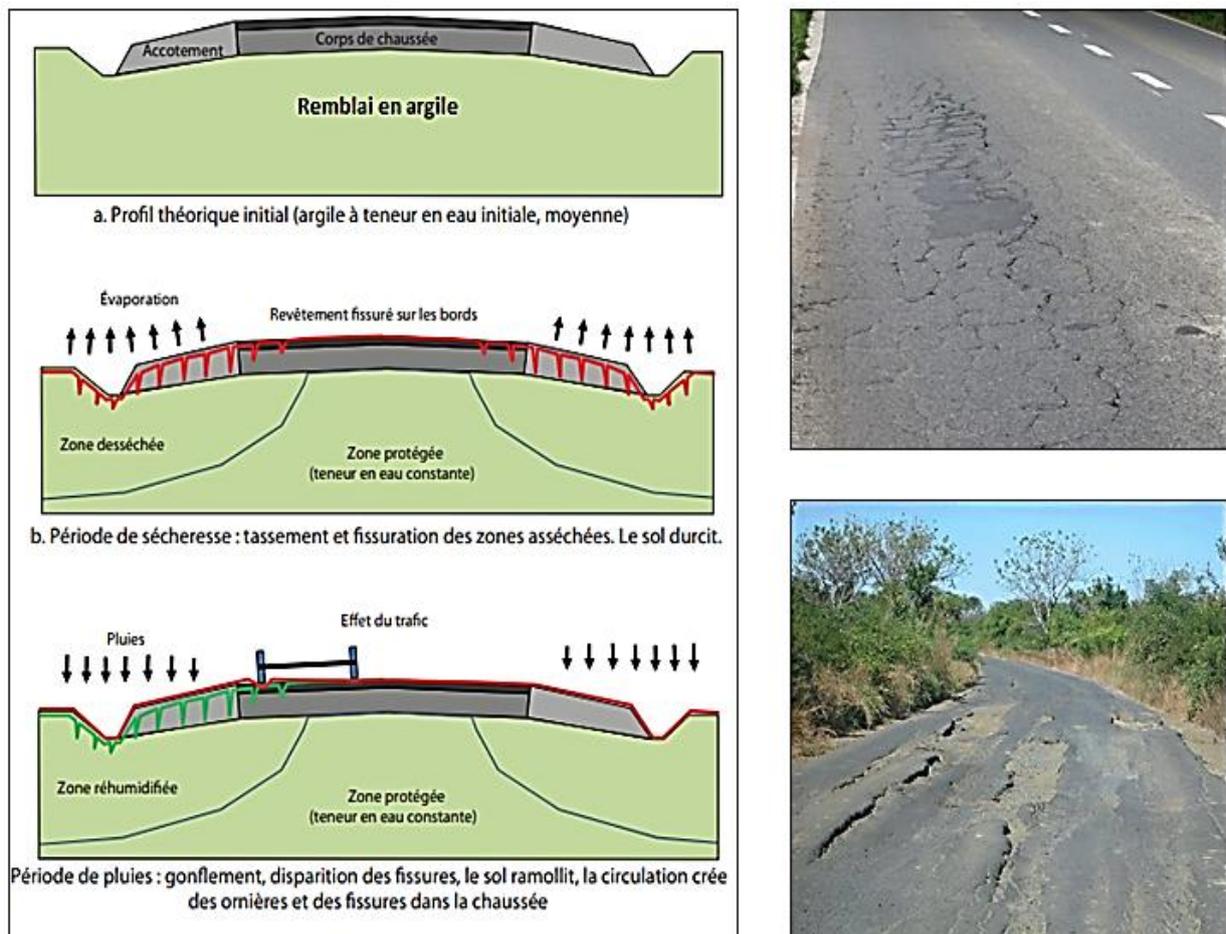


FIG. 27 Désordres dans les remblais routiers causés par le phénomène du retrait-gonflement

## **5 Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons présenté une synthèse bibliographique sur les sols fins et les marnes, de leur origine à leur utilisation en technique routière, en passant par leur classification. On a pu montrer ainsi les difficultés liées à l'emploi de ces sols comme matériaux de constructions d'infrastructures routières. Cette étude bibliographique a permis également de faire l'état des recherches sur le comportement complexe des marnes argileuses. Cette complexité s'accroît d'avantage lorsqu'on cherche à comprendre leurs comportements mécaniques et physiques. Cependant, le compactage et l'ajout de liants hydrauliques à ces sols, tels que relatés dans la littérature, peuvent améliorer leurs propriétés mécaniques et les rendre utilisables en construction d'infrastructures routières. C'est ce que nous allons aborder dans le prochain chapitre.

**CHAPITRE 2 :**

**TRAITEMENT DES SOLS**

**FINS**

## 1 Introduction

Le traitement des sols est une technique permettant de rendre apte à l'usage des matériaux qui ne l'étaient pas. La technique s'inscrit ainsi dans la démarche environnementale du développement durable en préservant les ressources naturelles des produits de carrières, et en valorisant les matériaux du site par leur réutilisation. Nous détaillons dans un premier temps les processus qui se produisent au sein d'un sol fin lors de l'ajout d'un agent de traitement, en présentant les effets du traitement avant, pendant et après le compactage. Ensuite, nous consacrons une deuxième partie à l'état de l'art des produits de traitement alternatifs qui sont employés pour le traitement des sols fins. Enfin, une dernière partie est consacrée à la durabilité du traitement des sols fins et aux techniques du terrassement de ces sols.

## 2 Intérêts techniques, économiques et environnementaux du traitement des sols

Nos préoccupations modernes nous obligent à entretenir et à développer nos voies de communication tout en préservant les ressources naturelles. La réalisation des projets d'infrastructures routières, se heurtent souvent au manque de matériaux adéquats. Ce type de problématique est amplifié lorsqu'il s'agit des grands remblais, à cause des quantités énormes de matériaux qu'ils nécessitent et les pathologies liées à ces types d'ouvrages en terre (glissement des talus, tassement différentiel, rupture de la fondation, formation des fissures longitudinales...etc. [29]. Par ailleurs, les matériaux locaux disponibles en grandes quantités, peuvent parfois être peu adaptés à une réutilisation dans leur état naturel (gonflement, plasticité, résistance trop faible, comportement évolutif). Pour pouvoir être utilisés en se conformant aux exigences spécifiques du projet, ces matériaux nécessitent souvent une amélioration qui va leur conférer des performances proches de celles des matériaux granulaires naturels. Bien que le traitement des sols à la chaux et/ou au ciment soit une solution potentielle et qui est largement utilisée, la crise de l'énergie, la diminution des ressources mondiales en matière premières ainsi que la protection de l'environnement, nous poussent à exploiter de nouvelles sources telles que les déchets et les co-produits industriels. L'étude des données bibliographiques récentes montre tout l'intérêt que portent certains pays à élargir la gamme des produits de traitement. En effet, à titre d'exemple, l'Algérie produit chaque année des quantités importantes de déchets industriels 2 550 000 T/an dont 330 000 T sont des déchets spéciaux ou dangereux [30], causant alors un

grand problème de pollution. Il faut noter que ces déchets et co-produits industriels ont généralement une faible valeur marchande. Leur utilisation est donc bien adaptée à l'élaboration de matériaux de grande diffusion dont le prix est relativement modeste. Dans cette optique, valoriser les matériaux naturels aux caractéristiques géotechniques initialement médiocres qui se trouvent en abondance (argile, limon, marne, ...etc.), par l'incorporation de nouveaux liants hydrauliques, formulés à base de déchets et de co-produits industriels possédants des potentiels réactifs peut s'avérer une solution incessante tant techniquement, économiquement et écologiquement. L'intérêt de ce type de traitement est triple, d'abord il contribue à sauvegarder les ressources naturelles, il peut fournir une solution efficace pour la gestion des déchets et des co-produits industriels ainsi que pour la valorisation des énormes dépôts des matériaux en déblai, tout en apportant des propriétés technique et un intérêt économique supérieurs aux solutions traditionnelles.

### **3 Actions des produits de stabilisation sur le comportement des sols fins**

Les interactions d'un produit de stabilisation avec les particules argileuses peuvent être décrites par une succession de processus physico-chimiques complexes aux cinétiques variables qui modifient le comportement physique et mécanique des sols. Principalement, on distingue deux effets lors du traitement, une floculation des particules et le déclenchement des réactions appelées pouzzolaniques [31].

#### **3.1 Floculation – Agglomération des particules du sol**

La distribution des cations à la surface des particules argileuses est expliquée par la théorie de la double couche. Celle-ci décrit le comportement des argiles en solution, et donc, les interactions existantes entre la surface des argiles, les cations interfoliaires, l'eau interfoliaire et les solutions environnantes. Du fait de la charge permanente négative des argiles en surface, il est observé, en présence d'une solution contenant des cations, une attraction des cations par la surface des argiles pour atteindre un nouvel équilibre (Fig.28). Ce phénomène est lié aussi à la capacité d'échange cationique (CEC), qui est la capacité d'une argile à échanger des cations. Les argiles présentent deux types de sites d'échanges, des sites d'échanges permanents et des sites d'échanges dépendant du pH [33].

D'un point de vue macroscopique, [Bell \[34\]](#) explique que l'ajout d'un liant de traitement entraîne une modification immédiate dans sa structure, une attraction de particules qui va aboutir à la formation de floccs. Cela est expliqué par une augmentation des ions  $\text{Ca}^{2+}$  et  $\text{OH}^-$  dans le sol, des échanges cationiques se produisent alors entre les ions absorbés à la surface des particules argileuses et les cations apportés.

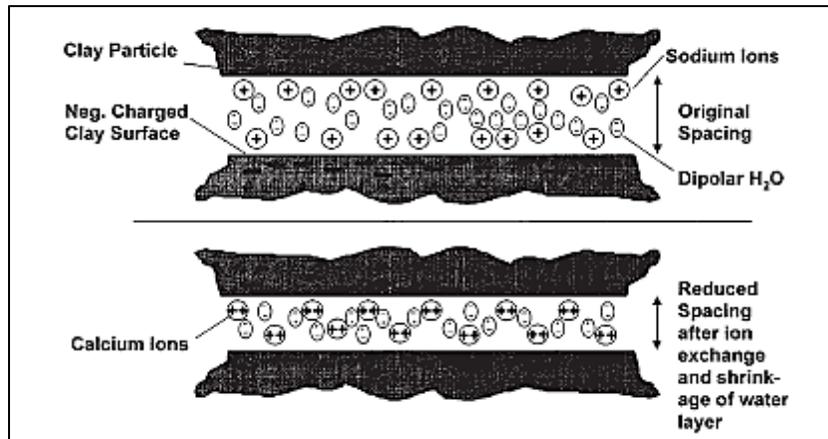


FIG. 28 Echange cationique [35]

La capacité d'échange cationique est donc modifiée. La modification de cette capacité a pour effet de réduire la taille de la double couche des particules argileuses [35]. Celles-ci ont alors tendance à s'agréger : c'est le processus de floculation. On observe alors une diminution du volume apparent des particules et une contraction du sol. Les floccs formés sont moins sensibles à l'eau [36] (Fig.29).



FIG. 29 Floculation des particules argileuses après traitement

---

### 3.2 Réactions pouzzolaniques

La libération des ions hydroxydes,  $\text{OH}^-$ , suite à l'ajout d'un liant dans un sol conduit généralement à une augmentation du pH qui peut, lorsque la quantité d'oxyde de calcium ( $\text{CaO}$ ) ajoutée est suffisante, approcher la valeur du pH du sol à une valeur supérieure à 12. Ce milieu alcalin, favorise la dissolution du dioxyde de silicium ( $\text{SiO}_2$ ) et du trioxyde d'alumine ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ) contenues dans les particules du sol [37]. Ces deux composants augmentent la cohésion entre les particules argileuses, ce qui confère au matériau de meilleures propriétés mécaniques.

De nombreuses études [38-41], ont mis en évidence, à travers des analyses microscopiques, les silicates de calciums ( $\text{C}_3\text{S}$ ,  $\text{C}_2\text{S}$ ) et les aluminates de calcium ( $\text{C}_3\text{A}$ ,  $\text{C}_4\text{AF}$ ) qui se forment suite à l'hydratation du liant. Ces composés chimiques sont similaires à ceux qui se produisent après l'ajout d'un liant à un sol argileux. Les nouveaux produits cimentaires créés sont souvent des silicates de calcium hydratés (C-S-H), des aluminates de calcium hydratés (C-A-H) et des silicates d'aluminate de calcium hydratés (C-A-S-H) (Fig.30). Ces réactions appelées réactions pouzzolaniques, sont responsables du durcissement du mélange sol-liant. De multiples recherches se sont intéressées à la structure de ces produits cimentaires [42,43]. Les silicates de calcium hydratés sont souvent décrits par une formule de type  $\text{C}_x\text{-S-H}_y$ , où x est le rapport C/S ( $\text{CaO}/\text{SiO}_2$ ) et y est le rapport H/S ( $\text{H}_2\text{O}/\text{SiO}_2$ ). L'hydratation de l'aluminate de calcium est basée sur le mécanisme de dissolution/précipitation qui aboutit, à température ambiante, à la formation d'hydrates. Ces composés présentent une structure lamellaire hexagonale. Ils se transforment au cours du temps en aluminate tricalcique hydraté  $\text{Ca}_3\text{Al}_2(\text{OH})_{12}(\text{C}_3\text{AH}_6)$  de structure cubique. Cette phase est thermodynamiquement plus stable que les deux premières [44].

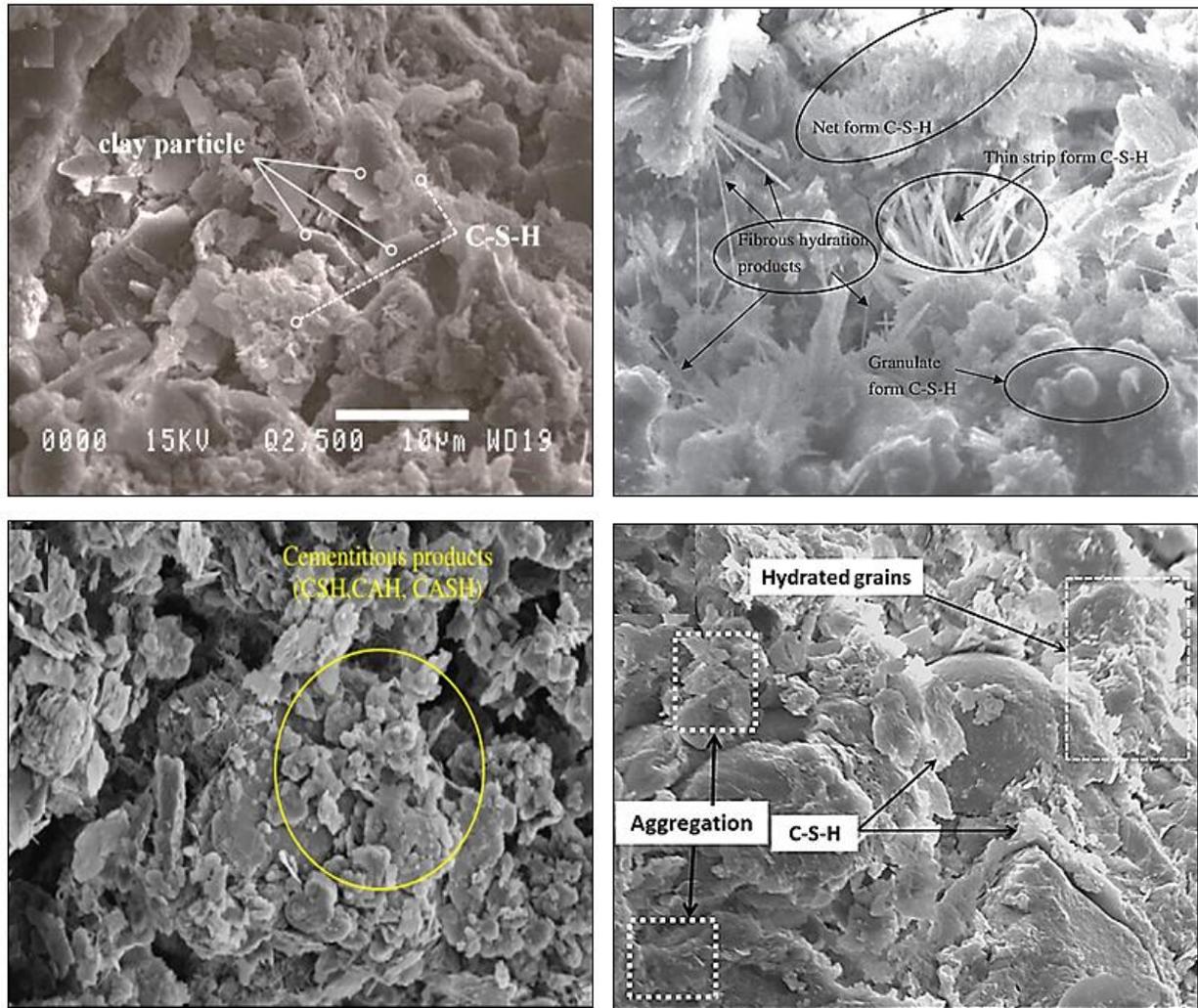


FIG. 30 Images microscopique montrant les produits cimentaires créés dans la structure des argiles après l'ajout d'un liant hydraulique [38-41].

Cependant, les pratiques actuelles du traitement des sols dans les projets routiers sont une synthèse de techniques basées sur le retour d'expériences accumulées depuis plusieurs années. Celles-ci ont été formalisées dans un guide technique appelé : « Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques » [45]. Ce guide souligne que la réaction pouzzolanique dépend de plusieurs paramètres. Il s'avère que le paramètre essentiel est le temps de cure (temps écoulé après l'ajout de liant au sol). L'ampleur de la réaction pouzzolanique est proportionnelle au temps (Fig.31). Plus le temps de cure est long, plus la mise en évidence des produits de cimentation est aisée. Il est aussi mentionné dans ce guide que la formation croissante de produits cimentaires est fortement affectée par la température, il se peut que toute les réactions pouzzolanique s'arrête lorsque la température est inférieure à 5<sup>0</sup> C, et reprennent lorsque la température commence à

s'élever à nouveau. Cependant, au-dessus de 45°C, les produits de la réaction sont ralentis. Par ailleurs, le guide évoque d'une façon sommaire que l'existence de quelques substances organiques peut perturbés l'évolution des réactions pouzzolanique, d'autres recherches plus approfondies [46-48] ont abordé ce problème. En général, lorsque la solution basique induite par l'hydratation du liant contient un élément perturbateur, ce dernier peut soit se substituer au calcium dans les C-S-H, les C-A-H, soit être piégé dans la structure cristalline des C-S-H ou encore être fixé à leur surface, par conséquent la prise du liant sera retardée voire arrêtée.

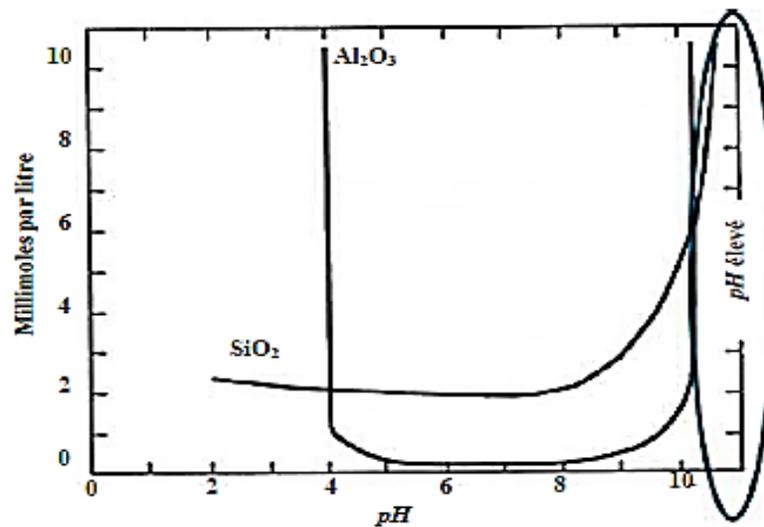


FIG. 31 Solubilité des aluminates et des silicates en fonction du pH [48]

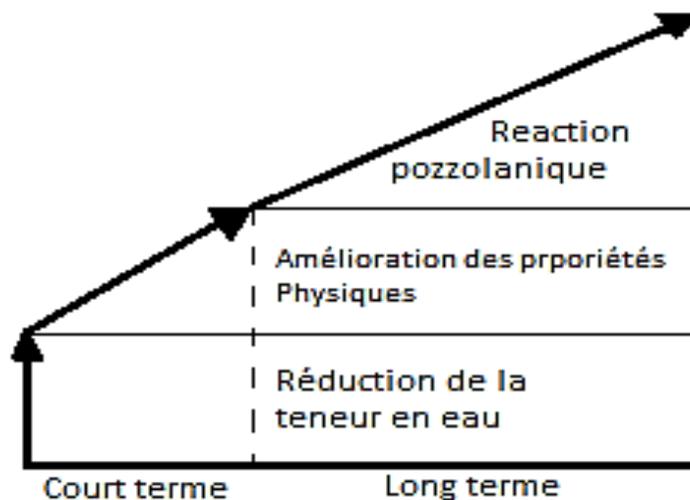


FIG. 32 Processus de stabilisation lors d'un traitement : représentation temporelle [49]

### 3.3 Modification des propriétés des sols traités avant compactage

#### 3.3.1 Effet sur la granulométrie

Quelques chercheurs [49,50] se sont intéressés à l'effet de l'ajout d'un liant sur la granulométrie des sols fins. Les résultats de leurs études ont montré que l'ajout d'un liant hydraulique induit une diminution de la fraction fine et une augmentation du pourcentage des particules de plus grande taille (Fig.33a). Ces modifications sont amplifiées proportionnellement avec la teneur en liant ajouté. Cet effet sur la granulométrie peut être associé à la floculation des particules argileuses. Toutefois, *Bozbey & Garaisayev* [51] dans leur étude focalisée sur l'évolution de la granulométrie d'une argile avant et après traitement, ont souligné que les modifications de granulométrie après 3 mois de cure, dépendent du temps (Fig.31b). En effet, plus le temps s'écoule plus la diminution de la fraction argileuse est importante. Ils expliquent également que cette diminution est liée à la formation de nouvelles phases cimentaires (effet pouzzolanique).

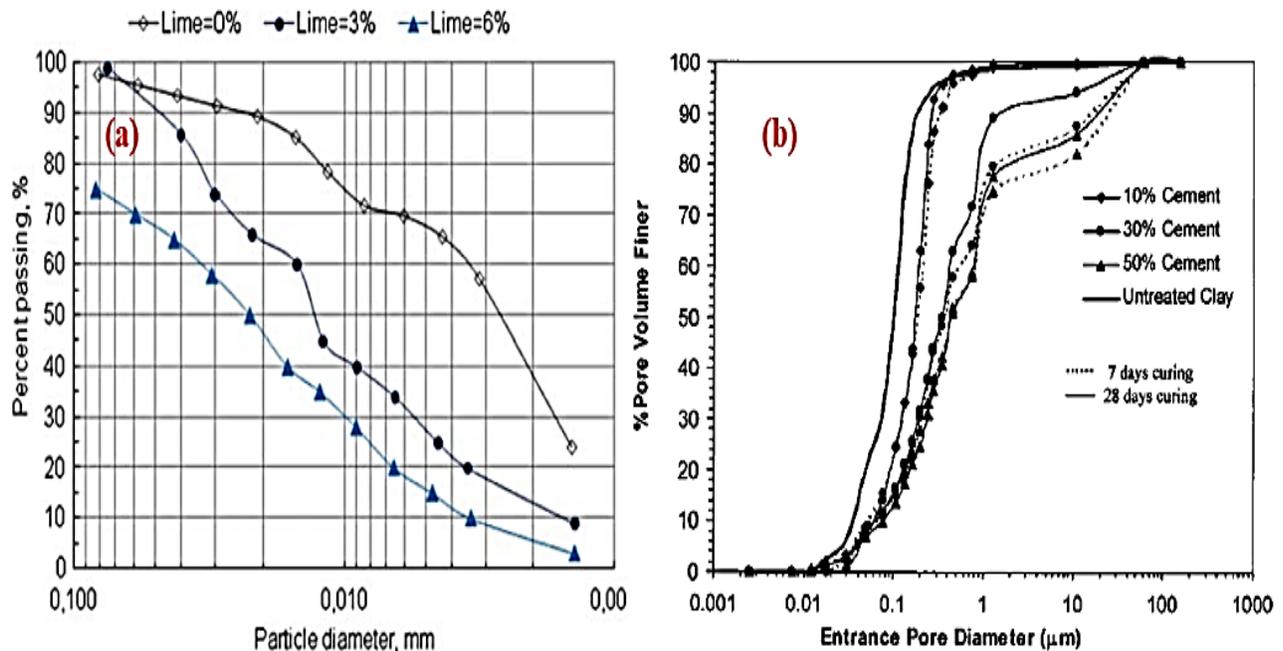


FIG. 33 Evolution de la granulométrie après traitement : (a) [51], (b) [49].

#### 3.3.2 Effet sur les limites d'Atterberg

De nombreux travaux de la littérature ont étudié l'effet de l'ajout de liant sur les limites d'Atterberg du sol [52-54]. Le phénomène de la floculation décrit au paravent est responsable de l'augmentation de la limite de plasticité ( $w_p$ ) s'accompagnant d'une légère diminution de la limite

de liquidité ( $w_L$ ). Cette évolution provoque un déplacement du domaine de plasticité vers des teneurs en eau plus importantes. Le décalage et la diminution de l'indice de plasticité est lié à la quantité de liant utilisée (Fig. 34). L'évolution de la consistance favorise la granulation du sol lors du malaxage. Ces travaux notent que l'ampleur des modifications de plasticité ne dépend pas du temps, mais plutôt d'autres facteurs, dont la nature du sol, la teneur en eau et la teneur en liant. La diminution de la plasticité du sol après traitement a une influence considérable sur sa classification.

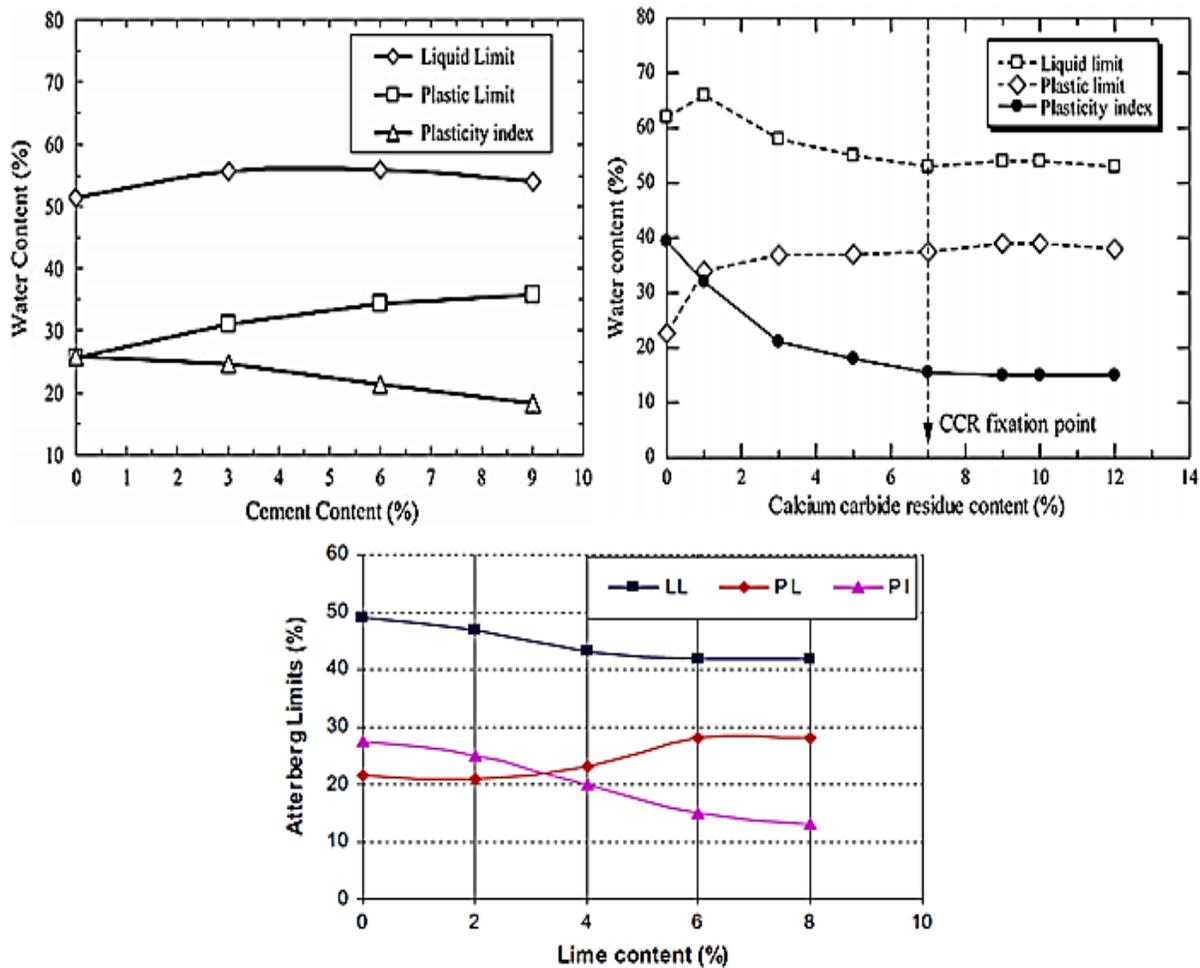


FIG. 34 Evolution de la consistance d'un sol argileux après traitement [52-54]

### 3.4 Modification des propriétés de compactage des sols traités

L'ajout d'un liant mène à une modification des caractéristiques de compactage des sols traités. En effet, l'aptitude des sols au compactage est généralement plus faible après le traitement car ils présentent une densité à l'optimum plus faible que celle des sols naturels. De plus, leur teneur en

eau de compactage optimale est décalée vers des teneurs en eau plus fortes et la courbe de compactage Proctor devient plus aplatie [52, 55-60]. Les auteurs attribuent cette diminution de densité à la réorganisation des particules argileuses causée par le phénomène de floculation/agrégation. Enfin, l'ampleur de ces modifications dépend de la quantité de liant ajoutée. Il est ainsi admis que plus la quantité de liant ajoutée est grande, plus la teneur en eau optimale sera décalée vers les fortes teneurs en eau, et plus leur densité sèche optimale sera faible (Fig.35).

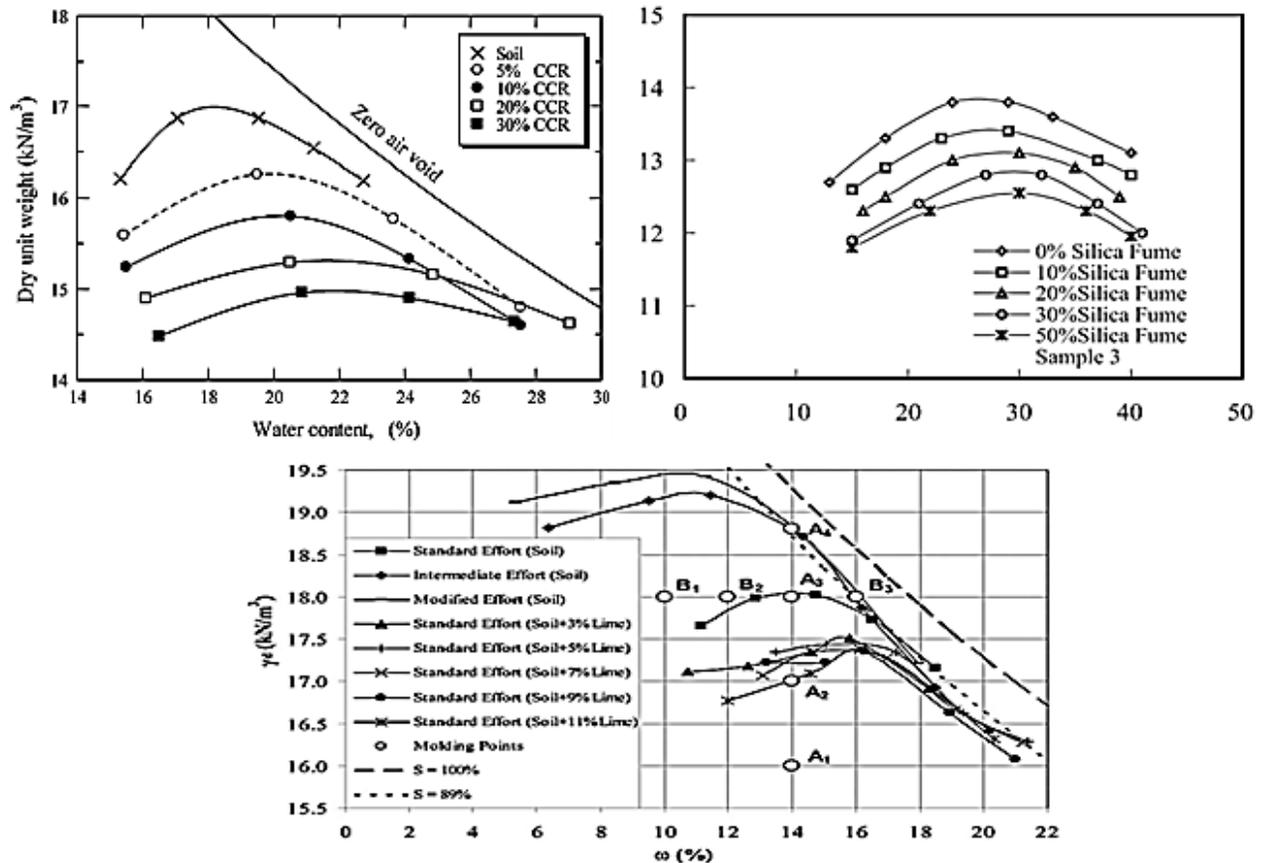


FIG. 35 Evolution de la compacité d'un matériau argileux après traitement [52,55,60]

### 3.5 Modification des propriétés des sols traités après compactage

#### 3.5.1 Effet sur la portance

Le traitement modifie la portance des sols argileux qui est initialement très faible. Cette portance est souvent estimée à travers son indice CBR (California Bearing Ratio). *Osinubi et al* [61] ont étudié l'effet de la chaux sur un sol argileux à travers des tests CBR, ils ont constaté que

l'amélioration de l'indice CBR est très influencée par la teneur en chaux ajoutée. Ils indiquent que l'amélioration apportée par la chaux est due au phénomène de floculation des particules fines au jeune âge, mais aussi aux réactions pouzzolaniques qui se produisent entre l'oxyde de calcium qui provient de la chaux et les particules argileuses en créant de nouveaux produits cimentaires.

*Al-Amoudi et al* [62] ont étudié l'évolution de l'indice CBR en fonction du degré de compactage d'une marne traitée avec le ciment portland (Fig.36a). Ils ont constaté que l'amélioration de la portance des éprouvettes traitées au côté sec de l'optimum Proctor était plus grande par rapport à ceux qui ont été confectionnés avec des teneurs qui se situent au côté humide de la courbe Proctor.

*Pai & Patel* [63] ont montré, sur des éprouvettes confectionnées avec une argile traitées, que les gains de portance sont plus grands lorsque la chaux est ajoutée au laitier (Fig.36). L'amélioration de l'indice CBR après l'ajout du laitier seul est dû essentiellement à l'effet de remplissage. En revanche et lorsque on rajoute un produit de traitement, l'action de dissolution du laitier est déclenchée ce qui va permettre la formation de nouveaux composés cimentaires.

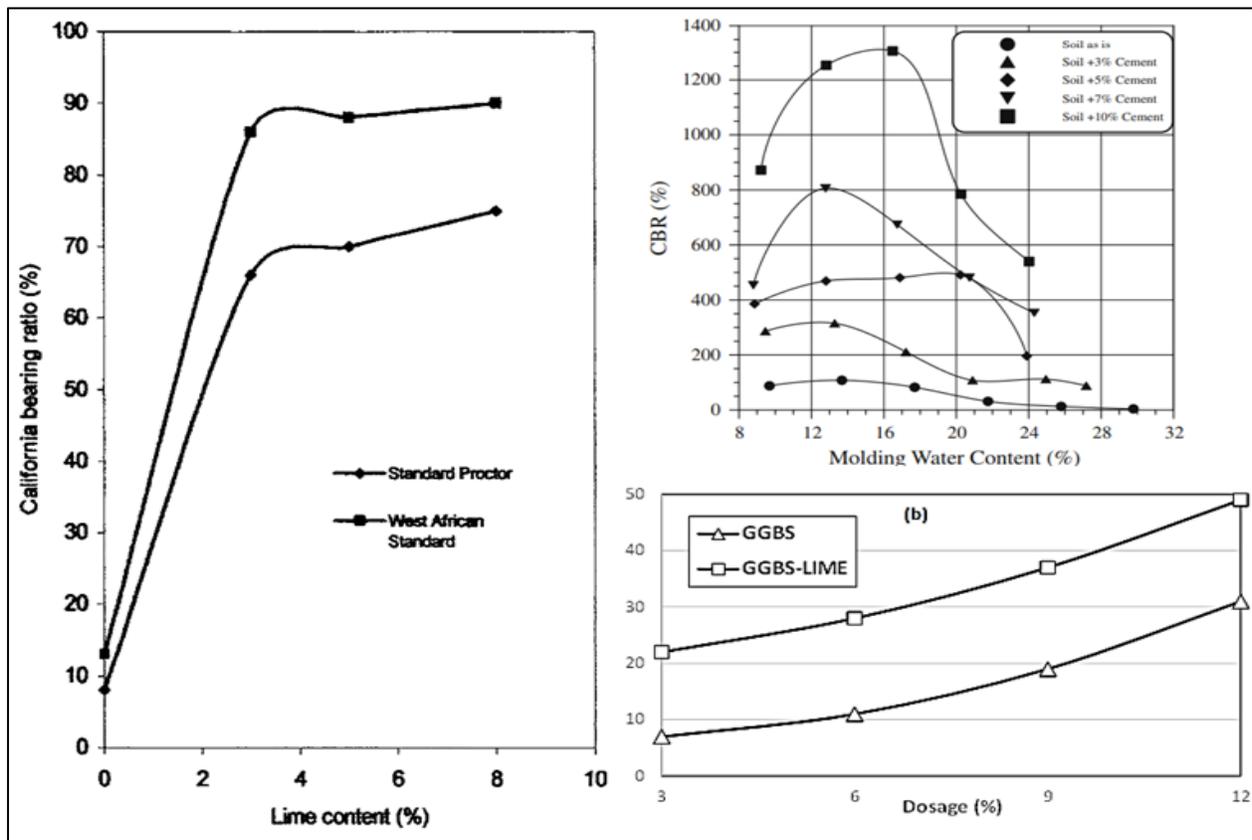


FIG. 36 Évolution de la portance d'un sol traité : (a) indice CBR en fonction de la teneur en eau, (b) indice CBR en fonction de la teneur en liant [61-63].

---

### 3.5.2 Effet sur la résistance à la compression

La résistance à la compression non confinée ( $R_C$ ) d'un sol ([ASTM Standard D 2166](#)) est utilisée comme un paramètre pour le dimensionnement des infrastructures routières. Toutefois, la pertinence d'un nouveau liant est souvent testée par cet essai [\[64-69\]](#). L'ajout d'un liant conduit à une augmentation de la résistance à la compression simple des sols compactés ([Fig.37](#)). Ces auteurs [\[64-69\]](#) associent cette amélioration à la formation des produits cimentaires. L'ampleur de cette augmentation dépend de plusieurs paramètres. Tout d'abord, bien que l'ajout du liant induit pour tous les minéraux argileux une augmentation des performances mécaniques, certains minéraux sont plus réactifs. Il est ainsi considéré qu'après traitement les montmorillonites sont très influencées [\[34\]](#). Leur forte réactivité serait liée à leur grande surface spécifique, qui faciliterait la dispersion du liant en plusieurs endroits du minéral, ce qui conduira à une meilleure résistance pour ces minéraux. L'augmentation de la résistance à la compression simple dépend également de la quantité de liant ajouté et du temps de cure. Plus la teneur en liant est importante et plus le temps de cure est long, plus l'amélioration de la résistance à la compression simple est forte [\[69-71\]](#). L'explication de ce comportement est basée, d'une part, sur le fait qu'une forte quantité de liant augmente la proportion de produits cimentaires formée pour un temps de cure donné, et d'autre part, que la proportion de produits cimentaires formés augmente avec le temps. Une meilleure cristallisation des composés cimentaires avec le temps pourrait aussi contribuer, comme dans le cas des ciments, à l'amélioration de la résistance à la compression simple. Dans la quasi-totalité des travaux antérieurs, les auteurs se sont limités à l'évaluation des propriétés mécaniques des sols traités aux liants hydrauliques compactés aux conditions optimales Proctor. Cependant, ces conditions sont difficilement atteintes sur le chantier, pour se rapprocher des conditions réelles de chantier, quelques auteurs ont essayés de faire varier la teneur en eau de confection vers le côté sec et le côté humide de la courbe Proctor [\[62, 72\]](#).

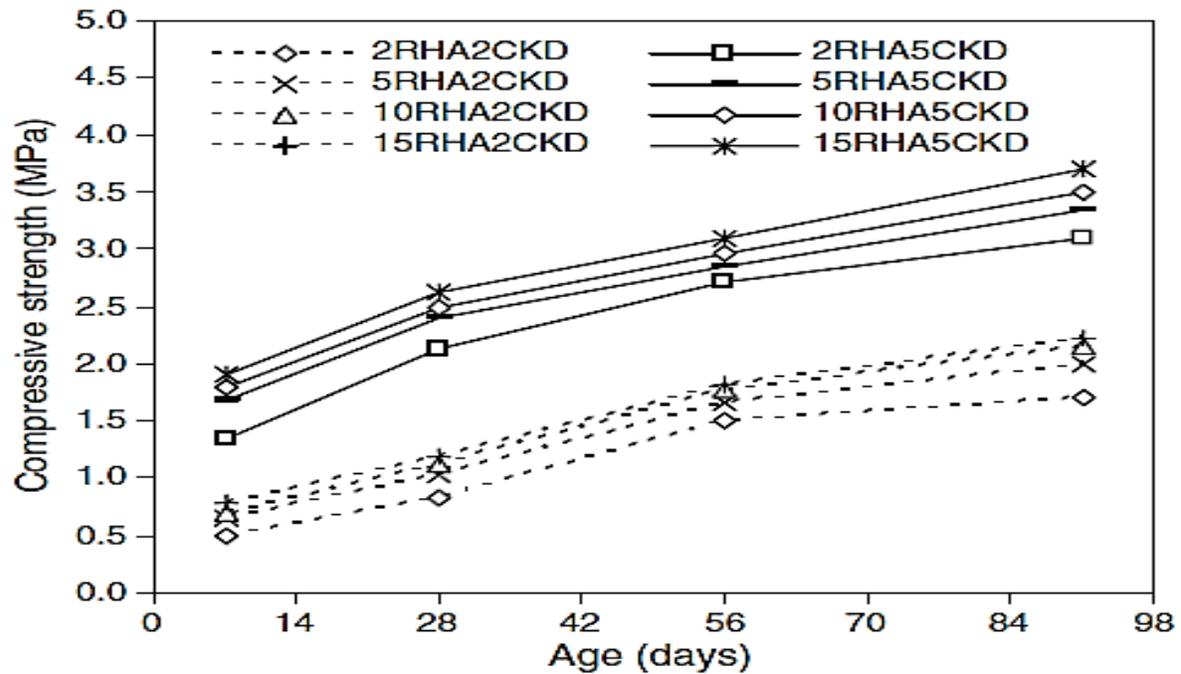


FIG. 37 Évolution de la résistance à la compression simple d'une argile en fonction du temps et de la teneur en liant formulé à base de balle de riz (RHA) et de poussière de ciment (CKD) [64].

### 3.5.3 Effet sur la résistance au cisaillement

Plusieurs auteurs ont montré que le traitement des sols argileux par l'incorporation d'un liant mène à une modification de sa résistance au cisaillement [73-75]. L'augmentation de l'angle de frottement interne dépend de la nature du sol, mais aussi de la quantité de liant ajoutée. Toutefois, quelques auteurs ont montré qu'à partir d'une certaine quantité de liant, ce paramètre se stabilise et ne change plus [76,77] (Fig.38). L'évolution de ce paramètre est liée au phénomène de floculation, plutôt qu'à la formation des produits cimentaires (C-S-H) au cours du temps par l'effet pouzzolanique. En revanche, l'amélioration de la cohésion dépend, de la teneur en liant mais aussi du temps de cure. L'évolution de ce paramètre est liée, comme pour l'augmentation de la résistance à la compression simple, à la formation de nouveaux produits cimentaires, la cristallisation de ces produits est croissante au cours du temps.

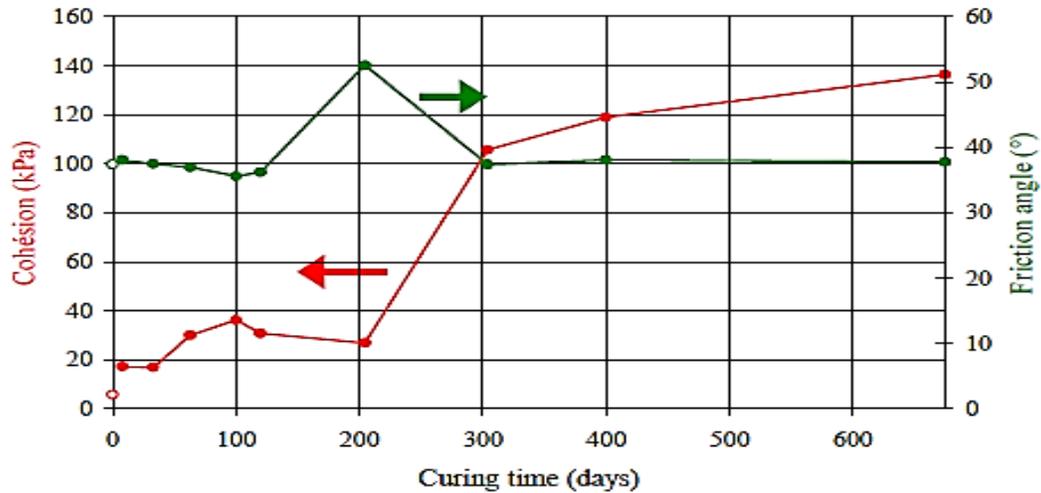


FIG. 38 Évolution des propriétés de cisaillement d'une argile traitée à la chaux en fonction du temps [77]

D'autres études ont permis de montrer que les produits cimentaires qui se forment après traitement conduisent aussi à une modification des courbes de déviateur (Fig.39) [73,78]. En effet, le mode de rupture est modifié suite à l'ajout de liant. On passe ainsi d'un mode de rupture ductile à un mode de rupture fragile après traitement.

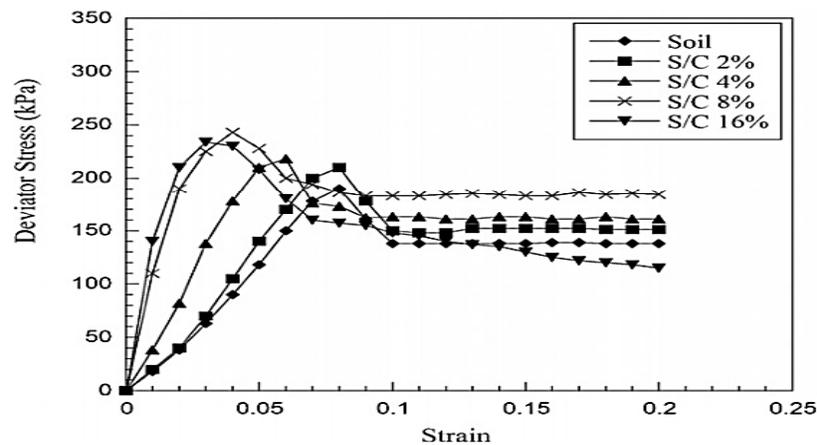


FIG. 39 Evolution de la contrainte déviatorique en fonction de la teneur en liant [73]

L'effet des conditions de compactage sur la résistance au cisaillement a été abordé par [79]. Dans leur recherche, ils comparent les paramètres de cisaillement d'un sol traité après la variation des teneurs en eau et densités sèches. Ils ont remarqué que la teneur en eau de compactage n'a pas d'influence sur l'angle de frottement interne mais c'est plutôt la cohésion qui semble être influencée.

