

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



## **Mémoire de Master**

**Présenté à l'Université 8 Mai 1945 de Guelma**

**Faculté des Sciences et de la Technologie**

**Département de : Génie Civil & Hydraulique**

**Spécialité : Génie Civil**

**Option : Géotechnique**

**Présenté par : BOUMZAOUT NADA & BENAMARA MERYEM & NOUREDDINE  
KHAOULA**

---

---

# **Amélioration d'un sol argileux par le laitier de haut fourneau activé par la poudre de dolomie**

---

---

**Sous la direction de : Dr. BOUTELDJA FATHE**

---

**Juillet 2019**

---



## REMERCIEMENTS

---

*Nous remercions Dieu tout puissant de nous avoir permis d'aller jusqu'à la fin de notre travail et de pouvoir le mettre en forme dans le présent manuscrit.*

*Nous tenons à exprimer tout d'abord nos remerciements aux membres du jury, qui ont accepté d'évaluer notre projet de fin d'étude.*

*Un très grand remerciement à notre cher encadreur Dr BOUTELDJA Fathe, pour son dévouement au bon déroulement de notre travail notamment nos essais réalisés en laboratoire et aussi pour ses conseils et informations avisés dans de nombreux domaines : techniques, scientifiques, rédactionnels...*

*Nous tenons à remercier le Docteur BENSALFI Sadek El Amine, dont l'aide sur le plan expérimentale, notamment nos essais réalisés en laboratoire, qui ont nécessité beaucoup de rigueur, d'assiduité et de patience et pour sa responsabilité et serviabilité qui ont permis de mener à bout ce projet de fin d'études*

*Nous remercions aussi Dr MAOUI Amar, le responsable des stages au département de Génie Civil et d'Hydraulique de l'Université 08 Mai 1945 de Guelma .Et le laboratoire des travaux publics de l'EST « Direction Régionale D'Annaba surtout Monsieur (LAMINE, FETHI, DJAMEL et SAIF), de nous avoir accueillis pendant notre période de stage.*

*Nous remercions aussi Pr NOUAOURIA Mohammed Saleh, le directeur de laboratoire de Génie Civil et d'Hydraulique de l'Université de 08 Mai 1945 de Guelma de nous avoir accueilli au sein laboratoire.*

*Nous tenons à exprimer nos reconnaissances et nos gratitude à toutes celles et tous ceux qui nous ont aidés dans la préparation de ce travail.*

## DEDICACE

---

*Je dédie ce mémoire à :*

*Ma très chère mère « WARDA »*

*Tu représentes pour moi la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encouragé et de prier pour moi.*

*Au meilleur papa « SMAIN »*

*Aucune dédicace ne se saurait exprimer l'amour et le respect que j'ai toujours pour vous.*

*Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation, mon formation et mon bien être.*

*Mon grand-père et ma grande mère  
qui n'ont pas cessé de m'encouragé et de prier pour moi.*

*A mes très chères sœurs*

*« MARWA, INES et NOURHENE » les mots ne suffisent guère pour exprimer l'attachement, l'amour et l'affection que je porte pour vous.*

*A mes très chers oncles*

*Et toutes familles. Vous avez toujours été présents pour les bons conseils, Je vous aime.*

*A mes anges*

*« DORSAF, IDRIS ET AMJED » et leurs maman « SANA » qui sont le miel de ma vie...Je vous adore.*

*A mes copines*

*« HADJER » malgré la distance tu es toujours dans mon cœur.  
SAMIRA, MAJDA je vous souhaite un avenir plein de joie, de réussite et de bonheur.*

*NOUREDDINE KHAOULA*

## DEDICACE

---

*Je dédie ce mémoire*

*A*

*Ma chère grande mère qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi*

*Ma très chère mère « NASSIRA » et mon très cher père « NASSER »*

*Pour leur soutien, et les sacrifices et tous efforts consentis pour mon éducation  
et ma formation*

*A mon marie « TAREK » qui est le bonheur de ma vie*

*A mes sœurs « NACHWA » et « MAYARE »*

*A toute ma famille*

*A ma copine Amel qui as toujours été présente pour les bons conseils, malgré la  
distance*

*A mon très cher oncle « KARIM » et toute sa famille.*

*A ma très chère tante « ARAFA » et son fils « JOUD »*

*A tous les étudiants de Génie Civil et de l'Hydraulique*

**BENAMARA MARYEM**

## DEDICACE

---

*Je Dédie ce mémoire*

*De fin d'études*

*A mon père qui était pour moi un symbole de courage merci papa*

*A la plus belle et la plus chère mère*

*A mes frères « WASSIM » et « HAMDI », mes sœurs « AHLEM » et  
« BASSMALA »*

*A ma grande mère*

*A mes tantes « MALIKA », « MESSOUDA »*

*A toute ma famille*

*A tous mes amis*

*A toute les étudiants de Géotechnique*

*A toute personne m'ayant aidé à franchir un horizon dans ma vie et mes études*

**BOUMZAOUT NADA**



## RESUME

---

L'amélioration des sols par la technique de stabilisation chimique est largement utilisée dans le domaine de la géotechnique routière. Le remplacement des agents de stabilisation classique comme la chaux et le ciment par des nouveaux produits moins coûteux avec un impact environnemental faible est considéré d'aujourd'hui comme un enjeu important.

Dans notre travail, nous avons étudié le comportement d'une marne argileuse de la région de Guelma traitée avec un nouveau liant formulé à base de laitier de haut fourneau et la poudre de dolomie calcinée. Notre démarche de travail s'est basée sur des essais de comportement mécanique réalisés au laboratoire (compression non confinée, gonflement à l'œdomètre, cisaillement à la boîte, essai de compression sur mortier) et une étude numérique de stabilité d'un remblai marneux traitée réalisée sur le logiciel SLIDE.

Nous nous sommes arrivés à montrer à travers les essais de laboratoire pour les différents dosages de liant, temps de cure et proportions laitier – dolomie, qu'il y a une amélioration de la portance et des caractéristiques de cisaillement et une diminution du potentiel de gonflement. L'analyse numérique a montré que le traitement de la marne a rendu le remblai marneux moins vulnérable au glissement de talus.

**Mots clés :** Marne argileuse, stabilisation, dolomie, laitier, compression, mortier, SLIDE

## ABSTRACT

---

Soil improvement by the chemical stabilization technique is widely used in the road projects. The replacement of conventional stabilizers such as lime and cement with new low-cost products with low environmental impact is considered today as an important challenge.

In our work, we studied the behavior of a clayed marl originally from the Guelma region treated with a new binder based on blast furnace slag and calcined dolomite powder. Our work was based on mechanical behavior tests carried out in the laboratory (unconfined compression, oedometer swelling, shearing tests, compression test on mortar) and a numerical study of the stability of a marly embankment processed on the SLIDE software.

We have showed through laboratory tests for different binder dosages, curing times, and slag-dolomite ratios, bearing capacity and shear characteristics have been improved and swelling potential is decreased. Numerical analysis has shown that the treatment of marl rendered the marly embankment less vulnerable to slope stability.

**Key words:** clayed marl, stabilization, dolomite, slag, compression, mortar, SLIDE

## ملخص

---

تحسين التربة بتقنية التثبيت الكيميائي متداولة بكثرة في مجال مشاريع الطرق حيث يعتبر استبدال عوامل التثبيت التقليدية مثل الجير والاسمنت بمواد أخرى حديثة أقل تكلفة وأقل تأثيراً للبيئة مسألة جد مهمة في الوقت الراهن. في عملنا هذا درسنا سلوك طين من منطقة قالمة معالج بواسطة مادة جديدة مكونة من خبث الافران و مسحوق الدولوميت المكلس حيث قمنا بجملة من التجارب حول السلوك الميكانيكي في المختبر (الانضغاط غير المقيد ، التورم ، اختبار القص و اختبار الضغط على الملاط) إضافة الى دراسة رقمية لعملية استقرار التربة بواسطة برنامج السلايد. لقد توصلنا من خلال التجارب المخبرية و بواسطة جرعات الموثق المختلفة، اوقات الارتياح و نسبة خبث الافران - الدولوميت الى انها حسنت من خصائص التحمل ، القص و التقلص في احتمال التورم. و قد اظهر التحليل الرقمي ان علاج الطين جعل الردم اقل عرضة لانزلاق المنحدر.

الكلمات المفتاحية: الطين، الثبات ، الدولوميت ، الخبث ، الضغط ، الملاط، الانزلاق.

# SOMMAIRE

---

<b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE I : LES SOLS FINS ET LEURS CARACTERISTIQUES .....</b>	<b>3</b>
<b>1. INTRODUCTION.....</b>	<b>3</b>
<b>2. DIVERSES PHASES DU SOL [1] .....</b>	<b>3</b>
2.1. Phase solide.....	3
2.2. Phase liquide .....	4
2.3. Phase gazeuse .....	4
<b>3. DEFINITION DES SOLS FINS.....</b>	<b>4</b>
<b>4. DIFFERENTS TYPES DES SOLS FINS .....</b>	<b>5</b>
4.1. Les argiles [2] .....	5
4.2. Les limons et lœss.....	10
4.3. Les marnes [5] .....	10
4.4. Les vases [5] .....	12
4.5. Les tourbes [5] .....	13
<b>5. CARACTERISTIQUES PHYSIQUES ET MECANIQUES DES SOLS FINS .....</b>	<b>13</b>
5.1. Granulométrie [3] .....	13
5.2. Masses volumiques des particules des sols [3] .....	14
5.3. Paramètres d'état des sols .....	15
5.4. Argilosité (Limites d'Atterberg,VBS) [6].....	16
5.5. Surface spécifique [3] .....	17
5.6. Perméabilité à l'eau [3].....	17
5.7. Teneur en carbonates [3].....	18
5.8. Teneur en matières organiques [3].....	18
5.9. Caractéristiques de compressibilité à l'œdomètre [3] .....	18
<b>6. SYSTEMES DE CLASSIFICATIONS DES SOLS [3].....</b>	<b>19</b>
6.1. Classification élémentaire .....	19
6.2. Classification USCS/LCPC [5].....	20
6.3. Classification GTR [7].....	21
6.4. Classification AASHTO [5].....	22
<b>7. CONCLUSION.....</b>	<b>23</b>
<b>CHAPITRE II : AMELIORATION DES SOLS FINS.....</b>	<b>24</b>
<b>1. INTRODUCTION.....</b>	<b>24</b>
<b>2. STRUCTURE DES CHAUSSEES ROUTIERES [5].....</b>	<b>24</b>
<b>3. TRAVAUX DE TERRASSEMENT [5].....</b>	<b>25</b>
<b>4. PRINCIPAUX PROBLEMES DES SOLS ARGILEUX .....</b>	<b>26</b>
4.1. Problèmes de stabilité .....	26
4.2. Problèmes de glissement [10] .....	27
4.3. Problèmes de tassement [9].....	28
4.4. Problèmes de retrait- gonflement [10] .....	28
4.5. Problème de fluage [11].....	29

4.6. Les solifluxions [11] .....	29
4.7. Les affaissements [11] .....	30
4.8. Problème d'érosion [12] .....	30
<b>5. STABILISATION CHIMIQUE DES SOLS ARGILEUX [13] .....</b>	<b>31</b>
5.1. Intérêts techniques et économiques [14] .....	31
5.2. Différents produits de stabilisation des sols [14] .....	32
5.3. Actions des produits de stabilisation [5] .....	47
5.4. Technique de traitement [12] .....	52
<b>3. TECHNIQUES DE RENFORCEMENT DES OUVRAGES GEOTECHNIQUES .....</b>	<b>55</b>
3.1. Colonnes ballastées [10] .....	56
3.2. Inclusions rigides [22].....	56
3.3. Terre ancrée [10].....	57
3.4. Terre armée .....	58
3.5. Géosynthétiques [23] .....	59
3.6. Préchargement ou précompression [24].....	61
3.7. Compactage de surface [13].....	62
3.8. Compactage dynamique [12] .....	62
3.9. Vibro-compactage [25] .....	63
3.10. Congélation de sol [24].....	63
3.11. Drains verticaux [25] .....	63
3.12. Utilisation des fibres [28].....	64
<b>4. CONCLUSION.....</b>	<b>68</b>
<b><u>CHAPITRE III : ETUDE DE STABILISATION DE LA MARNE .....</u></b>	<b><u>69</u></b>
<b>1. INTRODUCTION.....</b>	<b>69</b>
<b>2. SYNTHÈSE DES TRAVAUX RÉALISÉS .....</b>	<b>69</b>
<b>3. OBJECTIFS ET DÉMARCHE D'ÉTUDE .....</b>	<b>72</b>
<b>4. CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX UTILISÉS .....</b>	<b>73</b>
4.1. Marne naturelle .....	73
4.2. Produits de traitement utilisés .....	74
<b>5. ESSAIS RÉALISÉS ET RÉSULTATS .....</b>	<b>76</b>
5.1. La résistance à la compression non confinée .....	76
5.2. Caractérisation du liant sur mortier normal .....	88
5.3. Essai de gonflement à l'œdomètre.....	94
5.4. Essai de cisaillement à la boîte de Casagrande .....	99
<b>6. ÉTUDE NUMÉRIQUE DE STABILITÉ DE REMBLAI MARNEUX PAR SLIDE .....</b>	<b>106</b>
6.1. Paramètre de la modélisation .....	106
6.2. Étape de la modélisation .....	106
6.3. Résultats de la modélisation.....	107
6.4. Synthèse des résultats .....	115
<b><u>CONCLUSION GÉNÉRALE .....</u></b>	<b><u>117</u></b>
<b><u>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....</u></b>	<b><u>118</u></b>

## LISTE DES FIGURES

---

FIGURE 1 : DIAGRAMME DES PHASES D'UN SOL .....	3
FIGURE 2 : TROIS STRUCTURES TYPES DES SEDIMENTS ARGILEUX .....	6
FIGURE 3 : STRUCTURE DES SOLS CONSTITUENT DE PARTICULES GROSSIERES ET DE PARTICULES FINES.....	6
FIGURE 4 : PRESENTATION DES TETRAEDRES ET OCTAEDRE .....	7
FIGURE 5 : STRUCTURE DE LA KAOLINITE .....	7
FIGURE 6 : STRUCTURE DE LA MONTMORILLONITE [LAMBEL 1953].....	8
FIGURE 7 : STRUCTURE DE L'ILLITE [LAMBEL 1953] .....	8
FIGURE 8 : FEUILLET DE LA SMECTITES .....	9
FIGURE 9 : FEUILLET DE LA CHLORITE .....	9
FIGURE 10 : SCHEMA REPRESENTANT DES COLONNES LITHOLOGIQUES SIMPLIFIEES.....	10
FIGURE 11 : PHOTO DE TALUS COMPOSE DE MARNE ET CALCAIRE (NECHMAYA – GUELMA) .....	11
FIGURE 12 : COURBES GRANULOMETRIQUES DES SOLS (LCPC ;KEZDI ORIGINES) .....	14
FIGURE 13 : COURBES GRANULOMETRIQUES DES SOLS DE DIFFERENTES ORIGINES .....	14
FIGURE 14 : TASSEMENTS DE QUATRE MONUMENTS DE LA VILLE DE MEXICO .....	19
FIGURE 15 : CLASSIFICATION TRIANGULAIRE DES SOLS .....	20
FIGURE 16 : CLASSIFICATION DES SOLS FINS SELON LE SYSTEME USCS/LCPC .....	21
FIGURE 17 : CLASSIFICATION GTR DES SOLS AVEC $D_{MAX} < 50$ MM.....	22
FIGURE 18 : CLASSIFICATION GTR DES MATERIAUX AVEC $D_{MAX} > 50$ MM, MATERIAUX ROCHEUX ET PARTICULIERS .....	22
FIGURE 19 : COUPE TYPE D'UNE STRUCTURE DE CHAUSSEE.....	25
FIGURE 20 : REALISATION DES TRAVAUX DE TERRASSEMENT.....	25
FIGURE 21 : SCHEMA DE RUPTURE DU REMBLAI PAR POINÇONNEMENT DU SOL DE FONDATION .....	26
FIGURE 22 : SCHEMAS DE RUPTURES DE TYPE CIRCULAIRE.....	27
FIGURE 23 : GLISSEMENT DE TERRAIN (AZAZGA 2018) .....	27
FIGURE 24 : PROBLEME DE TASSEMENT .....	28
FIGURE 25 : LE PHENOMENE DE RETRAIT-GONFLEMENT .....	29
FIGURE 26 : SCHEMA GENERAL DU MECANISME DE FLUAGE .....	29
FIGURE 27 : SCHEMA DE LA SOLIFLUXION .....	30
FIGURE 28 : PHOTO D'UN AFFAISSEMENT DE SOL.....	30
FIGURE 29 : LAITIER CRISTALLISE ET LAITIER VITRIFIE GRANULE DE HAUT FOURNEAU .....	38
FIGURE 30 : SITUATION DE LHF PAR RAPPORT AUX AUTRES LIANTS (DIAGRAMME TERNAIRE CHAUX-SILICE-ALUMINE).....	39
FIGURE 31 : COQUILLE D'ŒUF .....	44
FIGURE 32 : PHOTO DE GYPSE SACCHAROÏDE .....	45
FIGURE 33 : POZZOLANE NATURELLE .....	46
FIGURE 34 : DIAGRAMME TERNAIRE DE KEIL-RANKIN, D'APRES MINOUX (1994).....	47
FIGURE 35 : INFLUENCE DE TRAITEMENT SUR LA CONSISTANCE DU SOL [8].....	48