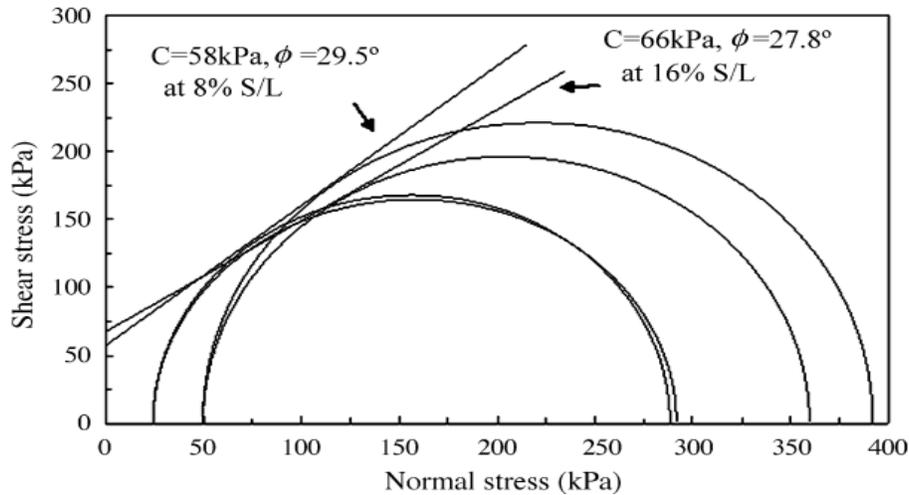


FIG. 40 Evaluation des cercles de Mohr du sol fin en fonction des dosages [79]

Afin d'étudier l'effet du pH sur la résistance au cisaillement d'une argile traitée avec de la chaux éteinte, des essais triaxiaux consolidés non drainés (CU) ont été réalisés par *Ghobadi et al* [80]. Après variation du pH dû à l'incorporation de la chaux, il a été constaté que la résistance au cisaillement non drainée augmente considérablement si le fluide interstitiel a un pH élevé (pH = 9) ou même un pH faible (pH = 3) (Fig.41). Ce comportement pourrait être lié à la floculation des particules argileuses et à l'effet pouzzolanique.

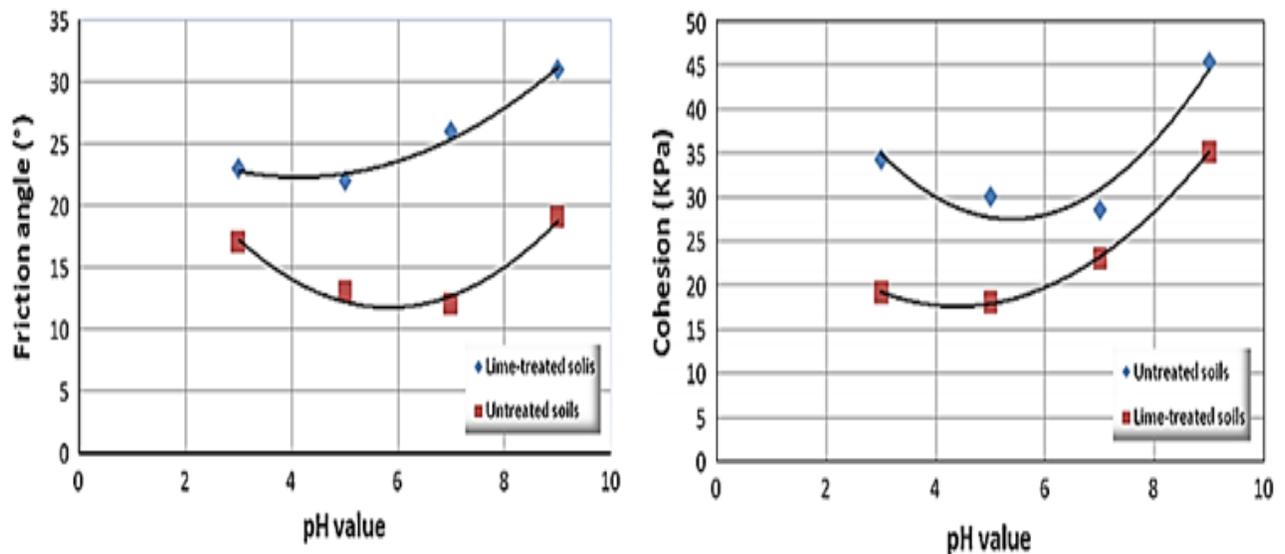


FIG. 41 Evolution des paramètres de résistance de cisaillement (CU) en fonction de la valeur du pH [80]

### 3.5.4 Effet sur la consolidation

Plusieurs travaux ont été effectués à l'œdomètre afin d'étudier le comportement de consolidation et les propriétés de compressibilité des sols traités aux liants hydrauliques. La pression de préconsolidation, l'indice de compression, le coefficient de consolidation primaire et l'indice de compression secondaire sont les quatre paramètres qui peuvent être modifiés après le traitement par l'ajout d'un liant. Ils sont couramment étudiés pour caractériser ces aspects du comportement des sols traités. En général, la formation des composés C-S-H au cours des réactions d'hydratation, ou des réactions pouzzolaniques, diminue les indices de compression primaire et secondaire et le coefficient de gonflement et ils augmentent la pression de préconsolidation.

Des essais de consolidation sur une argile très plastique compactée à la teneur en eau optimale avant et après traitement avec du ciment Portland, ont été effectués par *Rekik & Boutouil* [81], les courbes de compressibilité obtenues montrent que la pression de préconsolidation augmente rapidement et atteint sa valeur maximale après 58 jours de cure (Fig.42). Ces résultats ont été confirmés par *Kamruzzaman et al* [82].

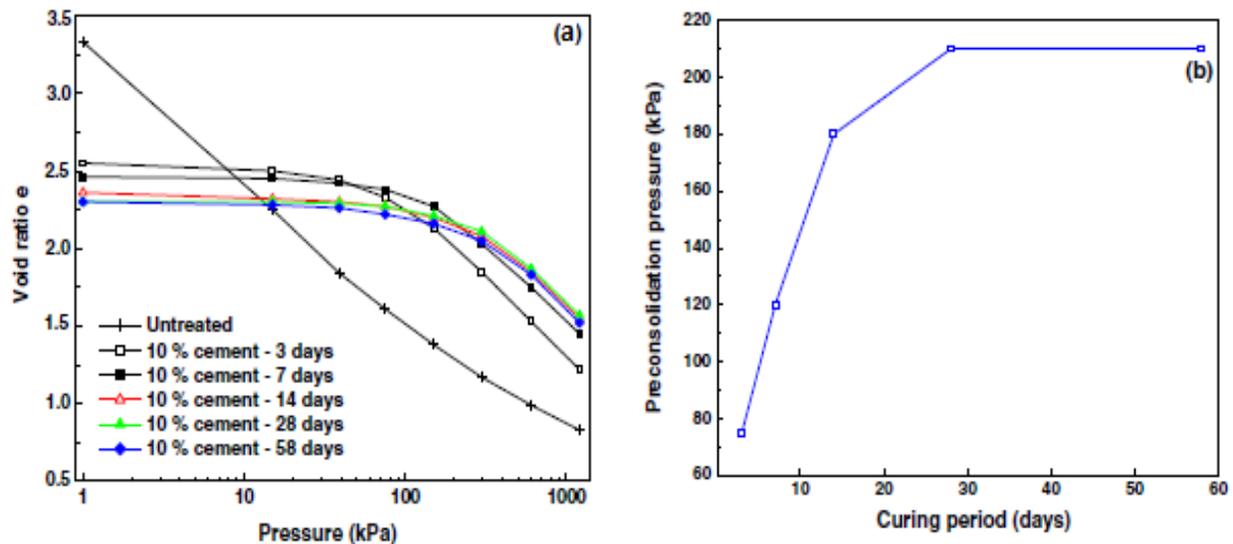


FIG. 42 Evolution de la pression de préconsolidation en fonction de temps de cure après le traitement par 10% du ciment [81]

Quant à *Latifi et al* [83], ils ont traité une argile avec un liant non traditionnel formulé à base de silice de biomasse, commercialisé sous le nom SH-85. Après traitement, ils constatent que les coefficients de compressibilité et de gonflement diminuent rapidement, et leurs valeurs se stabilisent après un mois de cure (Fig.43).

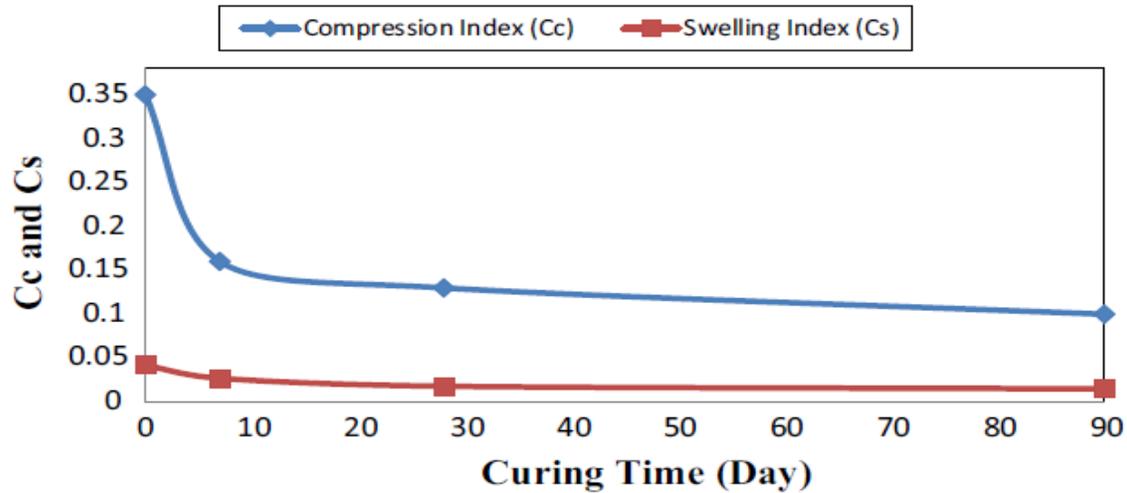


FIG. 43 Evolution des indices de compressibilité et de gonflement en fonction du temps [83].

Pakbaz & Farzi [84], ont étudié l'effet de la teneur en eau du compactage sur la compressibilité d'une bentonite traitée avec du ciment Portland. Ils ont constaté que les échantillons compactés avec des teneurs en eau qui se situent du côté humide de la courbe Proctor montrent une diminution plus forte que ceux compactés du côté sec (Fig.44).

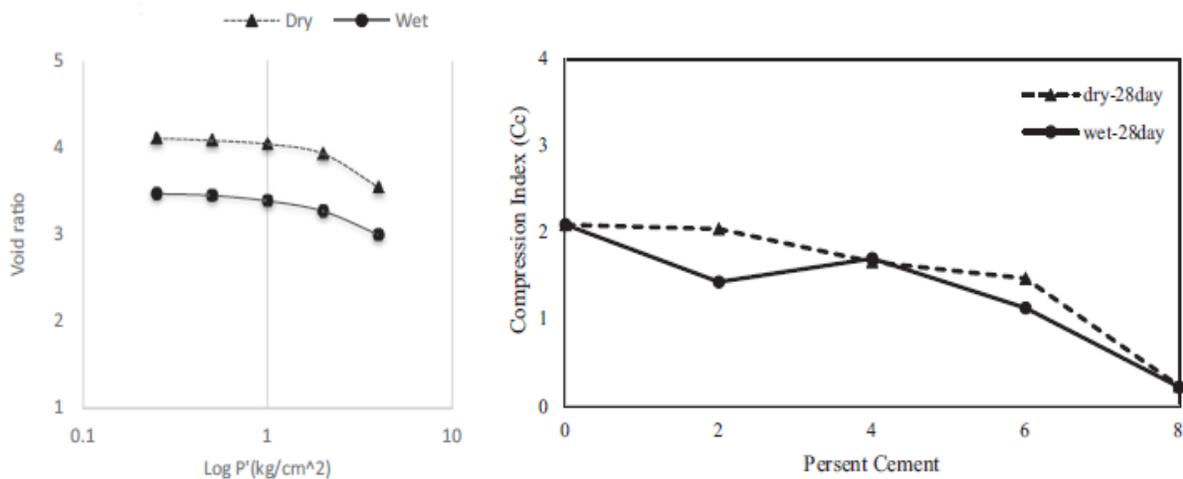


FIG. 44 Effet de la teneur en eau de compactage sur la bentonite traitée avec ciment [84]

### 3.5.5 Effet sur le gonflement

La présence d'argile gonflante cause de sérieux problèmes lors de la construction des infrastructures routières. L'argile qui se trouve souvent dans un état de dessiccation tellement

poussé que l'apport d'une infime quantité d'eau peut libérer une énergie faramineuse capable de provoquer des problèmes importants dans les constructions. Le traitement de ce type des sols reste une solution efficace pouvant limiter ce phénomène.

*Lasledj* [85] dans son étude sur une argile traitée par la chaux, observe que plus la teneur en chaux est importante, plus la chaux est consommée rapidement et plus la pression de gonflement mesurée est faible (Tab.2). La diminution du gonflement est attribuée à la diminution de la capacité d'absorption d'eau de l'argile suite à l'échange cationique. Il a trouvé que le pourcentage de chaux qui élimine le gonflement correspond à la quantité optimale de 6%.

TAB. 2 Pression de gonflement des échantillons d'argile traité et quantités de chaux ajoutée et chaux consommée durant les 28 premiers jours de maturation. [85]

Paramètres	Pression de gonflement Pg (KPa)			Chaux consommée Cc (%)		
	1 j	7 j	28 j	1 j	7 j	28 j
Temps (jour) Chaux ajoutée %						
0	1060			/		
4	293	196	142	3,6	3,8	3,9
6	106	33	6	4,7	5,2	5,5
10	9	0	0	5,1	5,7	7,2

*Kamel et al* [86] dans une partie de leur recherche, ont étudié l'effet du ciment sur le gonflement libre de trois types d'argile de différentes régions d'Algérie. Les résultats trouvés ont montré que l'augmentation de pourcentage de ciment peut diminuer le taux de gonflement. Pour 6% de ciment, la réduction du taux de gonflement est supérieure à 60%, ceci pour les trois types de sols testés (B, EAM, ELG). Les mêmes constatations sont obtenues pour la pression de gonflement ou la réduction est supérieure à 80%. Pour le même pourcentage de 6% de ciment, la pression de gonflement du sol B passe de 900 kPa à 135 kPa. Pour le sol EAM, elle diminue de 477 kPa à 81 kPa et pour le sol ELG, elle passe de 406 kPa à 40 kPa (Fig.2.45). Il explique que lors de l'ajout de ciment, la poudre de ciment s'humecte au contact du sol humide et forme une pâte qui enrobe les grumeaux. Le ciment est un agent qui permet de lier les particules entre elles entraînant la rigidification.

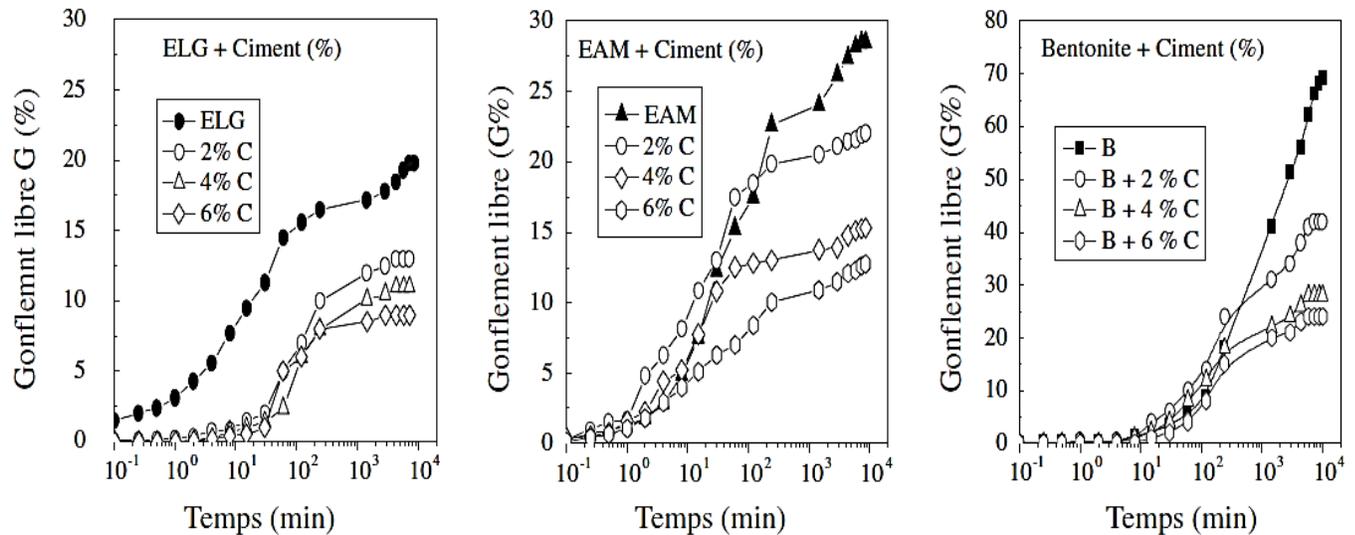


FIG. 45 Evolution du gonflement libre en fonction de la teneur en ciment

#### 4 Produits alternatifs de stabilisation des sols

Les produits alternatifs de traitement des sols peuvent être composés d'un seul matériau, d'un mélange de deux matériaux, d'un mélange d'un matériau alternatif avec un déchet, d'un mélange de matériau alternatif avec un liant conventionnel (ciment, chaux,...), ou bien d'une combinaison de toutes ces possibilités. Les liants spécifiques routiers (LSR) appelé également liants hydrauliques routiers (LHR) font partie des liants alternatifs qui sont en cours de développement et d'utilisation pour la stabilisation des sols. Les normes [NF EN 13282-1](#) & [NF EN 13282-2](#) [87,88] fixent les critères de conformité des LHR à durcissement rapide et à durcissement normal. Elles répertorient une large gamme de matériaux naturels et sous-produits industriels pouvant entrer dans la composition de LHR. Ces nouveaux liants permettent le réemploi de sous-produits en tant que matières premières secondaires ce qui amène à limiter l'emploi de liants hydrauliques traditionnels et par là-même à composer des liants pouvant être considérés comme produit à faible émission de CO<sub>2</sub>.

##### 4.1 Principe de formulation des LHR

Les additions à pouvoir hydraulique doivent apporter au sol une amélioration de ses propriétés physiques et mécaniques afin de lui conférer des caractéristiques à court terme (modification des teneurs en eau) et à long terme (amélioration des caractéristiques géotechniques) qu'un simple traitement mécanique (compactage) n'atteindrait pas.

---

Tout d'abord, un produit alternatif utilisé dans la formulation de liant hydraulique doit avoir une innocuité environnementale. Comme il s'agit souvent de déchets, des essais de lixiviation doit être effectués sur les produits alternatif. Il doit avoir aussi un intérêt économique par rapport aux produits classiques habituellement utilisés tel que le ciment et la chaux.

Ces additions doivent aussi présenter une certaine réactivité qui va leur permettre de créer des phases liantes. Cette réactivité est subdivisée en trois groupes : hydraulique, pouzzolanique et inerte. L'hydraulicité peut être définie comme la capacité d'un matériau à faire prise dans l'eau, c'est-à-dire que sa composition chimique seule suffit à former des phases liantes, c'est le cas du clinker.

Certains matériaux peuvent toutefois nécessiter une activation pour réagir (souvent par le pH, parfois par les sulfates), on parle alors de la pouzzolanité. Un matériau pouzzolanique est défini par le fait qu'il consomme de l'oxyde de calcium pour former des liants hydratés. L'oxyde de calcium agit dans ce cas à la fois comme un activateur, puisque le pH permet la mise en solution de  $\text{SiO}_2$  et  $\text{Al}_2\text{O}_3$  et aussi comme un réactif puisque qu'elle est consommée pour former les phases liantes. C'est le cas de la pouzzolane naturelle, le laitier de haut fourneau ou même la chaux si elle est ajoutée à un sol argileux. Une addition ne formant pas de phases liantes est souvent considérée comme inerte, comme c'est le cas des fillers calcaires.

La pouzzolanité est souvent testée par l'essai Chapelle modifié selon la norme [NF P18-513 \[89\]](#). Cet essai consiste à déterminer la capacité de consommation de la chaux par les additions. Un gramme d'addition est ainsi placé dans une solution saturée en chaux (CaO) pendant 16h à 85°C. La solution est produite en plaçant 2g de CaO, pesés exactement, dans 250mL d'eau. Après réaction, la solution est dosée par un titrage acido-basique à l'acide chlorhydrique 0,1N (R. 2-1 et R. 2-2). La différence de teneur en chaux entre l'addition et un essai à blanc traduit sa réactivité.

Toutefois, la pouzzolanité d'un liant dépend de deux paramètres ; d'abord de sa proportion de phase vitreuse qui est considéré instable chimiquement. Cette phase dépend de l'existence de silice ( $\text{SiO}_2$ ) et l'Alumine ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ) en état soluble. La composition chimique d'un liant hydraulique doit contenir aussi d'autres minéraux essentiels, telle que l'oxyde de calcium (CaO), l'Alumine ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ), l'oxyde de fer ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ) et l'oxyde de magnésium (MgO) [Coutelas et al \[90\]](#). La quantification de la phase amorphe (vitreuse) peut être effectuée par dissolution sélective des minéraux silico-alumineux dans de l'acide fluorhydrique dilué (1 %) [\[91\]](#). La cinétique de

---

---

dissolution des phases est fonction de leur cristallinité. La méthode se base sur le principe que la vitesse de dissolution des composés silico-aluminates vitreux est plus rapide que celle des phases cristallines (inertes).

La finesse est aussi un facteur déterminant pour la pouzzolanité d'un liant, plus la finesse est grande plus la pouzzolanité est élevée. En effet, la surface de contact est importante, donc la probabilité que les phases de minéraux amorphes avec l'oxyde de calcium soient plus accessibles à l'eau, ce qui permet l'hydratation de toutes les particules. Le broyage est alors considéré comme un réacteur qui modifie la structure des particules en surface et non plus comme une technique permettant de réduire la taille des particules. La mesure des surfaces s'impose puisque la réaction pouzzolanique est une réaction de cinétique hétérogène dans laquelle la surface des poudres joue un rôle déterminant à l'interface solide/liquide. Il existe différentes mesures de la surface des poudres, dont chacune est plus particulièrement utilisée dans les différentes industries utilisatrices de solides divisés. Le perméabilimètre de Blaine *Blaine* [92] est couramment utilisé pour déterminer la surface spécifique d'un liant hydraulique. Cette mesure de la perméabilité à l'air de la poudre tassée donne une valeur de « surface spécifique Blaine » en  $\text{cm}^2/\text{g}$ , qui doit être comprise entre 1 000 et 9 000  $\text{cm}^2/\text{g}$  pour entrer dans le domaine de validité de l'appareil. La finesse d'un liant est donc liée à sa broyabilité, ce terme définit l'énergie qu'il faut fournir à une certaine masse de matériau pour le fractionner à une certaine taille. Cette grandeur permet donc de classer des matériaux selon la facilité avec laquelle ils sont broyés. La broyabilité est exprimée grâce à l'indice de Bond. Par conséquent, la broyabilité peut jouer un rôle très important dans le choix des produits utilisés dans la formule d'un liant hydraulique.

En conclusion un produit utilisé dans la formulation des liants hydrauliques doit avoir les critères suivants :

- Présenter un coût économique compétitif par rapport aux produits classiques,
- Contribuer au respect de l'environnement,
- Avoir une action pouzzolanique,
- Avoir une phase amorphe (soluble),
- Disposer d'une bonne finesse et broyabilité.

Une fois que les produits choisis remplissent majoritairement les critères mentionnés, alors le nouveau produit formulé doit respecter les exigences de résistance et de stabilité comme décrits

dans les normes NF EN 13282-1 & NF EN 13282-2. Pour qu'il soit comme réalisé et utilisé en stabilisation des sols sur chantiers.

TAB. 3 Les exigences de résistance et de stabilité d'un liant hydraulique [NF P 15-108] [93]

Caractéristique	Critère	Spécification			Norme de référence
Mécanique	Rc à 56 jours (MPa)	Classe			NF EN 196-1
		10	20	30	
		≥ 10,0	≥ 20,0	≥ 30,0	
		≤ 30,0	≤ 40,0	≤ 50,0	
Finesse	Refus à 90µm	≤ 15 % en masse			NF EN 196-6
Temps de début de prise	Classe courante	≥ 180 min			NF EN 196-3 ou NF P 15-431
	Prise rapide	≤ 45 min			
Stabilité	Expansion	≤ 30 mm			NF EN 196-3 ou NF EN 459-2
chimique	teneur en SO <sub>3</sub>	< 4 % (ou < 9 % si composant principal : T, W, S)			NF EN 196-2

## 4.2 Constituants des liants hydrauliques routiers

### 4.2.1 Pouzzolane naturelle

Les pouzzolanes naturelles sont des roches constituées par des projections volcaniques (pyroclastites) possédant une texture scoriacée et alvéolaire. Leur formation peut résulter de l'expansion rapide d'un magma en surface accompagnée d'un dégazage ou d'une interaction entre le magma et de l'eau (Fig.2.46). On les distingue des basaltes qui ont un aspect massif alors que les matériaux pouzzolaniques sont poreux, leur refroidissement rapide (assimilé à une trempe) provoque la présence d'une phase amorphe. L'Algérie possède une quantité appréciable de matériaux pouzzolaniques d'origine volcanique qui s'étend le long de 160 km entre la frontière Algéro-Marocaine et le Sahel d'Oran.



FIG. 46 Pouzzolane naturelle

Il s'agit du gisement de Bouhamedi situé au sud de Beni-Saf . Avant d'être remplacés par les mélanges pouzzolanes-clinker, les ciments pouzzolane-chaux étaient l'un des matériaux de construction les plus utilisés. Ils ont pour particularité d'avoir des temps de prise et de développement de résistance longs mais aussi de résister aux attaques d'eau agressives comme l'eau de mer.

TAB. 4 Composition minéralogique de la pouzzolane naturelle de Bni saf

Composition minéralogique	Pouzzolane naturelle de Bni Saf
CaO(%)	9.8
SiO <sub>2</sub> (%)	56.3
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	17
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	8.6
MgO(%)	1.8
K <sub>2</sub> O (%)	0.5
SO <sub>3</sub> (%)	0.2
Na <sub>2</sub> O (%)	0.8
Perte au feu (%)	6.5

La lenteur des réactions pouzzolanique peut être considérée comme un avantage dans la réalisation des infrastructures routières, vu que leur utilisation donne un délai de maniabilité plus long par rapport au ciment. Souvent mélangé avec de la chaux, les pouzzolanes naturelles ont été bénéfique pour la stabilisation des sols argileux. Plusieurs études de *Harichane et al* [94] ont montrés que l'addition de pouzzolane naturelle de Beni Saf diminue la plasticité des sols argileux (Fig.47). Leur potentiel de gonflement et améliore leur propriétés mécaniques, notamment la résistance à la compression et la résistance au cisaillement (Fig.48).

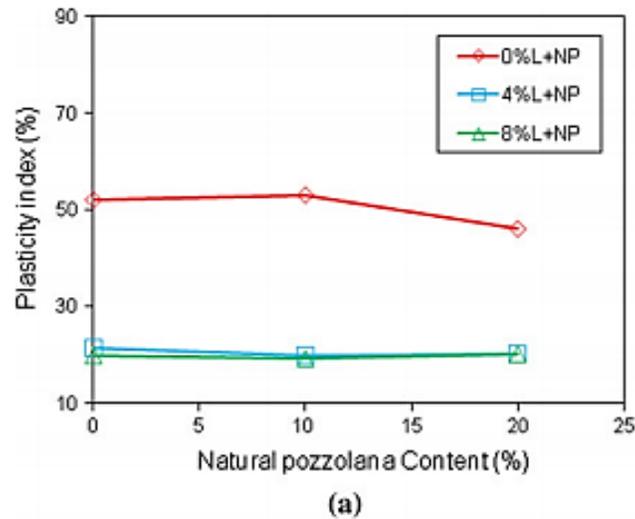


FIG. 47 Influence de la pouzzolane naturelle de Beni saf et la chaux sur la plasticité d'un sol argileux

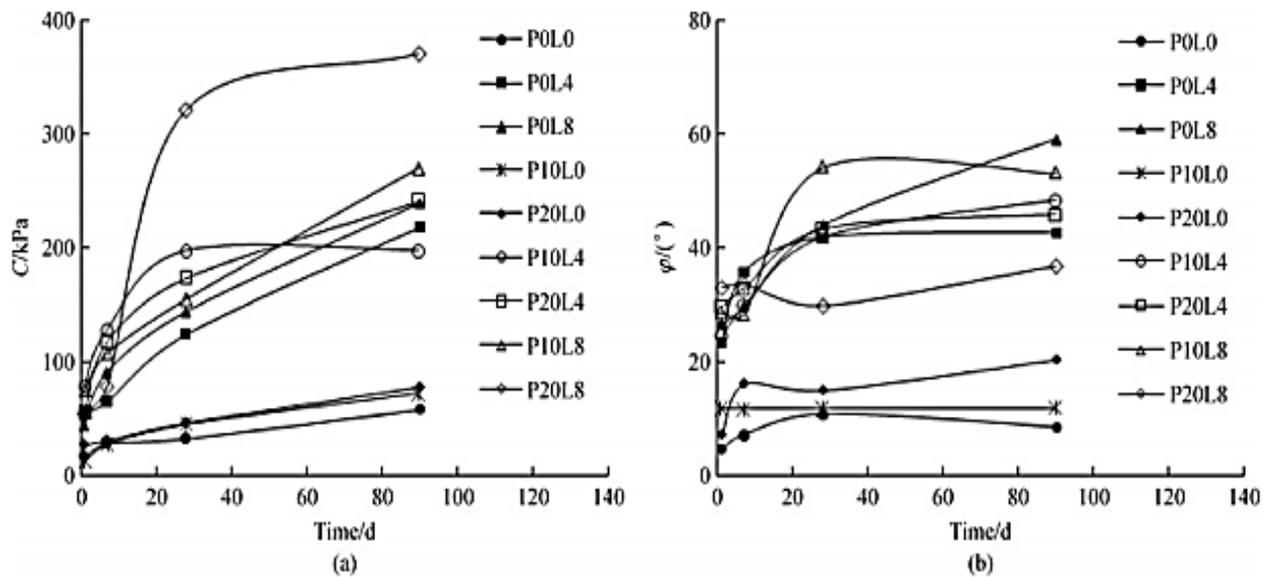


FIG. 48 Influence de la pouzzolane naturelle de Beni saf et la chaux sur les paramètres de résistance au cisaillement

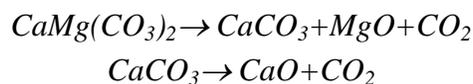
#### 4.2.2 Dolomie

La dolomie notée  $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$ , est une roche sédimentaire carbonatée composée d'au moins 50 % de dolomite, c'est-à-dire d'un carbonate double de calcium et de magnésium ( $\text{CaCO}_3$ ,  $\text{MgCO}_3$ ). Elle est formée par imprégnation des roches calcaïques par des eaux très salines riches en magnésium à l'état naturel (Fig.49) [95].

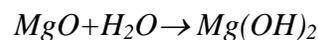


FIG. 49 Dolomie naturelle

D'après [Haul et al \[96\]](#), la décomposition thermique de 700 à 800 °C de la dolomie naturelle peut être divisée en deux étapes:



Après la calcination, la dolomie peut être considérée à la fois comme une source d'oxyde de calcium (CaO) et magnésium (MgO), les proportions de ces derniers dépendent de la minéralogie de la roche mère et la température de calcination. La transformation des carbonates de calcium à des oxydes de calcium demande une température plus élevée par rapport au carbonate de magnésium [Gu et al \[97\]](#). La dolomie est considérée plus respectueuse de l'environnement que la chaux car sa température de calcination est inférieure à celle de la chaux. Bien que l'effet de l'oxyde de calcium (la chaux) sur les sols argileux soit connu, d'autres travaux ont essayé de comprendre les mécanismes d'hydratation de l'oxyde de calcium. D'après [Vandeperre et al \[98\]](#), l'hydratation du magnésium se fait selon la réaction suivante :



La substance qui résulte de cette réaction s'appelle Brucite  $Mg(OH)_2$ , sa structure est très proche de celle du Porthlandite  $Ca(OH)_2$ , mais la Brucite est moins soluble et réactive que la Porthlandite, ce qui réduit sa Pouzzolanité. D'autres auteurs ont essayé de régler ce problème, en renforçant la Pouzzolanité de la dolomie par l'addition d'autres produits alternatifs tel que le laitier de haut fourneau [\[97\]](#).

TAB. 5 Composition minéralogique de la dolomie calcinée

Composition minéralogique	Dolomie calcinée
CaO(%)	83.4
SiO <sub>2</sub> (%)	0.2
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	0.2
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	0.22
MgO(%)	15.5
TiO <sub>2</sub> (%)	0.067
SO <sub>3</sub> (%)	0.27
Na <sub>2</sub> O (%)	0.3
Perte au feu (%)	4.2

La recherche menée par *Gu et al* [99] a permis d'apprécier l'effet de la dolomie calcinée à deux températures (800 et 1000 °C) et le laitier de haut fourneau sur la résistance mécanique de certain sol, ils ont trouvé que la température de calcination à 800 °C était la plus adéquate pour la stabilisation des sols argileux (Fig.50).

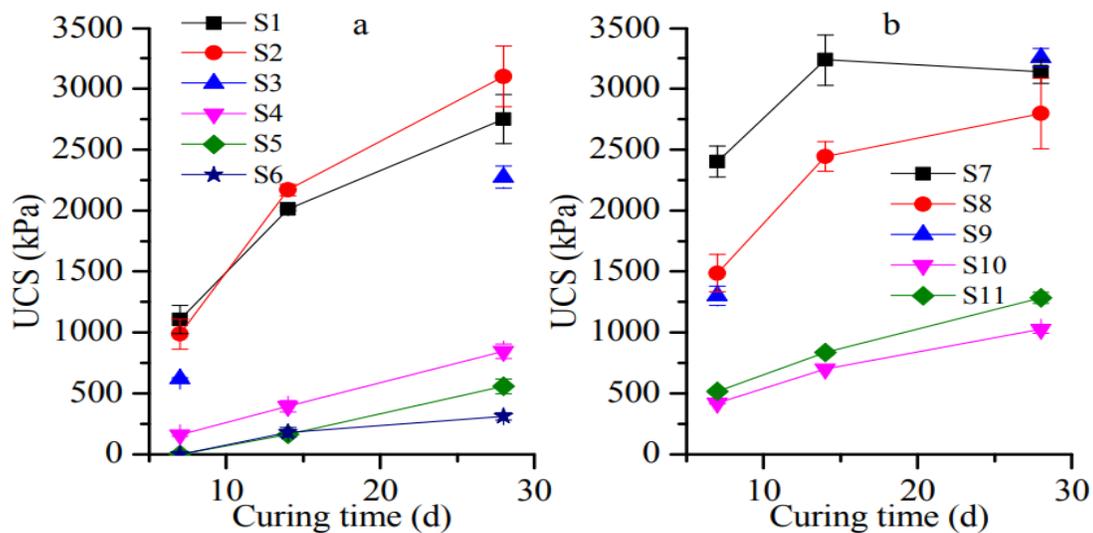


FIG. 50 Résistance à la compression simple d'un sol argileux traité avec le laitier granulé et la dolomie calcinée à 1000°C (a) et 800°C (b) [99].

#### 4.2.3 Laitiers de haut fourneau

Le haut-fourneau est une installation industrielle produisant de la fonte à partir de minerai de fer et de coke. A la base du haut-fourneau, la fonte et le laitier sont séparés par densité (Fig.51). Le matériau ainsi obtenu est un produit cristallisé présentant de bonnes propriétés mécaniques. Pour accélérer le refroidissement, le laitier en fusion est déversé dans des fosses contenant de grandes

quantités d'eau. Ce qui permet de freiner le processus de cristallisation et d'obtenir ainsi, un matériau vitrifié et granulé, ce qui facilite grandement l'opération de concassage. Le laitier nécessite beaucoup d'eau pour son refroidissement brutal et son passage de l'état liquide à l'état solide. Le calcul du bilan thermique, qui tient compte de la variation de l'enthalpie, quand le laitier passe de 1400 °C à moins de 100°C, montre qu'il faut près de 600 litres d'eau par tonne de laitier [100]. La propriété des mélanges de laitiers granulés moulu et de chaux de faire prise en présence d'eau fut découverte par *Emil Langen* en 1862. Dès cette époque, on s'aperçut que les propriétés hydrauliques étaient en relation avec la structure vitreuse qui caractérise le laitier granulé et qui est à l'effet de trempe [101].

Le laitier de haut-fourneau vitrifié possède des propriétés particulières. Il a une structure vitreuse, c'est-à-dire une structure où les atomes sont désordonnés, contrairement à un cristal. On parle aussi de solide amorphe. Sa composition chimique peut varier dans de larges limites, suivant la pureté du minerai, la nature et la quantité des fondants, la nature du combustible et le procédé employé [102].

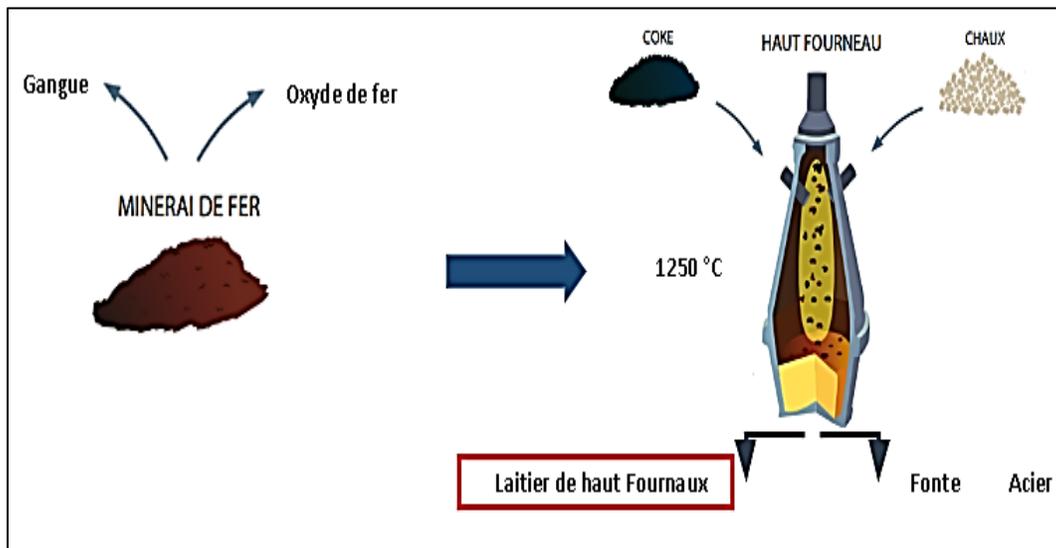


FIG. 51 Obtention des laitiers de haut fourneau

Cependant, on parle souvent de critères de réactivité hydraulique alors que l'appréciation est essentiellement faite à partir de critères chimiques et plus exactement d'indices de basicité. L'analyse chimique tente de relier les caractéristiques des produits anhydres à leur réactivité. Les indices chimiques particuliers sont calculés à partir de la composition chimique du laitier et sont

supposés être reliés à son activité hydraulique. De nombreux indices ont été proposés par plusieurs auteurs [103-105].

$$i = \frac{\text{CaO} + 0.56(\text{Al}_2\text{O}_3) + 1.4(\text{MgO})}{\text{SiO}_2}$$

$$i = \frac{\text{CaO} + 1.4(\text{Al}_2\text{O}_3) + \text{MgO}}{\text{SiO}_2 + 0.33(\text{Al}_2\text{O}_3)}$$

$$i = \frac{\text{CaO} + (\text{Al}_2\text{O}_3) + (\text{MgO})}{\text{SiO}_2}$$

$$i = \frac{\text{CaO} + (\text{Al}_2\text{O}_3) + 10}{\text{SiO}_2 + 10}$$

En effet, Les laitiers, comme les ciments Portland sont des produits à forte hydraulicité. La différence majeure est que le ciment est rapidement soluble dans l'eau, le pH de la solution est voisin 13 (Fig.52). Le laitier s'hydrate très lentement si le pH est de l'ordre de 10, pour des pH supérieurs l'hydratation est plus rapide. L'emploi de laitier vitrifié dans les ciments a largement précédé la normalisation, où les ciments au laitier, appelés parfois «ciments métallurgiques».

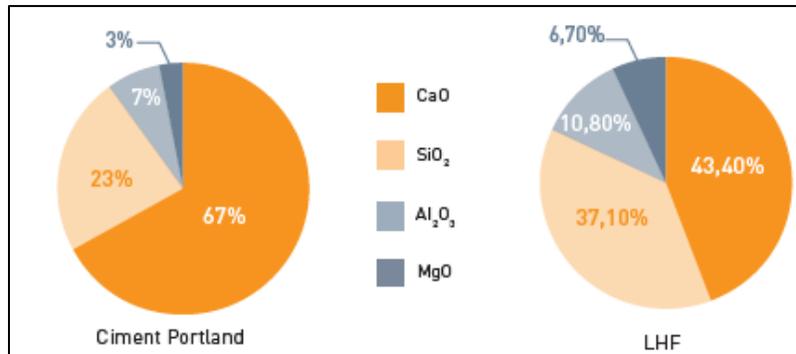


FIG. 52 Comparaison des compositions chimiques des ciments Portland et des laitiers de haut-fourneau

[106]

Mais contrairement au ciment, le laitier granulé ne développe pas de propriétés liantes dans l'eau à température ambiante, car la dissolution du laitier, même si elle est possible du point de vue thermodynamique, a une cinétique tellement lente que le système peut être considéré comme stagné. Pour le laitier vitrifié, l'hydratation intervient d'abord par sa dissolution dans l'eau de gâchage basique. Cette dissolution aboutit à une solution d'où résulte une précipitation des hydrates formés, conduisant à des résistances mécaniques se développant progressivement dans

---

le temps au fur et à mesure que se poursuit le phénomène. Le laitier n'est soluble que dans une solution alcaline, donc il a besoin pour faire prise d'un agent appelé *activant* [107].

L'activation du laitier est obtenue par un agent basique qui peut être soit un agent alcalin (soude, carbonate de sodium, silicate de soude, chaux) ou un agent sulfatique (gypse, héli hydrate, anhydrite, phosphogypse), soit enfin une combinaison des deux types d'agent : gypse et soude ou gypse et chaux [108]. L'activation du laitier peut aussi être obtenue en mélangeant le laitier avec du clinker Portland car ce dernier contient un activateur sulfatique avec le gypse et un activateur alcalin, qui vient de la chaux libérée lors de l'hydratation. Plusieurs recherches ont été menées sur le traitement des sols argileux avec le laitier vitrifié activé de plusieurs façons. On peut dire que l'activation alcaline du laitier est la plus répandue. En conséquence, la chaux était souvent associée au laitier vitrifié, les travaux menés dans ce contexte [109-115] ont montré l'effet bénéfique de ce type de liant sur les propriétés physiques et mécaniques des sols fins. Les réactions qui se produisent entre un sol argileux, la chaux et le laitier de haut fourneau ont été expliquées par *Nidzam & Kinuthia* [116]. Ils montrent que trois réactions se produisent. La première réaction se produit lorsque la chaux est mélangée avec le sol argileux. La combinaison de silice et d'alumine présente dans la structure des sols réagit avec la chaux et de l'eau pour créer des gels C-S-H, C-A-H et C-A-S-H. La deuxième réaction est l'activation et la dissolution du LHF par la chaux. Cette réaction est également une source de gel C-A-S-H et elle est beaucoup plus rapide que la réaction pouzzolanique créée lentement entre argile et la chaux. La dernière réaction se produit entre l'argile et les particules du LHF qui vont combler les vides présents dans la structure du mélange (effet de remplissage). Ces trois réactions rendent ce type de produit très approprié pour la stabilisation des sols argileux.

*Yi et al* [42], ont mené une étude sur le traitement des sols fins avec du laitier de haut fourneau activé par plusieurs forme de sodium, notamment le hydroxyde de sodium (NaOH), Carbonate de sodium ( $\text{Na}_2\text{CO}_3$ ) et oxyde de sodium ( $\text{Na}_2\text{O}$ ). Ils ont trouvé que l'hydroxyde de sodium est le plus adapté pour le traitement des sols fins. *Vindula et al* [117] ont montré aussi que l'hydroxyde de sodium est efficace pour l'activation de LHF en vue d'une utilisation dans le traitement de trois types d'argiles. Ils ont trouvé que le liant était capable de réduire sensiblement leur gonflement.

Le magnésium semble aussi être capable d'activer le laitier vitrifié, les travaux menés à l'université de Cambridge [42, 118-120], ont montré que ce mélange améliore les propriétés géotechniques des sols fins.

L'activation sulfatique s'écarte aussi davantage de l'action strictement catalytique. Il s'agit d'un véritable réactif puisque le sulfate de calcium se combine avec les éléments du laitier solubilisés. Dans ce cas, les produits d'hydratation sont essentiellement les silicates de calcium hydratés C-S-H, l'hydroxyde, d'aluminium  $\text{Al}(\text{OH})_3$ , et l'ettringite ( $3.\text{CaO}.\text{Al}_2\text{O}_3.\text{CaSO}_4.32.\text{H}_2\text{O}$ ) [121]. L'activant sulfatique le plus utilisé associé au LHF est le ciment Portland pour le traitement des sols fins [122,123]. Pour que cette activation puisse avoir lieu, il est nécessaire de se retrouver à un pH de 11 à 11.5.

#### 4.2.4 Les cendres volantes

Les cendres volantes de charbon sont extraites par séparation électrostatique ou précipitation mécanique de poussières de combustion issues des chaudières à charbon de centrales thermiques (Fig.53). Elles sont décrites comme une poudre fine dont les compositions sont minérales et organiques provenant du charbon (Fig.54). Deux types de cendres sont spécifiés dans la norme ASTM C618 [124]. Les cendres provenant de la combustion des charbons bitumineux qui sont caractérisées par une faible teneur en oxyde de calcium (CaO) et de fortes teneurs en silice et alumine. Elles ont pour origine principale les centrales thermiques avec chaudière à flamme (classe F), elles sont appelées aussi cendres volantes siliceuses. En revanche, La proportion de CaO doit être au minimum égale à 10% pour que la cendre soit considérée comme calcique. Elles sont issues des centrales thermiques avec chaudières dites à Lit Fluidisé (Classe C).

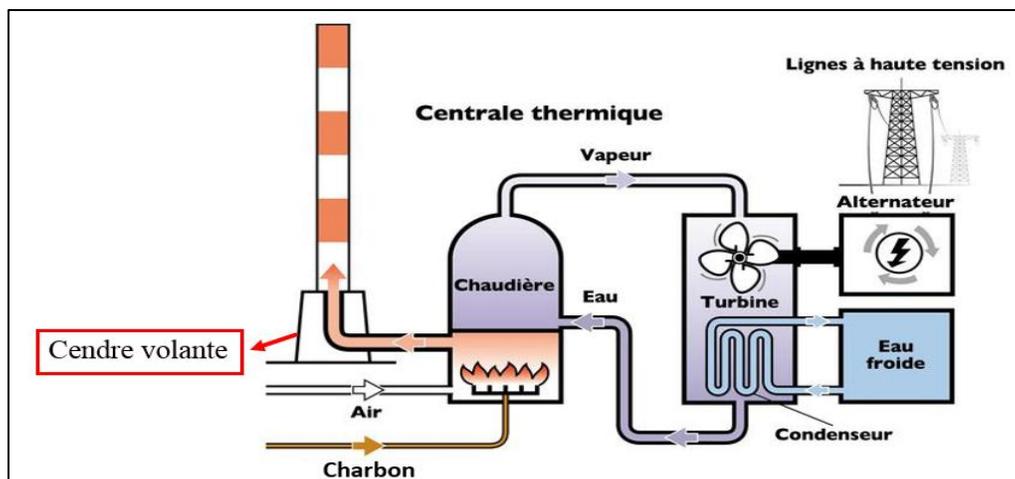


FIG. 53 Obtention des cendres volantes

Il faut noter que la phase vitreuse des cendres volantes est très liée à leur réactivité. La vitrification des cendres volantes est due à leur refroidissement rapide au contact de l'air à la

sortie des chaudières. Les cendres à haute teneur en calcium (Classe C) présentent quant à elles une composition chimique de la phase vitreuse assez différente de celle des cendres de classe F, ce qui expliquerait leur plus forte réactivité [125].



FIG. 54 Stock des cendres volantes

Les cendres volantes de charbon sont dites pouzzolaniques lorsque, mélangées avec de la chaux et de l'eau, elles font prise et forment des hydrates stables. On les considère comme hydrauliques lorsque mélangées à de l'eau seule, il y a un phénomène de durcissement à l'instar du ciment. Le pouvoir pouzzolanique des cendres est généralement retrouvé dans les cendres siliceuses (Classe F), alors que le pouvoir hydraulique est retrouvé essentiellement dans les cendres silico-calciques (Classe C). En effet, les cendres à haute teneur en calcium, composées principalement d'une phase vitreuse avec quelques phases cristallisées, forment avec l'eau des C-S-H qui sont responsables du durcissement.

Pour le traitement des sols, l'existence de ces réactions pouzzolaniques et hydrauliques appropriées aux cendres volantes induit ainsi une amélioration des résistances mécaniques à long terme. Cependant, le développement des résistances des sols traités par la cendre volante est influencé par plusieurs variables dont les principales sont : les propriétés de la cendre, sa composition chimique, la taille de ses particules et sa réactivité, mais aussi les conditions de cure du sol. Les cendres volantes de classe C (faible teneur en calcium) ont été souvent activées par la chaux [126, 127].

*Ji-ru & Xing* [128] ont étudié les effets d'un mélange chaux-cendre sur le comportement physique et mécanique des sols fins. Le mélange chaux-cendre a été ajouté avec les proportions 4 – 6% et 40 – 60% en poids sec du sol, respectivement. Les échantillons de sol stabilisés ont ensuite été testés pour déterminer leur composition chimique, distribution granulométrique, consistance, caractéristiques de compactage, la portance (CBR) et le gonflement. Ils ont conclu que l'addition de ce mélange a entraîné une amélioration considérable sur le comportement des sols fins.

*Sharma et al* [129] ont mené également une étude multi-échelle sur un sol fin stabilisé par le mélange chaux-cendre (Fig.2.55). D'abord ils ont cherché les proportions optimales chaux-cendre en effectuant des essais de compression simple, CBR, gonflement et consistance. La teneur minimale en chaux a été trouvée en utilisant les mesures de pH. Ils ont trouvés que le dosage optimal chaux-cendre était 8.5 – 20%. La partie microscopique a été réalisée par microscopie électronique à balayage (MEB), diffraction par les rayons X (DRX), analyse thermogravimétrique (ATG) et spectroscopie à dispersion d'énergie (SDE). Ils ont confirmé que des réactions pouzzolaniques se produisent en fonction du temps en formant de nouveaux produits cimentaires, C-S-H, C-S-A-H.

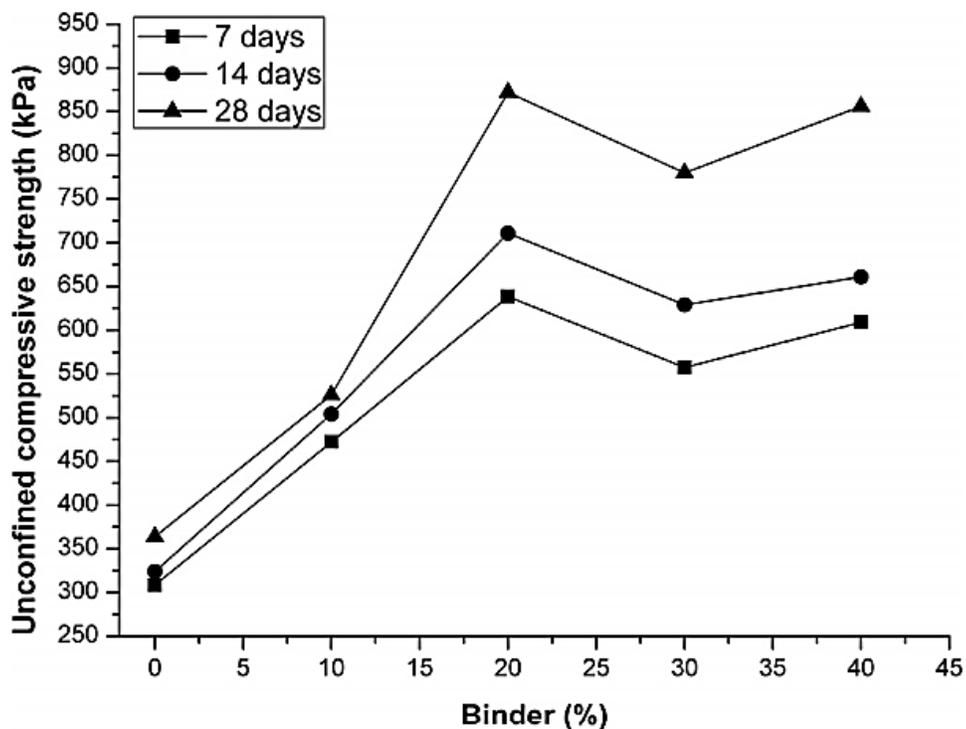


FIG. 55 Effet d'un mélange cendre volante-chaux sur la résistance à la compression simple [129]

#### 4.2.5 Fumée de silice

La fumée de silice est un sous-produit de l'industrie du silicium et des alliages de Ferro-silicium. Ces produits sont fabriqués dans un four à arc, en réduisant le quartz par un apport approprié de carbone, à une température d'environ 2 000 °C. La fumée de silice est extraite en surface du four de réduction par des ventilateurs principaux et résulte de la condensation du gaz SiO, intermédiaire réactionnel du procédé de carbo-réduction. Elle est ensuite récupérée et filtrée dans un filtre à manches, avant d'être densifiée pour en faciliter la manipulation. La fumée de silice est initialement produite sous forme de poudre grise, non-densifiée et principalement composée de particules ultrafines. Ces particules contiennent au moins 85 à 98% de silice SiO<sub>2</sub> amorphe et se présentent sous la forme de microsphères vitreuses dont le diamètre moyen se situe entre 0,1 et 0,2 µm, Leur surface spécifique varie entre 13 000 et 30 000 m<sup>2</sup>/kg, et leur densité se situe entre 2,00 et 2,25.

Grâce à sa très grande finesse, sa forte teneur en silice et sa structure essentiellement vitreuse, la fumée de silice constitue un produit hautement pouzzolanique.

TAB. 6 Composition minéralogique de la fumée de silice

Composition minéralogique	Fumée de silice
CaO(%)	0.8-1.2
SiO <sub>2</sub> (%)	85-95
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	1-3
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	0.5-1
MgO(%)	1-2
TiO <sub>2</sub> (%)	-
SO <sub>3</sub> (%)	-
Na <sub>2</sub> O (%)	-
Perte au feu (%)	0.5-1

Les travaux de [Kalkan et al \[55\]](#), ont montré l'effet positif de la fumée de silice sur des argiles traitées. Cet effet se manifeste plus particulièrement par une augmentation de la résistance à la compression simple. Ceci est dû à la réaction chimique entre les argiles et les particules de fumée de silice qui entraîne la production des composantes C-S-H. Ils ont également constaté qu'en ajoutant de la fumée de silice à l'argile, la densité sèche maximale du mélange diminue et la teneur en eau optimale du mélange augmente. L'accroissement de la teneur en eau optimale du

---

---

mélange dépend de la teneur en fumée de silice ajoutée. D'autre part, selon *Kalkan et Akbulut* [130], l'augmentation de la surface spécifique du mélange entraîne l'accroissement de la teneur en eau optimale.

#### 4.2.6 Autres produits

On peut trouver dans la littérature plusieurs autres produits qui ont été employés dans la stabilisation des sols. On peut citer :

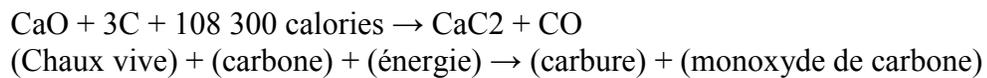
**La poudre de marbre** qui provient d'une roche métamorphique dérivée du calcaire, existant dans une grande diversité de coloris. Elle désigne un carbonate de calcium à tissu compact ou cristallin qui réagit aux acides plus ou moins siliceux ou argileux. Le marbre en Algérie est exploité par l'entreprise nationale du marbre «ENAMARBRE». La production de la carrière de Fil Fila (Skikda) laisse des déchets qui sont recyclés comme des granulats ou d'une poudre de marbre. La valorisation des déchets de marbre était le sujet de quelques études. *Zolder et al* [131] a utilisé la poudre de marbre pour activer des cendres volantes qui sont initialement pauvres en oxyde de calcium afin d'améliorer les performances mécaniques d'une argile de Turquie. *Julphunthong et al* [132] a employé un mélange de marbre et de bagasse calcinés à 1000°C pour la stabilisation d'un sol limoneux, le mélange était très efficace pour augmenter de la résistance et réduire la plasticité.

**La poussière des fours à ciment** qui est le co-produit de la fabrication du ciment et le responsable de 10% de la pollution en Algérie [133]. La poussière de ciment est collectée du gaz d'échappement des fours, elle contient d'après *Jegandan et al* [134] du clinker des grains crues partiellement calcinées et de la cendre combustible. Elle possède les mêmes caractéristiques d'un liant hydraulique, comme elle peut jouer le rôle d'un activant si en l'associe à un autre produit latent. La valorisation de cette poussière a été le sujet de plusieurs travaux. On peut citer les travaux *Hossain et al* [135] qui a essayé de stabiliser un sable argileux par l'ajout des quantités de poussière qui arrivent jusqu'à 20%. Ces ajouts ont été les responsables de l'augmentation de la résistance à la compression et la traction indirecte et aussi l'amélioration de l'indice CBR.

**Le carbure de calcium** qui se présente sous la forme de cailloux gris, il résulte d'une opération de synthèse industrielle à partir de la chaux et du charbon pour la fabrication de l'acétylène. La

---

fabrication du carbure de calcium nécessite deux éléments : la chaux vive et le carbone, selon la réaction suivante :



La valorisation des carbures de calcium est apparue dans les travaux de *Yi et al* [42] qui a utilisé ce matériau pour activer les laitiers de haut fourneau pour un traitement d'une argile par le procédé *dry jet mixing*. Dans l'étude *Horpibulsuk et al* [136] une argile a été traitée par un mélange de cendre volante activée par le carbure de calcium, la résistance à la compression et les caractéristiques de compactage après traitement ont connu une amélioration importante.

**Le Phosphogypse** est un sous-produit issu de la fabrication de l'acide phosphorique lors des traitements des phosphates naturels par l'acide sulfurique, il est considéré toxique et très polluant. Produit par ASMIDAL, le traitement de 4 tonnes du phosphate naturel par 2 tonnes d'acide sulfurique engendrent 5 tonnes de Phosphogypse qui sont soit rejetés en mer, soit mis en terrib. *Samar* [137] a cherché d'utiliser ce déchet local dans l'élaboration d'un liant hydraulique. Pour cela le Phosphogypse était un activant sulfurique pour les laitiers de haut fourneau. Les résultats ont montré que ce matériau possède une activité hydraulique intéressante.

**La cendre de boues d'épuration d'eau** est un déchet de la combustion des boues déshydratées dans un incinérateur. L'incinération correspond à un traitement thermique à haute température (900 °C) en présence d'un excès d'air. Cette opération permet de réduire le volume des boues jusqu'à 90 % et la réduction massique à environ 60 %. Les cendres d'incinération ont une teneur en matière organique et une humidité très faibles, voire nulles. Elles sont principalement composées de silice, de fer, de calcium, d'alumine, d'oxyde de magnésium et de pentoxyde de phosphore [138]. *Chen et al* [139] ont mélangés les cendres des boues d'épuration d'eau avec le ciment pour un traitement d'une argile. Les résultats obtenus sont remarquables, après l'ajout d'un dosage de 16%, les valeurs étaient 7 fois plus grandes pour la résistance à la compression et 30 fois plus grands pour l'indice CBR, quant au gonflement il a été réduit de 60%.

**La cendre de la balle de riz** issue de la combustion d'un co-produit dérivé de la transformation du riz. Cette balle est constituée de l'ensemble des bractées qui renferment le grain après avoir protégé la graine pendant sa croissance. La composition chimique de cette cendre se constitue essentiellement par une forte teneur en silice. les travaux de *Hossain et al* [135] ont montré qu'un

---

---

mélange de cendre de la balle de riz et de la poussière de ciment étaient capable d'améliorer les caractéristiques mécanique d'une argile, la Porthlandite dégagé de l'hydratation de la poussière de ciment a permis d'activé les composés de silicate de la cendre du balle de riz, donnant à ce sol une forte résistance à la compression, durable même après des périodes d'imbibition.

**La cendre de grignon d'olive** est un sous-produit résultant de l'extraction de l'huile d'olive. Elle est constituée du la chaire et l'amande de noyau d'olive. Le grignon d'olive est considéré comme un combustible de valeur calorifique moyenne (2950Kcal/kg) [140]. Les cendres qui se produisent de cette combustion possède une réactivité hydraulique.

*Attom et al* [141] ont trouvé qu'un dosage optimal 2.5% de cendres de déchets d'olive était capable d'augmenter la résistance à la compression d'une argile plastique, et au-delà de cette valeur le gonflement devient nul, mais la chute de la densité sèche influe d'une façon négative sur la résistance à la compression.

## 5 Durabilité des traitements

### 5.1 Perturbateurs de traitements

Des constituants chimiques particuliers peuvent être présents dans certains sols : matières organiques, phosphates, nitrates, chlorures, sulfates, sulfures, etc. Leurs effets sur le déroulement de la prise hydraulique sont variables :

**Les matières organiques** : Suivant leur proportion dans le sol, elles consomment à priori une quantité plus ou moins importante de produit de traitement pour neutraliser l'acidité du milieu. Quantité qui est alors perdue pour le développement des réactions de cimentation.

**Les phosphates et les nitrates** : Leur action est complexe. On retiendra que le plus souvent ils sont inhibiteurs ou pour le moins retardateurs de la prise hydraulique. Leur présence dans les sols est relativement rare et résulte principalement des épandages intensifs d'engrais chimiques.

**Les chlorures** : Ils ont, en général, une action d'accélérateur de prise et de durcissement avec simultanément possibilité de gonflement par création de chloro-aluminates (dans le cas où ce sont les aluminates qui ont été formés en majorité).

**Les sulfates et les sulfures** : Ce sont les constituants qui présentent la plus forte probabilité de présence dans les sols (sous forme de gypse ou de pyrites) et dans les matériaux de démolition (sous forme de plâtrats). Par expérience, ce sont eux qui s'avèrent les plus néfastes, car leur action peut être très dommageable pour des teneurs de l'ordre de 1 %.

---

---

En début de prise, ces constituants ont un rôle généralement bénéfique de régulateur de prise, mais, si l'alimentation en sulfates ou sulfures et en eau est suffisante, leur action se poursuit par la formation d'ettringite, espèce cristalline très gonflante pouvant entraîner la destruction.

## 5.2 Effet des cycles séchage-humidification sur la durabilité du traitement

Les remblais routiers, une fois construits avec des sols traités au liant hydraulique sont souvent soumis à différentes sollicitations, notamment à des sollicitations hydriques telles que des contacts prolongés à l'eau, voire des circulations d'eau dans des zones inondables ou mal drainées. Bien que les améliorations mécaniques apportées par des liants hydrauliques semblent suffisantes pour que l'utilisation de ces sols soit envisagée pour la construction de tels ouvrages, les effets des sollicitations inhabituelles sur les performances mécaniques restent mal connus. Il apparaît nécessaire d'assurer que ces sols conservent, une fois traités au liant hydraulique, les gains de résistances mécaniques obtenus après la stabilisation et ce même dans les conditions extrêmes.

Les sollicitations hydriques d'humidification-séchage peuvent induire des variations volumiques plus ou moins importantes selon la nature du sol. Des études sur différents types de sols traités avec différents dosages en liant, ont montré une certaine perte de masse liée à l'application des cycles hydriques par la méthode [ASTM-D559 \[142\]](#). Plusieurs auteurs ont étudié l'évolution des performances mécaniques des sols traités après l'application de cycles humidification-séchage. L'évolution du gonflement a été étudié par [Guney et al \[143\]](#) pour un sol argileux ( $w_L = 65\%$  et  $I_p = 46\%$ ) traité avec différents dosages de chaux et ayant subi quatre cycles d'humidification-séchage. Les éprouvettes ont été séchées par ventilation d'air chaud à  $40\text{ }^\circ\text{C}$ , et l'humidification a été réalisée par remontée d'eau par capillarité. Les résultats de l'étude montrent une baisse de performance.

Les travaux plus récents de [Kalkan \[144\]](#) réalisés sur un sol argileux ( $w_L = 72\%$  et  $I_p = 37\%$ ), montrent que les effets du traitement par la fumée de silice peuvent être dissipés avec l'accumulation des cycles séchage-humidification et le sol redevient plus au mois gonflant.

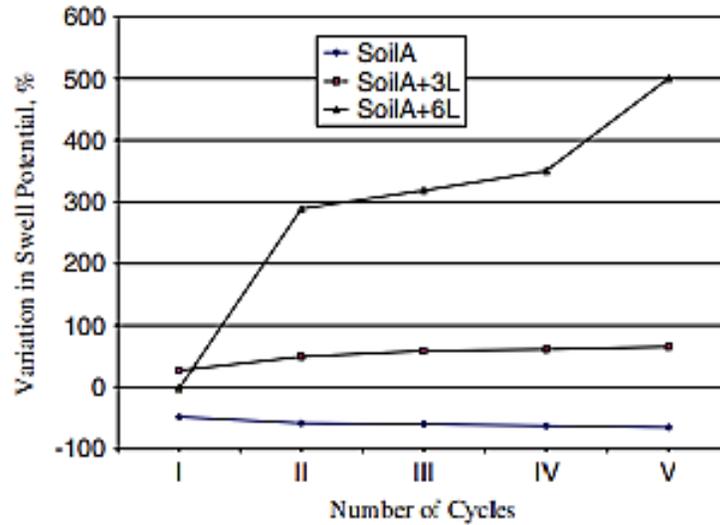


FIG. 56 Evolution du potentiel de gonflement en fonction des cycles séchage-mouillage après traitement [143].

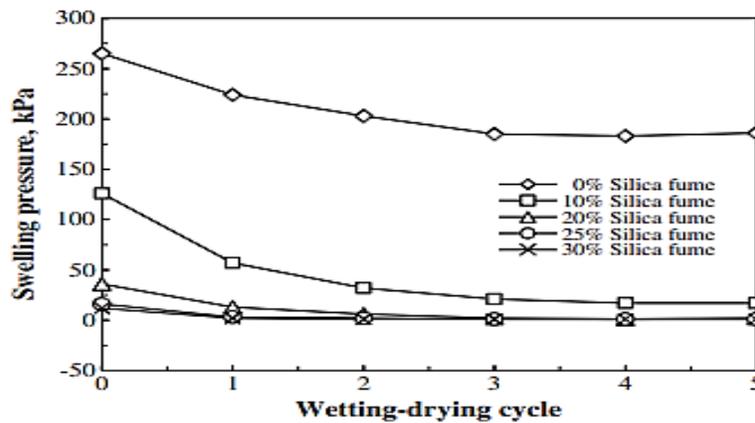


FIG. 57 Evolution de la pression de gonflement en fonction des cycles séchage-mouillage Kalkan [144]

Au-delà des modifications des propriétés de gonflement, d'autres auteurs se sont intéressés à l'évolution de la résistance mécanique des sols traités avec l'accumulation des cycles hydriques. Hoyos *et al* [145] ont réalisé une série d'essais triaxiaux UU et de résistance à la compression simple sur une argile plastique ( $w_L = 74\%$  et  $I_p = 45\%$ ) traitée au ciment. Les éprouvettes ont subi plusieurs cycles hydriques (selon la méthode ASTM-D559) avant la mesure des caractéristiques. Les résultats montrent une diminution des résistances mécaniques du sol traité avec 5 % de ciment suite à l'accumulation des cycles hydriques. Les éprouvettes de sol traité avec 10 % de ciment conservent globalement le même niveau de performances mécaniques. L'évolution de la résistance à la compression simple est donnée dans le [tableau.7](#) ci-dessous

[145]. Par ailleurs, un certain gain de résistance a été observé après un certain temps d'exposition, mais ce gain est probablement lié à la baisse de la de teneur en eau des éprouvettes lors de la réalisation des essais.

TAB. 7 Evolution de la résistance à la compression simple en fonction du dosage par ciment

Nombre de cycles	Rc (kPa)		
	Sol naturel	Sol + 5% ciment	Sol + 10% ciment
0	182,9	1004,6	1742,3
1	116,6	568,5	1201,7
2	100,5	431,6	1368,5
4	83,5	409,4	1454,1
8	77,3	398,0	1915,8
16	73,6	336,8	1927,3
32	64,3	625,6	2143,0

*Pedarla* [146] ont utilisé le protocole de la norme ASTM-D559 pour réaliser des cycles de séchage-humidification tout en mesurant la résistance à la compression simple avec l'accumulation des cycles. L'étude a été effectuée sur quatre sols argileux ( $I_p$  variant entre 32 et 45 %) traités avec différents dosages de ciment. Les résultats de leur étude montre que la résistance à la compression simple diminue avec l'accumulation des cycles hydriques (figures ci-dessous). Plusieurs facteurs semblent conditionner la dégradation au cours de l'application des cycles hydriques. Ces facteurs sont la nature du produit de traitement et son pourcentage, et aussi la nature minéralogique du sol étudié.

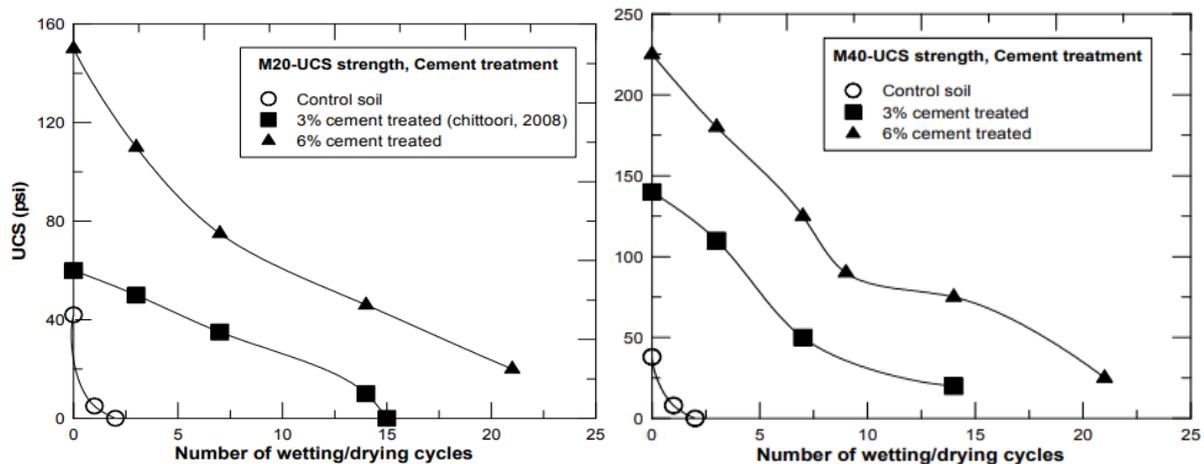


FIG. 58 Evolution de la résistance à la compression en fonction des cycles séchage-mouillage après traitement avec un ciment Portland

---

---

### 5.3 Effet des cycles gel-dégel sur la durabilité du traitement

#### 5.3.1 Phénomène de gel dans le sol

Dans les régions exposées aux rigueurs hivernales, la pénétration du gel sous la fondation des voies de communication fondée sur des sols peut causer deux phénomènes :

- Le gonflement (gélignonflement), qui est dû au gradient de succion cryogénique qui se développe dans les sols gélifs soumis au gel, entraînant une migration de l'eau vers le front de gel, et la formation d'une ou des lentilles de glace discrètes. Le terme de « sensibilité au gel » généralement employé pour les essais de gonflement au gel sera utilisé.
- La gélifraction, qui se passe à la suite de répétition d'épisodes gel/dégel à longues durées, et qui se traduit par la rupture des grains ou des liaisons inter-granulaires sous l'action des contraintes thermiques et/ou des forces développées par la congélation de l'eau et son accroissement de volume. La notion de « gélivité » est en général employée dans l'essai de gélifraction sur des roches (essai des cycles de gel/dégel).

Ces deux phénomènes entraînent des dégradations importantes sur les ouvrages routiers ou de génie civil : gonflements observés à la surface des chaussées lors du gel, arrachement ou fissuration de la surface des chaussées routières, ruptures ou soulèvement de conduites enterrées.

En fonction de leur comportement au gel, les sols peuvent être classifiés en deux familles :

- Les sols non gélifs qui se congèlent en masse, sans variation notable de leur structure et de leur teneur en eau. Seul un léger gonflement se produit en raison de l'augmentation du volume de l'eau quand elle se transforme en glace. L'ampleur de ce gonflement dépend du degré de saturation initial du sol.
- Les sols gélifs qui se congèlent en présentant une modification de structure (formation de lentilles de glace). Dans ces matériaux, la pénétration du front de gel provoque le phénomène de succion cryogénique quand l'eau de la partie avant le front de gel se déplace vers celui-ci où elle se congèle en formant des lentilles de glace. La conséquence en est un gonflement, qui peut être de grande ampleur.

#### 5.3.2 Effet des cycles de gel/dégel sur la performance mécanique

La résistance du sol après les cycles répétitifs de gel-dégel peut augmenter ou diminuer selon la nature du sol et son état initial. Les cycles de gel-dégel changent souvent la configuration des particules des sols ce qui amène un changement des performances mécaniques [147]. L'effet des

cycles de gel-dégel sur les propriétés mécaniques et structurales des sols traités a été évalué par plusieurs auteurs. *Tebaldi et al* et *Firoozi et al* [148-149] ont constatés une perte de résistance lorsque des sols argileux traités à la chaux ont subi des cycles gel-dégel. Ils ont expliqués cette perte de résistance par la destruction partielle des composés cimentaires

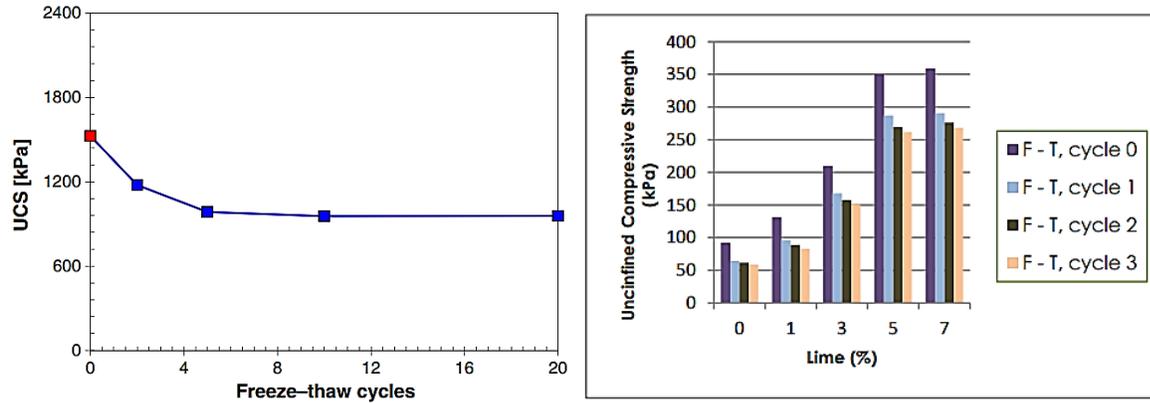


FIG. 59 Résistance à la compression simple des sols traités à la chaux en fonction des cycles gel-dégel

Cependant, *Lu et al* [150] ont trouvés que les composés cimentaire (C-S-H) qui se produisent lors de l'hydratation du ciment ajouté au sol résistent mieux aux effets des cycles gel-dégel.

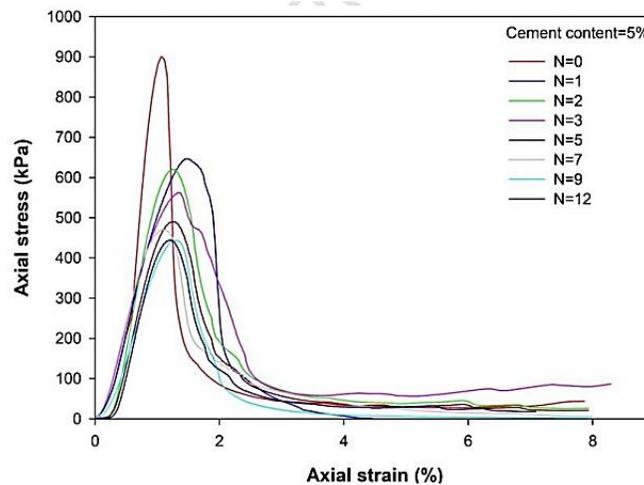


FIG. 60 Contrainte-déformantion axiale du sol traité à 5% ciment en fonction des cycle gel-dégel

*Parsons et al* [151] ont comparé plusieurs agents de traitement, notamment le ciment, la chaux et les cendre volante sur différents types de sols, afin d'évaluer la dégradation de ces sols après des cycles de gel-dégel (Fig.61). Ils ont choisis la perte en poids pour bien comprendre cet effet. Les résultats obtenus ont montrés que le ciment et la cendre volante étaient les mieux adaptés pour minimiser la dégradation des sols après les cycles gel-dégel. Les éprouvettes traitées avec de la

chaux ont mal résisté à ces cycles. Ils expliquent que les composés cimentaires qui se produisent après les réactions pouzzolaniques entre le sol et la chaux résistent moins à ce genre d'effet.

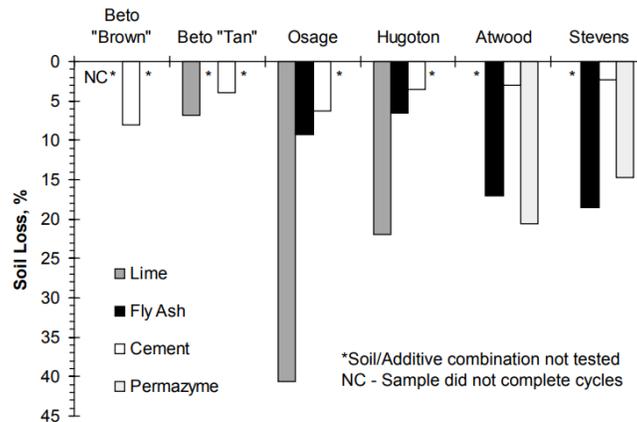


FIG. 61 Perte en poids des éprouvettes après les cycles gel-dégel

## 6 Techniques de stabilisation de sols sur terrain

La réalisation des traitements de sols, requiert, suivant les cas de chantier un certain nombre d'opérations élémentaires exigeant une organisation précise, un savoir-faire et des matériels spécifiques.

Les travaux de traitement d'un sol en place suivent en générale les opérations élémentaires suivantes :

- la préparation du sol à traiter (élimination des éléments blocailleux, homogénéisation, humidification éventuelle).
- l'épandage du liant de traitement.
- le malaxage du liant avec le sol.
- le compactage.
- le réglage

### 6.1 Préparation du sol

Certains sols exigent une préparation avant de pouvoir être traités. Cette préparation du sol peut conditionner la réussite du chantier, tant sur le plan économique que technique. Elle permet de faciliter le travail du malaxeur et de modifier l'état hydrique du sol. On distingue essentiellement

les opérations de *Scarification*, qui permet d'éliminer les gros éléments susceptibles d'entraver le malaxage, ameublir et aère le sol (Fig.62).



FIG. 62 Scarification des sols

## 6.2 Epandage

Pour qu'elle soit réussie, cette opération du liant doit se faire par des épandeurs précis. Les épandeurs à dosage volumétrique asservi à la vitesse d'avancement sont les engins les plus répandus. Le dosage est rendu dépendant de la vitesse d'avancement par un asservissement de la vis de répartition à la rotation d'un essieu (Fig.63).



FIG. 63 Epandage de liant

Deux méthodes peuvent être utilisées pour contrôler l'épandage: La première consiste aux pesées périodiques de l'agent de traitement recueilli dans des bâches de surface connue disposées sur le sol avant passage de l'épandeur. La quantité recueillie s'obtient par différence de poids de la bâche avec ou sans agent de traitement. La bâche peut sur certains sols se déformer et ne pas

présenter la même surface, c'est pourquoi il est conseillé d'utiliser des plateaux en aluminium, plus lourds et moins déformables (Fig.64). La deuxième consiste à contrôler le poids total de l'agent de traitement répandu divisé par la surface couverte. Il s'agit d'une méthode globale s'appuyant sur un contrôle pondéral associé à une mesure de surface.



FIG. 64 Contrôle de l'épandage: pesée de l'agent de traitement épandu sur un plateau en aluminium

### 6.3 Malaxage

Le malaxage consiste à mélanger l'agent de traitement et le sol afin d'incorporer l'agent de traitement de façon homogène. D'une manière générale, plus les sols sont argileux, plus ils sont difficiles à malaxer (nombre de passes plus élevé, malaxage plus intensif) (Fig.65). Toutefois, certains sols très argileux ont pu être malaxés avec succès. Dans ce cas, plusieurs passes de malaxage s'avèrent souvent nécessaires. Lorsque l'on épand un agent de traitement pulvérulent, il est recommandé de faire suivre l'épandeuse le plus près possible par l'engin malaxeur qui incorpore l'agent de traitement à la couche de sol traitée. Cette mesure permet d'éviter la dispersion de l'additif par le vent et assure une utilisation optimale de celui-ci. Le choix de l'engin de malaxage dépend de la nature du sol, de la taille et du type de chantier. Il est important de respecter un bon équilibre entre la capacité de malaxage et la capacité disponible de compactage (y compris en ce qui concerne l'épaisseur des couches). La profondeur de malaxage varie de 20 cm à 40 cm avec une bonne moyenne de 30 cm. Elle dépend du type d'engin malaxeur et de la consistance du sol.



FIG. 65 Malaxage du liant avec le sol

#### 6.4 Compactage

On cherche à obtenir sur le chantier, après un certain nombre de passes de différents engins, une densité sèche en place le plus souvent comprise entre 95 et 100 % de la densité trouvée en laboratoire:

$$T = \frac{\rho_d}{\rho_d \text{ OPN}} \times 100$$

T = taux de compacité (%);

$\rho_d$  = densité sèche du sol (g/m<sup>3</sup>)

$\rho_d \text{ OPN}$  = densité sèche du sol à l'optimum Proctor normal

Le compactage des matériaux traités suit leur régalage par des engins à lame (bulldozer, niveleuse) en couches d'épaisseur compatible avec les performances des compacteurs et le domaine d'application. Les compacteurs utilisés sont à pneus, vibrants ou à pieds dameurs. Le compactage des sols traités, notamment dans les fonds de coffre et fondations/sous-fondations, doit être particulièrement soigné (Fig.2.36). Cela implique la mise en œuvre d'une énergie de compactage élevée. Le compactage peut être contrôlé par une mesure de densité (densitomètres ou gammadensimètres). La portance de la couche compactée est contrôlée par l'essai à la plaque ou la sonde de battage. L'utilisation de rouleaux vibrants peut provoquer un feuillement superficiel sur des sols fins traités. Ce phénomène peut créer une discontinuité verticale. On atténue le phénomène en limitant les interventions des cylindres vibrants à ces niveaux et surtout en veillant au maintien de l'humidité du sol lors du compactage. Des mesures complémentaires doivent être prises lors du réglage.



FIG. 66 Compacteur

### 6.5 Réglage

Le réglage définitif des couches stabilisées (sous-fondations, fondations de voiries à faible trafic, couches support de fondation pour plates-formes industrielles) se fait par rabotage sur toute la surface à régler et en aucun cas par comblement des points bas par les matériaux provenant de l'écrêtage des bosses (Fig.67). Le rabotage permet en outre de réduire l'évacuation de la partie superficielle feuilletée éventuellement produite lors du compactage au cylindre vibrant. Cette opération doit suivre immédiatement le compactage sous peine d'être très vite difficile à réaliser à cause de la rigidification rapide du matériau traité. Elle se fait le plus souvent à la niveleuse, éventuellement guidée (fil ou laser) ou bien, sur les chantiers importants, à la raboteuse guidée. Les matériaux provenant du rabotage doivent être évacués (par scraper élévateur par exemple sur les gros chantiers).



FIG. 67 Réglage d'une couche compactée avec niveleuse

## 6.6 Planche d'essai

Pour les grands chantiers ou s'il y a des doutes quant au comportement des matériaux ou que le matériel de malaxage est mal connu, il est recommandé de réaliser une planche d'essai sur chantier avant le démarrage des travaux, et ce pour chaque changement de type de sol (Fig.68).

Les planches d'essai permettent de vérifier en vraie grandeur la faisabilité du traitement et de vérifier les conclusions des analyses de laboratoire; elles permettent de:

- vérifier in situ le bon fonctionnement et l'efficacité des machines (épandeurs, malaxeurs, compacteurs);
- définir les modalités de mise en œuvre (vitesse, profondeur optimale des outils, nombre de passes, etc.);
- ajuster éventuellement les dosages déterminés par les études de laboratoire en fonction des conditions de chantier;
- mettre en évidence les éventuels imprévus que l'on peut rencontrer sur chantier.

La longueur de travail est généralement de l'ordre de 50 m et la largeur couvre au moins trois passes de l'engin d'épandage.

A partir des mesures réalisées sur planche d'essai, on détermine de nouveaux graphiques donnant les dosages effectifs à utiliser en fonction de la teneur en eau naturelle du sol et des conditions climatiques.



FIG. 68 Planche d'essai

## **7 Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons présenté une synthèse bibliographique sur le traitement des sols fins. L'objectif était de présenter les produits de traitement, leur fabrication, leur domaines d'emploi, le principe d'action de ces produits, les performances à rechercher pour un sol traité, les techniques de réalisation des traitements et les matériels utilisés pour le traitement des sols sur chantier.

Nous avons pu voir que le traitement des sols en place aux liants hydrauliques est une technique qui offre trois types d'avantages : techniques, économiques, écologiques et environnementaux. Techniquement, le traitement des sols permet la réalisation de remblais et les couches de forme, en réalisant une couche traitée homogène, durable et stable, présentant des caractéristiques mécaniques comparables à celles d'une grave-ciment ou grave hydraulique. Sur le plan économique, le traitement réduit au minimum les déblais issus du décaissement, la mise en décharge, l'apport de granulats et le coût de leur transport. Enfin, les avantages écologiques et environnementaux peuvent se résumer dans la réduction de la pollution et le rejet de vapeurs nocives dans l'atmosphère, la diminution des impacts indirects comme les gênes à l'utilisateur et aux riverains de chantier et la limitation de l'exploitation des gisements de granulats des carrières qui sont des ressources naturelles non renouvelables ce qui contribue à préserver l'environnement.

**PARTIE II**

**TRAVAUX**

**EXPERIMENTAUX**

# **CHAPITRE 1**

## **STABILISATION D'UNE ARGILE PAR DES LIANTS CLASSIQUES**

## 1 Introduction

Dans ce premier chapitre, nous présentons les travaux réalisés sur un sol argileux de la région de Guelma. Il contient une étude du comportement mécanique et géotechnique d'un sol fin ayant subi un traitement mixte Chaux+Ciment. Ce sol a été traité avec des produits de traitement classique pour comprendre les effets du traitement mixte (Chaux+Ciment) sur cette classe de sol.

Dans un premier temps nous rappelons d'abord l'objectif de ce travail et la démarche expérimentale mise en place. Ensuite, nous présentons successivement l'identification géotechnique de l'argile choisie, les différents produits de traitement utilisés, ainsi que les procédures expérimentales et les essais réalisés pour comprendre l'effet du traitement sur le comportement du sol argileux. Enfin, nous présentons et nous discuterons les résultats obtenus.

## 2 Objectif et démarche mise en place

L'objectif du travail présenté dans ce premier chapitre est d'étudier le comportement d'un sol argileux pour sa réutilisation, après traitement, dans un remblai routier. Notre démarche de travail est basée sur des essais de laboratoire réalisés sur des échantillons d'un sol argileux originaire de la ville de Guelma. L'utilisation de ce type de matériau à l'état naturel dans les remblais présente des risques de :

- insuffisance de portance dans la partie supérieure du remblai.
- tassement inadmissible dans le corps du remblai.
- glissement des talus du remblai.

Pour étudier le comportement de ce matériau vis-à-vis de ces pathologies après traitement à la chaux et ciment, il est nécessaire d'effectuer des essais :

- de détermination de l'indice portant immédiat (IPI) pour obtenir la portance,
- œdométriques pour l'estimation du tassement du remblai,
- de cisaillement à la boîte pour obtenir les paramètres de glissement des talus ( $C$ ,  $\varphi$ ,  $\tau_{\max}$ ).

Après l'identification géotechnique du sol argileux et la détermination de sa classe, nous avons déterminé l'IPI avant et après traitement mixte Chaux+Ciment (traitement le mieux adapté pour ce type de sol d'après le GTS). Nous avons donc choisi d'une part différents

---

dosages pour observer l'évolution de l'IPI en fonction de ces dosages, et d'autre part différentes périodes de cure pour observer l'évolution de l'IPI en fonction du temps (période de mise en circulation).

Ensuite, le dosage optimal obtenu lors des essais IPI après traitement, a été retenu pour effectuer les essais œdométriques ainsi que les essais de cisaillement.

L'étude du tassement de notre sol fin à l'état naturel et après traitement a été réalisée à travers des essais œdométriques grâce auxquelles nous avons obtenu la courbe de compressibilité et la courbe de consolidation.

Pour finir, nous avons étudié la stabilité des talus de remblai constitué de sol fin avant et après traitement à travers la détermination de la cohésion et de l'angle de frottement interne. Ces paramètres ont été déterminés à partir des essais de cisaillement à la boîte de Casagrande.

### 3 Identification géotechnique de l'argile

#### 3.1 Origine et échantillonnage

Les prélèvements d'échantillons de sol ont été effectués à l'aide d'une pelle et une pioche sur la route de Ben Djerrah à 700 mètres environ de la faculté centrale de l'Université 8 Mai 1945 de Guelma (voir [figure.69](#)). Cette zone est caractérisée par une dominance des formations marno-calcaire renfermant des sols argileux aux caractéristiques géotechniques médiocres. Nous avons pris des échantillons d'argile le plus homogène possible en éliminant les gros éléments rocheux.



FIG. 69 Localisation du lieu de prélèvement

### 3.2 Courbe granulométrique et sédimentométrie

Dans un premier temps, nous avons tamisé les échantillons prélevés à 20 mm. Par la suite, nous avons effectué l'analyse granulométrique par tamisage sur la fraction grossière ( $> 80 \mu\text{m}$ ). Au-dessous de  $80 \mu\text{m}$ , nous avons déterminé la courbe granulométrique par sédimentométrie. La méthode est basée sur la loi de Stokes, applicable aux suspensions de faible concentration, qui donne la valeur limite de la vitesse de décantation de particules sphériques en suspension dans un liquide au repos, en fonction de leur diamètre. Les résultats des essais sont synthétisés dans la Fig.70 et le Tab.8.

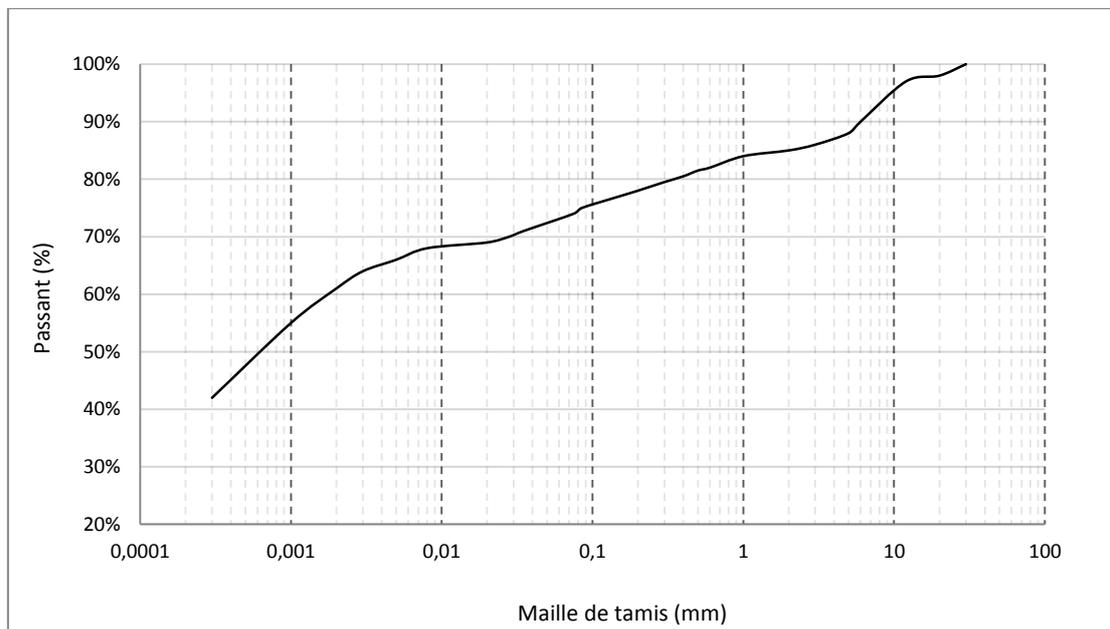


FIG. 70 Courbe granulométrique du sol argileux

TAB. 8 Donnés granulométrique du sol argileux

Désignation	Diamètre	Valeur (%)
D max	25 mm	
Fraction fine	$< 80 \mu\text{m}$	75
<i>Fraction argileuse</i>	$< 2 \mu\text{m}$	41.13
<i>Fraction limoneuse</i>	$2 \mu\text{m}$ à $80 \mu\text{m}$	33.87
Fraction sableuse	$80 \mu\text{m}$ à 2 mm	11.83
Fraction graveleuse	$> 2 \text{ mm}$	13.17

### 3.3 Caractéristiques de plasticité (Limite d'Atterberg)

L'argilosité de la fraction fine d'un sol est l'un des points déterminants pour juger son aptitude au traitement. Les limites d'Atterberg sont des paramètres servant à identifier un sol en déterminant les teneurs en eau aux transitions définies conventionnellement entre état solide, plastique et liquide. Les limites d'Atterberg permettent de déterminer : la limite de liquidité ( $W_L$ ), la limite plasticité ( $W_P$ ) et l'indice de plasticité ( $I_P$ ).



FIG. 71 Détermination de  $W_L$  par la méthode de cône de pénétration

Les résultats de l'essai de détermination de la limite de liquidité  $W_L$  sont présentés dans la [figure.1.31](#) ci-dessous. La teneur en eau correspondant à une pénétration de 20mm est la limite de liquidité qui est égale à  $W_L = 42,2\%$ .

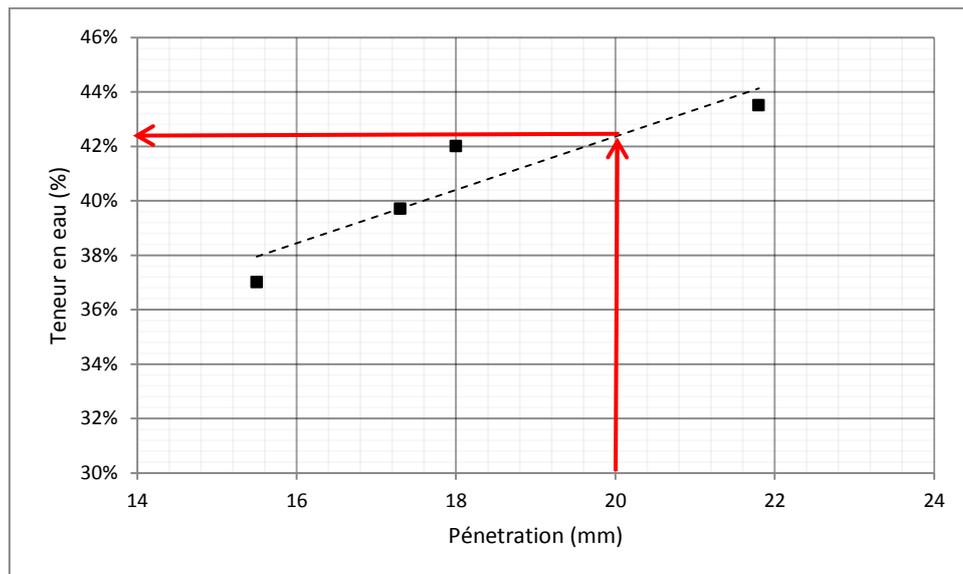


Fig.1. 1 Limite de liquidité, graphe teneur en eau – pénétration

Concernant la limite de plasticité, les résultats sont donnés dans le [Tab1.2](#) ci-dessous.

TAB. 9 Résultats de la limite de plasticité

Essai	Poids humide (g)	Poids sec (g)	Poids tare (g)	w (%)
Rouleau1	75	65	14	19,61%
Rouleau 2	79	68	14,5	20,56%
Rouleau 3	95	82,55	10,78	17,35%

La moyenne des trois teneurs en eau nous donne :  $W_p = 19,2\%$ .

Donc l'indice de plasticité est égale à :

$$I_p = W_L - W_p = 42.2 - 19.2 = 23\%$$

### 3.4 Sensibilité des fines à l'eau (Valeur de bleu de méthylène)

La valeur de bleu de méthylène VBS représente la quantité de bleu de méthylène pouvant s'absorber sur les surfaces externes et internes des particules de sol. Etant donné que dans un sol, c'est avant tout la surface spécifique des particules argileuses qui détermine sa surface spécifique totale, on peut considérer que la VBS exprime globalement la quantité d'argile contenue dans ce sol ([Fig.72](#)). L'essai se pratique selon la norme [NF P 94-068 \[7\]](#).



FIG. 72 Dispositif mesurant la VBS

La connaissance de la VBS du sol vierge est importante dans le cas du traitement des sols puisqu'elle nous informe sur l'argilosité du sol. Le dosage de bleu s'effectue en ajoutant successivement différentes quantités de bleu de méthylène et en contrôlant l'absorption après chaque ajout. Pour ce faire, on prélève une goutte de la suspension que l'on dépose sur un papier filtre, ce qui provoque la création d'une tache. L'absorption maximale est atteinte lorsqu'une auréole bleu clair persistante apparaît à la périphérie de la tache.