FIGURE 36 : INFLUENCE DU TRAITEMENT SUR LES CARACTERISTIQUES DE COMPACTAGE ET LA PORTANCE DU SOL [8] .....	49
FIGURE 37 : SCHEMA DE LA REALISATION DU MELANGE PAR LA TECHNIQUE DITE DU « DEPOT-REPRISE ».....	53
FIGURE 38 : OPERATION ELEMENTAIRES DE MISE EN ŒUVRE D'UNE COUCHE DE FORME TRAITEE .....	55
FIGURE 39 : PRINCIPE DE REALISATION DE COLONNES BALLASTEES .....	56
FIGURE 40 : PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT DES INCLUSIONS RIGIDES .....	57
FIGURE 41: STABILISATION PAR CLOUAGE (TERRE ANCREE).....	58
FIGURE 42: PRINCIPE DE LA TERRE ARMEE .....	58
FIGURE 43: MISE EN PLACE DES GEOSYNTHETIQUES DANS UNE CONSTRUCTION DE ROUTE .....	59
FIGURE 44: RENFORCEMENT DE SOL A L' AIDE GEOTEXTILE .....	61
FIGURE 45: PRINCIPE DE PRE CHARGEMENT POUR CONTROLE DES TASSEMENTS .....	61
FIGURE 46: TECHNIQUE DE PRECHARGEMENT .....	62
FIGURE 47: COMPACTAGE DYNAMIQUE .....	62
FIGURE 48: VIBROCOMPACTATGE .....	63
FIGURE 49: TECHNIQUE DE DRAINS VERTICAUX .....	64
FIGURE 50: CLASSIFICATION GENERALE DES FIBRES TEXTILES .....	64
FIGURE 51: FIBRE DE JUTE ET TOILE DE JUTE .....	65
FIGURE 52: FIBRES DE SISAL.....	65
FIGURE 53: FIBRES DE LIN.....	66
FIGURE 54: FIBRES DE NYLON.....	66
FIGURE 55: FIBRES DE POLYSTER .....	67
FIGURE 56: FIBRES DE FIBRE ET FIBRES HACHEE .....	67
FIGURE 57: FIBRES DE PLASTIQUE.....	68
FIGURE 58 : COMPARAISONS DES RESISTANCES RC DES MELANGES 1 & 3(GEL-DEGEL) .....	70
FIGURE 59 : COMPARAISONS DES RESISTANCES RC DES MELANGES 2 & 4 (GEL-DEGEL).....	70
FIGURE 60: COMPARAISON DES RESISTANCES ENTRE LES MELANGES 1 & 3 (HUMIDIFICATION-SECHAGE).....	71
FIGURE 61 : COMPARAISON DES RESISTANCES ENTRE LES MELANGES 2 & 4 (HUMIDIFICATION-SECHAGE).....	72
FIGURE 62 : PHOTOS DE LA MARNE ARGILEUSE .....	73
FIGURE 63 : COURBE GRANULOMETRIQUE DE LA MARNE .....	74
FIGURE 64 : LE LAITIER GRANULE BROYE.....	75
FIGURE 65: POUDRE DE DOLOMIE .....	75
FIGURE 66 : LA COURBE GRANULOMETRIQUE DE LA DOLOMIE FINE .....	76
FIGURE 67 : PHOTOS DU MOULE ET DE QUELQUES EPROUVETTES CONFECTIONNEES.....	76
FIGURE 69 : PHOTOS LA MACHINE DE COMPACTAGE UNIFRAME ET DE LA CHAMBRE CLIMATIQUE .....	77
FIGURE 69: PHOTO DE L'ESSAI DE RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE.....	78
FIGURE 70: RESISTANCES RC POUR LES DIFFERENTS TRAITEMENTS A 3 JOURS .....	79
FIGURE 71: RESISTANCES RC POUR LES DIFFERENTES PROPORTIONS A 7 JOURS.....	80
FIGURE 72 : RESISTANCES RC POUR LES DIFFERENTES PROPORTIONS A 28 JOURS.....	81
FIGURE 73 : RESISTANCE A LA COMPRESSION RC POUR DIFFERENTS PROPORTIONS A 56JOURS .....	82
FIGURE 74 : LA RESISTANCE RC EN FONCTION DE DOSAGE A 3 JOURS .....	83

FIGURE 75 : LA RESISTANCE RC EN FONCTION DE DOSAGE A 7 JOURS .....	83
FIGURE 76 : LA RESISTANCE RC EN FONCTION DE DOSAGE A 28 JOURS .....	84
FIGURE 77 : LA RESISTANCE RC EN FONCTION DE DOSAGE A 56 JOURS .....	84
FIGURE 78: LA RESISTANCE RC EN FONCTION DU TEMPS DE CURE POUR 5% DE DOSAGE .....	85
FIGURE 79: LA RESISTANCE RC EN FONCTION DU TEMPS DE CURE POUR 10% DE DOSAGE .....	86
FIGURE 80 : COMPARAISON DOLOMIE - COQUILLE DES RC EN FONCTION DU TEMPS (DOSAGE 5%) .....	87
FIGURE 81 : COMPARAISON DOLOMIE - COQUILLE DES RC EN FONCTION DU TEMPS (DOSAGE 10%) .....	88
FIGURE 82 : GRANULOMETRIE DU SABLE DE OUM ALI UTILISE DANS LE MORTIER .....	89
FIGURE 83 : PHOTO DES CONSTITUANTS DE NOTRE MORTIER.....	90
FIGURE 84: PHOTO DE MOULAGE DE NOTRE MORTIER.....	91
FIGURE 85: PHOTOS DE DEMOULAGE DES EPROUVETTES DE NOTRE MORTIER.....	92
FIGURE 87: PHOTOS DE L'ESSAI DE COMPRESSION PENDANT ET APRES LA RUPTURE.....	93
FIGURE 87: APPAREILLAGE DE L'ESSAI DE GONFLEMENT A L'EDOMETRES .....	94
FIGURE 88 : EXEMPLE DE FEUILLE D'ESSAI DE GONFLEMENT (LTPEST).....	97
FIGURE 89 : COURBE DE GONFLEMENT MARNE NATURELLE .....	97
FIGURE 90 : COURBE DE GONFLEMENT MARNE TRAITEE (0 JOURS).....	98
FIGURE 91 : COURBE DE GONFLEMENT MARNE TRAITEE (7 JOURS).....	98
FIGURE 92: PRINCIPE D'UN ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE A LA BOITE .....	99
FIGURE 93: PHOTO DE NOTRE SOL AVANT ET APRES L'ESSAI DE CISAILLEMENT .....	100
FIGURE 94 : COURBE CONTRAINTE DE CISAILLEMENT-DEPLACEMENT AVANT TRAITEMENT.....	101
FIGURE 95 : COURBE CONTRAINTE DE CISAILLEMENT-DEPLACEMENT APRES TRAITEMENT (0 JOURS) .....	102
FIGURE 96: COURBE CONTRAINTE DE CISAILLEMENT-DEPLACEMENT APRES TRAITEMENT (7 JOURS) .....	103
FIGURE 97: COURBE CONTRAINTE DE CISAILLEMENT - CONTRAINTE NORMAL AVANT TRAITEMENT.....	104
FIGURE 98 : COURBE CONTRAINTE DE CISAILLEMENT - CONTRAINTE NORMAL APRES TRAITEMENT 0 JOURS.....	105
FIGURE 99: COURBE CONTRAINTE DE CISAILLEMENT - CONTRAINTE NORMAL APRES TRAITEMENT 7 JOURS.....	105
FIGURE 100 : INTRODUCTION DE LA GEOMETRIE DU MODELE DE TERRAIN .....	107
FIGURE 101 : DEFINITION DES PROPRIETES DU SOL .....	107
FIGURE 102 : CALCUL DE $F_s$ PAR LA METHODE BISHOP SIMPLIFIEE DE LA MARNE NATURELLE SANS SURCHARGE (PENTE 2/3) .....	108
FIGURE 103 : CALCUL DE F PAR METHODE BISHOP SIMPLIFIEE DE LA MARNE TRAITEE SANS SURCHARGE (PENTE 2/3) .....	108
FIGURE 104: CALCUL DE $F_s$ PAR METHODE BISHOP SIMPLIFIEE DE LA MARNE NATURELLE AVEC SURCHARGE (PENTE 2/3) .....	109
FIGURE 105: CALCUL DE $F_s$ PAR METHODE BISHOP SIMPLIFIEE DE LA MARNE TRAITEE AVEC SURCHARGE ( PENTE 2/3) .....	109
FIGURE 106 : CALCUL DE $F_s$ PAR LA METHODE BISHOP SIMPLIFIEE DE LA MARNE NATURELLE SANS SURCHARGE(PENTE 5/3) .....	110
FIGURE 107 : CALCUL DE $F_s$ PAR METHODE BISHOP SIMPLIFIEE DE LA MARNE TRAITEE SANS SURCHARGE(PENTE 5/3) .....	110
FIGURE 108 : CALCUL DE $F_s$ PAR METHODE BISHOP SIMPLIFIEE DE LA MARNE NATURELLE AVEC SURCHARGE(PENTE 5/3) .....	111
FIGURE 109 : CALCUL DE $F_s$ PAR METHODE BISHOP SIMPLIFIEE DE LA MARNE TRAITEE AVEC SURCHARGE(PENTE 5/3) .....	111