Les résultats obtenus pour ce sol argileux sont présentés dans le [Tab.10](#) ci-dessous.

TAB. 10 Données pour la détermination de la VBS

Donné	Valeur
Poids sol (g)	31
Fraction 0/5 (mm)	92,34%
Volume bleu (cm <sup>3</sup> )	122
Masse bleu (g)	1,22
Correction	0,92
<b>VBS</b>	<b>3,63</b>

### 3.5 Caractéristiques de compactage (essai Proctor)

Les caractéristiques de compactage Proctor d'un matériau sont déterminées à partir de l'essai Proctor normal. Le principe de l'essai consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter, pour chacune des teneurs en eau, selon le procédé [NF P 94-093 \[152\]](#) et une énergie conventionnels. Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérée, on détermine la masse volumique sèche du matériau et on trace la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau. D'une manière générale cette courbe, appelée courbe Proctor, présente une valeur maximale de la masse volumique du matériau sec qui est obtenue pour une valeur particulière de la teneur en eau ([Fig.73](#)). Ce sont ces deux valeurs qui sont appelées caractéristiques optimales de compactage Proctor. Les échantillons d'étude ont été compactés dans des moules CBR de dimensions (116,5 mm de hauteur et 101,5 mm de diamètre). Ces essais ont permis de déterminer les valeurs optimales de compactage ( $\gamma_{d_{max}}$  et  $W_{opt}$ ).

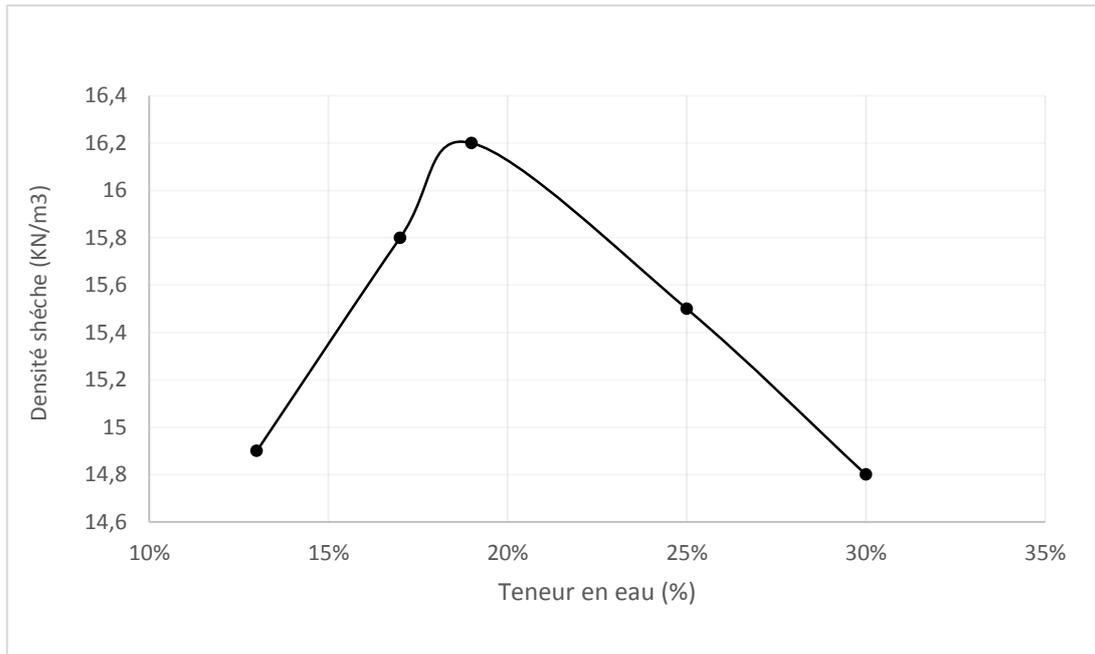


FIG. 73 Courbe Proctor du sol argileux

### 3.6 Classification GTR/USCS/AASHTO

TAB. 11 Classification GTR/USCS/AASHTO du sol argileux

Caractéristiques	valeurs	Remarques
Classification GTR	A2	Sables fins argileux, limon et marne peu plastiques. Le caractère moyen des sols sous cette sous-classe fait qu'ils se prêtent à l'emploi de la plus large gamme d'outil de terrassement.
Classification USCS	Ap	Limon peu plastique, Ces sols sont différents des sols sableux par leur facilité à former une croûte, souvent très dure. S'ils sont trop travaillés, ils peuvent devenir compacts ce qui réduit leur capacité d'infiltration d'eau lors des périodes humides. Par temps sec, ils peuvent durcir et être difficiles à travailler. Cependant, ils sont généralement plus faciles à travailler et peuvent stocker des volumes d'eau considérables. Ils exigent une bonne consolidation, mais il faut éviter de les travailler par temps humide.
Classification AASHTO	A-6	Sables fins argileux, limon et marne peu plastiques. Le caractère moyen des sols sous cette sous-classe fait qu'ils se prêtent à l'emploi de la plus large gamme d'outil de terrassement.

## 4 Produits de traitement utilisés

### 4.1 Chaux vive

La chaux utilisée est une chaux vive disponible dans le marché des produits de construction. Elle est fabriquée par une société activant dans la wilaya d'Annaba. Cette chaux est sous forme granulée (voir [figure.74](#)). Nous l'avons donc concassé manuellement en poudre pour pouvoir l'incorporer au sein du sol argileux. Selon l'annexe 1 du GTS, la répartition granulométrique de la chaux doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Passant à 0,08 mm : > 50 % ,
- Passant à 0,2 mm : > 80 % ,
- Passant à 2 mm : 100% .



FIG. 74 Chaux vive dans son état initial

### 4.2 Ciment

Le ciment utilisé est un ciment CEM II/B-M de classe de résistance 32,5. C'. Il est constitué de clinker, de laitier granulé (environ 17 %), de calcaire à faible teneur en TOC (environ 11 %) et d'anhydrite naturelle comme retardateur. Ce ciment est broyé à une finesse modérée, il est multi-usages destiné à être utilisé sur chantier (livré en sacs) ([fig.75](#)).



FIG. 75 Ciment CEM II/B-M utilisé

## 5 Comportement mécanique de l'argile

### 5.1 Portance immédiate avant et après traitement

#### 5.1.1 Protocole adopté

Le but de l'essai est d'évaluer l'aptitude limite d'un matériau à supporter des charges après 4 jours d'immersion. Le mode opératoire de cet essai est celui prescrit par la norme [NF P 94-78 \[153\]](#). Une presse équipée par une cellule de force, d'une capacité de 50 kN a été utilisée. L'essai a consisté à poinçonner dans le moule CBR les éprouvettes confectionnées à une énergie de compactage constante. Cela est fait moyennant une dame Proctor normal. L'ensemble moule, plaque de base est alors posé sur la presse pour le poinçonnement. Le principe général de l'essai servant à déterminer l'indice de portance CBR, consiste à mesurer les forces à appliquer sur le poinçon cylindrique pour le faire pénétrer à la vitesse de 1,27 mm/min dans l'éprouvette de sol. Les valeurs particulières des deux forces F2.5 et F5.0 ayant provoqué les enfoncements respectivement de 2,5 et 5 mm sont rapportées aux valeurs de 13,35 et 19.93 kN, qui sont les forces observées sur un matériau de référence pour les mêmes enfoncements. Par convention, l'ICBR est la plus grande des 2 valeurs suivantes :

$$I_{CBR1} = (F_{2.5}/13.35) \times 100$$

$$I_{CBR2} = (F_5/19.93) \times 100$$

Pour cet essai les éprouvettes sont confectionnées avec une teneur en eau égale à 28%, cette teneur place le sol dans un état très humide, qui permet d'apprécier d'une façon claire l'effet de traitement. En ce qui concerne les produits de traitement, on a opté pour un mélange de chaux et de ciment recommandé par le GTS. D'abord le sol est mélangé avec la chaux et laissé pendant une heure enfermer dans un sachet, ensuite le tout est mélangé avec le ciment et laissé enfermer encore une fois pendant 15 minutes [152]. Sachant qu'il existe un dosage optimal de chaux, on n'a pas dépassé les 2%. Tous les dosages choisis sont les suivants : 1% de chaux + 3% de ciment, 1% de chaux + 4% de ciment, 2% de chaux + 3% de ciment et 2% de chaux + 4% de ciment. Avant de passer à la presse de pénétration, les éprouvettes confectionnées avec les dosages précédents sont laissés pour différents temps de cure (24h, 3j, 8j) à l'air libre et à une température ambiante moyenne égale à 20C<sup>0</sup>

### 5.1.2 Résultats et discussion

Les résultats de l'indice CBR obtenus pour différents dosages après 24h, 3 jours et 8 jours de cure sont présentés dans la [figure.76](#). Ces résultats montrent une amélioration proportionnelle de la portance du sol avec les différents dosages et différents temps de cure par rapport à la valeur de l'indice CBR du sol naturel qui est considéré très faible (1.4), cette amélioration est similaire à plusieurs travaux antérieurs [117,123]. D'après les résultats, on constate qu'après 24 heures de cure seulement l'augmentation de la portance du sol est considérable, une amélioration rapide qui revient aux actions immédiates de la chaux (floculation), et à la prise hydraulique du ciment sur le sol. L'Indice de Portance a pu arriver à une valeur égale à 44.5 avec 2% de chaux + 4% de ciment. Ensuite nous remarquons qu'après 3 jours de cure continue à augmenter et elle arrivera à une valeur égale à 74 pour 2% de chaux + 4% de ciment. La période de cure entre le troisième et le huitième jour se caractérise par une stabilisation lente de la portance du sol qui revient à l'effet pouzzolanique de la chaux sur le sol. Les résultats obtenus avec le dosage 2% de chaux + 4% de ciment sont presque similaires à celles obtenus avec 2% de chaux + 3% de ciment, c'est pourquoi on a opté pour ce dosage pour l'essai œdométrique et l'essai de cisaillement afin de garder l'aspect économique du traitement.

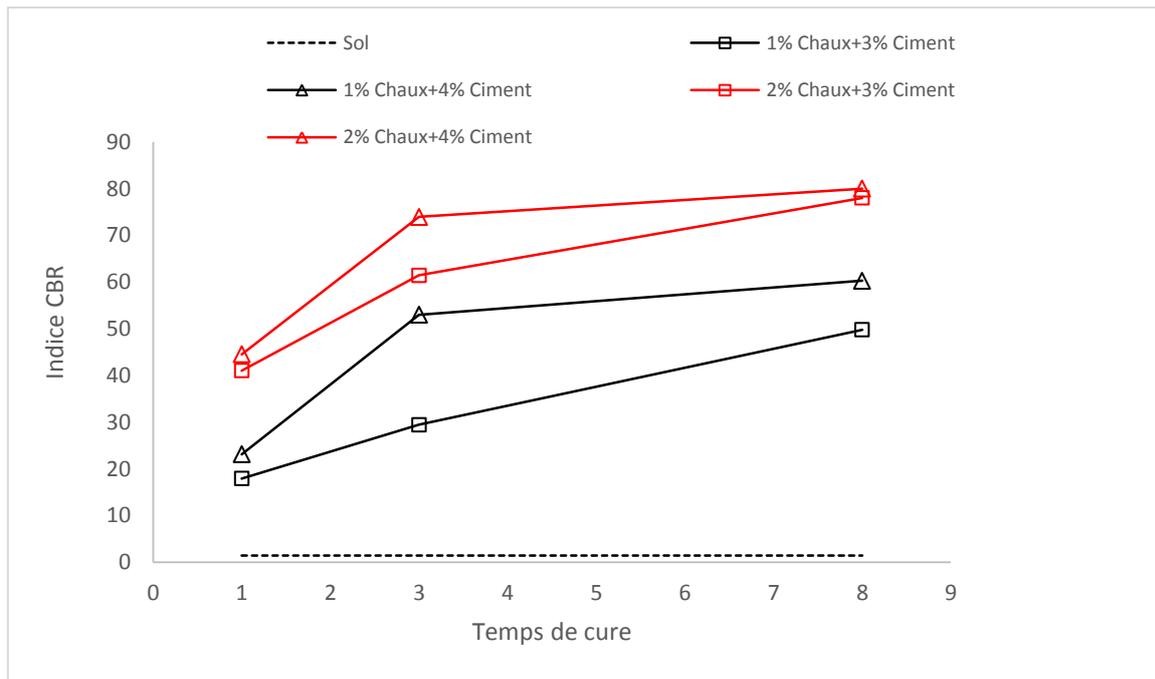


FIG. 76 Influence du traitement Chaux+Ciment sur le sol argileux en fonction du temps de cure

## 5.2 Caractéristiques de compressibilité avant et après traitement

### 5.2.1 Protocole adopté

L'essai œdométrique (XP P-94-090-1) [154] a été réalisé afin de voir l'influence du traitement Chaux+Ciment sur le comportement mécanique du sol argileux. L'essai s'effectue sur une éprouvette de matériau placée dans une enceinte cylindrique rigide (œdomètre). Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai (fig.77). La charge est appliquée par paliers de 24h maintenus constants successivement croissants et décroissants suivant un programme défini. Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge. Les essais ont été effectués sur des échantillons remaniés et compactés avant l'essai tel qu'il se fait sur chantier réel. La consolidation a été effectuée par compactage dynamique (dame Proctor normal) pour reproduire l'état de compacité du sol. La masse volumique et la teneur en eau de compactage sont maintenues constantes pour les échantillons bruts et traités, les valeurs sont 16.t/m<sup>3</sup> et 19% respectivement. Les essais ont été réalisés sur le sol naturel et le sol traité avec un dosage de 2% de chaux + 3% de ciment et testé immédiatement après le compactage.

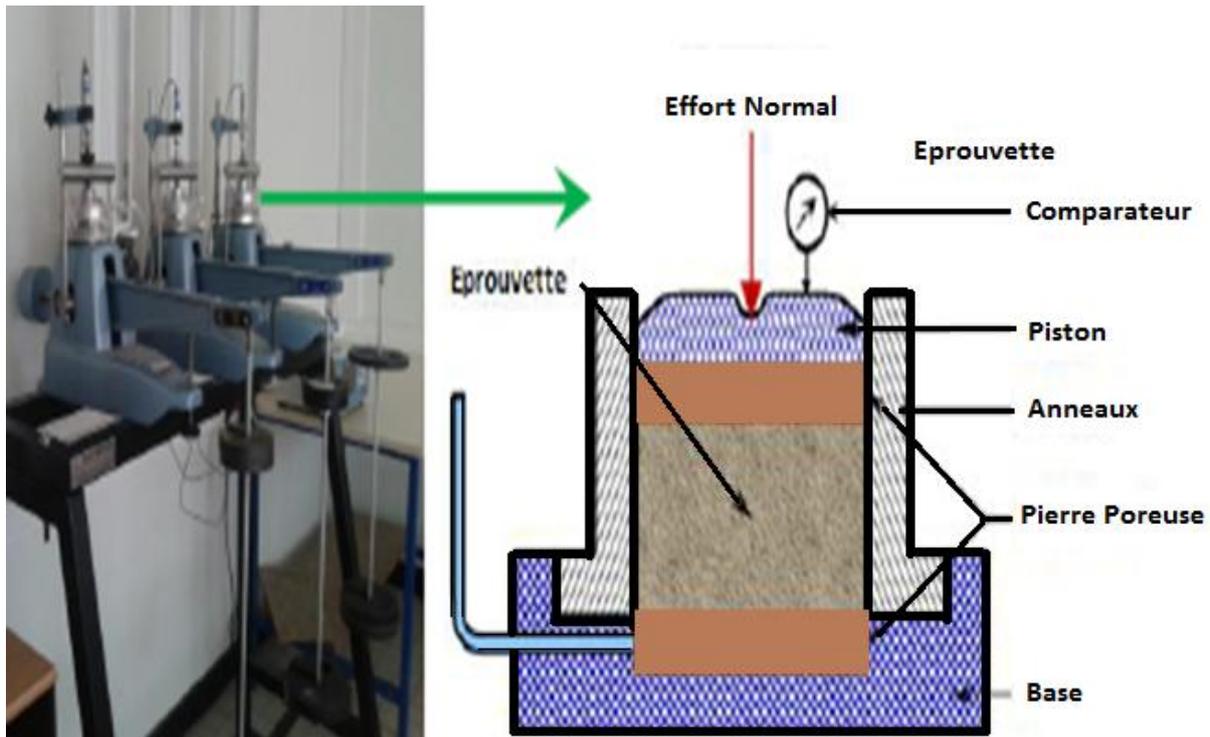


FIG. 77 Dispositif expérimental et représentation schématique de l'œdomètre

La courbe type de compressibilité (fig.77) est exprimée en termes de déformations verticales  $\epsilon_v$  ou de variations d'indice des vides  $e$ , en fonction du logarithme des contraintes effectives verticales  $\sigma'_v$ . Elle permet de déterminer les paramètres nécessaires au calcul du tassement et à l'analyse du comportement de compressibilité du sol avant et après traitement. Cette courbe de compressibilité comporte deux parties rectilignes. La première est appelée courbe de recompression. Elle présente une faible pente, caractéristique de la faible compressibilité d'un sol surconsolidé. Cette pente est appelée indice de recompression  $C_s$ . La seconde partie de la courbe de compressibilité est appelée courbe de compression vierge. Elle est caractérisée par une pente nettement plus forte, appelée indice de compression  $C_c$ . L'abscisse du point d'intersection des deux parties rectilignes de la courbe de compressibilité œdométrique est appelé pression de préconsolidation  $\sigma'_p$ . Elle peut être déterminée graphiquement comme illustré sur la figure.77. Cette valeur est importante dans la géotechnique, elle représente en pratique la plus grande contrainte qui peut être exercée sur un sol sans changement de volume irréversible.

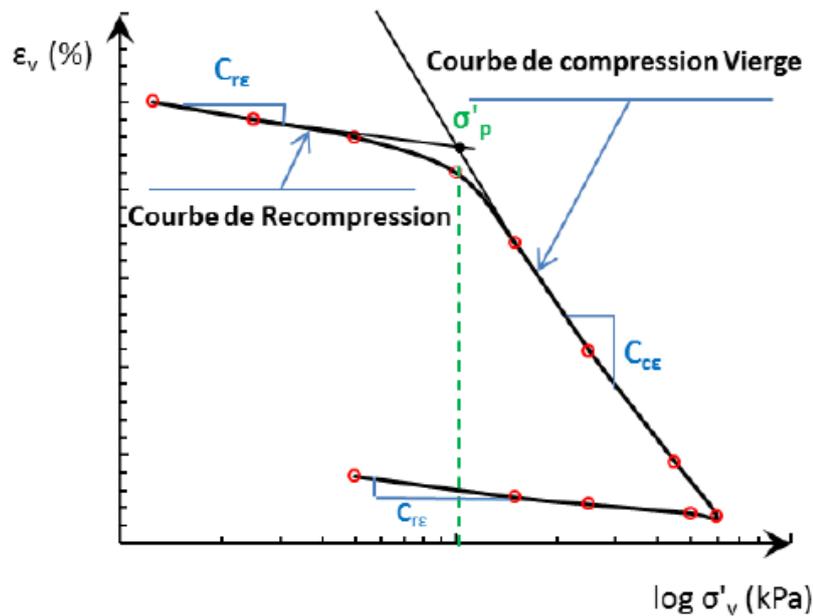


FIG. 78 Courbe de compressibilité

### 5.2.2 Résultats et discussion

Les essais de compressibilité à l'œdomètre ont permis d'obtenir les résultats qui sont affichés dans la [figure.79](#) et le [tableau.12](#) ci-dessous. On observe la forme caractéristique des courbes œdométriques que ce soit avant ou après traitement, au cours de la phase de chargement la déformation verticale augmente avec l'augmentation de la contrainte. Ce comportement correspond au fait que, en réponse à la contrainte appliquée, les grains de sol sont réarrangés pendant que l'eau interstitiel est expulsé. Il en résulte une diminution de volume du sol. Un léger réajustement se produit lors de la libération de la contrainte, ce qui cause une légère augmentation du volume. On remarque aussi qu'après traitement, la compressibilité des échantillons diminue. Cette diminution peut être expliquée par les réactions de l'hydratation des liants (chaux et ciment) qui se mélangent avec les particules argileuses entraînant naturellement l'apparition d'une structure plus rigide, donc moins déformable. La pression de préconsolidation qui était faible avant traitement (100 Kpa), elle a augmenté jusqu'à une valeur de 500 Kpa. La valeur élevée de la contrainte de préconsolidation obtenue après traitement, implique que le sol argileux traité au chaux et ciment est capable de résister à de plus fortes charges par rapport au sol non traité.

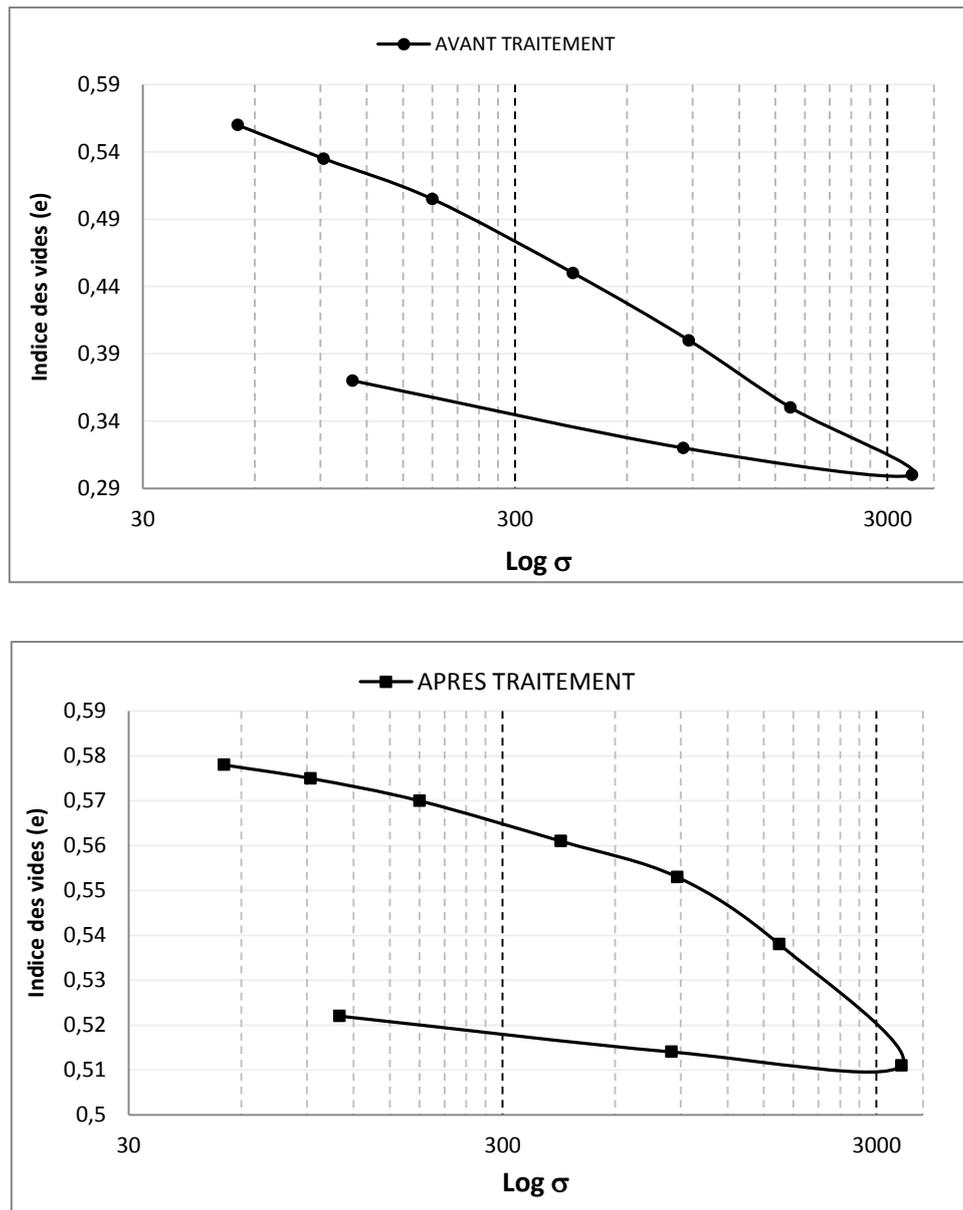


FIG. 79 Courbe de compressibilité, avant et après traitement

Les valeurs de l'indice de compression et de gonflement ( $C_c$ ,  $C_s$ ) obtenues avant et après traitement sont consignées dans le [Tableau 12](#). On observe une diminution significative de ces deux paramètres pour le sol traité par rapport au sol argileux brut. La diminution de ces paramètres pourrait être le résultat d'une formation de nouveau produit cimentaires dans les espaces poreux due aux changements physico-chimiques. Le sol devient donc plus résistant et moins compressible.

TAB. 12 Paramètres de la courbe de compressibilités

Paramètres	Indice de compression $C_c$	Indice de gonflement $C_s$	Pression de préconsolidation $\sigma'_p$
Avant traitement	0.173	0.083	100 KPa
Après traitement	0.086	0.01	500 KPa

### 5.3 Caractéristiques de cisaillement avant et après traitement

#### 5.3.1 Protocole adopté

Cet essai a pour but de déterminer les paramètres de stabilité de talus de remblai routier constitué de sol fin traité. Pour se faire, l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte a été réalisé selon la norme [NF P 94-071-1\[155\]](#) sur sol traité et naturel. L'essai de cisaillement (C.U) rectiligne à la boîte de Casagrande a été réalisé avec des éprouvettes confectionnées avec la même procédure avec et sans traitement en enfonçant la trousse coupante de l'appareil de Casagrande dans le matériau compacté. Le dosage opté est de 2% de chaux + 3% de ciment. L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une boîte de cisaillement. Le plan de séparation des deux demi boîtes constitue un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette. D'abord, il consiste à appliquer sur la face supérieure de l'éprouvette un effort vertical (N) maintenu constant pendant la durée de l'essai. Ensuite, produire après consolidation de l'éprouvette sous l'effort (N) un cisaillement dans l'éprouvette selon le plan de glissement des deux demi boîtes l'une par rapport à l'autre. Enfin, l'effort horizontal de cisaillement correspondant est mesuré.

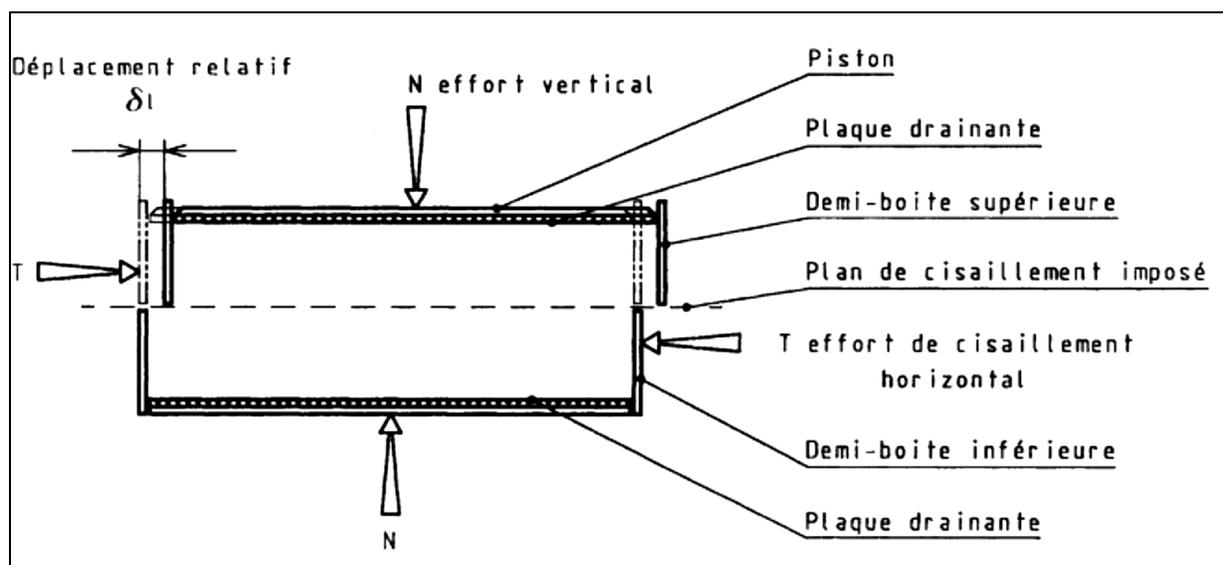


FIG. 80 Principe d'un essai de cisaillement rectiligne à la boîte

## 5.3.2 Résultats et discussion

La Figure.81 présente les résultats de l'essai de cisaillement à la boîte du sol argileux avant et après traitement, sous des pressions de verticaux de 100, 200 et 300 kPa. Ces résultats illustrent les mécanismes de l'amélioration de la résistance en raison de l'effet de cimentation après l'ajout du mélange Chaux+Ciment. Globalement, on note que la résistance à la rupture est très influencée par la pression verticale. La résistance à la rupture augmente d'une manière très sensible avec l'augmentation de la pression verticale. Le comportement du sol non traité est typique du comportement des argiles normalement consolidées. Les courbes ne présentent aucun pic. Le comportement du sol traité est quant à lui typique du comportement des argiles surconsolidées.

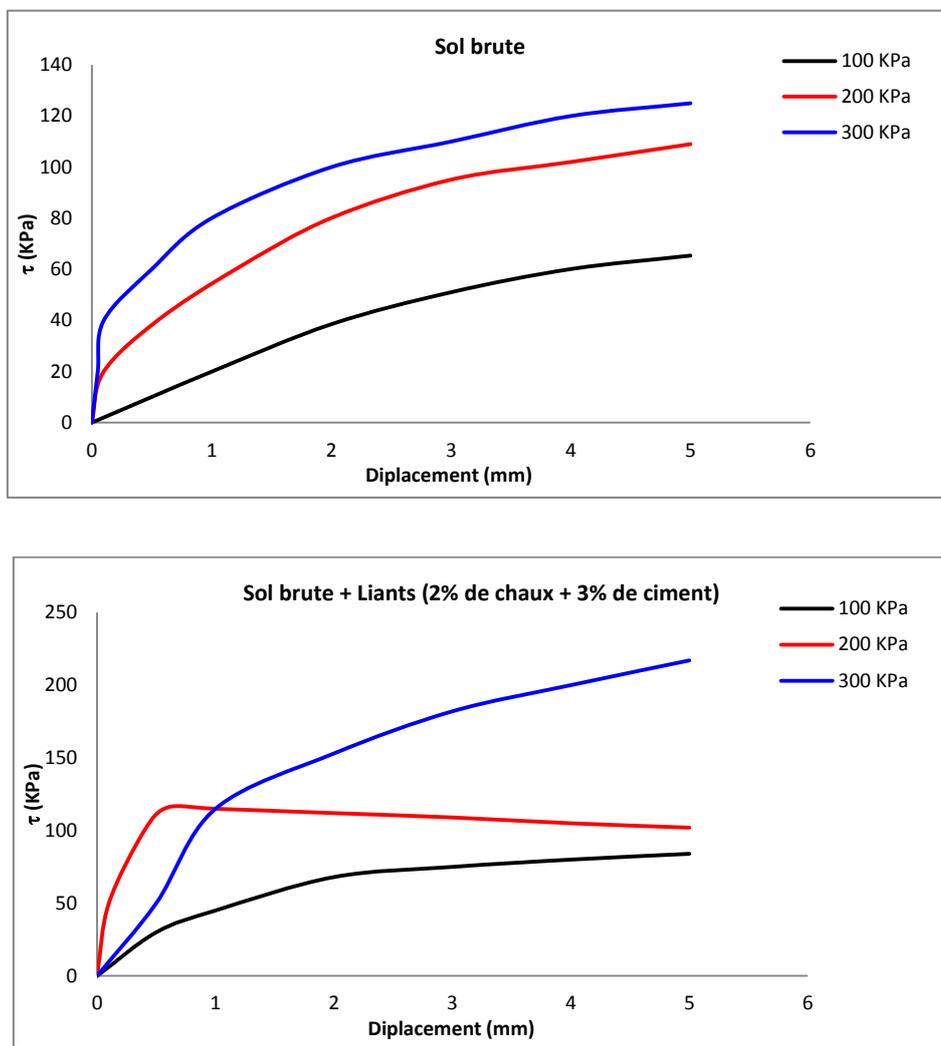


FIG. 81 Courbes contrainte de cisaillement – déplacement avant et après traitement

Pour le sol argileux non traité, la cohésion obtenue est de 41.5 kPa pour l'angle de frottement interne de 16.3°. Après le traitement la cohésion a diminué d'une façon très claire sa valeur à descendu jusqu'à 9 kPa. Contrairement à la cohésion, l'angle de frottement a connu une augmentation significative, sa valeur initiale qu'était de 16.3° a augmenté jusqu'à 33°. On constate alors que le sol devient plus résistant aux efforts de cisaillement et son comportement mécanique est devenu semblable à un sable.

TAB. 13 Paramètre de résistance au cisaillement rectiligne

Paramètres	Cohésion $C'$	Angle de frottement $\varphi'$
Avant traitement	41.5 kPa	16.3°
Après traitement	9 kPa	33°

## 6 Conclusion

L'étude présentée dans ce chapitre avait pour objectif principal d'apporter des éléments sur la compréhension des effets du mélange Chaux+Ciment sur un matériau argileux de manière à pouvoir optimiser l'utilisation de ces matériaux dans les projets d'infrastructures routières.

La portance du sol, la compressibilité et les caractéristiques de cisaillement du sol argileux avant et après traitement au Chaux+Ciment à différents dosages ont été évalués aux moyens des essais CBR, des essais à l'œdomètre et des essais de cisaillement rectiligne.

Les résultats obtenus ont montrés qu'après 24 heures de cure seulement l'augmentation de la portance du sol était considérable, une amélioration rapide qui revient aux actions immédiats de la chaux (floculation), et à la prise hydraulique du ciment sur le sol. L'indice de Portance a pu arriver à une valeur égale à 44.5 avec 2% de chaux + 4% de ciment. Les résultats de ce chapitre ont montré aussi que la compressibilité des échantillons diminue. Cette diminution peut être expliquée par les réactions de l'hydratation des liants (chaux et ciment) qui se mélange avec les particules argileuses entraînant naturellement l'apparition d'une structure plus rigide, donc moins déformable. Enfin, les essais de cisaillement rectiligne présentés dans ce chapitre ont montré qu'après le traitement la cohésion a diminué d'une façon très claire, contrairement à la cohésion, l'angle de frottement a connu une augmentation significative. On a constaté alors que le sol devient plus résistant aux efforts de cisaillement et son comportement mécanique est devenu semblable à un sable.

On peut conclure que les résultats décrits dans ce chapitre nous ont permis de montrer que l'effet du mélange Chaux+Ciment sur l'évolution du comportement mécanique était très bénéfique pour une utilisation dans la construction des infrastructures routières.

# **CHAPITRE 2**

## **STABILISATION D'UNE MARNE ARGILEUSE PAR DES LIANTS CLASSIQUES ET ALTERNATIFS**

## 1 Introduction

Nous avons défini dans la partie bibliographique les différents aspects du comportement physique et mécanique des sols argileux avant et après traitement aux différents liants afin de maîtriser les risques d'instabilité pouvant survenir ultérieurement dans le corps et les talus du remblai. Ce chapitre contient une étude approfondie sur le comportement physique et mécanique d'une marne argileuse traitée avec différents mélanges de liant alternatifs.

## 2 Objectif et démarche mise en place

L'objectif principal de ce chapitre est de développer une nouvelle technique de traitement des sols en vue de leur utilisation en technique routière, basée sur l'incorporation de nouveaux liants hydrauliques formulés entièrement à base de laitiers de haut fourneau granulé qui sera activé par plusieurs produits, notamment la coquille d'œuf calcinée et le ciment.

Pour se faire, nous avons évalué le changement du comportement physique de la marne traitée à travers des essais Proctor et de consistances (limites d'Atterberg). Le comportement mécanique quant à lui a été évalué par des essais de résistance à la compression simple et la résistance au cisaillement. Des éprouvettes de la marne traitée sont aussi testées par l'essai CBR immergé afin d'évaluer la portance du sol dans les conditions défavorables après traitement (conditions imbibées). Ce chapitre donc va s'articuler sur cinq campagnes d'essais :

- Caractérisation des matériaux utilisés au cours de cette étude ainsi que les méthodes expérimentales mises en œuvre
- Effet du traitement sur les caractéristiques de la courbe Proctor normal et les limites d'Atterberg. Ce qui permet de comprendre le comportement physique de la marne traitée après traitement.
- Effet du traitement sur la résistance mécanique, afin de réduire les risques d'instabilité dans un corps de remblai construit avec de la marne traitée.
- Portance du sol traité dans les conditions imbibées
- Etude microscopique pour détecter des nouveaux composés cimentaires qui se produisent après traitement.

### 3 Identification de la marne

#### 3.1 Origine et échantillonnage

La zone de prélèvement de la marne retenue pour notre travail de recherche est située dans les alentours de la commune de NECHMAYA dans la Wilaya de Guelma. Une quantité convenable (2 m<sup>3</sup>) de marne a été prélevée dans un chantier en cours (travaux de terrassement pour réaliser la nouvelle pénétrante Guelma-Annaba) (voir [figure.82](#) ci-dessous). L'entreprise EPTP responsable de la maîtrise d'œuvre de ce projet nous a facilité l'accès au chantier pour effectuer le prélèvement de ce matériau.

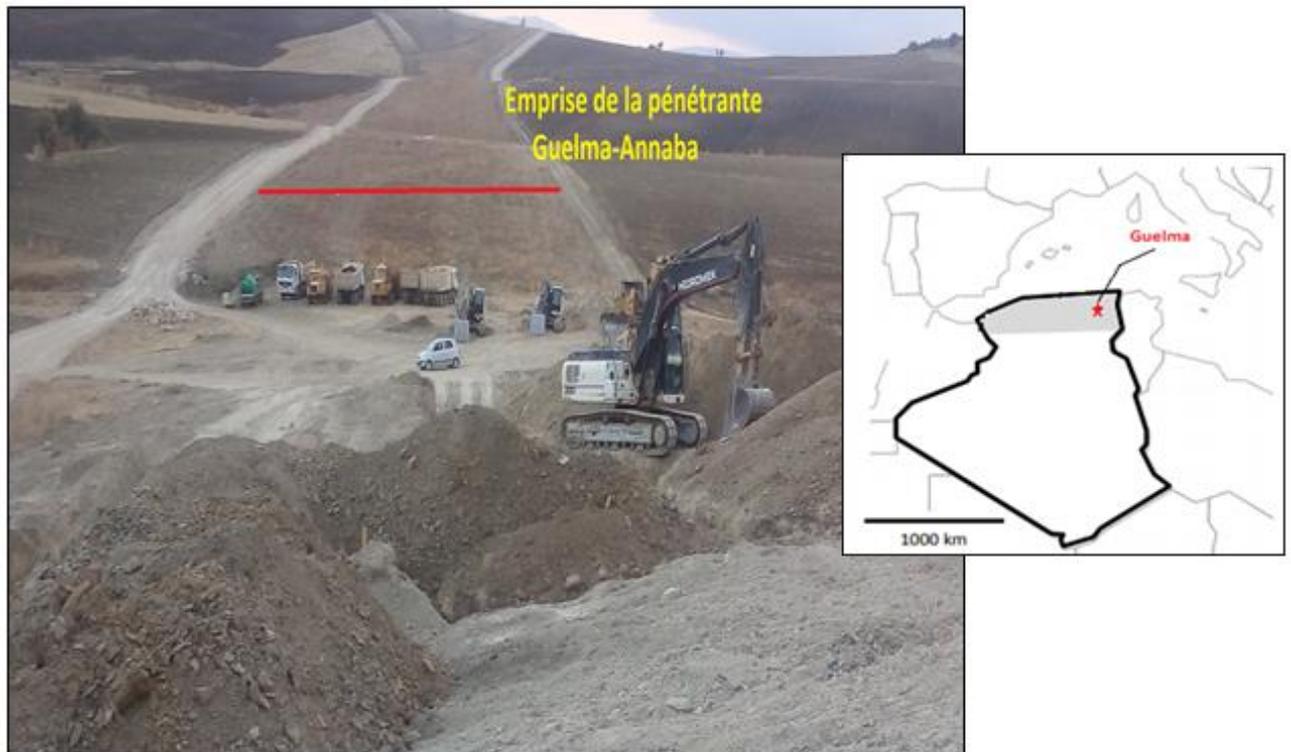


FIG. 82 Localisation et prélèvement de la marne

#### 3.2 Caractéristiques minéralogiques et microstructurale

Les analyses par diffraction des rayons X effectuées à la cimenterie LAFARGE de M'sila ont permis d'identifier les principales phases cristallisées présentes dans la marne. Les analyses sont réalisées sur environ 1 gramme de la fraction inférieure à 80 $\mu$ m des échantillons de la marne. L'échantillon est délicatement étalé sur le port d'échantillon du diffractomètre. La préparation et l'installation de la poudre sur le port d'échantillon ont été réalisées minutieusement de sorte que les cristallites soient orientées aléatoirement. Les analyses ont été effectuées avec un diffractomètre SIEMEN D5000.

La figure 83 présente le diffractogramme obtenu pour la fraction inférieure à  $2\mu\text{m}$ , principalement constituée des minéraux argileux. On observe principalement les pics caractéristiques de la kaolinite ( $\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$ ). D'autres pics, caractéristiques de la montmorillonite ( $(\text{Na,Ca})_{0,3}(\text{Al,Mg})_2\text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ ), l'illite ( $(\text{K}, \text{H}_3\text{O})(\text{Al}, \text{Mg}, \text{Fe})_2(\text{Si}, \text{Al})_4\text{O}_{10}[(\text{OH})_2, (\text{H}_2\text{O})]$ ), des traces de quartz ( $\text{SiO}_2$ ) et de la calcite, sont également présents. On se trouve donc en présence d'un matériau constitué de cinq phases.

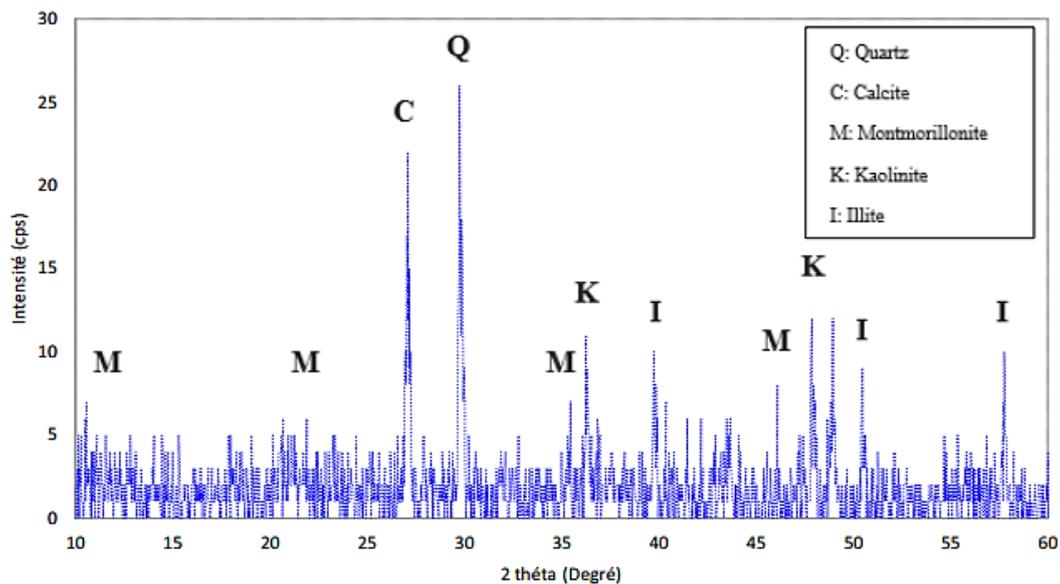


FIG. 83 Diffraction des échantillons de la marne par les rayons X

L'étude de la microstructure de la marne a été possible grâce à l'imagerie électronique. Celle-ci donne accès à plus de détails que la microscopie optique. La microscopie électronique à balayage permet de réaliser un examen très rapide et détaillé des phases minérales ainsi que leur répartition. Elle permet également de faire ressortir les différentes familles de pores caractérisant les échantillons de la marne compactée. La Figure 84 illustre la photographie du MEB utilisé pour l'analyse de nos échantillons. Ces analyses au MEB ont été effectuées à l'université de Biskra au département du physique. L'observation en microscopie électronique en balayage d'une éprouvette de marne non traitée compact à 95 % de l'optimum Proctor montre que le compactage induit à la fois une dispersion et un plaquage des particules argileuses entre les grains grossiers. Cela a pour conséquence de laisser des pores de plusieurs dizaines de micromètres entre les agrégats que constituent les grains grossiers reliés entre eux par les minéraux argileux.

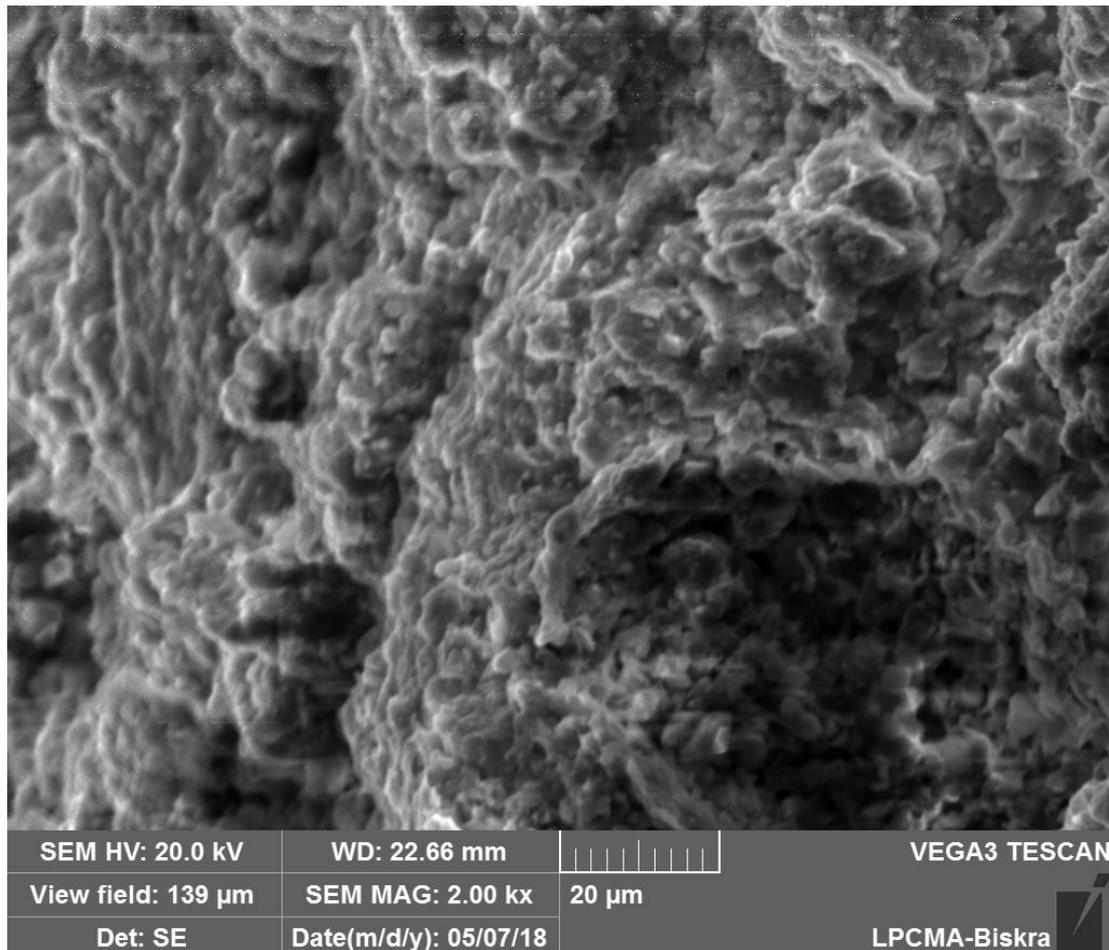


FIG. 84 Image microscopique de la fraction argileuse

### 3.3 Caractérisation physique

#### 3.3.1 Courbe granulométrique

L'essai consiste à séparer les grains agglomérés d'une masse connue de matériau sec, au moyen d'une série de tamis et à peser successivement le refus cumulé sur chaque tamis. La masse de refus cumulé sur chaque tamis est rapportée à la masse totale sèche de l'échantillon soumis à l'analyse. L'analyse granulométrique s'effectue jusqu'à 80  $\mu$ m par tamisage du matériau. Les dimensions des mailles des tamis utilisées sont les suivantes : 15 mm ; 10 mm ; 5 mm ; 3.35 mm ; 2 mm ; 1.18 mm ; 0.6 mm ; 0,425 mm ; 0,3 mm ; 0,212 mm; 0,15 mm ; 0,08 mm (fig.85). Au-dessous de 80  $\mu$ m, le tamisage n'est plus possible car les tamis s'encrassent et se déforment. L'analyse granulométrique se poursuit alors par sédimentométrie. La méthode est basée sur la loi de Stokes, applicable aux suspensions de faible concentration, qui donne la valeur limite de la vitesse de décantation de particules sphériques en suspension dans un liquide au repos, en fonction de leur diamètre.