FIGURE 110 : CALCUL DE $F_s$ PAR LA METHODE BISHOP SIMPLIFIEE DE LA MARNE NATURELLE SANS SURCHARGE(PENTE 10/3) .....	112
FIGURE 111 : CALCUL DE $F_s$ PAR LA METHODE BISHOP SIMPLIFIEE DE LA MARNE TRAITEE SANS SURCHARGE (10/3) .....	112
FIGURE 112 : CALCUL DE $F_s$ PAR METHODE BISHOP SIMPLIFIEE DE LA MARNE NATURELLE AVEC SURCHARGE (10/3) .....	113
FIGURE 113: CALCUL DE $F_s$ PAR METHODE BISHOP SIMPLIFIEE DE LA MARNE TRAITEE AVEC SURCHARGE(PENTE 10/3) .....	113
FIGURE 114 : CALCUL DE $F_s$ PAR LA METHODE BISHOP SIMPLIFIEE DE LA MARNE NATURELLE SANS SURCHARGE(PENTE 15/3) .....	114
FIGURE 115 : CALCUL DE $F_s$ PAR METHODE BISHOP SIMPLIFIEE DE LA MARNE TRAITEE SANS SURCHARGE (PENTE 15/3) .....	114
FIGURE 116 : CALCUL DE $F_s$ PAR METHODE BISHOP SIMPLIFIEE DE LA MARNE NATURELLE AVEC SURCHARGE (PENTE 15/3) .....	115
FIGURE 117 : CALCUL DE $F_s$ PAR METHODE BISHOP SIMPLIFIEE DE LA MARNE TRAITEE AVEC SURCHARGE (PENTE 15/3) .....	115

## LISTE DES TABLEAUX

---

TABLEAU 1 : MASSES VOLUMIQUE DES MINERAUX (DIFFERENTES SOURCES) .....	15
TABLEAU 2 : VALEURS MOYENNES DE $\rho_s$ DE QUELQUES SOLS (KEZDI, 1974).....	15
TABLEAU 3 : PARAMETRES D'ETAT DE QUELQUES SOLS FINS (FRANCE) .....	15
TABLEAU 4 : VALEURS COURANTES DES PARAMETRES D'ETAT DE QUELQUES TYPES DE SOLS.....	16
TABLEAU 5 : QUELQUES VALEURS DES CARACTERISTIQUES RELEVES DANS LA LITTERATURE[3].....	16
TABLEAU 6 : LIMITES DE PLASTICITE ET LIQUIDITE ET VALEUR DE BLEU DE QUELQUES SOLS ARGILEUX [6] .....	16
TABLEAU 7 : VALEUR DE BLEU DES SOLS ARGILEUX [3] .....	17
TABLEAU 8 : SURFACE SPECIFIQUE DE QUELQUES ARGILES TYPES (VIDALIE, 1977).....	17
TABLEAU 9 : COEFFICIENT DE PERMEABILITE DE QUELQUES SOLS.....	17
TABLEAU 10 : TENEUR EN CARBONATES DE CALCIUM DE QUELQUES SOLS (VIDALIE, 1977).....	18
TABLEAU 11 : TENEUR EN MATIERES ORGANIQUES ET DENSITE DE QUELQUE SOLS (VIDALIE, 1977).....	18
TABLEAU 12 : DENOMINATION DES FRACTIONS GRANULAIRES DES PARTICULES DE SOLS .....	20
TABLEAU 13 : CLASSIFICATION DES SOLS GRENUS (USCS/LCPC).....	21
TABLEAU 14 : DEFINITION DU GRAVIER, DU SABLE, DU SILT ET DE L'ARGILE SELON LE SYSTEME DE L'AASHTO	23
TABLEAU 15 : TABLEAU DE CLASSIFICATION AASHTO.....	23
TABLEAU 16 : DIFFERENTS TYPES DE CIMENTS COURANTS .....	34
TABLEAU 17 : RESISTANCES MECANQUES REQUISES POUR LES LHR A DURCISSEMENT RAPIDE.....	36
TABLEAU 18 : RESISTANCES MECANQUES REQUISES POUR LES LHR A DURCISSEMENT NORMAL .....	36
TABLEAU 19 : COUPE SCHEMATIQUE D'UN HAUT FOURNEAU .....	37
TABLEAU 20 : COMPOSITION CHIMIQUE DES LAITERS DE HAUT FOURNEAU .....	39
TABLEAU 21 : ADEQUATION DES CIMENTS COURANTS AVEC DIFFERENTS TYPES DE SOL .....	52
TABLEAU 22: RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DE LA MARNE NATURELLE.....	74
TABLEAU 23 : CARATERISTIQUES GRALOMETRIQUES DE LA POUDRE DE DOLOMIE.....	75
TABLEAU 24 : QUANTITES DE CHAQUE COMPOSANTE DES MELANGES SOL - LIANT.....	77
TABLEAU 25: RESISTANCE A LA COMPRESSION RC A 3 JOURS.....	79
TABLEAU 26: RESISTANCE A LA COMPRESSION RC A 7 JOURS.....	79
TABLEAU 27: RESISTANCE A LA COMPRESSION RC A 28JOURS .....	80
TABLEAU 28 : RESISTANCE A LA COMPRESSION RC A 56 JOURS.....	81
TABLEAU 29 : LA RESISTANCE OPTIMALE ET LES PROPORTIONS CORRESPONDANTES AUX DIFFERENTS DOSAGES ..	82
TABLEAU 30 : ECARTS ENTRE LES RESISTANCES DE 5% ET 10% DE DOSAGE .....	85
TABLEAU 31 : LES ECARTS EN RESISTANCE POUR DIFFERENTS TEMPS DE CURE.....	86
TABLEAU 32 : COMPOSITION GRANULOMETRIQUE DU SABLE DE REFERENCE CEN.....	89
TABLEAU 33 : VALEURS DE RESISTANCE A LA COMPRESSION SUR MORTIER NORMAL (28 J).....	93
TABLEAU 34 : VALEURS DE RESISTANCE A LA COMPRESSION SUR MORTIER NORMAL (56 J).....	93
TABLEAU 35: RESULTATS DES ESSAIS DE GONFLEMENT AVANT ET APRES TRAITEMENT .....	98
TABLEAU 36 : POTENTIEL DE GONFLEMENT D'APRES GHEN (1988).....	99