FIG. 85 Aspect visuel des tamisas

L'analyse granulométrique des échantillons de marne a été effectuée selon la norme [ASTM Standard D 422 \[90\]](#) et [NF P 94-057 \[91\]](#). L'essai permet d'obtenir la distribution pondérale de l'échantillon à partir de laquelle la courbe granulométrique est tracée dans un graphique semi-logarithmique ([Fig.86](#)). Cette courbe permet de déterminer des paramètres tels que la fraction argileuse (% de passants à  $2\mu\text{m}$ ), la fraction fine (passant à  $80\mu\text{m}$ ) et le diamètre maximal ainsi que les coefficients d'uniformité  $C_u$  et de courbure  $C_c$ .

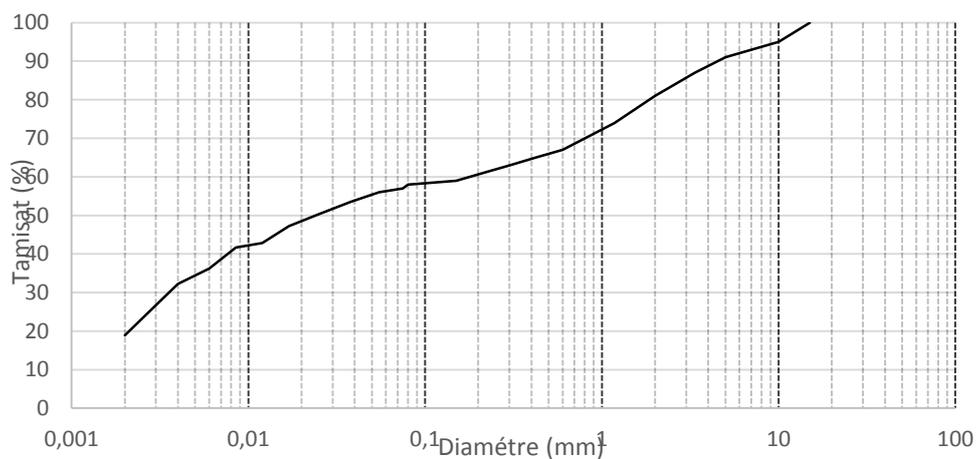


FIG. 86 Courbe granulométrique de la marne

L'analyse de la courbe granulométrique montre que la fraction fine (celle inférieure à 80 $\mu$ m) est majoritaire et elle représente près de 58% en masse. Dans cette fraction fine, les particules limoneuse (2  $\mu$ m à 80  $\mu$ m) sont dominantes et représentent 39%. La fraction sableuse (80  $\mu$ m à 2 mm) et la fraction graveleuse (>2 mm) représentent respectivement 23 et 19%.

TAB. 14 Données de l'analyse granulométrique de la marne naturelle

Désignation	Diamètre	Valeur (%)
D <sub>max</sub>	20 mm	
Fraction fine	<80 $\mu$ m	58
Fraction argileuse	<2 $\mu$ m	19
Fraction limoneuse	2 $\mu$ m à 80 $\mu$ m	39
Fraction sableuse	80 $\mu$ m à 2 mm	23
Fraction graveleuse	>2 mm	19

### 3.3.2 Limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg de la marne ont été déterminées selon la norme [ASTM Standard D 4318 \[9\]](#). La limite de liquidité est conventionnelle à la teneur en eau pour laquelle une rainure pratiquée dans un sol placé dans une coupelle de caractéristiques imposées se referme sur 1 cm de long lorsque la coupelle et son contenu sont soumis à des chocs répétés. La limite de plasticité convient à la teneur en eau pour laquelle un rouleau de sol, de dimension fixée et confectionné manuellement se fissure ([fig.87](#)). Ces essais permettent d'évaluer : la limite de liquidité ( $W_L$ ), la limite de plasticité ( $W_P$ ), l'indice de plasticité ( $I_P$ ) et l'indice de consistance ( $I_C$ ).



FIG. 87 Déroulement des essais de consistance

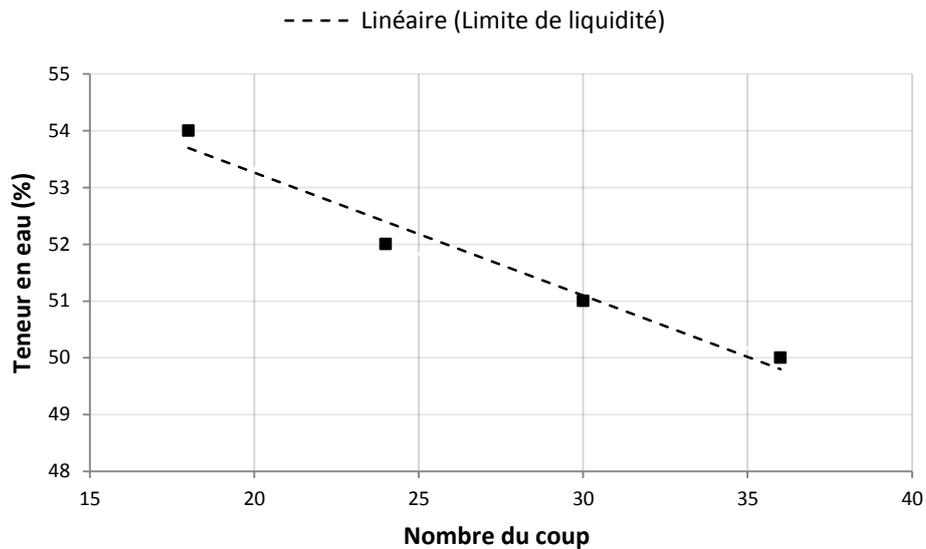


FIG. 88 Détermination de la limite de liquidité

Les résultats issus de la détermination des limites d'Atterberg sont récapitulés dans les [tableau 15](#) et le [tableau 16](#). Il s'agit de valeurs de limites moyennes.

TAB. 15 Valeur de la limite de liquidité à la coupelle de Casagrande

Limite de liquidité	N Coups	18	24	30	36	$W_L = 56.7$
	W %	54.4	56.1	55.3	54.2	

TAB. 16 Valeur de la limite de plasticité au rouleau

Limite de plasticité	Essai 1	Essai 2	Moyenne	$W_P = 28.8$
	28.6	28.8	29	

La limite de plasticité  $W_P$  joue un rôle en ce qui concerne l'aptitude d'un sol à être traité avec un liant hydraulique. Les données collectées lors d'une étude bibliographique de [Szymkiewicz \[156\]](#) ont permis de montrer que plus  $W_P$  est élevée, plus la résistance du sol après traitement est grande. En effet, un sol très argileux est difficile à "casser" pour le rendre homogène en vue de l'incorporation du liant.

$$I_P = W_L - W_P = 56.7 - 28.8$$

$$I_P = 27.9\%$$

L'indice de plasticité ( $I_P = 27.9\%$ ), qui est compris entre 15 et 40%, montre que l'échantillon est plastique. Cette plasticité accrue élevée pose souvent des problèmes lors des terrassements routiers.

### 3.3.3 Valeur au bleu de méthylène

L'essai consiste à introduire progressivement du bleu de méthylène dans une suspension de matériau maintenue en agitation. On prélève périodiquement, à l'aide d'une burette de verre, une goutte de suspension que l'on dépose sur un papier filtre. Dès qu'une auréole bleue apparaît autour de la tâche, on considère que l'absorption de bleu de méthylène sur les particules d'argile est terminée (fig.89). La valeur de bleu de méthylène VBS est déterminée à partir du volume du bleu de méthylène adsorbé et la quantité du matériau utilisé.

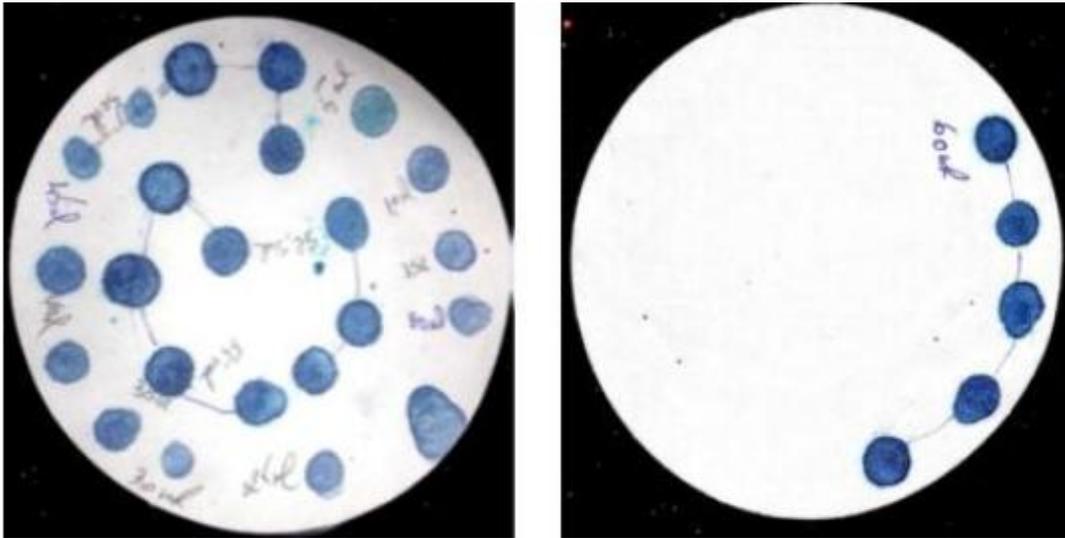


FIG. 89 Détermination de la valeur de bleu

La valeur de bleu présentée dans le [tableau 17](#) coïncide avec une activité argileuse moyenne dans le sol. Cette valeur de bleu de méthylène corrobore l'indice de plasticité et suggère une médiocrité de la marne basé sur ses propriétés de plasticité et d'argilosité.

TAB. 17 Valeurs de l'essai de bleu

Poids sol (g)	30
Fraction 0/5 (mm)	90.88%
Volume bleu (cm <sup>3</sup> )	60
Masse bleu (g)	0.6
<b>VBS</b>	<b>1.1</b>

### 3.3.4 Caractéristiques de compactage

L'essai Proctor a été utilisé pour déterminer les caractéristiques optimales de compactage de la marne naturelle (ASTM Standard D 698) [157]. L'essai est répété plusieurs fois sur des échantillons préparés à différents teneurs en eau. On détermine ainsi plusieurs densités en fonction de différentes teneurs en eau. Ce qui permet de tracer la courbe de densité sèche ( $\rho_d$ ) en fonction de la teneur en eau (W) (fig.90).

Les résultats de cet essai montrent que la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale ont les valeurs 18.3 kN/m<sup>3</sup> et 15% respectivement.

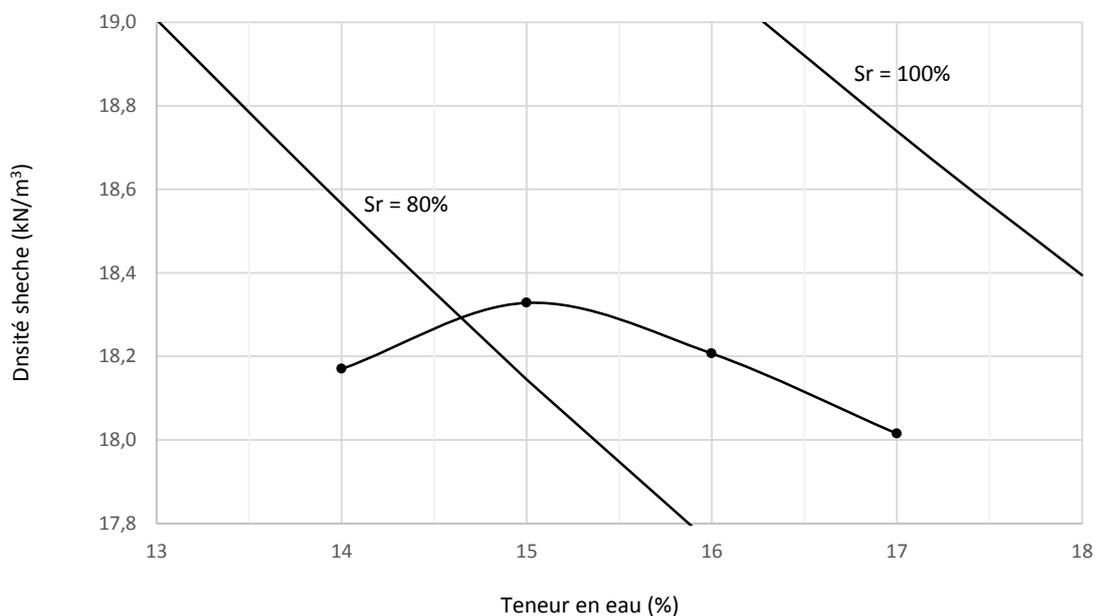


FIG. 90 Courbe Proctor

### 3.3.5 Gonflement libre

Il est important lors de l'étude des sols fins en construction routière, de connaître son potentiel de gonflement. Pour cela nous avons effectué des essais de gonflement libre en utilisant l'appareil œdométrique selon la norme ASTM D4546 [158]. Les échantillons sont compactés suivant la procédure Proctor, puis immergés dans de l'eau et testé à l'œdomètre. Le gonflement libre noté Gf donne des informations sur la performance mécanique de l'échantillon étudié. La valeur maximale de gonflement obtenue est de Gf = 4,19%. (fig.91). On peut estimer que le gonflement de la marne argileuse est faible.

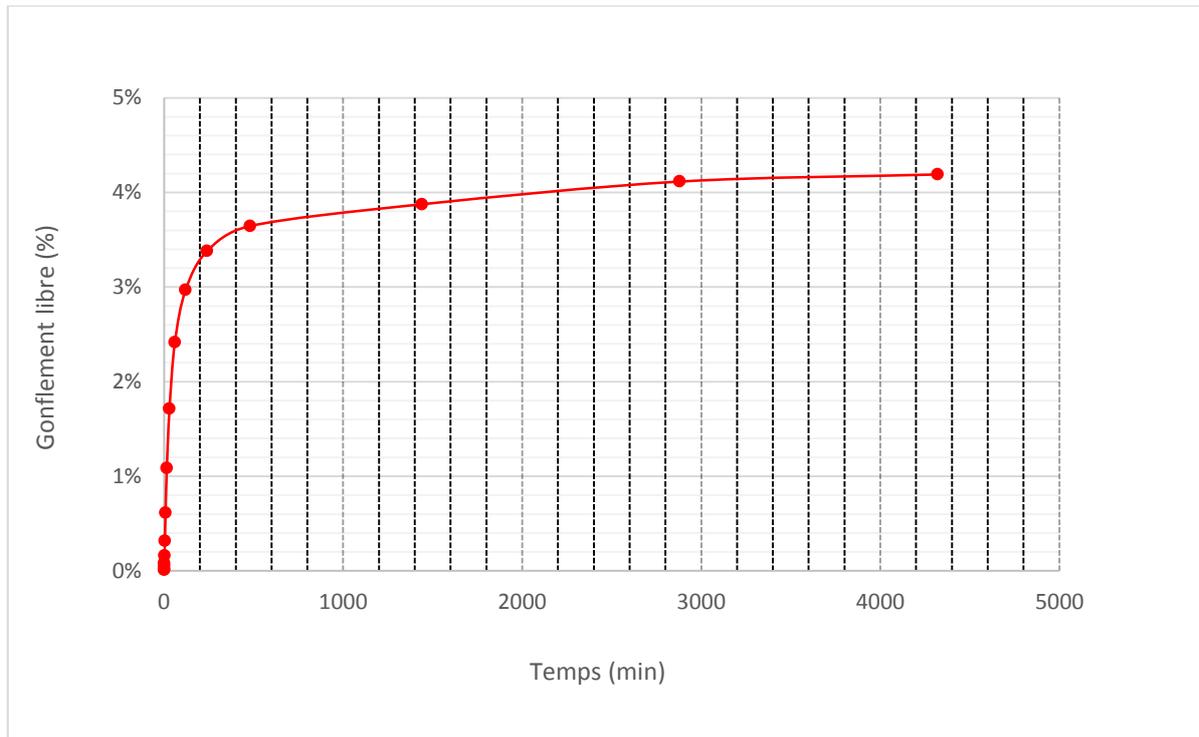


FIG. 91 Gonflement libre de la marne naturelle

### 3.4 Classification géotechnique de la marne

La connaissance des caractéristiques de la marne étudiée a permis de déterminer sa classification dans l'abaque de plasticité de Casagrande (Fig.92) qui fait partie du Système de Classification Unifiée des Sols (USCS) ainsi que la classification AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). Ces deux systèmes de classification des sols sont couramment utilisés dans la pratique du génie civil. Le sol étudié est classé A-7-6 (sol fin) dans le système de classification AASHTO. En ce qui concerne la classification USCS révèle que les particules fines de la marne sont de nature argilo-limoneuse CH-MH.

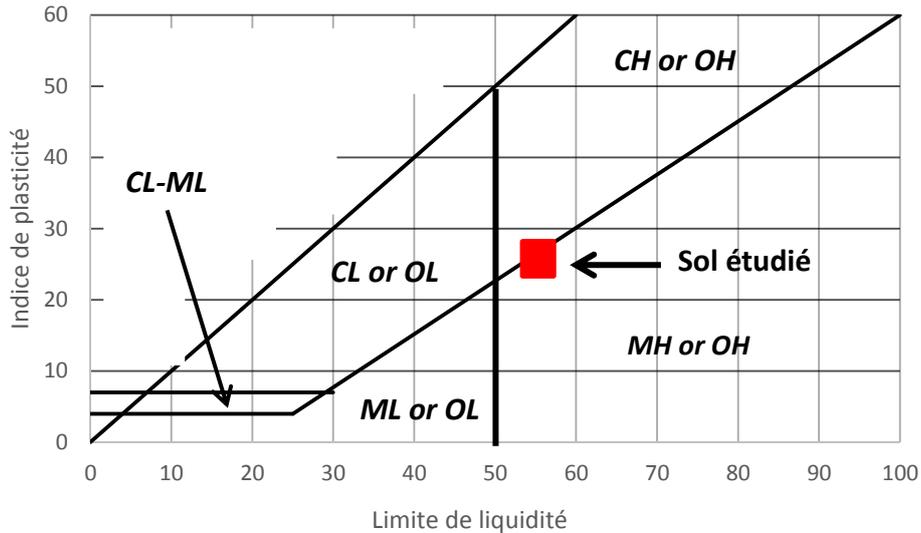


FIG. 92 Classification USCS de la marne

Le diamètre maximal, la proportion des fines et l'indice de plasticité ont permis la classification GTR de la marne. Selon ce guide, la marne argileuse est un sol fin de classe A3 (fig.93). La plasticité de ces sols entraîne pour les remblais des risques de glissement d'autant plus grands que les remblais sont élevés, même dans les meilleures conditions de mise en œuvre. Donc pour aller à des hauteurs de remblais plus élevée ( $h > 10\text{m}$ ), il faut préconiser un traitement par ajout d'un produit adéquat.

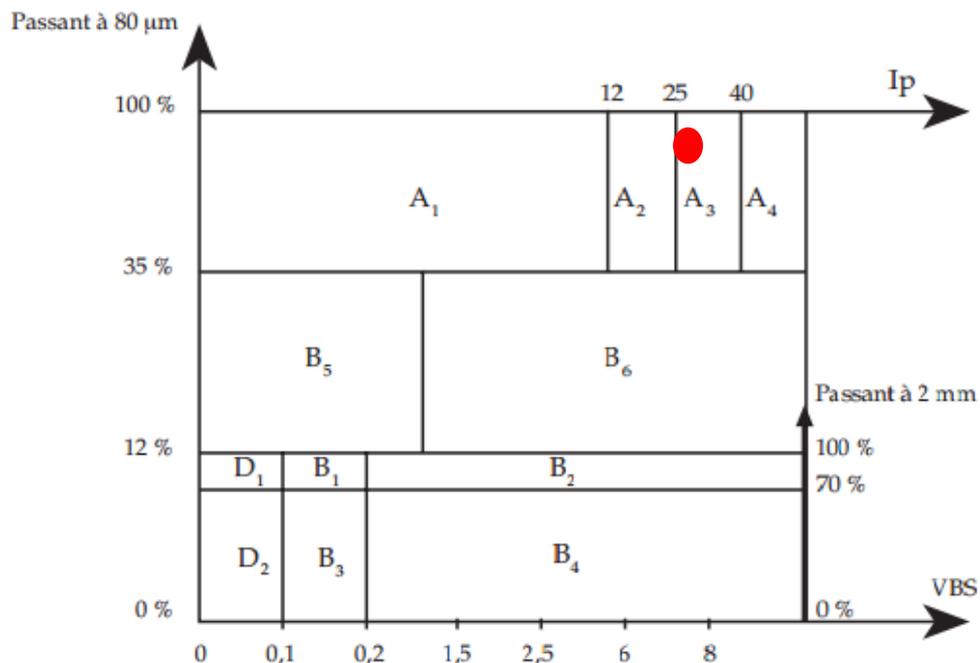


FIG. 93 Classification GTR de la marne

## 4 Caractéristiques des produits de traitement utilisés

### 4.1 Ciment Portland

Le ciment CPJ CEM II / B de classe de résistance 32,5 originaire de la cimenterie de Lafarge - Algérie a été utilisé. Il est commercialisé sous le nom CHAMIL qui provient de la cimenterie Lafarge de la wilaya de M'sila. (Fig.94).



FIG. 94 Ciment CHAMIL (Lafarge)

Nous avons fait le choix d'utiliser ce ciment car c'est le ciment disponible qui possède des caractéristiques physiques et minéralogiques les plus proches à celui d'un liant hydraulique routier. Il est composé de 85% de clinker et 15 % de laitier de haut fourneau. Le [tableau 18](#) présente la finesse et la composition minéralogique détaillée de ce ciment. Ce type de ciment a pour particularité d'être plus résistant dans des milieux agressifs. En contrepartie sa prise est plus lente.

TAB. 18 Caractéristiques physiques et minéralogiques du ciment

Composition minéralogique	Ciment
CaO(%)	64.3
SiO <sub>2</sub> (%)	20.8
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	5.2
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	3.8
MgO(%)	1.2
K <sub>2</sub> O (%)	0.4
SO <sub>3</sub> (%)	2.0
Na <sub>2</sub> O (%)	0.1
Perte au feu (%)	1.3
Finesse (cm <sup>2</sup> /g)	4837

## 4.2 Laitiers de haut fourneau

### 4.2.1 Obtention et préparation du laitier granulé

Le complexe sidérurgique d'EL HADJAR qui se situe dans la wilaya d'Annaba est la seule usine en Algérie qui fabrique de l'acier à partir de minerai de fer. Les principaux déchets sidérurgiques sont les laitiers de haut fourneau. Ces déchets sont traités avec les deux méthodes de refroidissement (lent et rapide). Selon le mode de refroidissement on peut obtenir deux types de laitier : granulé et cristallisé. Une tonne de fonte produite génère à EL HADJAR en moyenne 380 kg de laitier [159]. Ce chiffre dépend en effet du minerai de fer et du procédé. La capacité de production de laitier granulé et cristallisé par le haut fourneau d'EL HADJAR est de l'ordre de 600 000 tonnes par an [159] dont en moyenne 430 000 tonnes de laitier granulé et 170 000 tonnes de laitier cristallisé. La granulation du laitier à sa sortie du haut fourneau n'est pas une opération automatique mais elle est programmée en fonction de la demande en laitier granulé. Cette restriction est due au manque d'eau. Le prélèvement a été effectué directement sur les stocks de laitiers granulé prêts pour l'expédition. La [figure 95](#) montre l'aspect visuel du laitier granulé qui est semblable à un sable de dune qui est facilement friable.



*FIG. 95 Prélèvement du laitier granulé d'El Hadjar*

Le laitier granulé a été broyé moyennant l'appareillage de l'essai Micro Deval. On a mis dans chaque moule 2kg de laitier et 4kg de billes métalliques, Le broyage dans l'appareil dur environ 12 heures, le temps pour avoir une finesse de mouture adéquate. Après l'opération du broyage on obtiendra une poudre beige très fine et régulière ([fig.96](#)).



FIG. 96 Broyage du laitier granulé

## 4.2.2 Caractérisation physique

### 4.2.2.1 Granulométrie

Des échantillons de laitier granulé ont été tamisés, On distingue à l'œil nu les porosités dues à la granulation du laitier et ses grains peuvent se situer à une granulométrie principalement entre 0 et 5 mm (fig.97).

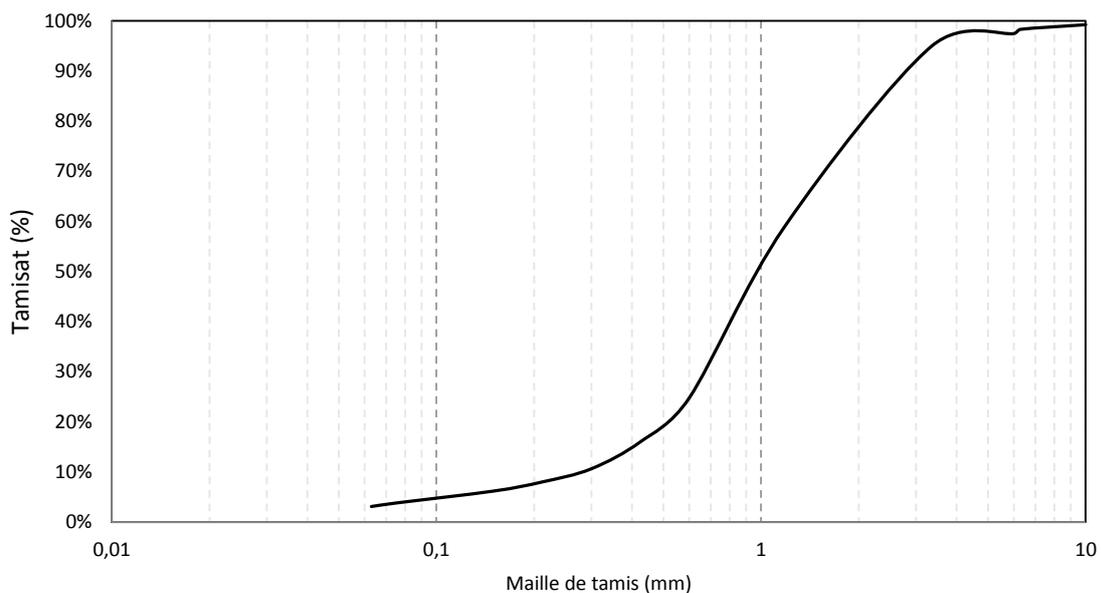


FIG. 97 Courbe granulométrique du laitier granulé

#### 4.2.2.2 Surface spécifique

Par la suite, la méthode de Blaine a été utilisée pour déterminer la surface spécifique (finesse) du laitier de haut fourneau broyé (poudre). Cette finesse est calculée en mesurant le temps mis par une quantité fixée d'air pour traverser un lit de matériau compact à une porosité spécifique. Plus la surface massique de cette poudre est importante et plus le temps « t » mis par l'air pour traverser la poudre est longue. Un échantillon de référence de surface massique connue est nécessaire pour calibrer l'appareil. La détermination de la surface Blaine a été réalisée au sein de la cimenterie GICA Hamma Bouziane (Constantine). La [figure 98](#) présente le Blaine-mètre utilisé. La valeur de la finesse de mouture du laitier broyé est d'environ 4000 cm<sup>2</sup>/g.



FIG. 98 Appareil de Blaine

#### 4.2.3 Caractéristiques minéralogiques

La composition chimique élémentaire des composés du laitier broyé est présentée dans le [Tableau 19](#). Le laitier d'El Hadjar contient essentiellement du calcium, du silicium et de l'aluminium (environ 92 % au total). Les autres éléments majeurs sont faiblement présents à l'exception du Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub> et le MgO (5.56 %). On peut, en particulier, observer qu'il contient plus de calcium et moins d'aluminium que les autres laitiers.

TAB. 19 Composition minéralogique du laitier d'El Hadjar

Composition minéralogique	LHF El Hadjar
CaO(%)	42.71
SiO2 (%)	41.07
Al2O3 (%)	9.06
Fe2O3(%)	3.31
MgO(%)	2.25
K2O (%)	0.83
SO3 (%)	0.28
Na2O (%)	0.25
Perte au feu (%)	0.32

#### 4.2.4 Indice d'activité

Les indices chimiques sont évalués à partir de la composition chimique du laitier et sont supposés être reliés à son activité hydraulique. De nombreux indices ont été proposés par plusieurs auteurs, mais ils sont souvent contradictoires les uns avec les autres et pas toujours pertinents, notamment par rapport à l'objectif visé qui est de prédire la réactivité du laitier à partir de sa seule composition chimique. Pour le laitier utilisé, trois index sont hors des valeurs recommandées. On peut conclure que le laitier d'El Hadjar est moyennement actif (Tab.20).

TAB. 20 Valeurs des indices d'activité hydraulique selon la littérature

Indice d'activité	Valeur calculée	Valeur recommandée
$i1 = (CaO + Al_2O_3 + MgO) / SiO_2$	1.31	1.3-1.4
$i2 = (CaO + 0.56Al_2O_3 + 1.4MgO) / SiO_2$	1.24	>1.65
$i3 = (CaO + 2/3Al_2O_3 + MgO) / (SiO_2 + 1/3Al_2O_3)$	1.15	>1
$i4 = CaO / SiO_2$	1.03	Max 1.4
$i5 = (CaO + MgO) / (SiO_2 + Al_2O_3)$	0.89	1.0-1.3
$i6 = (CaO + MgO) / SiO_2$	1.09	>1.4

### 4.3 Coquille d'œuf

#### 4.3.1 Obtention et préparation

La coquille d'œuf a été collectée à partir des boulangeries locales. Dans un premier temps, la coquille d'œuf a été rincée plusieurs fois avec de l'eau pour éliminer les impuretés et une

partie de la matière organique. Ensuite, elle a été séchée puis légèrement concassée afin de la préparer pour calcination (fig.99).



FIG. 99 Préparation de la coquille d'œuf

#### 4.3.2 Calcination de la coquille

La calcination de la coquille œuf permet de transformer les carbonates de calcium présentes dans sa composition chimique en oxydes de calcium [160]. Selon les travaux de *Wei et al* [160], cette transformation nécessite la calcination de la coquille d'œuf à une température supérieure à 800 °C dans un four à moufle (fig.100). Nous avons donc choisie la calcination à 900 °C pour être sûr que la transformation soit complète (fig.101).

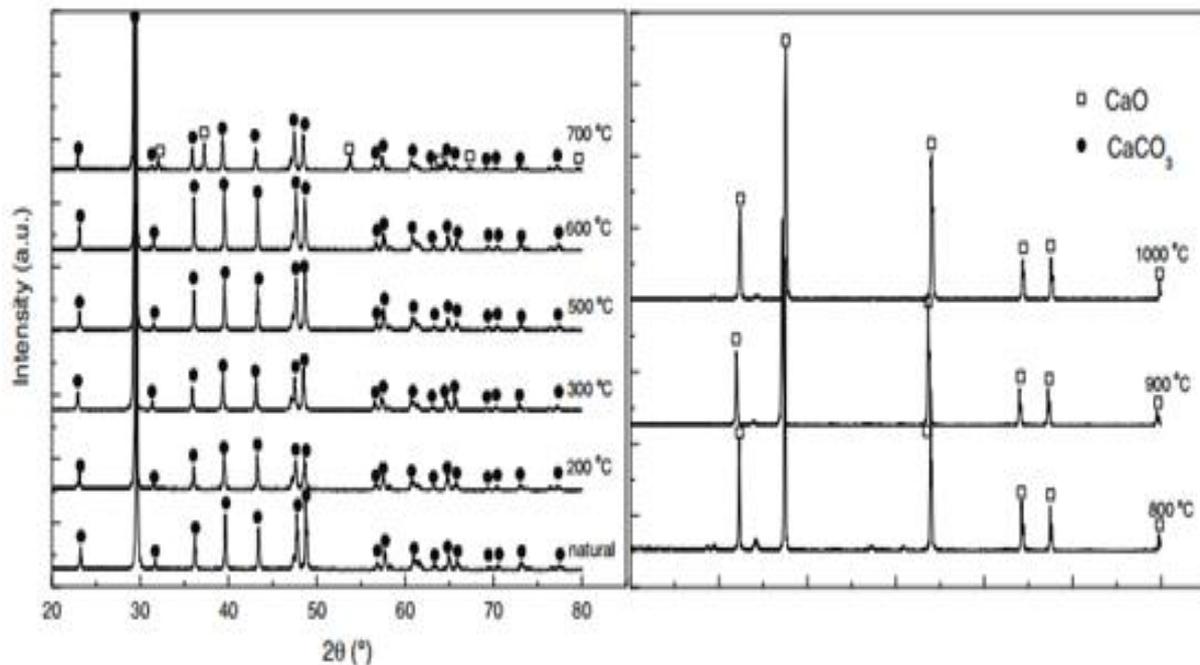


FIG. 100 Transformation des carbonates de calcium en oxydes de calcium en onction de la température [160]

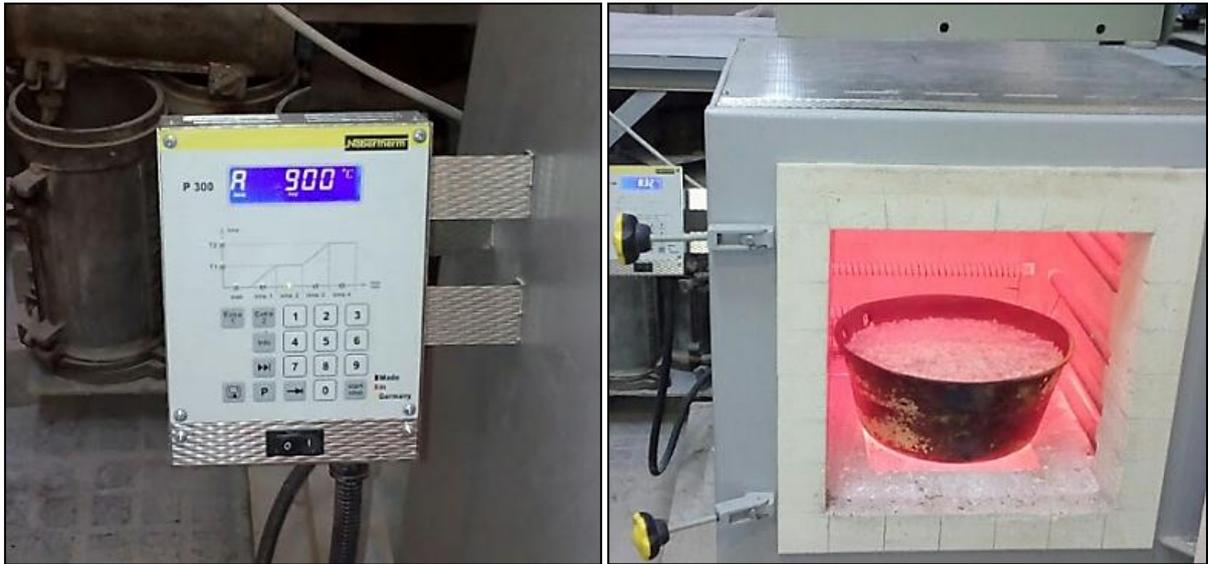


FIG. 101 Calcination de la coquille d'œuf dans le four à moufle

#### 4.3.3 Surface spécifique de la coquille

Comme le laitier, la machine Micro Deval a été utilisée pour le broyage de la coquille. Dans chaque moule on a mis 1 kg de coquille pour 2 kg de billes. Ensuite, on a laissés tourner pendant 4 heures pour avoir la finesse recherchée (autour de  $3000 \text{ cm}^2/\text{g}$ ) (fig.102).



FIG. 102 Les étapes de la préparation de la coquille d'œuf

#### 4.3.4 Caractéristiques minéralogiques et microstructure de la coquille

Les images du microscope à balayage présentées dans la figure 103 illustrent la structure microscopique de la coquille d'œuf avant et après calcination. Les images montrent que la structure de la coquille est composée de formes irrégulières de différentes tailles. En revanche, après calcination, la structure de l'oxyde de calcium devient plus uniforme et plus semblable.

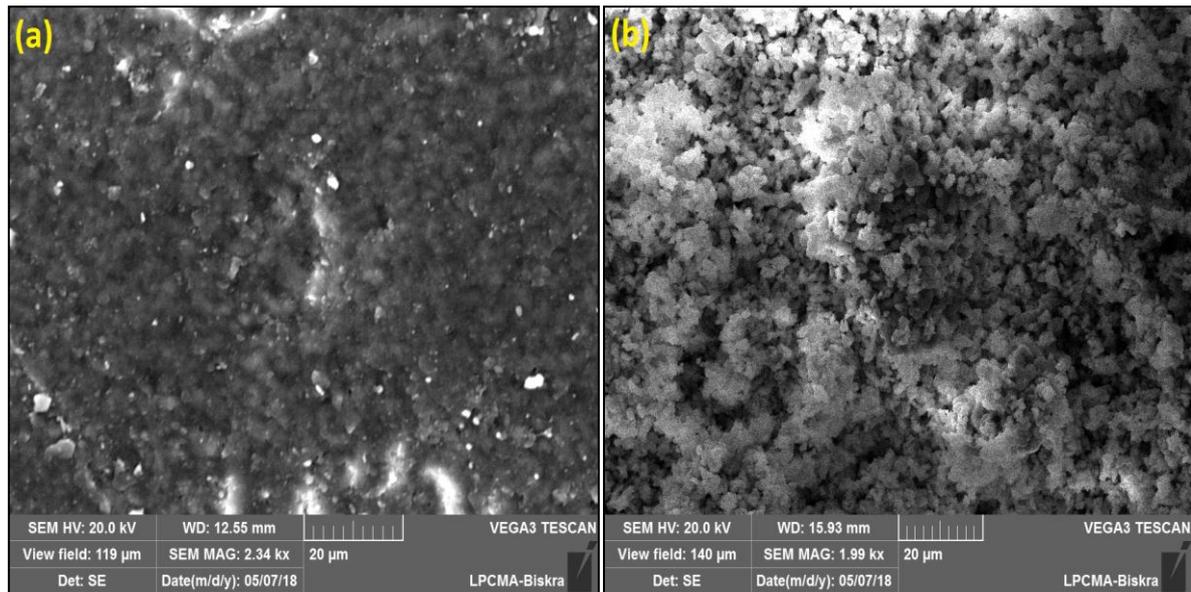


FIG. 103 Balayage microscopique de la coquille d'œuf, avant (a) et après (b) la calcination

Le produit final c'est-à-dire la coquille d'œuf calcinée et broyée a été caractérisée par des techniques physico-chimiques appropriées. Le résultat de l'analyse DRX présenté dans le [Tableau 21](#) montre que la composition chimique de la coquille d'œuf calcinée est similaire à celle de la chaux, qui est composée majoritairement d'oxyde de calcium (CaO). Le taux de CaO est d'environ 92% dans la coquille d'œuf calcinée. La quantité élevée d'oxydes de calcium présents dans la coquille d'œuf calcinée indique qu'elle peut réagir avec le laitier granulé et produire un liant hydraulique.

TAB. 21 Composition minéralogique de la coquille d'œuf calcinée

Composition minéralogique	Coquille d'œuf calcinée
CaO(%)	92.02
SiO <sub>2</sub> (%)	0.41
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	0.11
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	0.02
MgO(%)	1.21
K <sub>2</sub> O (%)	0.09
SO <sub>3</sub> (%)	0.12
Na <sub>2</sub> O (%)	0.19
Perte au feu (%)	5.22

## 5 Procédure expérimentale

L'étude de la valorisation de la marne argileuse passe par trois étapes. On a commencé cette étude par l'évaluation de l'effet d'un liant qui se compose de laitier broyé et la coquille d'œuf calciné sur les caractéristiques physiques de la marne argileuse. Chaque dosage (5%, 10% et

15%) de ce liant qui sera ajouté à la marne naturelle est composé par 75% de laitiers plus 25% de coquille. La deuxième étape est consacrée pour la recherche de la proportion optimale entre le laitier broyé et la coquille d'œuf calcinée. Trois proportions ont été testées en utilisant l'essai de la compression simple comme référence (voir [figure 104](#)). Enfin, la proportion optimale entre les deux matériaux (laitier et coquille) trouvée a été employée pour la suite de cette étude. L'évaluation des caractéristiques mécaniques de la marne traitée a été effectué avec des essais de compression simple, cisaillement en triaxial et CBR immergé. Dans cette dernière partie, deux formulations de liant ont été utilisé (laitier + coquille et laitier + ciment). Le schéma de la [figure 104](#) résume la méthodologie mise en place et le déroulement global de cette partie de l'étude.

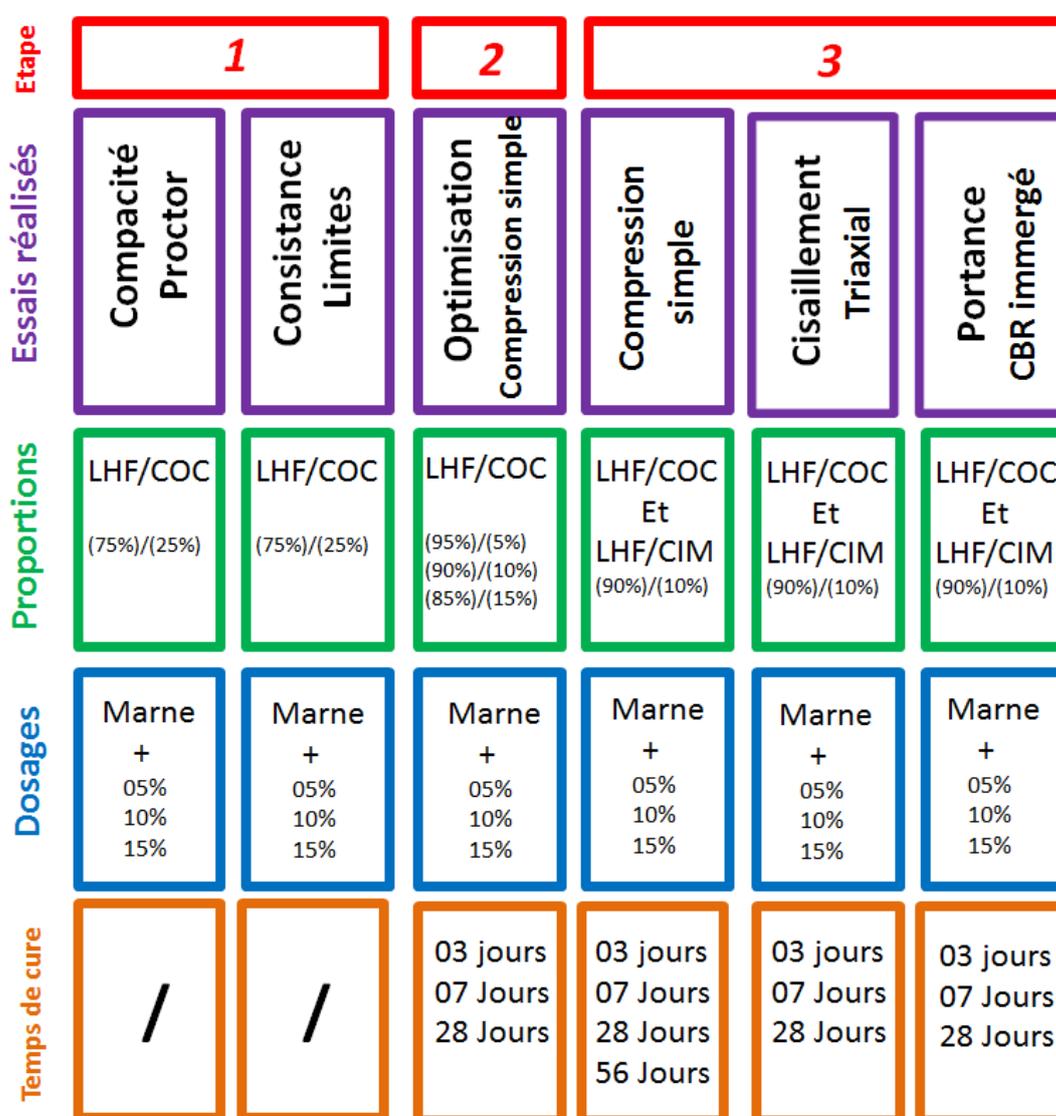


FIG. 104 Synthèse de la procédure expérimentale

## 5.1 Description des essais effectués

### 5.1.1 Compacité (Proctor)

Des essais Proctor normal ([ASTM Standard D 698](#)) ont été effectués sur la marne naturelle et traitée par un mélange de laitiers de haut fourneau broyé et la coquille d'œuf calcinée (LHF+COC). Les proportions entre laitier et la coquille correspond à (LHF/COC : 75/25%). Nous avons trouvé dans la littérature [[161](#), [162](#)] que les liants à base de déchets et de co-produits industriels sont souvent utilisés avec des teneurs élevées en traitement de sol. Pour cela nous avons choisi d'utiliser les dosages suivants :

- Marne+ 5% liant
- Marne+ 10% liant
- Marne+ 15 % liant

Le Proctor est considéré comme la référence de compactage des matériaux utilisés dans les terrassements routiers (sol support, remblai et couche de forme). Le but de ces essais est de mettre en évidence l'influence des différents dosages de liant (LHF+COC) sur les paramètres de compactage à savoir la teneur en eau optimale ( $w_{OPN}$ ) et densités sèches optimale ( $\gamma_{d_{OPN}}$ ) de la marne argileuse ([fig.105](#)). Rappelant que ce mélange (LHF+COC) est similaire à un liant hydraulique routier (LHR).

Dans un premier temps, nous mélangeons les trois matériaux (marne, laitier, coquille) à sec jusqu'à l'obtention d'un mélange dont la teinte est homogène. Ensuite, nous rajoutons la quantité d'eau qui correspond à la teneur en eau visée (entre 10% et 18%) puis mélanger de nouveau jusqu'à homogénéisation. Nous conservons le mélange ainsi obtenu dans un sac hermétique durant 15 minutes environ. A l'expiration de ce délai, nous compactons le mélange conformément aux modalités de l'essai Proctor Normal. Après le compactage de la dernière couche, la rehausse est retirée et le matériau dépassant le moule est arasé soigneusement. Enfin, l'ensemble du moule et le matériau sont pesés pour déterminer la masse volumique sèche.



FIG. 105 Etape de l'essai Proctor

### 5.1.2 Limites d'Atterberg

Nous avons effectué des essais de consistance sur des échantillons de marne naturelle et traitée afin de mettre en évidence l'influence du traitement LHF+COC sur les caractéristiques de plasticité (WL, WP, IP). Nous avons utilisé la même proportion entre la quantité de laitier et de la coquille que celle choisi pour les essais Proctor (LHF/COC : 75/25%). Les essais ont été effectués sur la fraction de marne inférieure à 400 $\mu$ m comme elle précise la norme. Nous avons choisi également les mêmes dosages c-à-dire

- Marne+ 5% liant
- Marne+ 10% liant
- Marne+ 15 % liant



FIG. 106 Détermination des limites de consistance après traitement

### 5.1.3 Compression non confinée

Cet essai permet d'évaluer l'amélioration d'un sol après un traitement au liant hydraulique a été utilisé à deux reprises.

- D'abord il a été choisi pour la détermination de la quantité optimale de proportion entre la quantité du laitier broyé et la coquille d'œuf calcinée, qui permet d'avoir la meilleure résistance de la marne traitée. Pour cela, trois proportions (95 : 10 – 90 : 10 et 85 : 15) ont été testées pour trois temps de cure qui correspondent à 3, 7 et 28 jours et trois dosage en liant 5, 10, 15% (Tab.22).
- Le même essai a été utilisé pour faire une comparaison entre une marne traitée avec le mélange (LHF+COC) et un entre qui se compose de laitier + ciment (LHF+CIM). Cette comparaison permet d'évaluer la performance du laitier lorsque qu'il sera activé par les deux méthodes (calcique avec la coquille d'œuf et sulfatique avec le ciment). Nous avons utilisé la proportion optimale qui a été déterminé dans la première partie pour formuler les deux mélanges. Les éprouvettes confectionnées ont été testées après 3, 7, 28 et 56jours (Tab.22).