TABLEAU 37: RESULTATS DES ESSAIS DE CISAILLEMENT AVANT TRAITEMENT .....	101
TABLEAU 38: RESULTATS DES ESSAIS DE CISAILLEMENT DE MARNE TRAITEE (0 JOURS).....	102
TABLEAU 39: RESULTATS DES ESSAIS DE CISAILLEMENT APRES TRAITEMENT (7 JOURS).....	103
TABLEAU 40: RESISTANCES AU CISAILLEMENT MAXIMALES AVANT ET APRES TRAITEMENT .....	104
TABLEAU 41: ANGLES DE FROTTEMENT INTERNE ET LES COHESIONS AVANT ET APRES TRAITEMENT .....	105
TABLEAU 42 : CARACTERISTIQUES DE CISAILLEMENT DES SOLS UTILISE.....	106
TABLEAU 43 : SYNTHESE DES RESULTATS OBTENUS PAR SLIDE.....	116

# INTRODUCTION GENERALE

---

## INTRODUCTION GENERALE

---

La technique de stabilisation chimique des sols par l'ajout de mélange chimique (ciment, chaux, laitier, cendres volantes...etc) est largement utilisée dans de nombreuses applications de génie civil telles que la construction de remblais, la construction de chemin de fer et de routes, la construction de fondations, le remblayage de culées de ponts et de murs de soutènement,...etc. Cette technique est bénéfique à de nombreux égards tels que l'amélioration des propriétés de résistance (y compris la résistance au cisaillement et la résistance à la compression), l'atténuation et la réduction du volume et du potentiel de gonflement et le contrôle du retrait, réduction de l'indice de plasticité ( $I_p$ ), la réduction de la perméabilité, la réduction de la compressibilité, de la déformation et du tassement du sol, la réduction du pourcentage des particules argileuse et limoneuse, l'amélioration des modules et l'amélioration de la durabilité pour résister à des conditions environnementales défavorables telles que les cycles de gel-dégel ou humidification séchage, l'érosion et les intempéries.

Les propriétés des sols stabilisés avec des liants hydrauliques dépendent, d'une part, des caractéristiques du sol tels que la granulométrie, la minéralogie, la plasticité, la teneur en matière organique, la teneur en sel (sulfate), la capacité d'échange de cations et le pH,...etc , et d'autre part, des caractéristiques de liant et le type et la durée des conditions de durcissement (temps de cure) ainsi que l'effort de compactage.

Parmi les nombreux liants employés, la stabilisation des sols avec de la chaux ou/et du ciment est la technique la plus largement utilisée. Cependant, ces agents de stabilisation ont leurs propres inconvénients, tels que des impacts environnementaux en termes d'émission de  $CO_2$  lors de leur production, de consommation d'énergie, de coût et d'épuisement de ressources naturelles. En outre, bien que l'application de chaux ou de ciment améliore dans une certaine mesure les propriétés techniques des sols, elles peuvent également avoir un effet défavorable sur certaines autres propriétés des sols. Par exemple, ces additifs pourraient causer des problèmes de gonflement en présence de sulfate.

Dans ce contexte, nous chercherons à travers ce travail de fin cycle Master à valoriser une marne argileuse de la région de Guelma de caractéristiques géotechniques médiocres dans les remblais routiers, par l'ajout d'un nouveaux liants hydrauliques, formulés à base de laitiers de haut fourneau activé avec la poudre de dolomie.

L'évaluation de l'amélioration apportée par ce nouveau produit de traitement est faite par des essais réalisés au laboratoire. La comparaison des résultats des performances mécaniques obtenus par ce nouveau traitement de sols avec ceux obtenus par les traitements déjà réalisés dans le cadre des Masters précédents (2017, 2018), nous a permis de dégager des conclusions et des recommandations sur la pertinence du nouveau traitement.

Ce mémoire est scindé en trois chapitres principaux :

Dans le premier chapitre, nous avons fourni une bibliographie bien documentée sur les sols fins et leurs différents types, les caractéristiques physiques et mécaniques de ces sols. On a présenté aussi les différents systèmes de classification des sols (classification élémentaire, classification USCS\LCPC etc...)

Dans le deuxième chapitre, nous avons fait le point des techniques d'amélioration et de renforcement des sols fins en commençant par la présentation de la structure d'une chaussée routière et les travaux de terrassement. Ensuite, on a présenté les principaux problèmes des sols argileux (tassement, gonflement, fluage...) et les différentes techniques de traitement par stabilisation chimique. Puis, on a exposé les techniques de renforcement des ouvrages géotechniques.

Enfin, le dernier chapitre est consacré à la présentation des résultats obtenus de l'étude expérimentale réalisée au niveau de notre laboratoire de recherche (LGCH) et l'étude numérique d'un remblai en marne traitée par le logiciel SLIDE.

**CHAPITRE I :**  
**Les sols fins et leurs**  
**caractéristiques**

# CHAPITRE I : LES SOLS FINS ET LEURS CARACTERISTIQUES

## 1. INTRODUCTION

Nous présentons dans ce chapitre les sols fins et leurs caractéristiques. Nous avons commencé par un aperçu général sur les diverses phases du sol et une définition des sols fins. Ensuite, nous avons montré les différents types des sols fins comme les argiles, les limons, les marnes etc.... Puis, nous avons fourni quelques ordres de grandeurs des caractéristiques physiques et mécaniques des sols fins notamment en ce qui concerne la taille des particules (granularité), les paramètres d'état (porosité, masse volumique et l'argilosité) et les paramètres de compressibilités (tassement). Enfin, nous avons terminé ce chapitre par la présentation des différents systèmes de classification des sols comme la classification élémentaire, classification USCS/LCPC, GTR et AASHTO.

## 2. DIVERSES PHASES DU SOL [1]

Le sol est un complexe multiphasique, il est composé principalement de trois phases (Fig. 1) ; **solide** (grains solides de différentes tailles), **liquide** (eau), **gazeuse** (air).

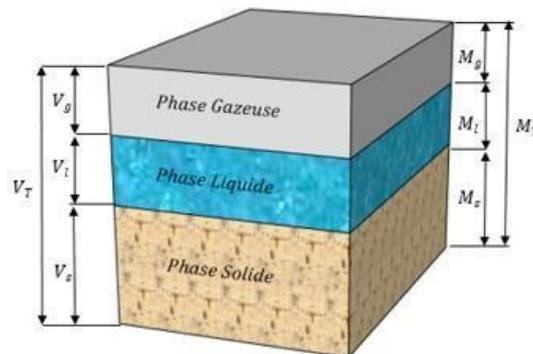


Figure 1 : Diagramme des phases d'un sol

### 2.1. Phase solide

La phase solide du sol est en général majoritairement minérale qui comprend :

❖ Eléments grossiers :

Ce sont les éléments  $> 2$  mm et on les classe par dimensions :

- ✓ 0,2 cm à 2 cm : graviers.
- ✓ 2 à 5 cm : cailloux.
- ✓ 5 à 20 cm : pierres.
- ✓ 20 cm : blocs.

Leur expression se fait en pourcentage, qu'on donne sur le terrain en fonction du volume et en laboratoire en fonction de la masse (sur un échantillon de sol, au laboratoire, on estime le pourcentage après passage au tamis de 2 mm).

❖ Terre fine :

La terre fine est la fraction de terre qu'il reste lorsqu'on retire les éléments grossiers (donc < 2 mm, au tamis). On peut classer les éléments de la terre fine par dimensions :

- 2 mm à 0,2 mm : sable grossiers.
- 0,2 mm à 50 µm : sable fins.
- 50 µm à 20 µm : limons grossiers.
- 20 µ à 2 µ : limons fins.
- < 2 µ : argiles.

Elle comprend aussi une fraction organique dont le taux varie selon le type de sol et les conditions de pédogenèse. Les sols cultivés présentent des taux de matière organique compris dans une gamme allant de moins de 1% à 20% de la masse du sol.