TAB. 22 Proportions des liants ajoutés et les temps de cure pour l'essai de la compression simple

Essai	Combinaisons	LHF(%)	CIM(%)	COC(%)	DC(%)	Temps de cure (j)
	Sol	-	-	-	-	-
Compression Simple	Sol+5% LHF-CIM	90	10	-	-	3, 7, 28, 56
	Sol+10% LHF-CIM	90	10	-	-	3, 7, 28, 56
	Sol+15% LHF-CIM	90	10	-	-	3, 7, 28, 56
	Sol+5% LHF-COC	95	-	5	-	3, 7, 28
	Sol+10% LHF-COC	95	-	5	-	3, 7, 28
	Sol+15% LHF-COC	95	-	5	-	3, 7, 28
	Sol+5% LHF-COC	90	-	10	-	3, 7, 28, 56
	Sol+10% LHF-COC	90	-	10	-	3, 7, 28, 56
	Sol+15% LHF-COC	90	-	10	-	3, 7, 28, 56
	Sol+5% LHF-COC	85	-	15	-	3, 7, 28
	Sol+10% LHF-COC	85	-	15	-	3, 7, 28
	Sol+15% LHF-COC	85	-	15	-	3, 7, 28

Toutes les éprouvettes testées ont été préparés au moyen d'une méthode de compactage statique. Ces éprouvettes ont les mêmes dimensions (Hauteur=16cm et diamètre= 8cm) (fig.107). La densité sèche et la teneur en eau de tous les mélanges (liant+marne) ont été fixées afin d'exclure l'effet de la variation de l'indice des vides sur la résistance mécanique. La densité sèche pour tous les éprouvette est choisie égale à  $17,9 \text{ kN} / \text{m}^3$  (supérieure à 95% de la densité sèche maximale de la marne naturelle). La teneur en eau est choisie égale à 18% afin que l'état hydrique de la marne soit situé dans la partie humide de la courbe de Proctor (condition nécessaire pour la prise hydraulique). Le protocole de préparation des éprouvettes est le suivant :

- Initialement, la marne naturelle a été séchée et mélangée aux liants secs selon les différentes formulations présentées dans le [tableau 22](#). Le processus de mélange est poursuivi jusqu'à l'obtention d'un mélange uniforme.
- Ensuite, la quantité d'eau qui correspond à la teneur en eau ciblée a été ajoutée immédiatement au mélange. Le malaxage est effectué aussi vite que possible pour éviter le durcissement du mélange liant-marne, en particulier pour les formulations contenant du ciment.
- Après malaxage, les échantillons sont immédiatement compactés en deux couches identiques dans le moule. Le démoulage se fait immédiatement et les éprouvettes sont et soigneusement scellés avec un plastique épais et stockés dans une chambre de climatique à  $22 \pm 2 \text{ }^\circ \text{C}$ .
- À la fin de chaque temps de cure, les éprouvettes sont testées moyennant une machine de compression UNIFRAME-CONTROLS. Les éprouvettes de sol naturel ou de sol traité sont placées entre les deux plateaux parallèles de la presse. Ensuite, la force est appliquée de manière continue et uniforme, avec une vitesse constante de (1 mm/s). La force maximale subie par l'éprouvette est enregistrée.

La résistance à la compression simple est calculée ensuite selon l'équation suivante :

$$R_c = \frac{F}{A_c}$$

où :

$R_c$  (kPa): résistance à la compression simple,

$F$  (kN): force maximale de compression,

$A_c$  (m<sup>2</sup>) : aire de la section transversale de l'éprouvette.



FIG. 107 Photos du moule et de quelques éprouvettes confectionnées

Les éprouvettes de sol naturel ou de sol traité sont placées entre les deux plateaux parallèles de la presse. La force est appliquée ensuite de manière continue et uniforme sans choc, avec une vitesse constante (1 mm/s) (fig.108).



FIG. 108 Ecrasement des éprouvettes

#### 5.1.4 CBR immergé

La capacité portante d'un sol est la contrainte qui peut reprendre avant rupture. Des essais CBR immersion sont effectués afin d'évaluer l'influence du traitement sur la capacité portante de la marne argileuse dans des conditions imbibés (les conditions les plus défavorables). Les échantillons de la marne naturelle et traitée sont compactés dans des moules CBR avec une énergie dynamique (dame Proctor normal). Par la suite, la surface des échantillons a été paraffinée et les moules ont été sellés par un film plastique, afin de conserver la teneur en eau de compactage durant le temps de cure (3, 7, 28 jours). Lorsque le temps de cure est achevé, les moules ont été mis dans des bacs remplis d'eau durant une période de 4 jours afin de garantir une saturation complète. Enfin, les éprouvettes ont été poinçonnées selon les modalités la norme [ASTM Standard D 1883\[163\]](#). Les dosages en liant et les proportions utilisés sont synthétisés dans le [tableau.2.10](#) ci-après. Les valeurs particulières des deux forces F(2.5)et F(5.0) ayant provoqué les enfoncements respectivement de 2,5 et 5 mm sont rapportées aux valeurs de 13,35 et 19.93 kN, qui sont les forces observées sur un matériau de référence pour les mêmes enfoncements. Par convention, l'ICBR est la plus grande des 2 valeurs suivantes :

$$I\ CBR1 = (F(2.5)/13.35) \times 100$$

$$I\ CBR2 = (F(5.0)/19.93) \times 100$$

Tab.2. 10 Synthèse des proportions des liants ajoutés et les temps de cure pour l'essai CBR immergé

Essai	Combinations	LHF(%)	CIM(%)	COC(%)	Temps de cure (j)
CBR					
immergé					
	Sol	-	-	-	-
	Sol+5% LHF-CIM	90	10	-	3, 7, 28
	Sol+10% LHF-CIM	90	10	-	3, 7, 28
	Sol+15% LHF-CIM	90	10	-	3, 7, 28
	Sol+5% LHF-COC	90	-	10	3, 7, 28
	Sol+10% LHF-COC	90	-	10	3, 7, 28
	Sol+15% LHF-COC	90	-	10	3, 7, 28



FIG. 109 Confectionnement des éprouvettes pour les tests CBR

#### 5.1.5 Essai de cisaillement triaxial

L'essai triaxial est l'essai de référence le plus largement utilisé pour la détermination des caractéristiques de résistance au cisaillement et des critères de rupture des sols. Il permet de contrôler et de mesurer la pression interstitielle, d'appliquer une gamme de contraintes de confinement (isotrope ou anisotrope) pour consolider initialement l'échantillon à un état prédéfini. Les différents types d'essai réalisables sont :

- Essai UU (unconsolidated-undrained) : essai non consolidé non drainé effectué sur matériau saturé ou non.
- Essai CU (consolidated-undrained) : essai consolidé non drainé sur matériau saturé ou non.
- Essai CU+u (consolidated-undrained) : essai consolidé non drainé sur matériau saturé avec mesure de la pression interstitielle.
- Essai CD (consolidated-drained) : essai consolidé drainé sur matériau saturé

Dans notre travail des essais non consolidés, non drainés (CU) ont été réalisés. Cet essai permet de déterminer de façon rapide l'effet du traitement sur la résistance au cisaillement de la marne argileuse. L'essai a été réalisé avec une presse ELE d'une capacité de 50kN conformément aux normes [NF P 94-071](#)[164] et [NF P94-074](#) [165]. Il consiste à soumettre une éprouvette cylindrique à un champ de contrainte, appliquée par l'intermédiaire d'un fluide (eau) remplissant la cellule, et une contrainte axiale appliquée par l'intermédiaire d'un piston,

et ce jusqu'à la rupture. Le dispositif expérimental comporte une cellule triaxiale, un dispositif d'application d'une force axiale sur le piston de la cellule, un dispositif de mise en pression de la cellule, des capteurs permettant la mesure du déplacement du piston et de la force axiale appliquée. Ces capteurs sont reliés à une centrale d'acquisition et le relevé des mesures se fait automatiquement. L'éprouvette couverte par une membrane étanche est placée sur une embase métallique non drainante, à l'intérieur de la cellule triaxiale. Au-dessus de l'éprouvette, on place une embase métallique non drainée, sur laquelle vient s'appuyer le piston d'application de l'effort axial. L'eau sous pression est introduite dans la cellule et elle exerce une contrainte «  $\sigma_3$  » sur l'éprouvette. Trois essais sont menés pour trois contraintes de confinement (100 kPa, 200 kPa et 300 kPa). Le chargement déviatorique consiste, pour une valeur de  $\sigma_3$  donnée, à accroître la contrainte axiale «  $\sigma_1$  ». La vitesse de déplacement du piston est réglée à 1 mm/min. L'essai est terminé conventionnellement lorsque le système d'acquisition détecte une chute de résistance.

Il faut noter que la pression interstitielle, les déformations radiales et les déformations volumiques n'ont pas été mesurées au cours de ces essais.

Les variables considérées dans cet essai sont :

- Contrainte axiale :  $\sigma_1$
- Contrainte isotrope ou contrainte de confinement :  $\sigma_3$ - Déformation axiale :  $\varepsilon_1$
- Déviateur de contraintes :  $q = \sigma_1 - \sigma_3$

Les résultats des essais triaxiaux se présentent sous la forme de deux types de courbes (fig.110). D'abord les courbes représentant le comportement en contrainte déformation et celles représentant l'enveloppe des cercles correspondant à un critère de rupture donné qui représente le maximum du déviateur. Cette enveloppe obéit au modèle de Mohr-Coulomb :

$$\tau = c_u + \sigma \tan \varphi_u$$

Où :

$\tau$  est la contrainte de cisaillement,

$c_u$  la cohésion non consolidée non drainée,

$\varphi_u$  l'angle de frottement interne non consolidé non drainé,

$\sigma$  la contrainte normale

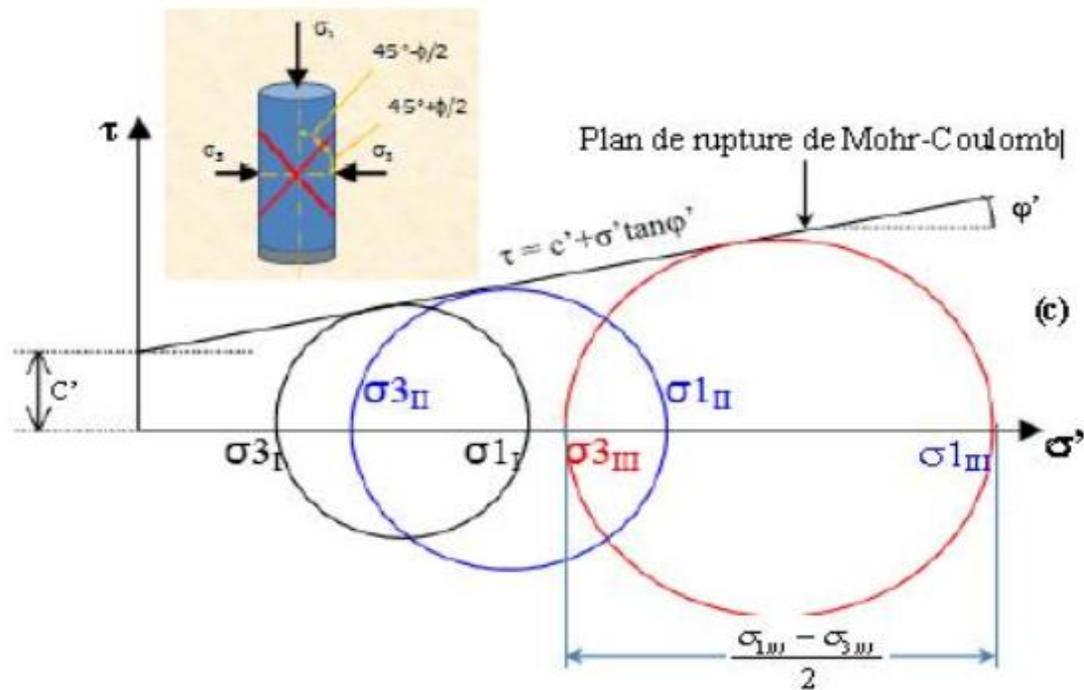


FIG. 110 Expression des résultats par la loi de comportement Mohr-Colomb

TAB. 23 Synthèse des proportions des liants ajoutés et les temps de cure pour l'essai triaxial

Essai	Combinations	LHF(%)	CIM(%)	COC(%)	Temps de cure (j)
Triaxial (CU)	Sol	-	-	-	-
	Sol+5% LHF-CIM	90	10	-	3, 7, 28
	Sol+10% LHF-CIM	90	10	-	3, 7, 28
	Sol+15% LHF-CIM	90	10	-	3, 7, 28
	Sol+5% LHF-COC	90	-	10	3, 7, 28
	Sol+10% LHF-COC	90	-	10	3, 7, 28
	Sol+15% LHF-COC	90	-	10	3, 7, 28

## 6 Résultats et discussions

### 6.1 Effets du traitement sur les caractéristiques physiques

#### 6.1.1 Effet sur la compacité (Proctor)

Une campagne d'essais Proctor normal a été menée à l'aide de l'appareillage défini par la norme [ASTM Standard D 698](#) pour déterminer les caractéristiques de compactage de la marne argileuse traitée avec un mélange (LHF+COC) à différents dosages.

Les résultats des essais Proctor exprimés sous forme de courbes de compactage sont présentés dans les figures 111, figures 112 et figures 113. On remarque tout d'abord que la courbe de compactage de la marne naturelle et traitée sont des courbes en cloche et elles sont situées les uns sous les autres en fonction de l'augmentation du dosage de liant. La courbe de compactage de la marne traitée à 15% se situe au-dessous de toutes les autres courbes.

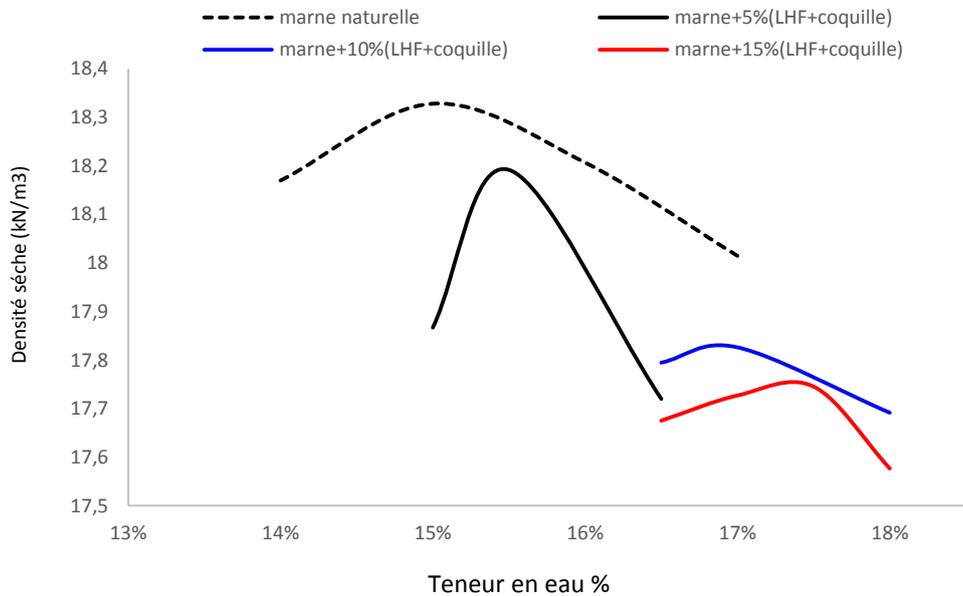


FIG. 111 Influence du mélange LHF+COC sur les caractéristiques de compactage de la

Les figures 112 et figures 113 montrent l'évolution des densités sèches maximales et des teneurs en eau optimales en fonction de l'augmentation du dosage en liant. On remarque une diminution significative de la densité sèche maximale en fonction de l'augmentation du dosage en liant. Les densités sèches varient entre 18,33 (kN/m<sup>3</sup>) et 17,75(kN/m<sup>3</sup>) pour les différents dosages. Cette diminution de la densité sèche montre qu'il y aura une facilité de compactage de la marne après traitement ce qui permet de réduire le temps et le coût des terrassements. En revanche, on remarque une augmentation de la teneur en eau optimale en fonction de l'augmentation du dosage en liant. Les teneurs varient de 15% pour la marne naturelle à 17,5% pour la marne traitée avec le dosage le plus élevé. Cette augmentation de la teneur en eau optimale est expliquée par l'accroissement du besoin en eau pour le déclenchement de l'action de l'hydratation des liants hydraulique qui provoque une consommation d'eau pour créer les composés cimentaires et aussi l'extinction de la chaux vive qui se trouve dans la composition de la coquille calcinée.

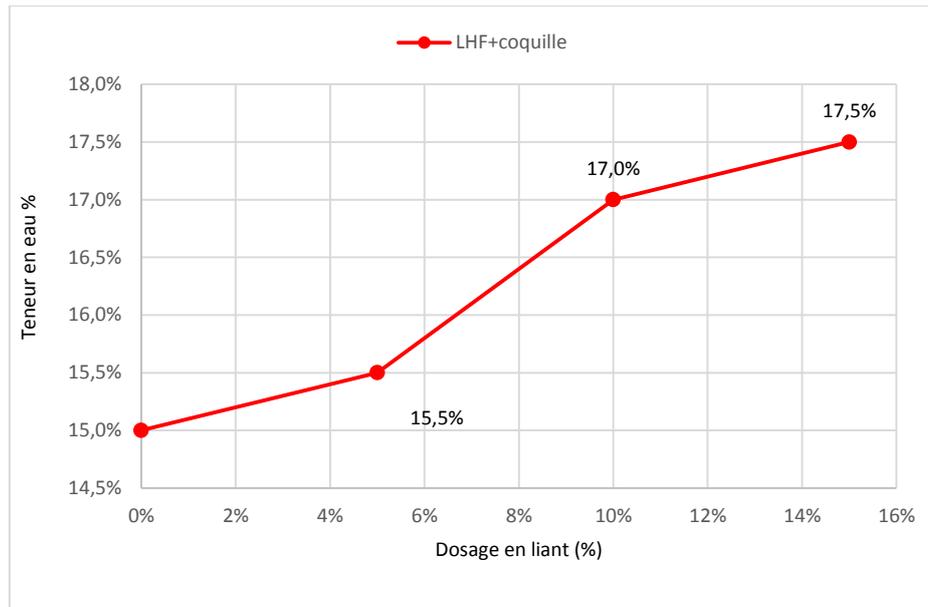


FIG. 112 Evolution de la teneur en eau optimale en fonction du dosage de liant ajouté

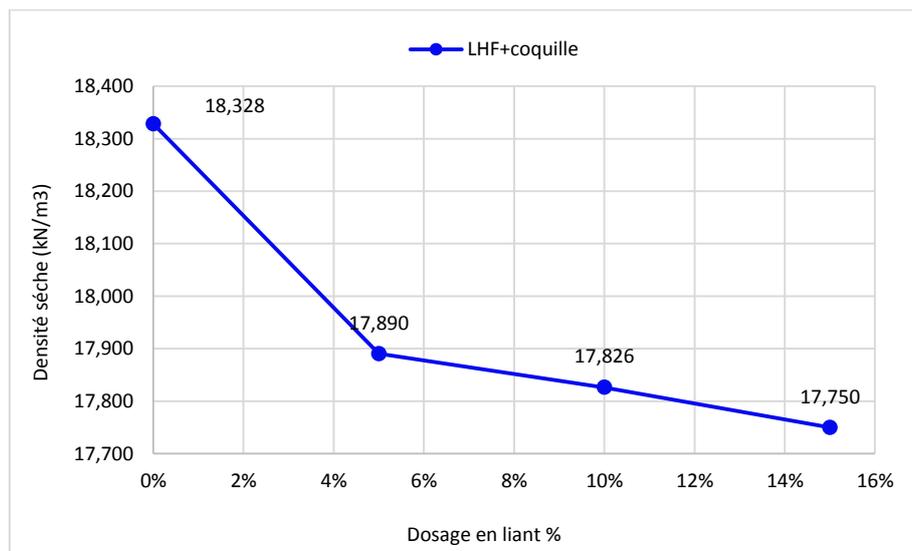


FIG. 113 Evolution de densité sèche maximale en fonction du dosage de liant ajouté

### 6.1.2 Effet sur la consistance (Limites d'Atterberg)

Les limites d'Atterberg des sols sont des paramètres importants dans la réalisation des infrastructures routiers, car elles gouvernent leurs conditions d'utilisation au moment de la mise en œuvre. Un sol argileux plastique est difficilement mis en œuvre lorsqu'il est dans un état hydrique humide au moment des travaux. De plus, son comportement futur vis-à-vis le glissement et le tassement est imprévisible à cause de sa nature argileuse. Pour cela, nous étudions l'effet du traitement de mélange (LHF+COC) sur les limites de consistance de la

marne argileuse. Des mesures de la plasticité ont été effectuées sur des échantillons traités à différents dosages. Les résultats sont présentés dans le [tableau 24](#).

TAB. 24 Evolution de la consistance de la marne après traitement

Dosage	IP	LL	LP
0%	27.9	56.7%	28.8%
5%	20.5	54%	33.5%
10%	21.2	53%	31.8%
15%	17.3	48.2%	30,9%

La [figure 114](#) montre l'évolution de la limite de liquidité. On constate une décroissance proportionnelle de  $W_L$  en fonction de la teneur en liant ajoutée. La limite de liquidité atteint une réduction de l'ordre de 15% pour un pourcentage de liant de 15%. L'influence de l'addition du pourcentage du laitier broyé et la coquille d'œuf calcinée sur la limite de plasticité est illustrée dans la [figure 115](#). La courbe montre clairement que l'ajout de 5% de liant engendre une augmentation de  $W_P$ . Pour les deux autres dosages 10% et 15%, on remarque qu'il y a une baisse de la limite de plasticité de la marne traitée les valeurs de  $W_P$  sont devenues plus bas par rapport à la valeur de 5% mais elles sont restées supérieures à la valeur initiale. L'ajout du liant qui se compose de laitier broyé et la coquille d'œuf calcinée a provoqué une diminution de la limite de liquidité et une légère augmentation de la limite de plasticité ceci a entraîné une diminution de l'indice de plasticité. On observe au début une forte diminution de l'indice de plasticité de l'ordre de 26%, lorsque 5% de liant est ajouté. Après l'ajout de 10% de liant, on remarque une légère augmentation de l'indice de plasticité qui est peut être due aux incertitudes des mesures délicates de ce paramètre. L'ajout de 15% de liant, fait à nouveau diminuer l'indice de plasticité pour atteindre une valeur de 17,3%. On peut expliquer ce changement de la consistance de la marne que l'ajout d'un liant au sein du sol provoque une modification de sa teneur en eau. Toutefois, la diminution de la limite de liquidité est plus importante que l'augmentation de la limite de plasticité. Cet effet est plus sensible avec l'ajout d'un liant qui contient de l'oxyde de calcium (CaO). Il en résulte une diminution de la teneur en eau de la marne. Cet assèchement est renforcé par l'aération de la marne lors du malaxage, si bien que la teneur en eau peut baisser de 2 à 3% par pourcentage de liant ajouté. Celle-ci provoque l'agglomération et la précipitation rapide des particules argileuse qui se trouvent en suspension dans l'eau, ce qui modifie la consistance du milieu et le fait passer d'un état plastique à une structure grumeleuse stable.

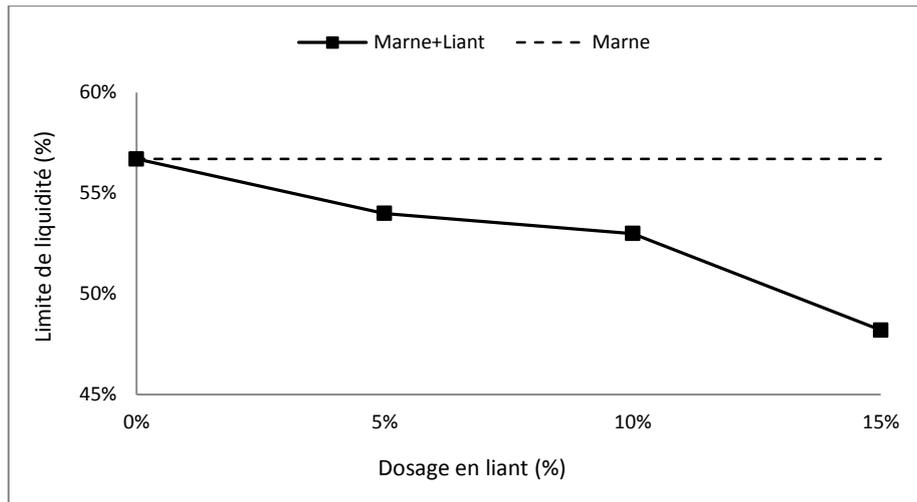


FIG. 114 Evolution de la limite de liquidité en fonction de la teneur de liant ajoutée

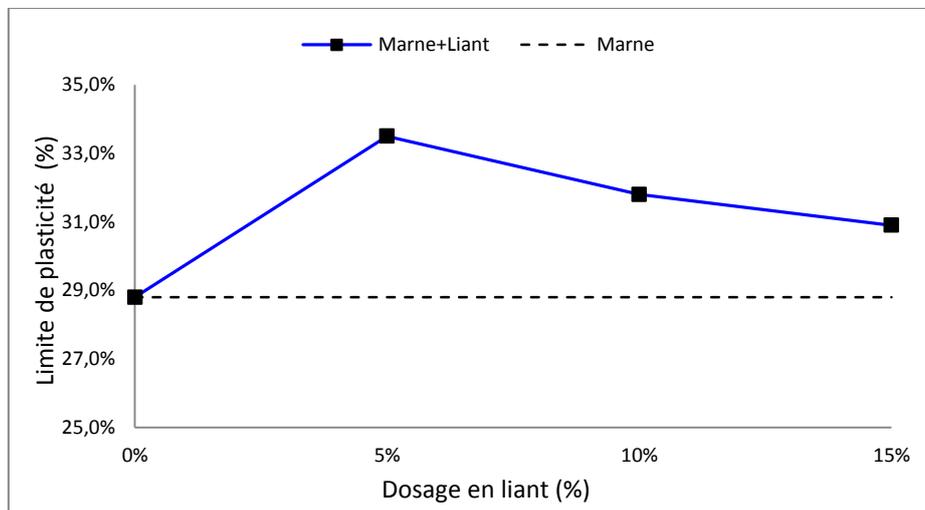


FIG. 115 Evolution de la limite de plasticité en fonction de la teneur de liant ajoutée

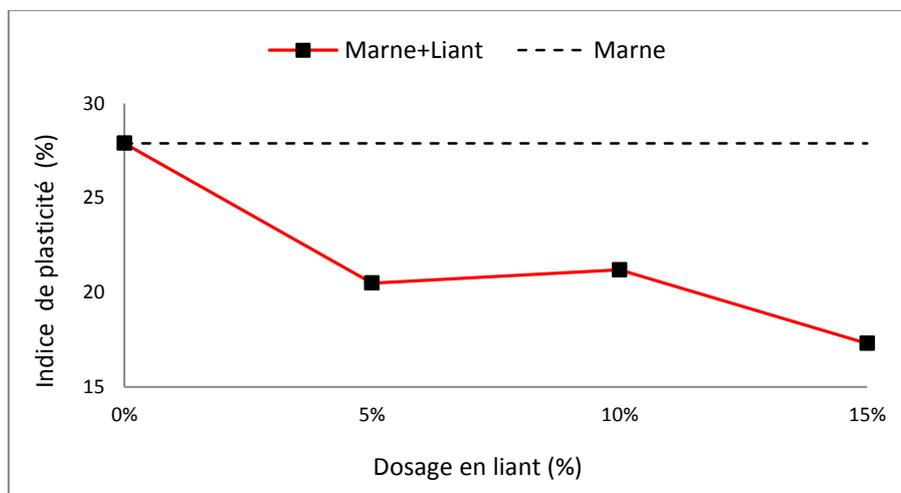


FIG. 116 Evolution de l'indice de plasticité en fonction de la teneur de liant ajoutée

## 6.2 Effets du traitement sur le comportement mécanique

### 6.2.1 Effet sur la résistance à la compression simple

#### 6.2.1.1 Etude d'optimisation de la proportion LHF/COC

Lors de début de cette étude, on a choisi d'utiliser un liant formulé à base de trois tiers de laitier granulé et un tiers de coquille d'œuf calcinée (LHF (75%) +COC (25%)). Ces proportions n'ont pas été justifiées par une étude spécifique et ils posent des problématiques en termes de disponibilité de la coquille d'œuf calcinée. C'est pourquoi on a essayé de déterminer la quantité optimale suffisante qui permet d'activer le laitier granulé.

Nous avons recherché dans cette partie la quantité optimale des deux matériaux qui compose notre liant (laitier et coquille). Le travail consiste à trouver la quantité de coquille qui permet d'activer complètement le laitier broyé pour donner la meilleure résistance à la compression non confinée. Pour ce faire, trois formulations du mélange (LHF+COC) ont été ajoutées à la marne naturelle (LHF(95%)+COC(5%) ; LHF(90%)+COC(10%); LHF(85%)+COC(15%)) pour trois dosage en liant différents (5%, 10% et 15%). Les essais ont été réalisés pour trois temps de cure différents (3 j, 7 j et 28 j). Les résultats obtenus pour les trois temps de cure (3, 7 et 28 jours) sont illustrés dans les [figures 117](#), [figures 118](#) et [figures 119](#) ci-dessous.

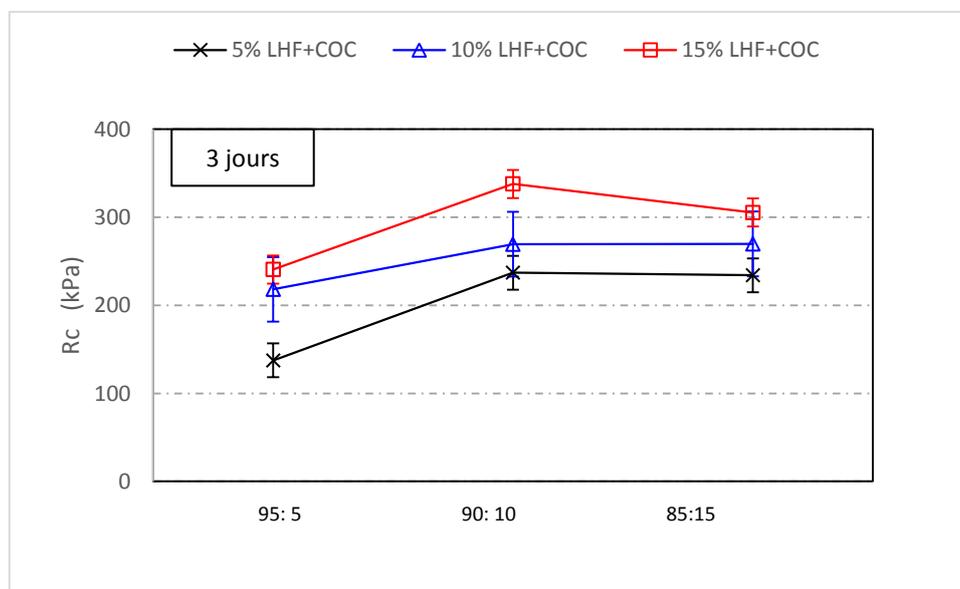


FIG. 117 Résistance à la compression simple de la marne traitée avec différentes proportions du mélange LHF/COC à 3 jours de cure

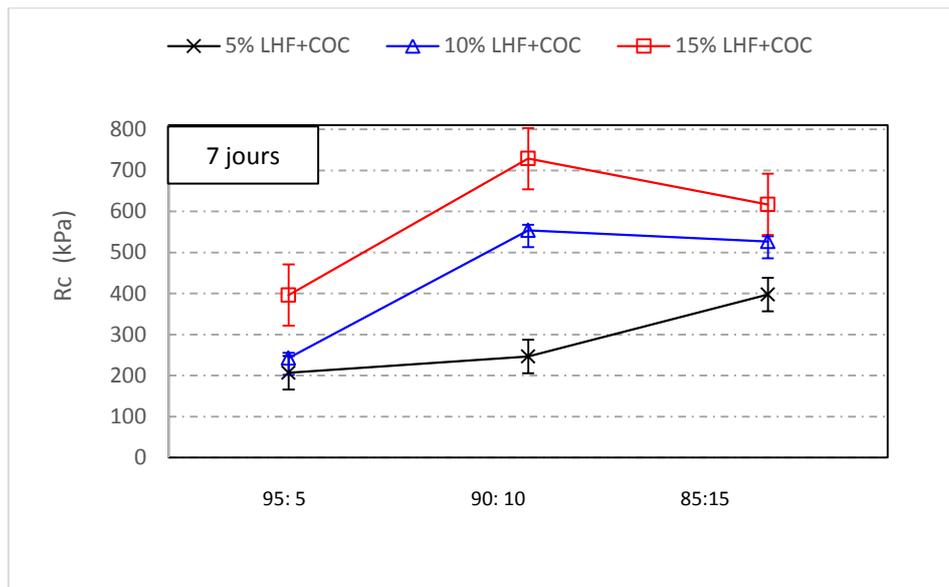


FIG. 118 Résistance à la compression simple de la marne traitée avec différents proportions du mélange LHF/COC à 7 jours de cure

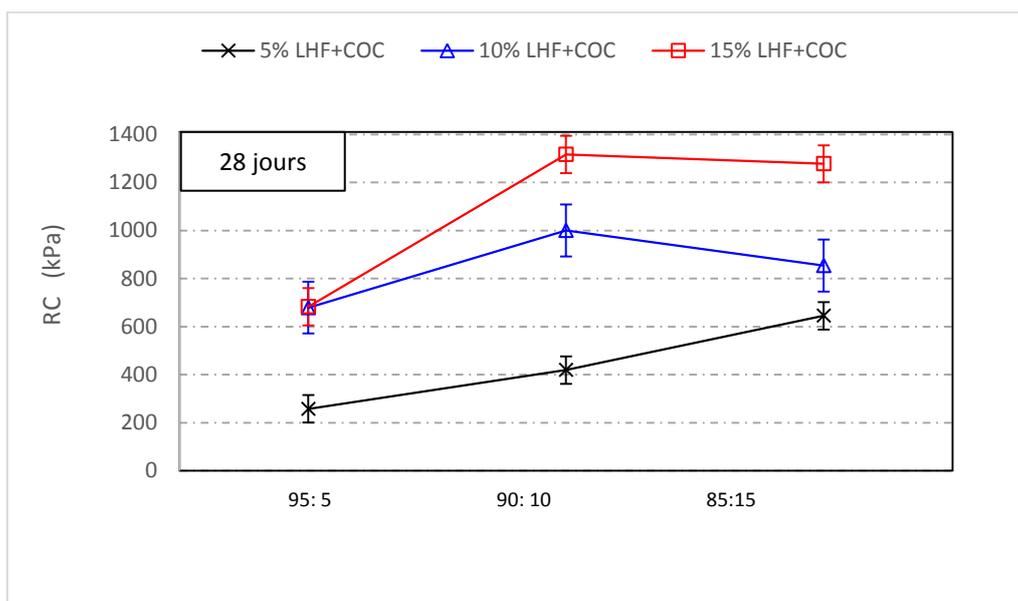


FIG. 119 Résistance à la compression simple de la marne traitée avec différents proportions du mélange LHF/COC à 28 jours de cure

Les résultats obtenus montrent clairement que la proportion optimale entre la quantité du laitier broyé et celle de la coquille d'œuf calcinée est bien (LHF: COC) = (90:10). Cette proportion fournit la meilleure résistance à la compression pour les différents dosages en liant (5, 10 et 15%) et différents temps de durcissement par rapport aux deux autres proportions (LHF: COC) = (95:5) et (LHF: COC) = (85:15). A titre d'exemple, la résistance obtenue pour la proportion (LHF: COC) = (90:10) correspondant au dosage de 10% après 28 jours de temps

de cure est environ 1,8 et 1,2 fois supérieur à celle obtenue pour la proportion (LHF: COC) = (95 : 5) et (LHF: COC) = (85:15) respectivement. Dans le cas de l'utilisation de la proportion (LHF: COC) = (95: 5), la quantité de CaO présente dans la coquille est insuffisante pour activer le laitier broyé et développer ainsi les réactions hydrauliques et pouzzolaniques du mélange marne -liant. Dans le cas de la proportion (LHF: COC) = (85:15), la quantité de la coquille dépasse le seuil optimal des teneurs en CaO, ce qui produit un effet inverse sur la réaction pouzzolanique (effet d'excès de CaO). Cette quantité de CaO est souvent appelée «point de fixation alcaline» qui permet de créer un environnement approprié pour le processus de réaction hydraulique [166]. Il faut noter que ces résultats sont similaires à ceux obtenus par *Vishwakarma* [167]. Ce rapport (LHF: COC) = (90:10) est également recommandé par le code de traitement des sols chinois *CABR* [168].

Cependant, à 7 et 28 jours, le rapport (LHF: COC) = (90:10) n'est pas la proportion optimale pour les faibles dosages en liant (5%) (fig.118 et fig.119). Il semble qu'une faible teneur en coquille d'œuf n'active qu'une partie de laitier broyé et elle forme Des composés cimentaires dont la proportion optimale de la coquille, dans ce cas, est probablement supérieure à 15%.

#### 6.2.1.2 Comparaison entre l'activation alcaline et sulfatique

L'activation alcaline par un agent chimique adapté tel que les silicates de sodium, hydroxyde de calcium ou de sodium, les sulfates de sodium ou de calcium, la chaux,...etc, est l'une des méthodes les plus utilisés pour la formulation des liants hydrauliques à base de laitier de haut fourneau. Le ciment portland lui aussi est utilisé comme agent activant du laitier. Dans le cas de l'activation dite « sulfatique ». Dans cette partie, nous comparons les deux méthodes d'activation en utilisant deux formulations composées de laitier broyé activé par la coquille d'œuf calcinée et le ciment Portland composé. L'essai de la compression simple a été également utilisé comme référence pour cette comparaison. Nous avons utilisé la proportion optimale (LHF: activant) = (90:10) pour le reste de cette étude. Les résultats obtenus sont illustré dans la figure 120 ci-dessous.

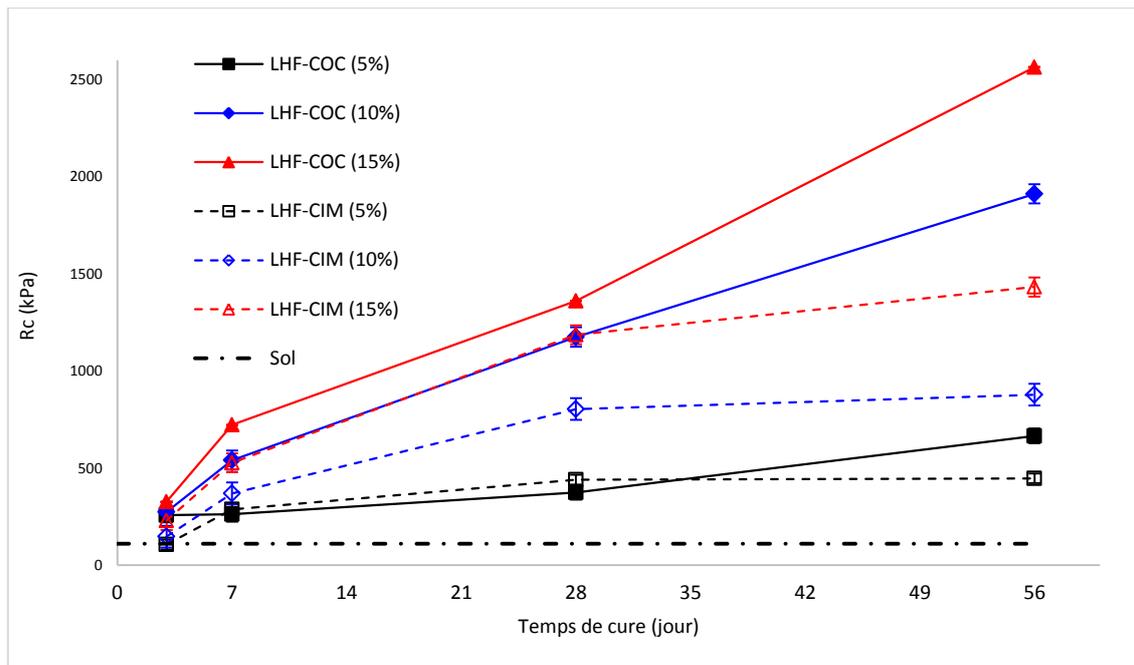


FIG. 120 Influence des mélanges LHF+COC et LHF+CIM sur la résistance à la compression en fonction du dosage et de temps de cure

Les résultats montrent que la résistance à la compression « Rc » de la marne traitée augmente pour tous les dosages et les temps de cure comparativement à la marne naturelle ( $R_c = 78$  kPa). Les échantillons traités avec le liant LHF+COC ont enregistré des gains de résistance significatifs. Pour le dosage de 5% du liant LHF-COC, les valeurs de résistance augmentent légèrement entre 3 et 7 jours, puis elles augmentent rapidement de 1,5 fois entre 7 et 28 jours et de même entre 28 et 56 jours. Cependant, à 10% et 15% de dosage en liant (LHF+COC), la résistance double de valeur à chaque passage de temps de cure (7, 28 et 56 jours). Au jeune âge, l'amélioration de la résistance résulte du phénomène de floculation qui se produit entre la coquille d'œuf calcinée et les particules argileuse de la marne immédiatement après malaxage. Ce phénomène est illustré dans la figure 39 ci-dessous qui montre le résultat de mélange LHF+COC (5%) avec la fraction fine de la marne naturelle qui se trouve en suspension. Cet essai montre que les particules argileuses ont tendance à s'agréger, à diminuer le volume apparent et à se contracter. L'ajout du mélange LHF+COC provoque un changement immédiat de la structure des particules de la marne. L'attraction des fines en suspension provoquée par le liant entraînera la formation de floccs qui sont moins sensibles à l'eau.

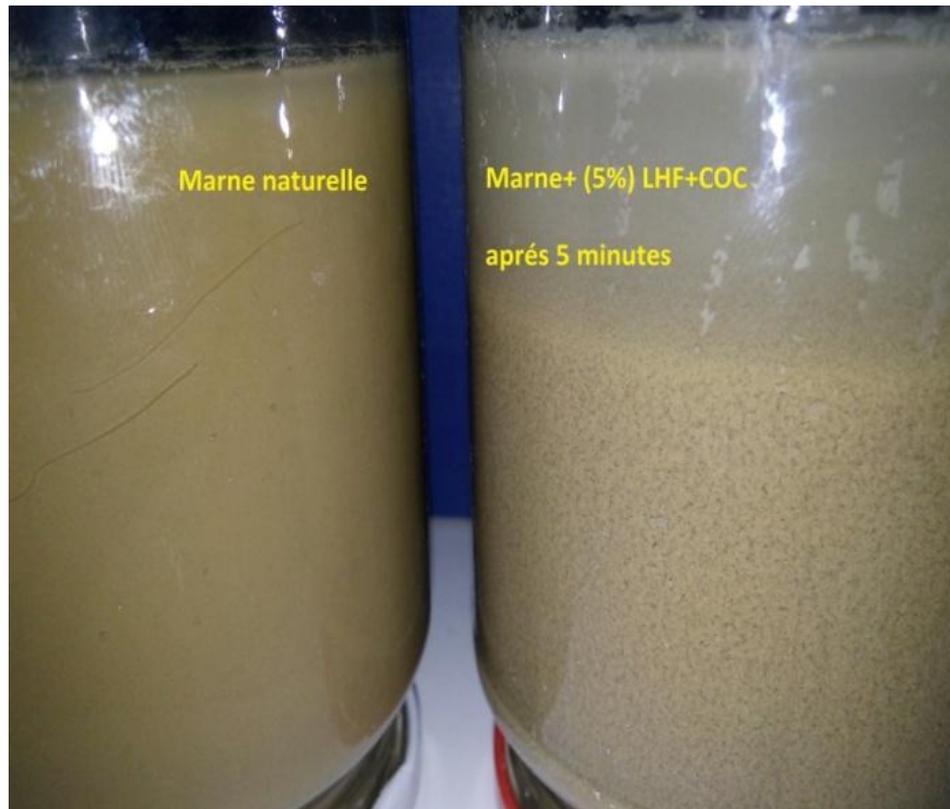


FIG. 121 Floculation de la fraction argileuse de la marne après l'ajout de 5% du mélange LHF+COC

À moyen et à long terme, pour le dosage de 5% en LHF+COC, la résistance augmente de 78 kPa à 665 kPa après 56 jours. La marne traitée est 8,5 fois plus résistante par rapport au sol naturel. L'oxyde de calcium présent dans la coquille d'œuf calcinée augmente le pH du milieu et par conséquent déclenche la réaction hydraulique qui crée de nouveaux composés cimentaires (CSH) dans la matrice solide de la marne. Cependant, l'effet pouzzolanique qui se produit entre la coquille et les particules argileuses (silice et alumine) confère une résistance supplémentaire à la marne traitée à long terme (56 jours)..

Les résistances obtenues pour les éprouvettes traitées avec des mélanges LHF-CIM (activation sulfatique) ont augmentées par rapport au sol naturel. Pour les trois dosages en liant (5%, 10% et 15%), nous avons constaté que les valeurs de la résistance augmentent significativement et rapidement entre 3 et 28 jours, puis elles deviennent quasi constantes entre 28 et 56 jours. Cette augmentation est liée au phénomène de la floculation des particules argileuse et la prise hydraulique du ciment à jeune âge. La quasi stabilisation des résistances après 28 jours est dû à l'achèvement du durcissement hydraulique du ciment. La petite amélioration entre 28 et 56 jours (à long terme) est dû à la formation de la phase pouzzolanique qui est la seule source de résistance. La Portlandite  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  qui est libérée

par le ciment, augmente le pH et permet aux particules de laitier broyé de se dissoudre puis de former un composé à base de ciment (C-S-H) [169].

La comparaison des résultats obtenues pour les deux mélanges LHF+COC et LHF+CIM montre que les résistances des échantillons traités avec LHF-COC sont toujours supérieures à celles traitées avec LHF+CIM pour les dosages 10 et 15% en liant. Après 56 jours de cure, la comparaison montre également que les échantillons traités avec LHF-COC présentent des résistances beaucoup plus élevées que celles traitées avec LHF+CIM. Les améliorations à 56 jours sont plus élevées par rapport à celles obtenus à 28 jours. Cela est dû à l'effet de l'arrêt de la prise hydraulique du ciment après 28 jours de cure. Les réactions qui se produisent entre les particules argileuses, l'oxyde de calcium et le laitier ont été expliquées par les recherches de *Nidzam & Kinuthia* [170], ils ont synthétisé les différentes actions chimiques en trois réactions. Une première réaction se produit lorsque la coquille d'œuf calcinée est mélangée avec la marne humide. La silice et d'alumines présentes dans la structure de la marne réagissent avec la coquille d'œuf calcinée et de l'eau pour créer des gels C-S-H, C-A-H et C-A-S-H. La deuxième réaction est l'activation du laitier par la coquille d'œuf calcinée. Cette réaction est également une source de gel C-A-S-H et elle est beaucoup plus rapide que la réaction pouzzolanique créée lentement entre la marne et la coquilles d'œufs calcinées. La dernière réaction se produit entre la marne et les particules du laitier pour combler les vides présents dans la structure du mélange (effet de remplissage). Ces trois réactions rendent le mélange LHF+COC adapté à la stabilisation de la marne.

### 6.2.2 Effet sur la résistance au cisaillement

Les essais triaxiaux consolidés non drainés (CU) effectués sur la marne argileuse naturelle et traitée avec les liants composés de LHF+COC et LHF+CIM à différents dosages (5%, 10% et 15% de liant en poids sec du sol), ont permis de comprendre le comportement du sol en effort-déplacement. Les résultats bruts, donnés en termes de valeurs maximales de l'effort axial et de valeurs de déplacement à la rupture pour les trois dosages et les trois temps de cure (3, 7 et 28 jours), sont synthétisés dans la [figure 122](#) à la [figure 130](#).

Ces résultats montrent que la résistance à la rupture caractérisée par le l'effort axial est très influencée par la pression de confinement. Elle augmente sensiblement avec l'augmentation de la pression de confinement pour tous les essais réalisés. Ces courbes décrivent la même

---

allure pour le sol non traité d'une part et celui traité d'autre part. En fonction de l'allure de ces courbes, deux modèles de comportements différents se dégagent :

- Le comportement de la marne non traitée est typique au comportement des argiles normalement consolidées. Les courbes ne présentent pas de pic et la partie initiale est linéaire suivi d'un changement de pente progressif.
- Le comportement de la marne traitée est quant à lui typique au comportement des argiles surconsolidées. Les courbes sont souvent marquées par des pics et caractérisées par une augmentation importante de l'effort axial à la rupture, et cela est obtenu pour de très faible valeur de déplacement. Ceci traduit la rigidité de la marne traitée compactée à l'optimum Proctor. La résistance au cisaillement augmente avec la teneur en liants ajoutés et le temps de durcissement.

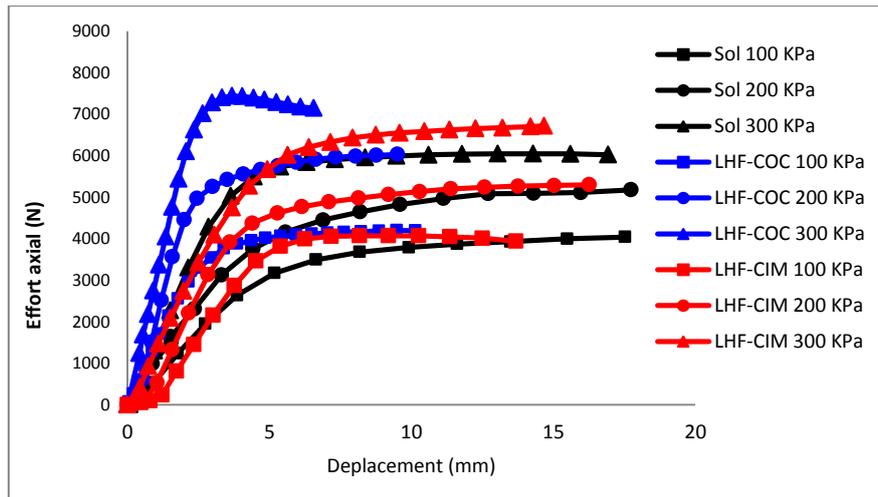


FIG. 122 Courbes effort axial-déplacement de la marne brute et traitée (5% de liant à 3 jours de cure)

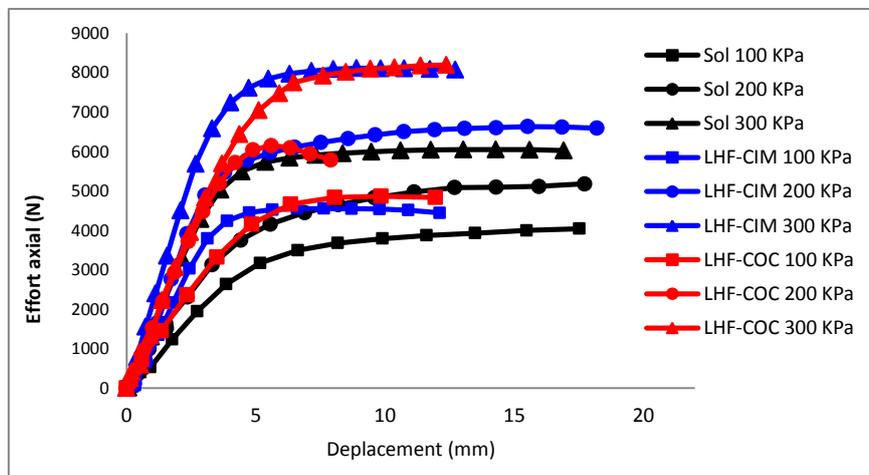


FIG. 123 Courbes effort axial-déplacement de la marne brute et traitée (10% de liant à 3 jours de cure)

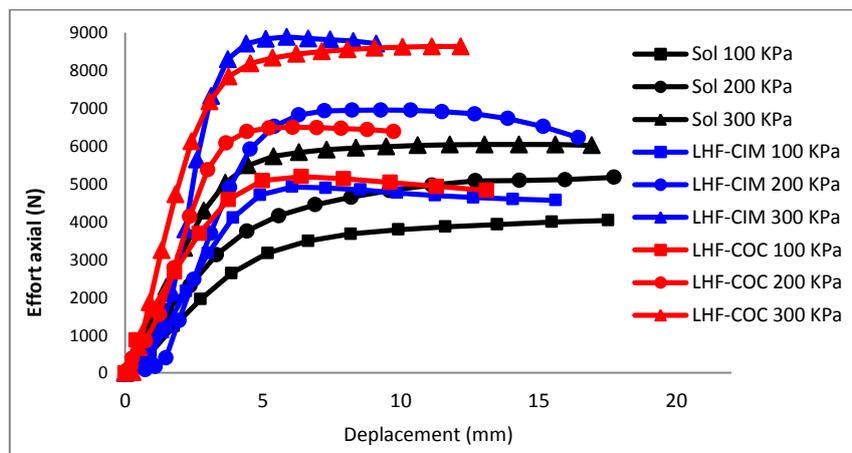


FIG. 124 Courbes effort axial-déplacement de la marne brute et traitée (15% de liant à 3 jours de cure)

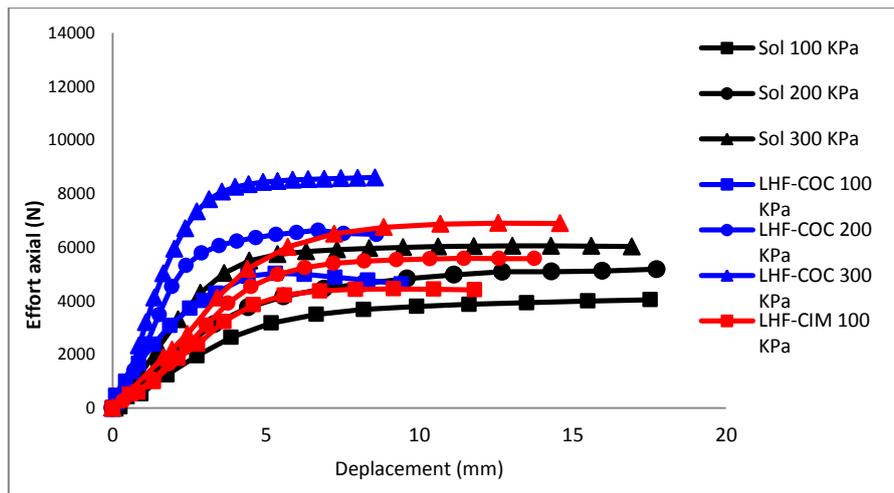


FIG. 125 Courbes effort axial-déplacement de la marne brute et traitée (5% de liant à 7 jours de cure)

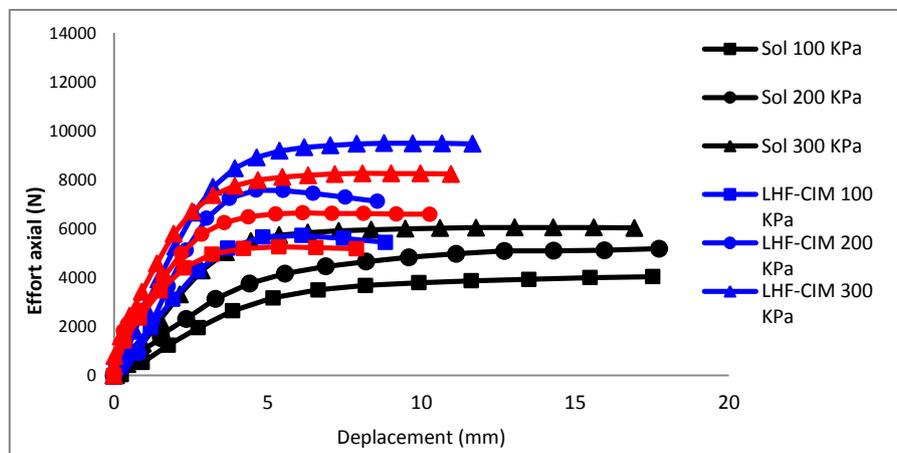


FIG. 126 Courbes effort axial-déplacement de la marne brute et traitée (10% de liant à 7 jours de cure)

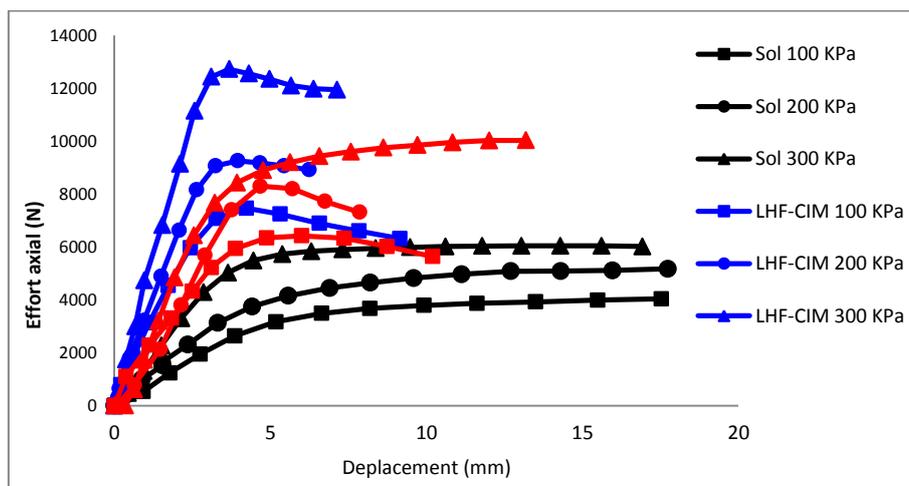


FIG. 127 Courbes effort axial-déplacement de la marne brute et traitée (15% de liant à 7 jours de cure)

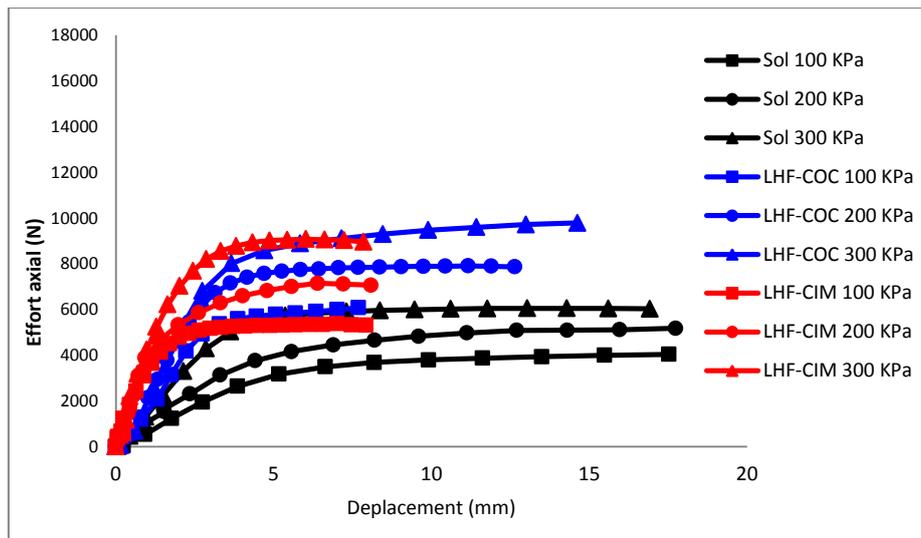


FIG. 128 Courbes effort axial-déplacement de la marne brute et traitée (5% de liant à 28 jours de cure)

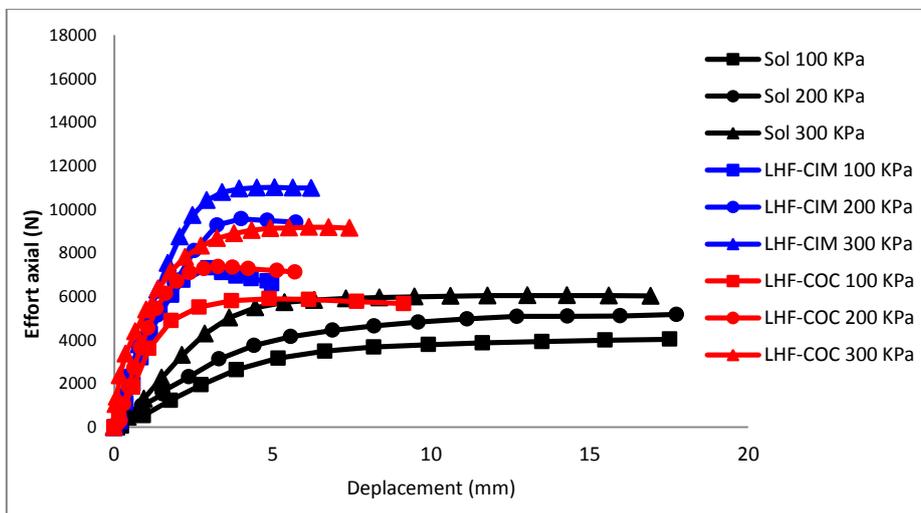


FIG. 129 Courbes effort axial-déplacement de la marne brute et traitée (10% de liant à 28 jours de cure)

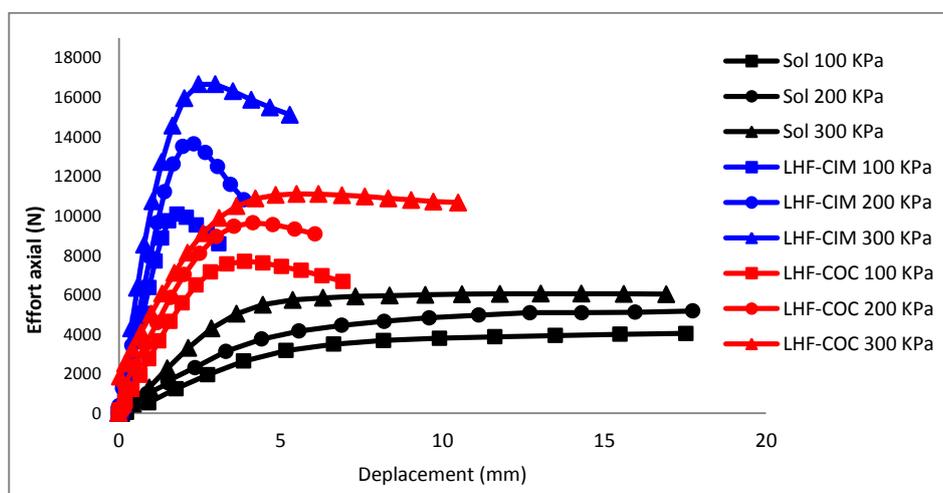


FIG. 130 Courbes effort axial-déplacement de la marne brute et traitée (15% de liant à 28 jours de cure)

A partir de courbes brutes des essais triaxiaux, nous avons déduit l'angle de frottement interne non drainé ( $\phi_u$ ) et la cohésion non drainée ( $c_u$ ) en utilisant le critère de rupture Mohr-Colomb. La [figure 131](#) et la [figure 132](#) présentent l'évolution de ces deux paramètres en fonction des dosages en liants ajoutés pour différents temps de cure. Les résultats montrent en général que les quantités ajoutées de liants ont une influence significative sur les valeurs de l'angle de frottement interne et de la cohésion. Ils montrent clairement que l'angle de frottement interne augmente avec l'augmentation de la teneur en liant pour différentes temps de durcissement et pour les deux combinaisons (LHF+COC et LHF+CIM). On observe également une faible diminution des valeurs de  $\phi_u$  à 28 jours pour le dosage de 15% du mélange LHF+COC. Ce comportement est observé également à 28 jours pour les dosages 10% et 15% du mélange LHF+CIM.

À 3 et 7 jours, l'angle de frottement interne augmente considérablement pour les deux combinaisons. A titre d'exemple exemple, le frottement interne augmente de  $15^\circ$  à  $35^\circ$  lorsque la teneur en liant LHF+COC augmente de 0 à 15%. Les éprouvettes testées à 28 jours ont montrées qu'il n'y a pas de changement significatif de  $\phi_u$  lorsque la marne est traitée avec 5% du mélange LHF+COC. La même remarque est valable pour les dosages 10% et 15% du liant LHF+CIM. Cependant, la valeur la plus élevée de  $39^\circ$  a été obtenue pour la marne traitée avec la combinaison LHF+COC à 28 jours temps de durcissement. La variation de l'angle de frottement après traitement est attribuée à la fois au phénomène de floculation des particules argileuses qui produit des agrégats plus grossiers et à la présence de liaisons résultant de l'hydratation des liants (C-S-H).

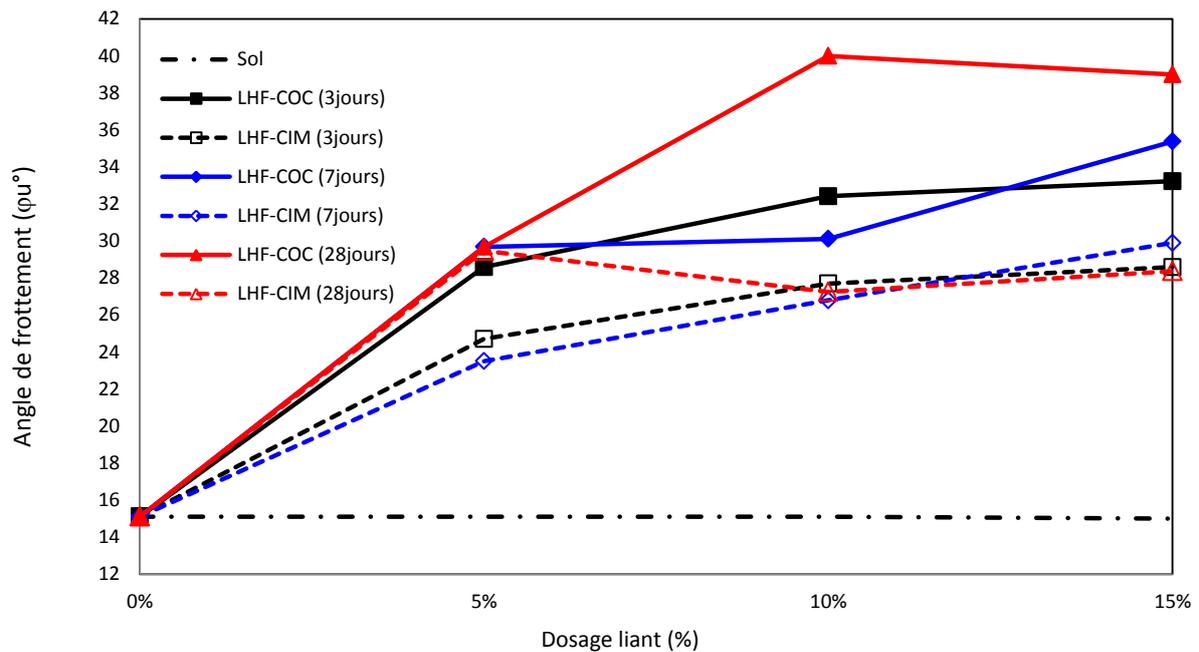


FIG. 131 Evolution de l'angle de frottement en fonction du dosage en liant et le temps de cure

Concernant la cohésion non drainée ( $C_u$ ), les résultats montrent que les valeurs de ce paramètre à 3 et 7 jours, sont toujours inférieures à celles du sol naturel. Cela est valable pour les deux combinaisons (LHF+COC et LHF+CIM) à l'exception pour les dosages 10% et 15% en liant où les valeurs de cohésion ont dépassées la valeur initiale de la marne naturelle. Il faut préciser que avant traitement la marne naturelle avait une valeur de cohésion de 143 kPa. En revanche et après traitement, elle a été réduite à 81 kPa pour la combinaison LHF+COC.

En général, la cohésion diminue puis augmente en fonction de la teneur en liant et du temps de durcissement, à l'exception de la combinaison LHF+CIM (liant à 5%) à 28 jours où la valeur à 28 j est inférieure à celle de 7 jours. Les échantillons traités avec le liant LHF+COC présentent une plus forte diminution de la cohésion par rapport au LHF+CIM. Cependant, le temps de durcissement influe significativement la valeur de la cohésion. Après 28 jours, la valeur de la cohésion augmente pour tous les cas de traitement.

La diminution de la cohésion au début du temps de durcissement (3 et 7 jours) est expliquée par la perte de plasticité de marne traitée. Par la suite, la formation de nouveaux composés cimentaires du type (C-S-H), qui se produisent au fil du temps, sont responsables de la création de nouvelles liaisons entre les particules d'argile et par conséquent on enregistre une croissance de la cohésion. *Harichane et al* [94] et *Ghobadi et al* [80] ont constaté un comportement similaire. Enfin, l'augmentation de la résistance au cisaillement est due à l'effet combiné de la floculation et à la formation des C-S-H.

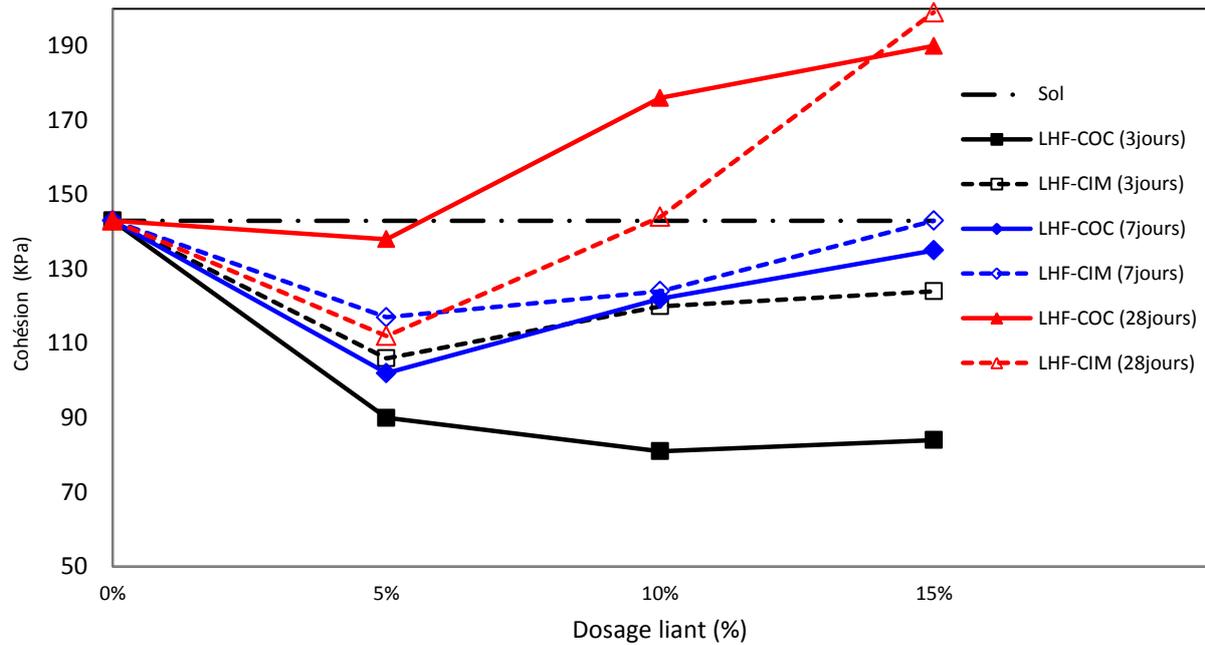


FIG. 132 Evolution de la cohésion en fonction du dosage en liant et le temps de cure

### 6.2.3 Effet du traitement sur la portance (CBR immergé)

Les résultats obtenus pour les essais CBR immergé à 3, 7 et 28 jours réalisés sur des échantillons de marne naturelle et traitées avec les deux combinaisons de liant LHF+COC et LHF+CIM sont présentés dans la figure 133. On constate que la valeur de l'indice CBR immergé (ICBR im) augmente de 4% pour la marne naturelle à plus de 10% après seulement 3 jours de cure. Après 3 jours temps de cure, la portance du sol traité est améliorée de 2 à 5 fois et de 3 à 6 fois pour les combinaisons LHF+COC et LHF+CIM respectivement. Les valeurs de l'indice CBR immergé obtenues après traitement respectent les recommandations du guide de terrassement Français GTR, qui mentionne que la valeur minimale de l'indice CBR doit être comprise entre 8 et 15 après traitement. Les résultats montrent également que dans tous les cas, l'indice CBR immergé des éprouvettes de la marne traitée augmente proportionnellement avec la teneur en liant et le temps de durcissement, à l'exception de la combinaison LHF+CIM à 5% et 10% (7 jours), où les valeurs de l'indice CBR sont quasi-constantes. La valeur maximale est obtenue pour les éprouvettes traitées avec le mélange LHF+COC (15%) à 28 de temps cure (ICBR =91%). Elle a été augmentée plus de 22 fois par rapport à sa valeur initiale. Cependant, les échantillons traités avec la combinaison LHF+COC ont une capacité portante supérieure à celle des échantillons stabilisés par le mélange LHF+CIM à 7 et 28 jours de cure. Bien qu'à 3 jours, les valeurs obtenues pour les éprouvettes traitées avec le mélange LHF+CIM soient supérieures à celles du mélange LHF+COC cela est

dû à la cimentation rapide du ciment qui existe dans le mélange LHF+CIM. Globalement on peut conclure que ces deux types de traitement améliorent la portance de la marne même dans des conditions imbibés.

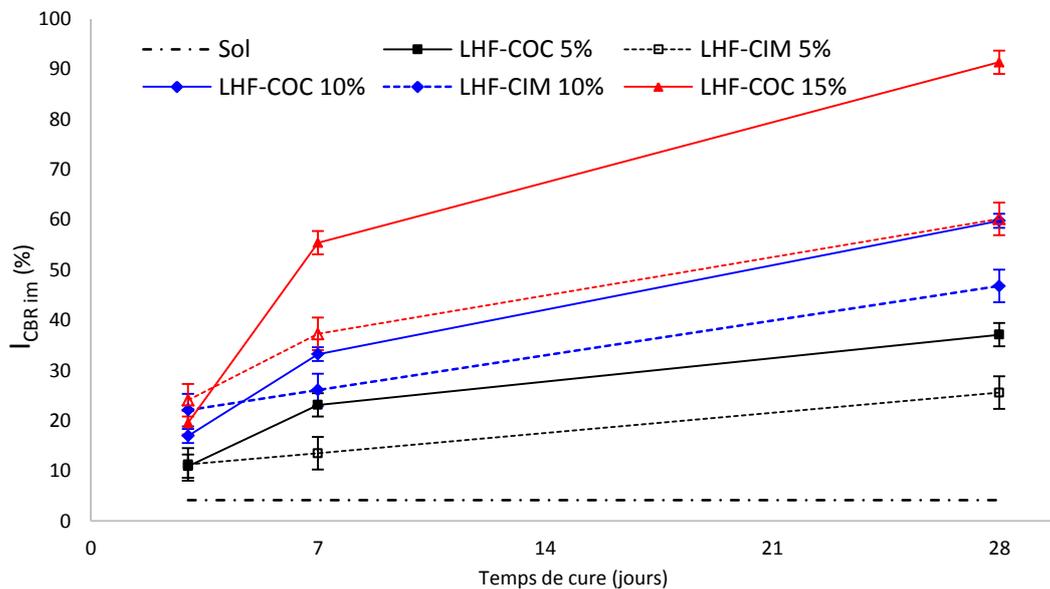
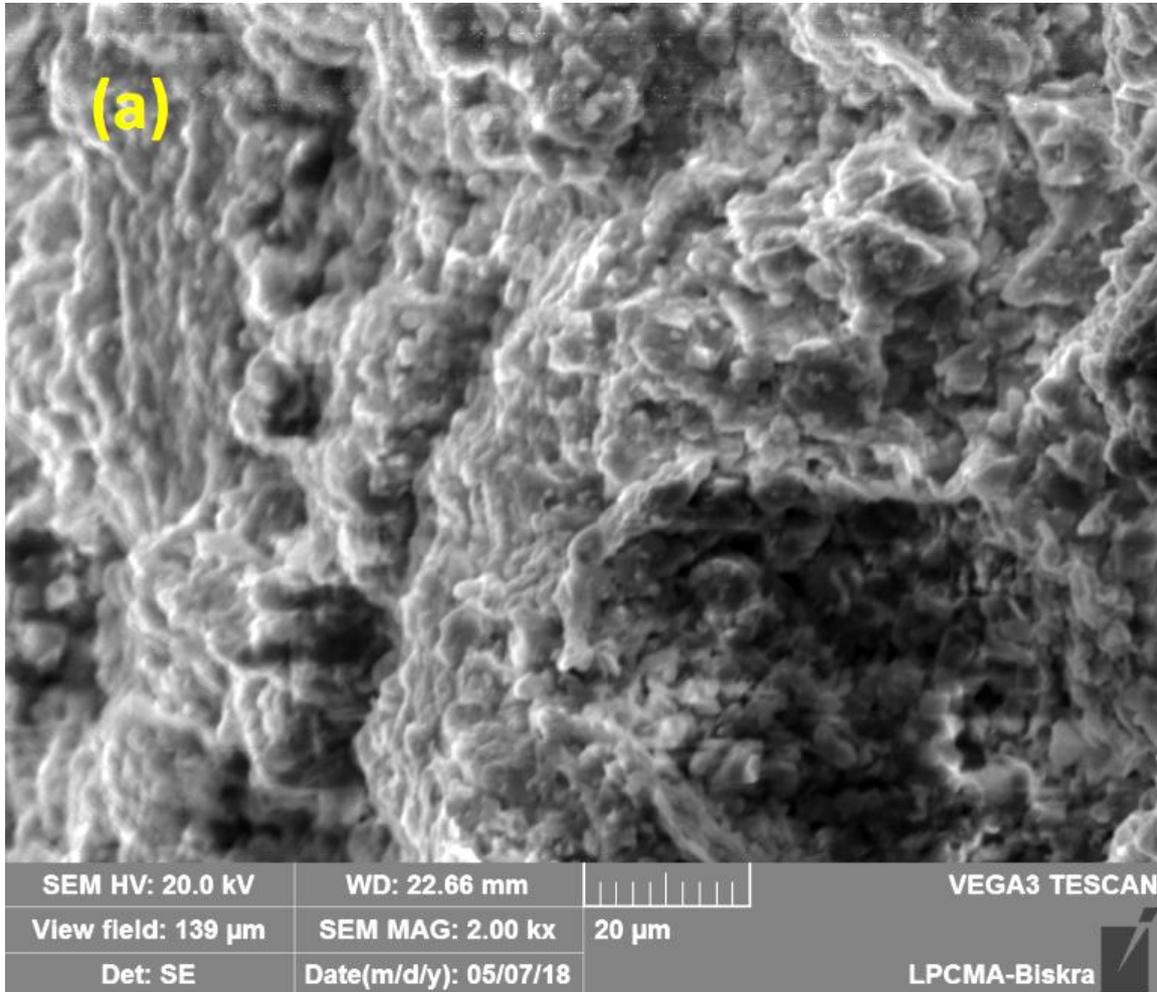


FIG. 133 Evolution de  $I_{CBR\ im}$  en fonction du dosage en liant et le temps de cure

### 6.3 Analyse de la microstructure de la marne traitée

Une analyse microscopique a été réalisée afin d'observer et d'identifier la formation de nouveaux produits cimentaires dans la structure de la marne traitée avec LHF+COC. Les images du microscope électronique à balayage (MEB) de la marne naturelle et traitée sont présentées dans la figure 134 (a) et (b). Nous observons que la marne non traitée présente une microstructure assez ouvert, avec des particules argileuses aplaties et assemblées dans une structure dispersée (fig.134 (a)). En revanche, la structure de la marne change de manière significative sous l'effet du traitement. La disposition dispersive de la marne devient plus aérée pour former une structure plus flocculée et agglomérée. L'image montre également que la marne stabilisée a une structure solide en raison de la formation de nouveaux produits d'hydratation qui sont visibles sur l'image MEB sous forme anguleuse (arêtes). La nature de ces produits d'hydratation est essentiellement les silicates calciums hydratés (C-S-H) qui proviennent de l'hydratation du laitier broyé et de la coquille d'œuf calcinée (LHF+COC). Sur une échelle grossière, la marne stabilisée a une faible porosité et une microstructure dense par rapport à la marne naturelle, ce qui explique l'augmentation de la résistance.



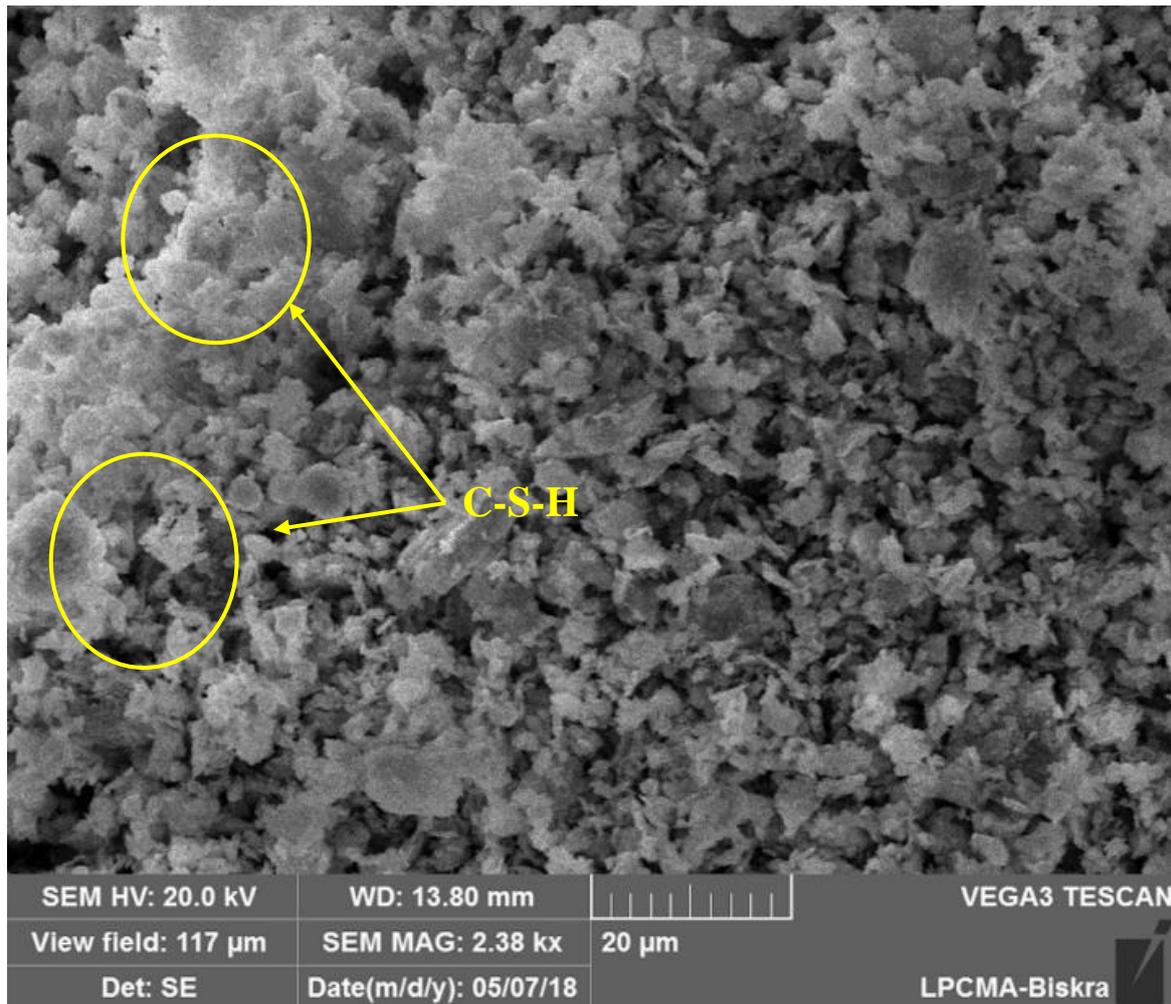


FIG. 134 Images microscopiques : (a) marne naturelle, (b) marne traitée avec le mélange 15% LHF+COC après un mois de cure

## 7 Conclusion

L'objectif de ce chapitre était l'évaluation de l'effet de l'ajout d'un nouveau liant hydraulique composé de laitier de haut fourneau granulé et concassé (LHR) et la coquille d'œuf calcinée (COC) sur le comportement physique et mécanique d'une marne argileuse. Trois dosages (5%, 10% et 15%) de liant ont été utilisés. Les résultats ont montrés que le traitement par ce nouveau liant (LHF+COC) améliore les propriétés physiques et mécaniques de la marne argileuse. Ce traitement augmente la résistance à la compression simple, la portance (CBR imbibé) et la résistance au cisaillement. Les résultats révèlent également que l'amélioration des caractéristiques mécaniques est la conséquence de la production de composés cimentaire (C-S-H) dans la structure de la marne traitée. La quantité de liant ajoutée, favorise le développement de nouvelles liaisons de cimentation entre les particules de sol et le rend plus résistant même dans les conditions imbibés. L'étude de l'optimisation de liant a permis la

détermination de la combinaison idéale entre la quantité de laitier et celle de la coquille qui attribue plus de résistance à la marne traitée. La meilleure combinaison de liant, en termes de résistance à la compression simple, se compose de 90% de laitier de haut fourneau et 10% de coquille d'œuf calcinée. L'utilisation d'un faible dosage du mélange LHF+COC (5%) peut augmenter de 8,5 fois la résistance à la compression par rapport à celle de la marne naturelle. De plus, les résultats du l'essai CBR imbibé a montré que la capacité portante de la marne est améliorée jusqu'à 5 fois en utilisant le même mélange. Les résultats montrent aussi que l'angle de frottement interne obtenu avec les essais triaxiaux (CU) passe de 15 ° à 35 ° lorsque le dosage de liant LHF+COC passe de zéro à 15%. Ces résultats montrent également que la cohésion la plus élevée est observée à 15% de liant LHF+COC (1,4 fois plus que celui de la marne naturelle). Il a été montré dans notre étude qu'un faible dosage (5%) de mélange LHR+COC améliore considérablement les propriétés mécaniques de la marne, ce qui montre l'aspect économique de ce nouveau liant.

# **CHAPITRE 3**

## **DURABILITE DU TRAITEMENT**

## 1 Introduction

Les remblais routiers, une fois construits avec des sols traités au liant hydraulique sont souvent soumis à différentes sollicitations, notamment à des sollicitations hydriques telles que des contacts prolongés à l'eau, voire des circulations d'eau dans des zones inondables ou mal drainées, ou bien des cycles gel-dégel dans les régions froides. Bien que les améliorations mécaniques apportées par des liants hydrauliques semblent suffisantes pour que l'utilisation de ces sols soit envisagée pour la construction de tels ouvrages, les effets des sollicitations inhabituelles sur les performances mécaniques restent mal connus. Il apparaît nécessaire d'assurer que ces sols, une fois traités au liant hydraulique peuvent garder les gains de résistances mécaniques obtenues après la stabilisation même dans les conditions extrêmes. Dans ce contexte, le principal objectif de ce dernier chapitre est d'évaluer la durabilité du traitement avec un liant qui se compose de laitier granulé et de la coquille d'œuf calcinée (LHF+COC), et donc l'évolution des performances mécaniques de la marne traitée, face aux phénomènes naturels séchage-mouillage et le gel-dégel.

## 2 Démarche mise en place

Pour atteindre l'objectif fixé nous avons réalisé une étude expérimentale basée sur l'essai de la compression simple. Nous avons fait le suivi de l'évolution des résistances mécaniques après des cycles gel-dégel et humidification-séchage de plusieurs éprouvettes de marne traitée d'abord par le mélange laitier et la coquille d'œuf calciné et ensuite par la chaux et ciment.

## 3 Matériaux utilisés et confectionnement des éprouvettes

### 3.1 Ciment

Nous avons utilisé de ciment Portland de type CEM I (SRS) de classe de résistance 42.5. Ce ciment est produit par le groupe national GICA de la cimenterie de Ain El kebira de la Wilaya de Sétif.

### 3.2 La chaux

Nous avons utilisé la chaux éteinte disponible sur le marché. Cette chaux est fabriquée par l'entreprise FADA à Annaba. L'aspect de la chaux est une poudre fine inodore. Les passants à 400 $\mu$ m : 53,2% ; les passants à 80 $\mu$ m : 7,6%. La densité apparente est de 1,3 g/cm<sup>3</sup>(fig.135).

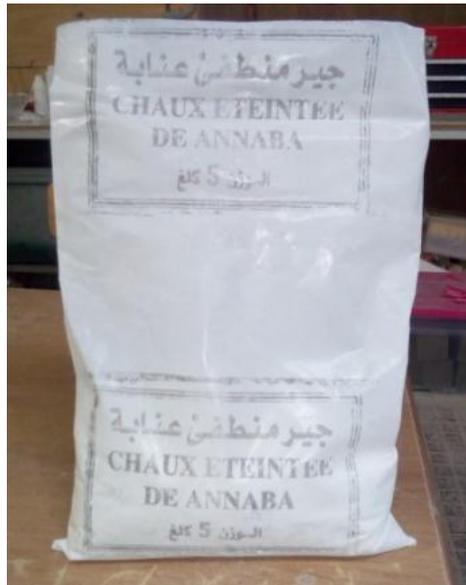


FIG. 135 Sac de chaux utilisée

TAB. 25 Les caractéristiques chimiques de la chaux

Hydroxyde de calcium $\text{Ca(OH)}_2$ soluble	43.1%
Humidité	< 1%
PH	11.96
Carbonate de calcium $\text{CaCO}_3$	42.8%
Dioxyde de carbone $\text{CO}_2$	18.8%
Oxyde de magnésium $\text{MgO}$	< 0.2%
Aluminium Al	0.04%
Oxyde d'Aluminium $\text{Al}_2\text{O}_3$	0.08%
Antimoine Sb	<0.0005%
Cadmium Cd	<0.00005%
Chrome Cr	0.0002%

### 3.3 Laitier de haut fourneau granulé

Le laitier granulé de haut fourneau d'El-Hadjar (Complexe Sidérurgie d'Annaba) est obtenu par refroidissement par un jet d'eau (trempe à l'eau) et chute dans un grand bassin. Il se présente sous forme de sable de couleur grise (fig.136).

Après avoir sécher le laitier dans l'étuve, un broyage a été réalisé avec la machine du Micro Deval. Nous avons mis 2 kg de laitier avec 4 kg de billes dans chacun des 4 moules de

l'appareil Micro Deval. Le broyage a duré 12 heures pour atteindre une finesse autour de 4000 cm<sup>2</sup>/g.



FIG. 136 Le laitier granulé avant et après broyage.

### 3.4 La coquille d'œuf

Nous avons utilisé une quantité des déchets de la coquille d'œuf déjà disponible au niveau de notre laboratoire (environ 10 kg à l'état brut). Lavage pour éliminer au maximum la matière organique du blanc d'œuf (fig.137).

- calcination au four.
- broyage à l'appareil MDE.
- calcination à la température 900 °C pendant 2 heures pour transformer (Ca CO<sub>3</sub>) en (CaO).
- broyage de la coquille calcinée pendant 4 heures dans la machine Micro Deval pour atteindre la finesse autour de 3000 cm<sup>2</sup>/g).



FIG. 137 De gauche vers la droite : coquille d'œuf à l'état naturel, après calcination, après broyage.

### 3.5 Confectionnement des éprouvettes

Toutes les éprouvettes testées ont été préparés au moyen d'une méthode de compactage statique. Ces éprouvettes auront les mêmes dimensions (H=16cm et Ø= 8cm). Initialement, la marne naturelle a été séchée et mélangée seulement avec le liant qui se compose de laitier granulé et la coquille d'œuf calcinée (LHF+COC) avec la proportion optimale (90 :10%). Le

processus de mélange est poursuivi jusqu'à l'obtention d'un mélange uniforme, puis la teneur en eau ciblée a été ajoutée immédiatement au mélange. La densité sèche et la teneur en eau de tous les mélanges (liant+marne) ont été fixées afin d'exclure l'effet de la variation de l'indice des vides sur la résistance mécanique. La densité sèche maximale pour tous les éprouvette est choisie égale à 17,9 kN / m<sup>3</sup> (supérieure à 95% de la densité sèche maximale de la marne naturelle). La teneur en eau est choisie égale à 18% afin que l'état hydrique de la marne soit situé dans la partie humide de la courbe de Proctor. Cela permet de disposer de suffisamment d'eau pour hydrater le liant. Après mélange, les échantillons sont immédiatement compactés et soigneusement scellés et enveloppés avec un plastique épais et stocké dans une chambre de polymérisation à  $22 \pm 2$  ° C. À la fin du temps de durcissement (28 jours), les éprouvettes sont sollicitées par des cycles gel-dégel ou des cycles humidification-séchage.

## **4 Protocol expérimental**

### **4.1 Sollicitations des éprouvettes aux cycles gel-dégel**

L'essai de gel/dégel consiste à comparer la résistance à la compression simple des éprouvettes de marne brute et traitée qui ont subi plusieurs cycles de gel/dégel à celle des échantillons témoins de même âge. Suite à nos recherches dans les travaux réalisés précédemment, on a pu déterminer le temps adéquat de durée de gel et de dégel. Un minimum de 24 heures pour chaque étape de gel et de dégel est choisi. Ce temps, permet de s'assurer que les échantillons sont entièrement gelés ou dégelés. Les essais de gel ont été réalisés dans un congélateur (fig.138). Un arrangement spécifique des éprouvettes avait pour but de faciliter la manipulation des éprouvettes afin de limiter les fluctuations de température dans le cabinet (fig.139). Le congélateur utilisé est réglé à la température de  $-15 \pm 3$  °C, et la température de dégel est la température de l'enceinte thermique (fig.140), soit  $20 \pm 2$  °C. A l'issue des cycles 0, 2, 4 et 8, les échantillons sont pesés afin de vérifier qu'aucun apport d'eau ou évaporation ne s'est produit durant les processus de durcissement et de gel-dégel. Ensuite elles ont été soumises à un essai de compression simple.

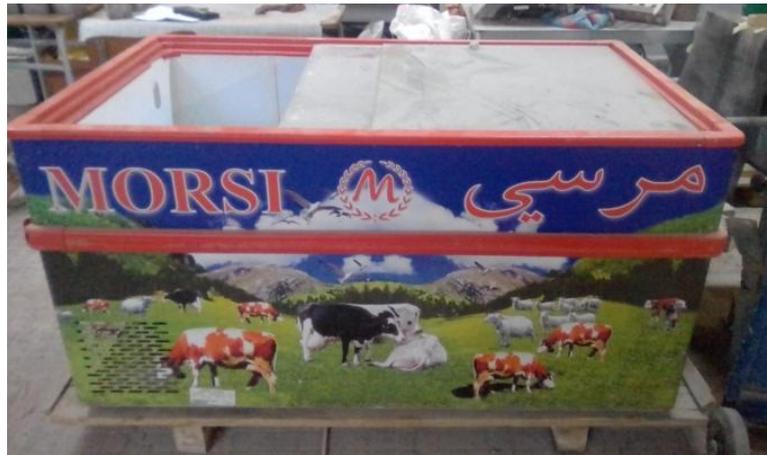


FIG. 138 Cabinet de congélation



FIG. 139 Arrangement des éprouvettes dans le congélateur



FIG. 140 Arrangement des éprouvettes dans la chambre thermique

## 4.2 Sollicitations des éprouvettes aux cycles humidification-séchage

Après l'achèvement du temps de cure (28 jours), les échantillons de la marne naturelle et celles qui sont stabilisés avec le mélange LHF+COC ont été soumises à plusieurs cycles de séchage-mouillage conformément avec la procédure décrite dans la norme [ASTM D559 \[171\]](#). Chaque cycle consistait en 5 heures de mouillage en immergeant les éprouvettes dans de l'eau à la température ambiante (20 ° C), puis en séchant les échantillons à 60 ° C pendant 48 heures ([fig.141](#)). La période d'humidification a été jugée suffisante pour le quasi saturation des échantillons testés. Le poids des éprouvettes a été vérifié afin d'enregistrer les pertes de masse à la fin de chaque cycle. La résistance à la compression des échantillons a été déterminée après 0, 1, 3 et 6 cycles hydrique.



FIG. 141 Séchage-humidification des éprouvettes

## 5 Résultats et discussions

### 5.1 Effets des cycles gel-dégel sur $R_c$

Les résistances à la compression simples des éprouvettes traitées avec le mélange LHF+COC après avoir subits des cycles de gel-dégel sont illustrées dans la [figure 142](#) ci-dessous. D'après ces résultats on constate que, la diminution des résistances est proportionnelle au nombre des cycles gel-dégel, cela est valable pour toutes les éprouvettes testées. On peut constater aussi que, la diminution des résistances est disproportionnelle au dosage de liant, les éprouvettes traitées avec le dosage 5% ont connu une chute plus considérable de résistance par rapport à celle traitées avec 10% de liant, les éprouvettes traitées avec un dosage élevé résistent mieux aux cycles gel-dégel. Les courbes de résistance relatives aux échantillons stabilisés après un cycle montrent que la chute de la résistance à la compression est brutale, elle est d'environ 80% et 50% de la valeur de résistance initiale avant l'application des cycles pour l'ajout des

dosages 5 et 10% de liant respectivement. Après le deuxième cycle, la courbe de résistance des éprouvettes traitées avec 5% de liant a tendance d'être stabilisée. La diminution de la résistance entre les cycles 2 et 8 est d'environ 12%. Cette stabilisation est visible aussi pour la courbe de résistance des éprouvettes traitées avec 10% de liant après le quatrième cycle.