## **2.2. Phase liquide**

La phase liquide du sol est souvent désignée par le terme « solution du sol », occupe une partie plus ou moins importante de la porosité du sol, est constituée d'eau où se trouvent diverses substances organiques et minérales dissoutes et des particules en suspension. La composition de la solution du sol varie selon :

- ✓ Le climat,
- ✓ Les apports anthropiques (fertilisants, produits de traitement phytosanitaire...etc.)
- ✓ L'activité biologique du sol (exsudats racinaires, produits de synthèse et de dégradation microbienne ...etc.)

## **2.3. Phase gazeuse**

Dans un sol bien aéré, les gaz qui règnent dans l'atmosphère du sol sont :

- ✓ L'azote (78 à 80%) ;
- ✓ L'oxygène (18 à 20%) ;
- ✓ Le dioxyde de carbone (0,2 à 3%).

D'autres molécules gazeuses d'origine anthropique telles que les pesticides peuvent également être détectées dans l'atmosphère du sol. Ces gaz peuvent exister dans le sol soit à l'état libre, soit dissous dans la solution du sol. Cependant, dans certaines conditions tout l'espace poral du sol est alors occupé par l'eau et le sol est dit saturé. Dans ce cas, la phase gazeuse sera totalement absente.

## **3. DEFINITION DES SOLS FINS**

Ce sont des sols où les éléments fins dont le diamètre est inférieur à 20µm sont prédominant. Ils sont appelés également « sols cohérents ». Ils peuvent être formés sur place par l'altération des roches préexistantes ou bien, transportés par les agents naturels tels que l'air, l'eau ou la glace, ils sont ensuite sédimentés et déposés.

Les sols fins ont un comportement facilement déformable. De plus, l'eau a une influence très importante sur leur comportement mécanique.

Il existe différents types de sols fins tels que les argiles et les limons. Lors de la construction, il faut prendre en compte plusieurs propriétés afin d'éviter tout dommage aux ouvrages durant leur exploitation car ce type de matériau est souvent exposé au risque de mouvement de terrain (glissement, effondrement, éboulements, tassements...). Pour pallier ces aléas géotechniques, il faut respecter certaines règles de construction et de mise en œuvre en faisant appel à des techniques de stabilisation des sols adaptées et bien étudiées.

## **4. DIFFERENTS TYPES DES SOLS FINS**

### **4.1. Les argiles [2]**

En général le terme argile s'applique à tous les matériaux dont la fraction granulométrique prédominante (taille des particules) est inférieure à  $2\mu$ . Elle est une roche sédimentaire composée pour une large part de minéraux argileux, en général des silicates d'aluminium plus ou moins hydratés présentant une structure feuilletée (phyllo-silicates) expliquant leur plasticité, ou fibreuse (sépiolite et palygorskite) expliquant leurs qualités d'absorption.

#### **4.1.1. Structure physique des argiles [3]**

Les particules d'argile qui constituent la base des sols argileux ont des propriétés très différentes de celles des particules des sols grenus. Chaque particule d'argile est normalement entourée de couches de molécules d'eau plus ou moins liée, aux propriétés différentes de celles de l'eau libre. On admet généralement que le contact de deux particules d'argile peut être de type « solide-solide », de type « air-solide », de type « eau-solide » ou « eau-eau », ou être contrôlé par des forces de répulsion ou d'attraction électrique. Mais toutes ces représentations des contacts de particules de dimensions inférieures au micromètre sont encore un peu hypothétiques et les recherches se poursuivent pour mieux les caractériser.

Nous retiendrons que la pesanteur joue un rôle secondaire dans l'arrangement des particules d'argile et que les forces dominantes sont les forces d'attraction et de répulsion électrique, qui conditionnent le volume occupé par une masse donnée de particules d'argile. Des expériences de laboratoire ont montré que la floculation des particules d'argile (qui leur fait occuper un plus grand volume) est favorisée par l'augmentation de la concentration en électrolyte (par exemple le chlorure de calcium), de la valence des ions et le PH. Ces comportements élémentaires expliquent par exemple pourquoi les argiles déposées dans l'eau de mer sont différentes des argiles déposées en eau douce ou dans des lagunes.

Les résultats finals des interactions physico-chimiques des particules lors de la sédimentation des argiles est qu'il existe des structures plus ou moins lâches, dont la représentation traditionnelle est donnée sur la figure 2 : une structure floculée « en nid d'abeilles » ou les particules forment des sortes de chaînes fermées, une structure floculée « en château de cartes » ou les particules s'appuient les unes sur les autres et une structure dispersée ou les particules sont empilées « structure en paquet de cartes ».

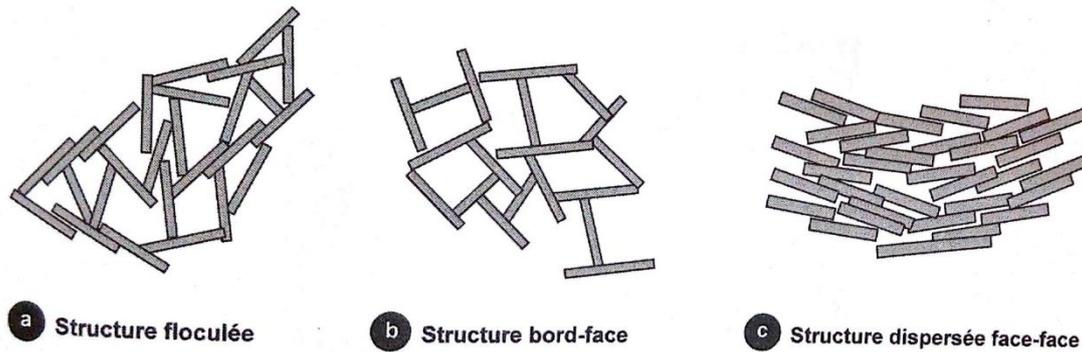


Figure 2 : Trois structures types des sédiments argileux

Dans le cas fréquent des sols comportant à la fois des particules grossières et des particules argileuses, les structures observées sont des combinaisons des précédentes, suivant les conditions physico-chimiques de la sédimentation. On pourra par exemple trouver des structures lâches (figure 3 a) ou des structures plus denses (figure 3 b).

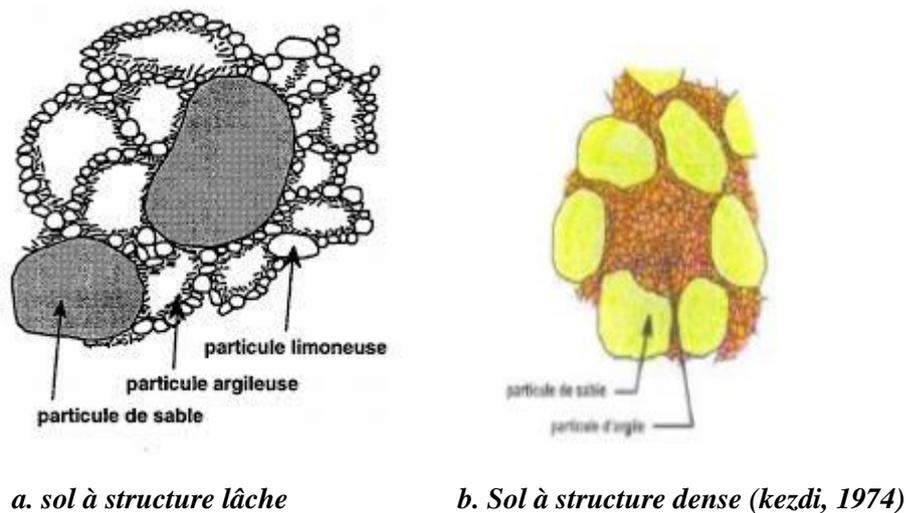


Figure 3 : Structure des sols constitué de particules grossières et de particules fines

#### 4.1.2. Les différents types d'argiles [4]

Les particules d'argile sont formées d'un empilement de feuillets qui sont constitués par l'association de deux unités structurales de base, ces feuillets sont formés par la juxtaposition des couches structurales tétraédriques (silice) et octaédriques (aluminium).

- La structure d'un Tétraèdre : est formée par quatre atomes (têtes) d'oxygène ( $O_2^-$ ) ou d'hydroxyle ( $OH^-$ ) et un atome de silicium ( $Si_2^+$ ) qui se positionne au centre de cette structure.
- La structure d'un Octaèdre : est formée par six atomes (têtes) d'oxygène ( $O_2^-$ ) ou d'hydroxyle ( $OH^-$ ) et un atome d'aluminium ( $Al_3^+$ ) ou de magnésium ( $Mg_2^+$ ) se positionne au centre de cette structure.