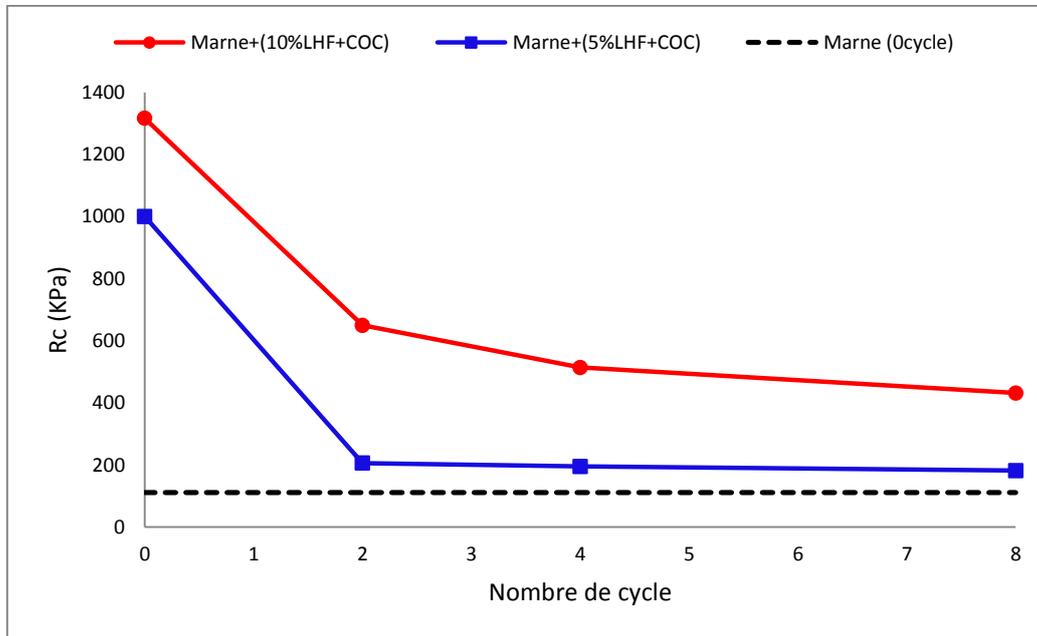


FIG. 142 Résistance à la compression simple en fonction de nombre de cycle gel-dégel

Comme la montre la figure 143, les tendances des courbes de résistances à la compression simples des éprouvettes traitées avec le mélange Chaux+Ciment sont semblables à ceux qui ont été traitées avec le mélange LHF+COC. Ces résultats montrent que la diminution des résistances reste proportionnelle en fonction des cycles de gel-dégel pour les différentes teneur en liant. On remarque aussi que les deux premiers segments des deux courbes (5% et 10% de liant ajouté) sont pratiquement parallèles, cela montre que le taux de diminution de la résistance pour les deux dosages utilisés est presque le même après l'application de quatre cycles gel-dégel. Les courbes nous permettent d'observer que la dégradation des résistances à la compression est considérable après le deuxième cycle. Après le deuxième cycle, la diminution des résistances continue mais la courbe de résistance des éprouvettes traitées avec 10% de liant a tendance d'être stabilisée. La diminution de la résistance entre les cycles 4 et 8 est pratiquement nulle. Cette stabilisation est visible aussi sur la courbe de résistance des éprouvettes traitées avec 5% de liant après le quatrième cycle, La diminution de la résistance n'évolue que peu par la suite. Entre les cycles 4 et 8, elle est d'environ 2%.

Les résultats présentés dans la [figure 142](#) et la [figure 143](#) soulèvent la question de la formulation qui résiste mieux aux cycles gel-dégel. Nous pourrions considérer à première vue que le mélange marne, chaux et ciment est plus résistant à ce genre de sollicitation. En effet, les composés cimentaires qui se développent après l'hydratation du ciment se dissolvent moins par rapport aux composés cimentaires qui se développent après les réactions pouzzolaniques qui reviennent à l'activation du laitier granulé par la coquille d'œuf calcinée.

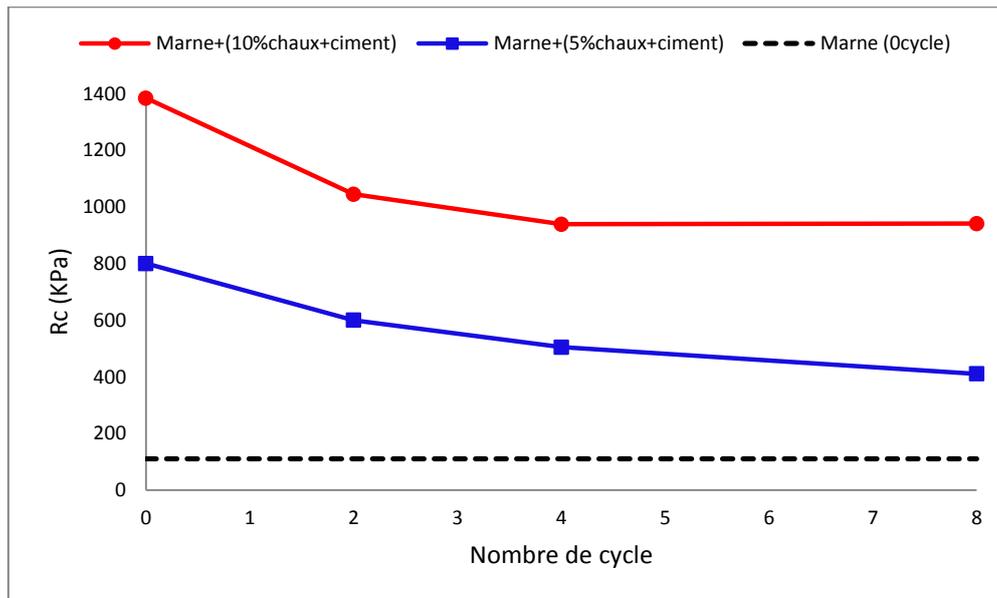


FIG. 143 Résistance à la compression simple en fonction de nombre de cycle gel-dégel

## 5.2 Effets des cycles séchage-humidification sur Rc

Les résistances à la compression simples des échantillons de marne traités et brute sont mesurées après l'application de différents nombre de cycles séchage-humidification (2, 4 et 8 cycles). Les résultats obtenus sont illustrés dans la [figure 145](#). D'après ces résultats on constate d'abord l'effet des cycles séchage-humidification sur la résistance à la compression. Cet effet est marqué par une chute brutale des résistances dès le premier cycle, cela est pour les deux dosages en liant qui ont été utilisés (5 et 10%). On peut remarquer aussi, qu'après le deuxième cycle les courbes ont tendance à se stabiliser, spécialement la courbe qui représente les résistances de échantillons traités avec 5% de mélange LHF-COC. On constate également que les résistances mesurées sont proportionnelles avec le dosage en liant, les échantillons traités avec 10% de liant (LHF-COC) résistent mieux aux cycles séchage-humidification. On note aussi dans cette partie que les échantillons de marne non traité n'ont pas supportés les cycles séchage-humidification, ces éprouvettes ont été détruites dès le premier cycle. Les résistances obtenues par éprouvettes traitées ont été comparé avec celle qui sont confectionnées avec le

sol naturel et qui ont subi aucun cycle. D'après la même figure, on remarque que la chute de résistances est grande mais toutes les mesures sont proches de la valeur de la résistance initiale du sol non traité, à l'exception de la valeur non mesurée par l'éprouvette traitée avec 5% de liant qui a subi 8 cycles séchage-humidification qui a été détruite.



FIG. 144 Eprouvette détruite

On peut dire que l'effet séchage-humidification arrive à détruire les composés cimentaire (C-S-H) qui se produisent après le traitement par l'effet pouzzolanique. Cela est contradictoire avec les résultats trouvés par les tests CBR, où les éprouvettes traités avec le mélange LHF-COC peuvent maintenir les gains de résistances dans des conditions imbibés. On peut conclure alors que la phase de séchage est la responsable de la destruction des composés cimentaires (C-S-H).

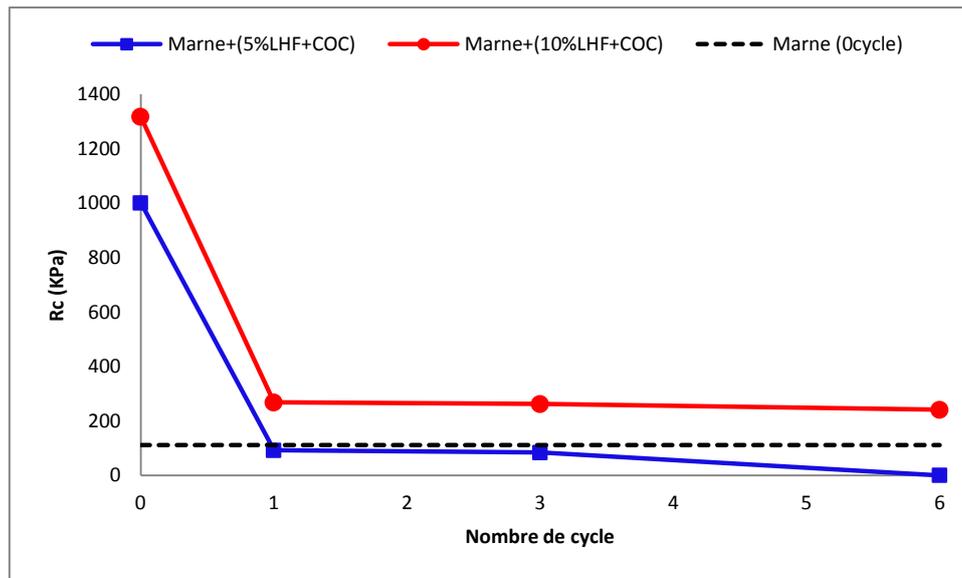


FIG. 145 Résistance à la compression simple en fonction de nombre de cycle séchage-humidification

Pour la formulation marne, chaux et ciment, les résistances à la compression simples des éprouvettes traitées avec le mélange LHF+COC qui ont subits des cycles de séchage-humidification sont illustrées dans la [figure 146](#) ci-dessous. D'après ces résultats on constate que, la diminution des résistances est proportionnelle en fonction des cycles de séchage-humidification, cela est pour toutes les éprouvettes testées. On peut constater aussi que, la diminution des résistances est disproportionnelle avec la teneur en liant, les éprouvettes qui ont été traitée avec le dosage 5% ont connu une chute plus considérable par rapport à celle traitées avec 10% de liant, mais ces diminutions n'ont pas atteint la résistance de la marne naturelle. Les éprouvettes traitées avec un dosage élevé résistent mieux aux cycles séchage-humidification. Les courbes de résistance relatives aux échantillons stabilisés après un cycle montrent que la chute de la résistance à la compression est brutale. On note aussi dans cette partie que les échantillons de marne non traité n'ont pas supportées les cycles séchage-humidification, ces éprouvettes ont été détruites dès le premier cycle. Les courbes tracées dans la [figure 145](#) et la [figure 146](#) révèlent que le mélange marne, chaux et ciment et aussi le plus résistant vis-à-vis des cycles séchage-humidification.

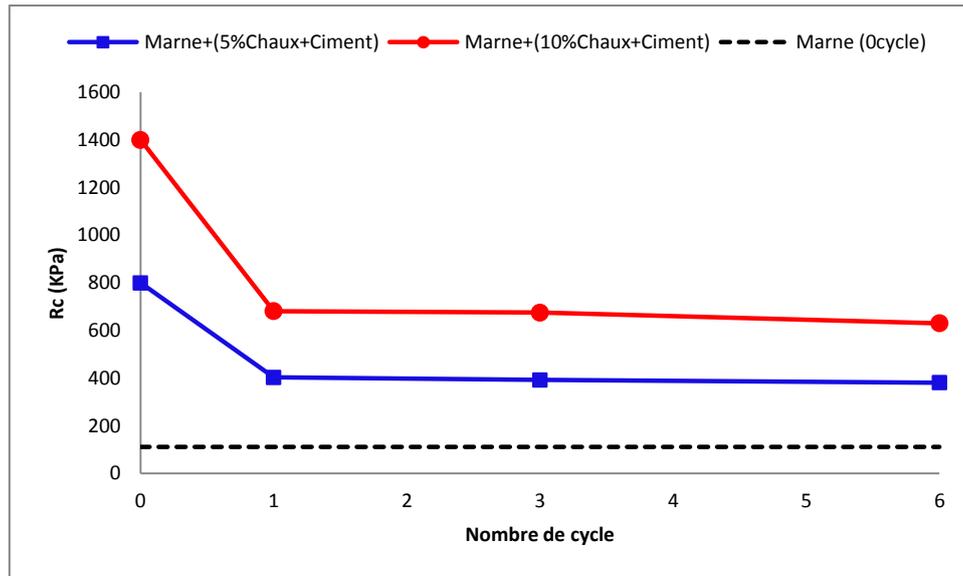


FIG. 146 Résistance à la compression simple en fonction de nombre de cycle séchage-humidification

## 6 Conclusion

L'objectif de ce dernier chapitre de recherche est d'étudier la durabilité du traitement de la marne argileuse avec deux mélanges qui se composent de laitier granulé et la coquille d'œuf calcinée (LHF+COC), ainsi que la chaux et le ciment. Le matériau traité peut servir pour la construction d'ouvrages hydrauliques ou de remblais en zone inondable, et les remblais construits dans les zones froides qui sont souvent influencés par le phénomène de gel-dégel. Plus concrètement, on a évalué au cours de ce travail la durabilité des résistances à la compression simple après les cycles gel-dégel et d'humidification-séchage. Les résultats obtenus ont montré l'effet néfaste des cycles gel-dégel et séchage humidification sur le comportement mécanique de la marne argileuse qui se concrétise par une chute de la résistance à la compression. Toutefois, le traitement par le liant LHF+COC a permis de freiner la dégradation du sol dans ces conditions extrêmes.

# **Conclusion**

## **Générale**

## CONCLUSION GENERALE

---

Cette thèse s'inscrit dans le cadre de l'étude de l'influence de produits de traitement alternatifs sur le comportement mécanique des sols fins, notamment les marnes argileuses de la région de Guelma. Ces travaux présentent un grand intérêt en raison de l'évolution du contexte socio-économique actuel, qui exige le réemployer au maximum les matériaux situés dans l'emprise de l'infrastructure, et donc de limiter les emprunts extérieurs, pour atteindre l'objectif « zéro emprunt, zéro déchet ».

L'étude présentée dans cette thèse a pour objectif aussi d'apporter des éléments sur la compréhension de la durabilité du traitement vis-à-vis des phénomènes naturels notamment les cycles gel-dégel et les cycles séchage-humidification.

Les résultats décrits dans la partie II nous ont permis de montrer que l'effet du traitement améliore de façon claire le comportement mécanique des sols fins.

L'étude présentée dans le chapitre I avait pour objectif principal d'évaluer les effets du mélange chaux-ciment (traitement classique) sur un matériau argileux de manière à pouvoir optimiser l'utilisation de ces matériaux dans les projets d'infrastructures routières. La résistance mécanique du sol argileux avant et après traitement au chaux+ciment à différents dosages a été évaluée aux moyens des essais CBR, des essais à l'œdomètre et des essais de cisaillement rectiligne. Les résultats décrits dans ce chapitre nous ont permis de montrer que l'effet du mélange chaux-ciment sur l'évolution du comportement mécanique était très bénéfique pour une utilisation dans la construction des infrastructures routières.

Les résultats obtenus dans le chapitre II ont permis de mettre en évidence l'influence du traitement sur le comportement physique et mécanique de la marne traitée. On a pu ainsi montrer que les deux formulations utilisés (LHF+COC ; LHF+CIM) ont été capables de changer le comportement de la marne argileuse en produisant de nouveaux composés cimentaires de type (C-S-H). Le mélange (LHF+COC) a été jugé adéquat pour l'amélioration des caractéristiques physiques. Après l'ajout de ce mélange, la marne devient moins plastique, et plus maniable. Cette étude a montré également que ces deux mélanges ont attribué à la marne des gains de résistances mécaniques considérables. Le sol est devenu plus résistant aux sollicitations à la compression simple et au cisaillement. Les essais de CBR immergé ont montré que les gains de résistance obtenus après traitement sont durables même dans des conditions imbibées. Les images microscopiques ont permis de voir de plus près les composés cimentaires et bien comprendre les mécanismes du traitement.

## CONCLUSION GENERALE

---

Le chapitre III nous a permis d'évaluer la durabilité du traitement de la marne argileuse avec le nouveau liant proposé (LHF+COC). Le matériau traité peut servir pour la construction d'ouvrages hydrauliques ou de remblais en zone inondable, et les remblais construits dans les zones froides qui sont souvent influencés par le phénomène de gel-dégel. Plus concrètement, on a évalué au cours de ce travail la durabilité des résistances à la compression simple après les cycles gel-dégel et d'humidification-séchage. Les résultats obtenus ont montrés l'effet néfaste des cycles gel-dégel et séchage humidification sur le comportement mécanique de la marne argileuse qui se concrétise par une chute de la résistance à la compression. Toutefois, le traitement par le liant LHF+COC a permis de freiner la dégradation du sol dans ces conditions extrêmes.

# REFERENCES

## REFERENCES

---

- [1] Caillere, S., Henin, S., & Esteoule, J. (1963). Nouvelles études sur la synthèse des minéraux argileux à partir de gels. *Clay Minerals Bulletin*, 5, 272-278.
- [2] Caillere S. et Henin S., (1959) - La classification des argiles congrès, géologique. International, Mexico, pp1-8.
- [3] Audiguier-Marcel, M. (1979). Contribution à l'étude du comportement de l'eau dans les sols en fonction de leur texture. Mémoire de DEA, Centre de Géologie d'ingénieur, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, 148.
- [4] Auboin J., Brousse R. et Lehman J.P., (1968) - Précis de géologie: pétrologie- dunod, Paris.
- [5] LCPC-SETRA, G. T. R. (1992). Guide Technique pour la réalisation des remblais et des couches de forme, fascicule I, principes généraux, 166 p.
- [6] Norme française, AFNOR NF P94-051. reconnaissance et essais - Détermination des limites d'Atterberg - Limite de liquidité à la coupelle - Limite de plasticité au rouleau.
- [7] Norme française, AFNOR NF P94-068. reconnaissance et essais - Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux - Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux par l'essai à la tâche.
- [8] ASTM, D422. (2007). Standard test method for particle-size analysis of soils.
- [9] ASTM, D4318. (2010). Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils.
- [10] Berche, V., Jeanjean, P., Rossigny, P., Ferber, V., & Quibel, A. (2009). Réutilisation d'argiles très plastiques en corps de remblais routiers: Expérimentations sur le chantier de l'Autoroute A34 (Charleville-Réthel).
- [11] Mieussens, C. (2000). Déformations cycliques et irréversibles dans les remblais argileux. *Revue française de géotechnique*, (90), 47-59.
- [12] Rojat, F., & Gendre, V. (2009). Réutilisation d'argiles à graviers en remblai de grande hauteur: le chantier expérimental de Carmaux.
- [13] Blais, J. P. (2004, November). Typologie de l'érosion interne et érosion interne des digues fluviales, Une courte revue bibliographique. In Colloque technique sur la sécurité des digues fluviales et de navigation (pp. 65-70).

## REFERENCES

---

- [14] Chretien M., (2010) - Compréhension des mécanismes de retrait- gonflement des sols argileux : Approche sur site expérimental et analyse de sinistres sur constructions individuelles. Thèse doctorat, Université Bordeaux I science techniques au Service de l'homme et de l'environnement, 315p.
- [15] Benhamou, Y., Ameer, M., Mekerta, B., Kazi-aoual, F., Semcha, A., & Sadok, A. pathologie des sols dans la region de saida.
- [16] Raymond, D. (1976). Évolution sédimentaire et tectonique du Nord-Ouest de la Grande Kabylie (Algérie) au cours du cycle alpin (Doctoral dissertation).
- [17] Mehidi K. (1997). Contribution à l'étude du comportement mécanique des marnes remaniées de Kabylie, Mémoire de magister de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Algérie.
- [18] Maubec, N. (2010). Approche multi-échelle du traitement des sols à la chaux-Etudes des interactions avec les argiles (Doctoral dissertation).
- [19] Cardoso. R, Neves. EM, (2012), Hydro-mechanical characterization of lime-treated and untreated marls used in a motorway embankment, *Engineering Geology*. V, 133-134. P, 76-84.
- [20] Cardoso. R, Alonso. EE, (2009), Degradation of compacted marls: a microstructural investigation, *Soils and foundations*. V, 49. P, 1137-1151.
- [21] Cardoso. R, Neves. EM, Alonso. EE, (2012), Experimental behaviour of compacted marls, *Geotechnique*. V, 62. P, 999-1012.
- [22] Pejon. OJ, Le Roux. A, Guignard. D, (1997), Comportement à l'eau des roches argilo-marneuses, suivi du gonflement, importance de la minéralogie et des textures, Spain, *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*. V, 55. P, 105-119.
- [23] Alonso. EE, Pineda. JA, Cardoso. R, (2010), Degradation of marls; two case studies from the Iberian Peninsula, *Geotechnique*. V, 23. P, 47-75.
- [24] Paaza. NEA, Lamas. F, Irigaray. C, (1998), Engineering geological characterization of Neogene marls in the Southeastern Granada Basin, Spain, *Engineering Geology*. V, 50. P, 165-175.

## REFERENCES

---

- [25] Boudlal. O, Khattaoui. M, Djemai. M, Djebra. T, (2015), Etude du comportement mécanique des marnes de la grande kabylie (Algérie) pour une utilisation dans la construction routière (S25), 22ème Congrès Français de Mécanique [CFM2015].
- [26] Derriche. D, Cheikh-Lounis. G, (2004), Geotechnical characteristics of the Plaisancian marls of Algiers, Bulletin of Engineering Geology and the Environment. V, 63. P, 367-378.
- [27] Ouzia, D. (2013). Influence de l'eau sur le comportement mécanique du matériau marne (Doctoral dissertation, Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou).
- [28] Boudlal, O., & Melbouci, E. B. (2012). Étude macroscopique du comportement des multicouches (argile-marne) de la Grande Kabylie (Algérie): étude expérimentale à l'appareil triaxial. European journal of environmental and civil engineering, 16(6), 669-682.
- [29] Mieussens, C. (1974). Remblai construit jusqu'à la rupture-site expérimental de cubzac-les-ponts.
- [30] Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit (GIZ) (2014). Rapport sur la gestion des déchets solides en Algérie.
- [31] Boardman. DI, Glendinning. S, Rogers. CDF, (2001), Development of stabilisation and solidification in lime–clay mixes, Géotechnique. V, 51. P, 533-543.
- [32] Bergaya. F, Lagaly. G, (2006), Chapter 1 General Introduction: Clays, Clay Minerals, and Clay Science, Developments in Clay Science. V, 01. P, 01-18.
- [33] Bergaya. F, Lagaly. G, (2006), Chapter 1 General Introduction: Clays, Clay Minerals, and Clay Science, Developments in Clay Science. V, 01. P, 01-18.
- [34] Bell. FG, (1996), Lime stabilization of clay minerals and soils, Engineering Geology. V, 42. P, 223-237.
- [35] Jozja, N. (2003). Étude de matériaux argileux albanais. Caractérisation" multi-échelle" d'une bentonite magnésienne (Doctoral dissertation).

## REFERENCES

---

- [36] Prusinski, J. R., & Bhattacharja, S. (1999). Effectiveness of Portland cement and lime in stabilizing clay soils. *Transportation research record*, 1652(1), 215-227.
- [37] Diamond. S, White. JL, Dolch. WL, (1963), Transformation of clay minerals by calcium hydroxide attacks. *Clays and Clay Minerals*, livre, docs.lib.purdue.edu.
- [38] Gu. K, Jin. F, Al-Tabbaa. A, Shi. B, Liu. C, Gao. L, (2015), Incorporation of reactive magnesia and quicklime in sustainable binders for soil stabilisation, *Engineering Geology*. V, 195. P, 53-62.
- [39] Pourakbar, S., Asadi, A., Huat, B. B., & Fasihnikoutalab, M. H. (2015). Stabilization of clayey soil using ultrafine palm oil fuel ash (POFA) and cement. *Transportation Geotechnics*, 3, 24-35.
- [40] Keramatikerman. M, Chegenizadeh. A, Nikraz. H, (2016), Effect of GGBFS and lime binders on the engineering properties of clay, *Applied Clay Science*. V, 132-133. P, 722-730.
- [41] Sharma. AK, Sivapullaiah. PV, (2016), Ground granulated blast furnace slag amended fly ash as an expansive soil stabilizer, *Soils and Foundations*. V, 56. P, 205-212.
- [42] Yi, Y., Li, C., & Liu, S. (2015). Alkali-activated ground-granulated blast furnace slag for stabilization of marine soft clay. *Journal of materials in civil engineering*, 27(4), 04014146.
- [43] Billong, N., Melo, U. C., Louvet, F., & Njopwouo, D. (2009). Properties of compressed lateritic soil stabilized with a burnt clay–lime binder: effect of mixture components. *Construction and Building Materials*, 23(6), 2457-2460.
- [44] Hidalgo, A., García, J., Alonso, M., Fernández, L., & Andrade, C. (2009). Microstructure development in mixes of calcium aluminate cement with silica fume or fly ash. *Journal of thermal analysis and calorimetry*, 96(2), 335-345.

## REFERENCES

---

- [45] SETRA, L. (2000). Guide des Terrassements Routiers-Réalisation des Semblais et des Couches de Forme.
- [46] Cabane, N. (2004). Sols traités à la chaux et aux liants hydrauliques: Contribution à l'identification et à l'analyse des éléments perturbateurs de la stabilisation (Doctoral dissertation, Université Jean Monnet-Saint-Etienne).
- [47] Le Borgne, T. (2010). Caractérisation et quantification des éléments perturbateurs de prise lors du traitement des sols (Doctoral dissertation).
- [48] Little, DN, (1987), Fundamentals of the stabilization of soil with lime, National Lime Association.
- [49] Chew, SH, Kamruzzaman, AHM, Lee, FH, (2004), Physicochemical and Engineering Behavior of Cement Treated Clays, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. V, 130. P, 696-706.
- [50] Millogo, Y, (2008), Etude géotechnique, chimique et minéralogique de matières premières argileuse et latéritique du Burkina Faso améliorées aux liants hydrauliques, thèse de doctorat université d'Ouagadougou.
- [51] Bozbey, I, Garaisayev, S, (2009). Effects of soil pulverization quality on lime stabilization of an expansive clay, Environmental Earth Sciences. V, 60. P, 315-327.
- [52] Horpibulsuk, S, Phetchuay, C, Chinkulkijniwat, A, (2011), Soil stabilization by calcium carbide residue and fly ash, Journal of Materials in Civil Engineering. V, 24. P, 184-193.
- [53] BourokbaMrabent, SA, Hachichi, A, Souli, H, Taibi, Fleureau, JM, (2017). Effect of lime on some physical parameters of a natural expansive clay from Algeria, European Journal of Environmental and Civil Engineering. V, 21. P, 108-125.
- [54] Wang, D. X., Abriak, N. E., Zentar, R., & Xu, W. (2012). Solidification/stabilization of dredged marine sediments for road construction. Environmental technology, 33(1), 95-101.

## REFERENCES

---

- [55] Kalkan. E, Akbulut. S, (2004),The positive effects of silica fume on the permeability, swelling pressure and compressive strength of natural clay liners. *Engineering Geology*, V, 73. P, 145-156.
- [56] Haralambos. SI (2009), Compressive strength of soil improved with cement. In *Contemporary Topics in Ground Modification, Problem Soils and Geo-Support*. V, 24. P, 184-193.
- [57] Sirivitmaitrie. C, Puppala. A, Saride. S, Hoyos. L, (2011), Combined lime-cement stabilization for longer life of low-volume roads, *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, V, 2204. P, 140-147.
- [58] Kang. X, Kang. GC, Chang. KT, Ge. L, (2014). Chemically Stabilized Soft Clays for Road-Base Construction, *Journal of Materials in Civil Engineering*. 04014199.
- [59] Phanikumar. BR, Nagaraju. TV, (2018), Engineering behaviour of expansive clays blended with cement and GGBS. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, V, 171. P, 167-173.
- [60] Consoli. NC, Lopes. LDS, Heineck. KS, (2009), Key parameters for the strength control of lime stabilized soils, *Journal of Materials in Civil Engineering*. V, 21. P, 210-216.
- [61] Osinubi, K. J., & Nwaiwu, C. M. (2006). Compaction delay effects on properties of lime-treated soil. *Journal of materials in Civil Engineering*, 18(2), 250-258.
- [62] Al-Amoudi, O. S. B., Khan, K., & Al-Kahtani, N. S. (2010). Stabilization of a Saudi calcareous marl soil. *Construction and Building Materials*, 24(10), 1848-1854.
- [63] Pai, R. R., & Patel, S. (2019). Effect of GGBS and Lime on the Strength Characteristics of Black Cotton Soil. In *Ground Improvement Techniques and Geosynthetics* (pp. 319-328). Springer, Singapore.

## REFERENCES

---

- [64] Anwar Hossain, K. M. (2011). Stabilized soils incorporating combinations of rice husk ash and cement kiln dust. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 23(9), 1320-1327.
- [65] Wild, S., Kinuthia, J. M., Jones, G. I., & Higgins, D. D. (1998). Effects of partial substitution of lime with ground granulated blast furnace slag (GGBS) on the strength properties of lime-stabilised sulphate-bearing clay soils. *Engineering Geology*, 51(1), 37-53.
- [66] Edil, T. B., Acosta, H. A., & Benson, C. H. (2006). Stabilizing soft fine-grained soils with fly ash. *Journal of materials in civil engineering*, 18(2), 283-294.
- [67] Gupta, D., & Kumar, A. (2017). Performance evaluation of cement-stabilized pond ash-rice husk ash-clay mixture as a highway construction material. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 9(1), 159-169.
- [68] Zhang, W. L., McCabe, B. A., Chen, Y. H., & Forkan, T. J. (2018). Unsaturated behaviour of a stabilized marine sediment: A comparison of cement and GGBS binders. *Engineering Geology*, 246, 57-68.
- [69] Al-Mukhtar, M., Lasledj, A., & Alcover, J. F. (2010). Behaviour and mineralogy changes in lime-treated expansive soil at 20 C. *Applied clay science*, 50(2), 191-198.
- [70] Obuzor, G. N., Kinuthia, J. M., & Robinson, R. B. (2011). Enhancing the durability of flooded low-capacity soils by utilizing lime-activated ground granulated blastfurnace slag (GGBS). *Engineering Geology*, 123(3), 179-186.
- [71] Jha, A. K., & Sivapullaiah, P. V. (2015). Mechanism of improvement in the strength and volume change behavior of lime stabilized soil. *Engineering Geology*, 198, 53-64.
- [72] Askarani, K. K., & Pakbaz, M. S. (2016). Drained shear strength of over-consolidated compacted soil-cement. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 28(5), 04015207.

## REFERENCES

---

- [73] Chen, L., & Lin, D. F. (2009). Stabilization treatment of soft subgrade soil by sewage sludge ash and cement. *Journal of Hazardous Materials*, 162(1), 321-327.
- [74] Wang, D., Abriak, N. E., Zentar, R., & Chen, W. (2013). Effect of lime treatment on geotechnical properties of Dunkirk sediments in France. *Road Materials and Pavement Design*, 14(3), 485-503.
- [75] Sabat, A. K., & Pati, S. (2014). A review of literature on stabilization of expansive soil using solid wastes. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 19(Bund U).
- [76] De Bel, R., Correia, A. G., & Verbrugge, J. C. (2009). Contribution of loamy soil treatment to improve embankments performance. In *Characterization, Modeling, and Performance of Geomaterials: Selected Papers From the 2009 GeoHunan International Conference* (pp. 186-191).
- [77] Herrier, G., Lesueur, D., Puiatti, D., Auriol, J. C., Chevalier, C., Haghghi, I., ... & Fry, J. J. (2012). Lime treated materials for embankment and hardfill dam. In *ICOLD 2012—International Symposium On Dams For A Changing World, Kyoto 5-8 June 2012*.
- [78] Consoli, N. C., Prietto, P. D. M., Carraro, J. A. H., & Heineck, K. S. (2001). Behavior of compacted soil-fly ash-carbide lime mixtures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(9), 774-782.
- [79] Wissa, A. E., Ladd, C. C., & Lambe, T. W. (1964). Effective stress strength parameters of stabilized soils. MIT Department of Civil Engineering.
- [80] Ghobadi, M. H., Abdilor, Y., & Babazadeh, R. (2014). Stabilization of clay soils using lime and effect of pH variations on shear strength parameters. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 73(2), 611-619.
- [81] Rekik, B., & Boutouil, M. (2009). Geotechnical properties of dredged marine sediments treated at high water/cement ratio. *Geo-Marine Letters*, 29(3), 171-179.

## REFERENCES

---

- [82] Kamruzzaman, A. H., Chew, S. H., & Lee, F. H. (2009). Structuration and destructuration behavior of cement-treated Singapore marine clay. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 135(4), 573-589.
- [83] Latifi, N., Marto, A., & Eisazadeh, A. (2016). Physicochemical behavior of tropical laterite soil stabilized with non-traditional additive. *Acta Geotechnica*, 11(2), 433-443.
- [84] Pakbaz, M. S., & Farzi, M. (2015). Comparison of the effect of mixing methods (dry vs. wet) on mechanical and hydraulic properties of treated soil with cement or lime. *Applied Clay Science*, 105, 156-169.
- [85] Lasledj, A. (2009). *Traitement des sols argileux à la chaux: processus physico-chimique et propriétés géotechniques* (Doctoral dissertation, Orléans).
- [86] Kamel, G. M., Idriss, G., & Benchaab, B. (2013). Effet de chaux, ciment et sel sur le potentiel de gonflement des argiles gonflantes des régions arides en Algérie. *European journal of environmental and civil engineering*, 17(5), 315-328.
- [87] Norme française, AFNOR NF EN 13282-1. Liants hydrauliques routiers - Partie 1 : liants hydrauliques routiers à durcissement rapide - Composition, spécifications et critères de conformité
- [88] Norme française, AFNOR NF EN 13282-2. Liants hydrauliques routiers - Partie 2 : liants hydrauliques routiers à durcissement normal - Composition, spécifications et critères de conformité
- [89] Norme française, AFNOR NF P18-513. Addition pour béton hydraulique - Métakaolin - Spécifications et critères de conformité - Métakaolin, addition pouzzolanique pour bétons
- [90] Coutelas, A., Godard, G., Blanc, P., & Person, A. (2004). Les mortiers hydrauliques: synthèse bibliographique et premiers résultats sur des mortiers de Gaule romaine. *ArchéoSciences, revue d'Archéométrie*, 28(1), 127-139.

## REFERENCES

---

- [91] Pichon, H., Gaudon, P., Benhassaine, A., & Eterradosi, O. (1996). Caractérisation et quantification de la fraction réactive dans les pouzzolanes volcaniques. BULLETIN-LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSEES, 29-38.
- [92] Blaine, E. S. N. R. L. (1943). Effects of added materials on some properties of hydrating Portland cement clinkers
- [93] Norme française, AFNOR NF P 15-108. Liants hydrauliques - Liants hydrauliques routiers - Composition, spécifications et critères de conformité
- [94] Harichane, K., Ghrici, M., Kenai, S., & Grine, K. (2011). Use of natural pozzolana and lime for stabilization of cohesive soils. Geotechnical and geological engineering, 29(5), 759-769.
- [95] Gisquet, F. (2012). Les drains dolomitiques super-K: géométries, hétérogénéités-réservoirs, origines: La Formation Khuff en subsurface (Permo-Trias, Qatar-Iran) et un analogue à l'affleurement (Jurassique supérieur, Provence-France) (Doctoral dissertation, Aix-Marseille).
- [96] Haul, A. W., & Heystek, H. (1952). Differential thermal analysis of the dolomite decomposition. American Mineralogist: Journal of Earth and Planetary Materials, 37(3-4), 166-179.
- [97] Gu, K., Jin, F., Al-Tabbaa, A., & Shi, B. (2014). Initial Investigation of Soil Stabilization with Calcined Dolomite-GGBS Blends. In Ground Improvement and Geosynthetics (pp. 148-157).
- [98] Vandeperre, L. J., & Al-Tabbaa, A. (2007). Accelerated carbonation of reactive MgO cements. Advances in Cement Research, 19(2), 67-79.

## REFERENCES

---

- [99] Gu. K, Jin. F, Al-Tabbaa. A, Shi. B, Liu. C, Gao. L, (2015), Incorporation of reactive magnesia and quicklime in sustainable binders for soil stabilisation, *Engineering Geology*. V, 195. P, 53-62.
- [100] Malek A. (1998) "Caractéristiques physico – chimiques du laitier de haut fourneau" Séminaire sur la valorisation des laitiers et des coproduits sidérurgiques, Annaba (Algérie) 29-30 Nov 1998.
- [101] Bensted, J. (2002), *Structure and performance of cements*, Second ed., 565 pp., Taylor & Francis.
- [102] Behim, M. (2005). *Sous-produits industriels et développement durable: réactivité, rôle et durabilité des laitiers d'el hadjar dans les matériaux à matrice cimentaire*. Doctorat université Badji Mokhtar Annaba-Algérie.
- [103] Demoulian, E., Gourdin, P., Hawthorn, F., & Vernet, C. (1980). Influence de la composition chimique et de la texture des laitiers sur leur hydraulicité. *Vil Intem. Congr. Chem. Cem.*(Paris), vol H, 89-94.
- [104] Alexandre, J., & Sebileau, J. L. (1988). *Le laitier de haut fourneau, Elaboration, Traitements, Propriétés, Emploi*. Centre Technique et de Promotion des Laitiers.
- [105] Mantel, D. G. (1994). Investigation into the hydraulic activity of five granulated blast furnace slags with eight different Portland cements. *Materials Journal*, 91(5), 471-477.
- [106] CTPL Centre technique de promotion des laitiers
- [107] Ouili, A. (1994). *Contribution à l'activation alcaline des laitiers de hauts fourneaux* (Doctoral dissertation, Lyon, INSA).

## REFERENCES

---

- [108] Salain, I. M. A. K., Clastres, P., Bursi, J. M., & Pellissier, C. (2001). Circulating fluidized bed combustion ashes as an activator of ground vitrified blast furnace slag. *ACI SPECIAL PUBLICATIONS*, 202, 225-244.
- [109] Wild, S., Kinuthia, J. M., Jones, G. I., & Higgins, D. D. (1998). Effects of partial substitution of lime with ground granulated blast furnace slag (GGBS) on the strength properties of lime-stabilised sulphate-bearing clay soils. *Engineering Geology*, 51(1), 37-53.
- [110] Celik, E., & Nalbantoglu, Z. (2013). Effects of ground granulated blastfurnace slag (GGBS) on the swelling properties of lime-stabilized sulfate-bearing soils. *Engineering Geology*, 163, 20-25.
- [111] Eid, J., Taibi, S., Lefebvre, A., & Dandjinou, J. E. (2015, May). Le traitement des Sols à la chaux et aux liants hydrauliques-Aspects Physico-Chimiques.
- [112] Obuzor, G. N., Kinuthia, J. M., & Robinson, R. B. (2011). Enhancing the durability of flooded low-capacity soils by utilizing lime-activated ground granulated blastfurnace slag (GGBS). *Engineering Geology*, 123(3), 179-186.
- [113] Kogbara, R. B., & Al-Tabbaa, A. (2011). Mechanical and leaching behaviour of slag-cement and lime-activated slag stabilised/solidified contaminated soil. *Science of the total environment*, 409(11), 2325-2335.
- [114] SAMIRA, Z. (2018). Amélioration des propriétés géotechniques des argiles par l'utilisation de sous-produits industriels (Doctoral dissertation, Université Badji Mokhtar-Annaba).
- [115] Jiang, N. J., Du, Y. J., & Liu, K. (2018). Durability of lightweight alkali-activated ground granulated blast furnace slag (GGBS) stabilized clayey soils subjected to sulfate attack. *Applied Clay Science*, 161, 70-75.

## REFERENCES

---

- [116] Nidzam, R. M., & Kinuthia, J. M. (2010). Sustainable soil stabilisation with blastfurnace slag—a review. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Construction Materials*, 163(3), 157-165.
- [117] Vindula, S. K., Chavali, R. V. P., Reddy, P. H. P., & Srinivas, T. (2019). Ground granulated blast furnace slag to control alkali induced swell in kaolinitic soils. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 13(4), 377-384.
- [118] Yi, Y., Liska, M., & Al-Tabbaa, A. (2012). Initial investigation into the use of GGBS-MgO in soil stabilisation. In *Grouting and Deep Mixing 2012* (pp. 444-453).
- [119] Wang, F., Wang, H., Jin, F., & Al-Tabbaa, A. (2015). The performance of blended conventional and novel binders in the in-situ stabilisation/solidification of a contaminated site soil. *Journal of hazardous materials*, 285, 46-52.
- [120] Yi, Y., Liska, M., Jin, F., & Al-Tabbaa, A. (2016). Mechanism of reactive magnesia–ground granulated blastfurnace slag (GGBS) soil stabilization. *Canadian Geotechnical Journal*, 53(5), 773-782.
- [121] Chapelle, J. (1958). *Attaque sulfo-calcique des laitiers et des pouzzolanes*. Imprimerie Centrale de l'Ortois-Orras.
- [122] Cokca, E., Yazici, V., & Ozaydin, V. (2009). Stabilization of expansive clays using granulated blast furnace slag (GBFS) and GBFS-cement. *Geotechnical and geological engineering*, 27(4), 489.
- [123] Yi, Y., Liska, M., & Al-Tabbaa, A. (2014). Properties of two model soils stabilized with different blends and contents of GGBS, MgO, lime, and PC. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 26(2), 267-274.
- [124] ASTM, C618. (2007). *Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete*

## REFERENCES

---

- [125] Diamond, S., & Lopez-Flores, F. (1981, November). Comparative studies of the effects of lignitic and bituminous fly ashes in hydrated cement systems. In Material Research Society. In: Effects of Fly Ash Incorporation in Cement and Concrete: Proc. Sympos. N Annual Meeting.(Diamond, S.(Ed.)). Boston (pp. 112-123).
- [126] Sezer, A., İnan, G., Yılmaz, H. R., & Ramyar, K. (2006). Utilization of a very high lime fly ash for improvement of Izmir clay. *Building and environment*, 41(2), 150-155.
- [127] Buhler, R. L., & Cerato, A. B. (2007). Stabilization of Oklahoma expansive soils using lime and class C fly ash. In *Problematic soils and rocks and in situ characterization* (pp. 1-10).
- [128] Ji-ru, Z., & Xing, C. (2002). Stabilization of expansive soil by lime and fly ash. *Journal of Wuhan University of Technology-Mater. Sci. Ed.*, 17(4), 73-77.
- [129] Sharma, N. K., Swain, S. K., & Sahoo, U. C. (2012). Stabilization of a clayey soil with fly ash and lime: a micro level investigation. *Geotechnical and geological engineering*, 30(5), 1197-1205.
- [130] Kalkan, E., & Akbulut, S. (2004). The positive effects of silica fume on the permeability, swelling pressure and compressive strength of natural clay liners. *Engineering Geology*, 73(1-2), 145-156.
- [131] Zorluer, I., & Gucek, S. (2014). The effects of marble dust and fly ash on clay soil. *Science and Engineering of Composite Materials*, 21(1), 59-67.
- [132] Julphunthong, P. (2016). Chemical stabilization of loess in Northeast Thailand using the mixture of calcined marble dust waste and sugarcane bagasse ash waste. *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA*, 46(1), 103-108.
- [133] Rebouh (2012) impact de la pollution de l'air provoquée par la cimenterie tahar djouad sur la sante publique et le cadre bati -cas de hamma bouziane imprégné de margines. E. L. C. En vue de l'obtention du diplôme de magister en architecture et urbanisme.

## REFERENCES

---

- [134] Jegandan, S., Liska, M., Osman, A. A., & Al-Tabbaa, A. (2010). Sustainable binders for soil stabilisation. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, 163(1), 53-61.
- [135] Hossain, K. M. A., & Mol, L. (2011). Some engineering properties of stabilized clayey soils incorporating natural pozzolans and industrial wastes. *Construction and Building Materials*, 25(8), 3495-3501.
- [136] Horpibulsuk, S., Phetchuay, C., & Chinkulkijniwat, A. (2012). Soil stabilization by calcium carbide residue and fly ash. *Journal of materials in civil engineering*, 24(2), 184-193.
- [137] Samar, M. (1998). *Élaboration d'un ciment sans clinker à base de co-produits industriels* (Doctoral dissertation).
- [138] Chen, M. (2012). *Faisabilité technique et environnementale de l'utilisation dans des matériaux de construction cimentaires de cendres d'incinération de boues de station d'épuration* (Doctoral dissertation, Lyon, INSA).
- [139] Chen, L., & Lin, D. F. (2009). Stabilization treatment of soft subgrade soil by sewage sludge ash and cement. *Journal of Hazardous Materials*, 162(1), 321-327.
- [140] Boudissa, F. (2012). *Influence des radiations micro-ondes sur l'extraction de l'huile de grignon d-olive impregne de margines* (Doctoral dissertation, UMMTO).
- [141] Attom, M. F., & Al-Sharif, M. M. (1998). Soil stabilization with burned olive waste. *Applied clay science*, 13(3), 219-230.
- [142] ASTM-D559 (2015). *Standard Test Methods for Wetting and Drying Compacted Soil-Cement Mixtures*

## REFERENCES

---

- [143] Guney, Y., Sari, D., Cetin, M., & Tuncan, M. (2007). Impact of cyclic wetting–drying on swelling behavior of lime-stabilized soil. *Building and environment*, 42(2), 681-688.
- [144] Kalkan, E. (2011). Impact of wetting–drying cycles on swelling behavior of clayey soils modified by silica fume. *Applied Clay Science*, 52(4), 345-352.
- [145] Hoyos, L. R., Laikram, A., & Puppala, A. J. (2006). Assessment of seasonal effects on engineering behavior of chemically treated sulfate-rich expansive clay. New York: Taylor & Francis.
- [146] Pedarla, A. (2010). Durability studies on stabilization effectiveness of soils containing different fractions of montmorillonite.
- [147] Wang DY, Ma W, Chang XX,(2005). Physical-mechanical properties changes of QinghaiTibet clay due to cyclic freezing and thawing. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 24: 4313–4319.
- [148] Tebaldi, G., Orazi, M., & Orazi, U. S. (2016). Effect of freeze—thaw cycles on mechanical behavior of lime-stabilized soil. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 28(6), 06016002.
- [149] Firoozi, A. A., Taha, M. R., Firoozi, A. A., & Khan, T. A. (2015). The influence of freeze-thaw cycles on unconfined compressive strength of clay soils treated with lime. *Jurnal Teknologi*, 76(1), 107-113.
- [150] Lu, Y., Liu, S., Zhang, Y., Li, Z., & Xu, L. (2020). Freeze-thaw performance of a cement-treated expansive soil. *Cold Regions Science and Technology*, 170, 102926.
- [151] Parsons, R. L., & Milburn, J. P. (2003). Engineering behavior of stabilized soils. *Transportation Research Record*, 1837(1), 20-29.
- [152] Norme française, AFNOR NF P94-093. reconnaissance et essais - Détermination des références de compactage d'un matériau - Essai Proctor Normal - Essai Proctor modifié.
-

## REFERENCES

---

- [153] Norme française, AFNOR NF P94-078. reconnaissance et essais - Indice CBR après immersion. Indice CBR immédiat. Indice Portant Immédiat - Mesure sur échantillon compacté dans le moule CBR.
- [154] Norme française, AFNOR XP P94-090-1. reconnaissance et essais - Essai oedométrique - Partie 1 : essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par paliers.
- [155] Norme française, AFNOR NF P94-071-1. reconnaissance et essais - Essai de cisaillement rectiligne à la boîte - Partie 1 : cisaillement direct.
- [156] Szymkiewicz, F. (2011). Evaluation des propriétés mécaniques du matériau Soil-Mixing. Université Paris-Est.
- [157] ASTM, D698. (2012). Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12 400 ft-lbf/ft<sup>3</sup> (600 kN-m/m<sup>3</sup>))
- [158] ASTM, D4546. (2014). Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Collapse of Soils
- [159] Izemmouren, O., & Guettala, A. (2014, November). Effet du laitier de haut fourneau sur les propriétés d'ingénierie des briques de terre comprimée à base d'un sol portant de sulfate.
- [160] Wei, Z., Xu, C., & Li, B. (2009). Application of waste eggshell as low-cost solid catalyst for biodiesel production. *Bioresource technology*, 100(11), 2883-2885.
- [161] Yi, Y., Zheng, X., Liu, S., & Al-Tabbaa, A. (2015). Comparison of reactive magnesia- and carbide slag-activated ground granulated blastfurnace slag and Portland cement for stabilisation of a natural soil. *Applied Clay Science*, 111, 21-26.

## REFERENCES

---

- [162] Sekhar, D., & Nayak, S. (2019). SEM and XRD investigations on lithomargic clay stabilized using granulated blast furnace slag and cement. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 13(6), 615-629.
- [163] ASTM, D1883. (2014). Standard Test Methods for for California Bearing Ratio (CBR) of Laboratory-Compacted Soils
- [164] Norme française, AFNOR NF P 94-071. reconnaissance et essais - Essai de cisaillement rectiligne à la boîte - Partie 1 : cisaillement direct.
- [165] Norme française, AFNOR NF P94-074. reconnaissance et essais - 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.
- [166] Rahmat, M. N., & Ismail, N. (2011). Sustainable stabilisation of the Lower Oxford Clay by non-traditional binder. *Applied Clay Science*, 52(3), 199-208.
- [167] Vishwakarma, A. (2015). Economic Benefits of GGBS and Lime in Stabilizing Pavement Formation Level. *Inter J Innov Resea Scien Engin Techn*, 4, 11283-11291.
- [168] China Academy of Building Research (CABR), Technical Code for Ground Treatment of Buildings (JGJ79-2012). Beijing: China Architecture and Building Press; 2012.
- [169] Yin, C. Y., Mahmud, H. B., & Shaaban, M. G. (2006). Stabilization/solidification of lead-contaminated soil using cement and rice husk ash. *Journal of hazardous materials*, 137(3), 1758-1764.
- [170] Nidzam, R. M., & Kinuthia, J. M. (2010). Sustainable soil stabilisation with blastfurnace slag—a review. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Construction Materials*, 163(3), 157-165.

## **REFERENCES**

---

- [171] ASTM, D559. (2015). Standard Test Methods for Wetting and Drying Compacted Soil-Cement Mixtures