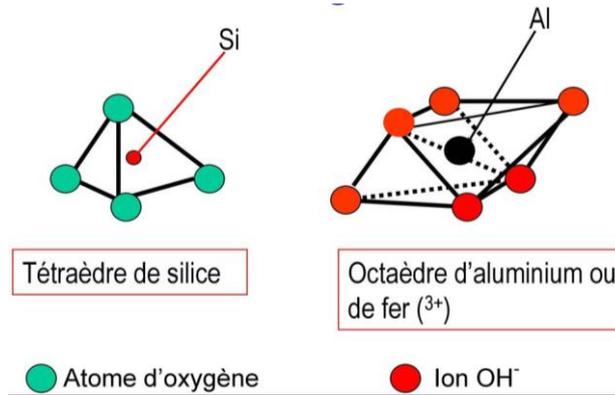


Figure 4 : Présentation des tétraèdres et octaèdre

Ces deux structures donnent naissance aux différents types d'argiles qui sont présentées dans ce qui suit.

**A-Kaolinite [2]**

La kaolinite est constituée d'une succession alternée de feuillets en tétraèdre (silice) et de feuillets en octaèdre (aluminium ou gibbsite). Les deux feuillets sont liés de telle manière que les sommets du feuillet de silice et ceux d'une des couches du feuillet en octaèdre ne forment qu'une seule et même couche (figure 5). L'épaisseur du feuillet élémentaire de la kaolinite est d'environ 7Å mais les dimensions dans les deux autres directions sont infinies. Ces particules sont stables et leur structure élémentaire n'est pas affectée par la présence d'eau.

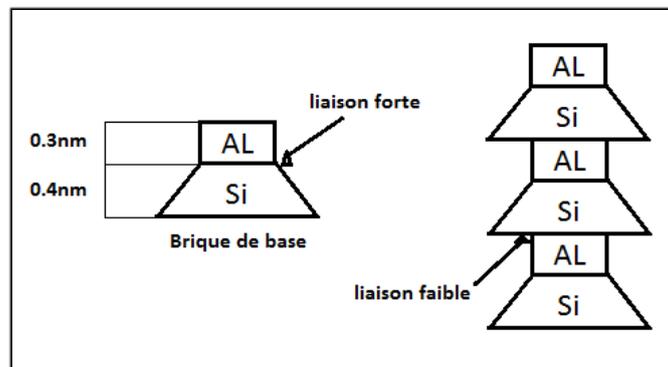


Figure 5 : Structure de la kaolinite

**B-Montmorillonite [2]**

La montmorillonite, parfois appelée Smaltite, est un minéral argileux important composé de deux feuillets de Silice et d'un feuillet d'Alumine (Gibbsite). Les feuillets en octaèdres se trouvent entre deux feuillets de Silice et les sommets des tétraèdres se confondent avec les hydroxyles du feuillet en octaèdre pour ne former qu'une seule couche.

Les sols qui contiennent de la montmorillonite peuvent être gonflants lorsque leur teneur en eau augmente, les pressions de gonflements qui en résultent peuvent provoquer la dissociation complète des feuillets ce qui va causer des dommages aux structures légères et pavages (figure 6).

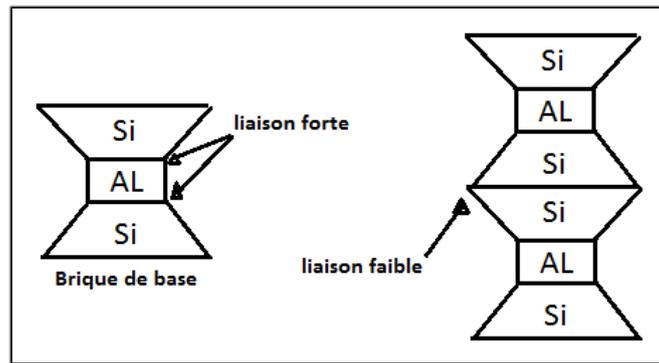


Figure 6 : Structure de la Montmorillonite [Lambel 1953]

**C-Illite [2]**

L'illite est une autre composante importante des sols argileux, elle a une structure analogue à la montmorillonite mais il y a des ions de potassium intercalés entre les feuillets tétraédriques. Grâce à ces ions la liaison est relativement forte et les molécules d'eau ne peuvent pratiquement plus s'intercaler. Aux extrémités de la particule d'argile, il y a également des déséquilibres électriques et adsorption de cations. Ces cations dits échangeables jouent un rôle important dans le comportement des argiles (figure 7). Les illites sont des particules de dimensions plus petites que la kaolinite de diamètre équivalent moyen de 0,3  $\mu\text{m}$ , et d'une épaisseur de 100Å.

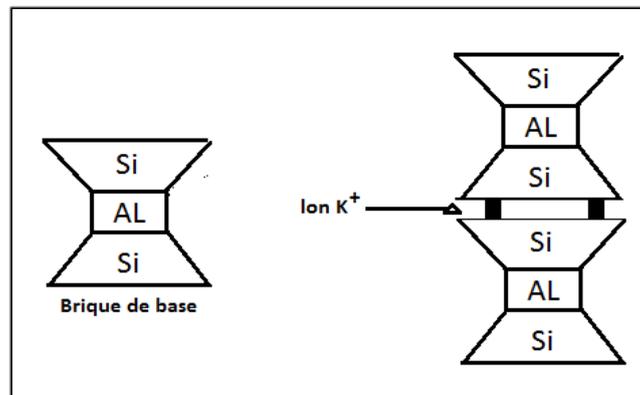


Figure 7 : Structure de l'illite [Lambel 1953]

**D-Smectites [2]**

Sa structure est similaire à celle des illites, sauf que l'empilement des feuillets élémentaires est composé de feuillets renversés. L'empilement met en contact deux couches d'oxygène appartenant au tétraèdre de silice, rendant ainsi la liaison interfoliaire faible. La distance interfoliaire est, à l'origine, de 14Å°. Elle peut s'élargir pour atteindre 18Å°. Les liaisons entre les feuillets sont moins fortes que celles des kaolinites et des illites.

La structure minéralogique des smectites offre de grands espaces interfoliaires. De ce fait, l'inclusion de molécules d'eau ou de matières organiques et cations est favorisée (figure 8). Le potentiel de gonflement de ce type d'argile est, par conséquent, élevé.

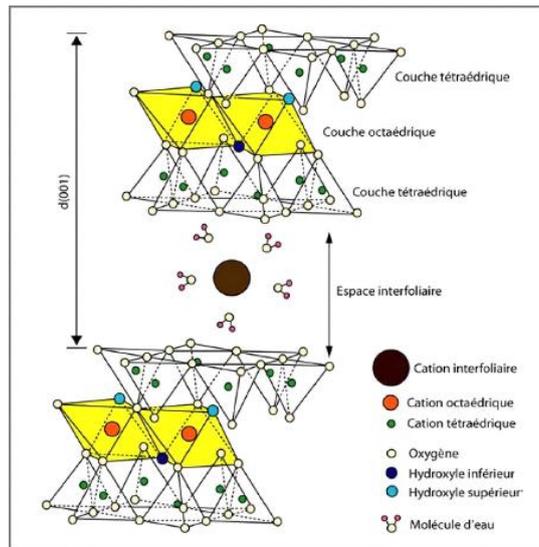


Figure 8 : Feuille de la Smectites

***E-Chlorites [2]***

Les chlorites sont des argiles de composition semblable à celle des smectites. L'espace interfoliaire contient une couche composée de magnésium ( $Mg_2^+$ ) et d'ions hydrogène ( $OH^-$ ). L'Aluminium ( $Al_3^+$ ) est remplacé localement par le fer ( $Fe_2^+$ ), la liaison interfoliaire est, de ce fait, affaiblie, ce qui permet une infiltration d'eau (figure 9). Les chlorites existent parfois dans les roches magmatiques. Elles sont également rencontrées dans les roches sédimentaires. Les argiles contenant un pourcentage de chlorite supérieur à 15% peuvent être sujet de gonflement.

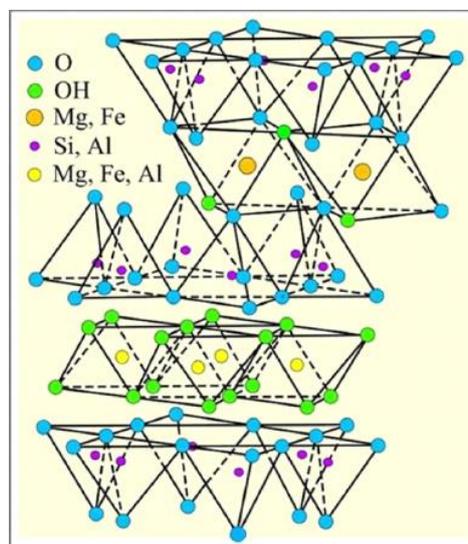


Figure 9 : Feuille de la Chlorite

### *F-Micas [2]*

Dans le groupe des micas, l'empilement des feuillets élémentaires est similaire à celui des chlorites et des smectites. L'épaisseur interfoliaire est de  $10\text{\AA}$ . Cependant, le quart des cations ( $\text{Si}_4^+$ ) est remplacé par des cations aluminium ( $\text{Al}_3^+$ ). Le déficit de charge de liaison est compensé par des ions potassium ( $\text{K}^+$ ). Selon Kormi (2003), le potentiel de gonflement des micas est inférieur à celui des smectites.

## 4.2. Les limons et lœss

Les limons, constitués principalement de silt, de lœss, possèdent un squelette siliceux à silicocalcaire à grains fins. Ils sont constitués par des éléments de dimensions comprises entre 2 et  $20\ \mu\text{m}$  (taille comprise entre celle des sables et celle des argiles). Le principal minéral constitutif est le quartz associé le plus souvent l'argile, la calcite, les feldspaths, les oxydes des hydroxydes de fer, le mica ou les minéraux lourds.

L'origine du limon peut être fluviatile ou éolienne ; dans ce dernier cas, on lui donne souvent le nom de lœss. Les limons peuvent contenir des graviers des galets, des concrétions. Ils sont peu perméables et constituent des terres de culture fertiles.

Le lœss, habituellement de couleur jaunâtre ou brun, est un sol caractérisé par un très bon tri granulométrique dû à son origine éolienne, avec essentiellement des grains compris entre 10 et  $50\ \mu\text{m}$ . Il contient, en proportion moindre des sables et des argiles (ces dernières pouvant être agglomérées et former des grains de limon fin).

## 4.3. Les marnes [5]

La marne est une roche sédimentaire contenant du carbonate de calcium ( $\text{CaCO}_3$ ) et de l'argile. On la définit comme étant un matériau de transition entre le calcaire et l'argile : c'est une roche carbonatée contenant de 30 à 70% d'argile. Ainsi, elle tient de la fraction carbonatée une structure plus au moins résistante et de la fraction argileuse une possibilité d'évolution par destruction de la structure par suite de l'action de l'eau sur l'argile, conduisant à un matériau plastique [D. Delahaye et al]. Cette définition purement pétrographique, a été sensiblement élargie sur le plan du pourcentage d'argile. En pratique, en génie civil, le nom marne peut-être attribué pour toutes roches carbonatées contenant de 10 à 90 % d'argile (figure10 & 11).

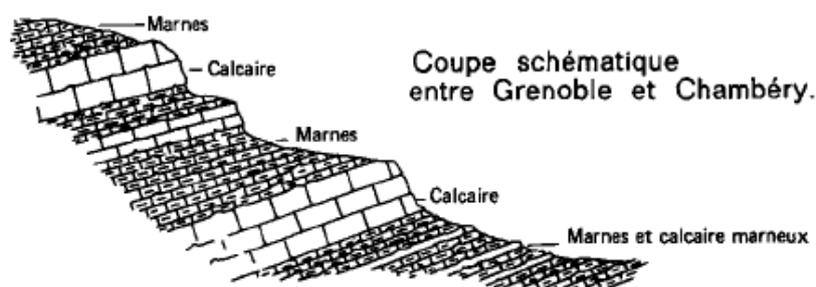


Figure 10 : Schéma représentant des colonnes lithologiques simplifiées



*Figure 11 : Photo de talus composé de marne et calcaire (Nechmaya – Guelma)*

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 effervescent avec les acides à cause de la présence du calcaire. La finesse des particules constitutives (minéraux argileux, carbonates et parfois, silice en faible quantité) place les marnes dans les groupes des lutites (ou pélites).

En effet, comme le calcaire, la marne renferme de très nombreux éléments accessoires, visibles uniquement au microscope et dont le rôle peut être prépondérant, tels que : grains de quartz, paillettes de micas, cristaux de gypse, micro-organismes, etc. À côté de ces éléments, visibles uniquement au microscope, on peut trouver des éléments volumineux tels que : nodules de pyrite, quartz, gypse fer de lance ou encore en rose des sables, macrofossiles, etc. Ces différents éléments responsables de la couleur et de l'aspect permettent de définir la marne rencontrée par une appellation. On parle ainsi, si l'on s'intéresse à la couleur :

- Des marnes vertes,
- Des marnes bleues,
- Des marnes rouges,
- Des marnes bariolées.

Si l'accent est porté sur un constituant remarquable, on parlera :

- De marnes dolomitiques,
- De marnes micacées,
- De marnes sableuses,
- De marnes glauconieuses,
- De marnes bitumineuses,
- De marnes gypseuses, etc.

Enfin, l'intérêt stratigraphique et paléontologique peut être dominant ; dans ce cas, on aura :

- Des marnes à foraminifères,
- Des marnes à pholadomyies,
- Des marnes à spongiaires,
- Des marnes à radiolaires, etc.

Les marnes apparaissent constituées de trois phases : phase carbonatée, phase sableuse et phase argileuse. Elles sont en effet réputées pour avoir souvent un comportement particulièrement gênant et dangereux parce qu'elles peuvent être à la fois très dures à l'extraction et très altérables, les blocs extraits perdant spontanément 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. 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. Pour cela, il n'est pas nécessaire que le pourcentage d'argile soit différent ; des études sur les marnes du Tertiaire parisien montrent parfaitement ces différences de comportement entre deux matériaux minéralogiquement identiques, fraction carbonatée voisine et nature des argiles semblables.

Un autre exemple est donné par l'étude des formations marneuses du secondaire du Vaucluse où le pourcentage de carbonate est sensiblement identique entre des matériaux non altérables d'aspect rocheux et des matériaux altérables. D'autres exemples étudiés antérieurement ont montré l'intérêt de l'étude des textures dans le cas de matériau à comportement évolutif, comme c'est le cas des marnes.

#### **4.4. Les vases [5]**

Les vases sont des dépôts formés par les marées ou que l'on rencontre dans les lits des lacs et des rivières. On peut les considérer comme des argiles en formation. Leur composition est extrêmement variable et dépend plus ou moins de leur mode de formation. Elles se composent en grande partie de roche broyée, d'argile et de sable, avec de coquillages (en partie rompus) et des débris organiques (restes végétaux et animaux) en quantités variables. Ce sont des matériaux gorgés d'eau et on les rencontre principalement dans les lacs, les ports, les estuaires, les bassins fluviaux ou marins.

Il existe plusieurs types de vases à savoir :

Vases marines : les vases marines ou de marée ; aussi connues sous les noms de tangué, vases marais, vases salines et parfois de vases rivières sont déposées par la marée à l'embouchure des rivières et des ruisseaux qui se jettent dans la mer et sur les bords peu élevés des baies et des anses. Elles se composent principalement de particules rocheuses broyées, sous forme d'un sable très fin, et de limon et d'argile en différentes proportions.

Vases de moules et de coquillage d'huitres : les vases de coquillages sont importantes en raison du carbonate de chaux qu'elles renferment.

Vases d'étangs, de lacs et de rivières : ces catégories de vases sont généralement formées par le dépôt des fines substances portées par les eaux des rivières et des ruisseaux. Ce sédiment, qui se compose surtout de particules rocheuses finement broyées, contient souvent une

quantité considérable de débris organiques, aussi ces vases sont généralement plus riches en matières organiques que les vases de marées ou d'eau salée.

#### **4.5. Les tourbes [5]**

La tourbe se définit comme le produit de la fossilisation de débris végétaux par des microorganismes (bactéries, anthropodes, champignons, microfaune) dans des milieux humides et pauvres en oxygène que l'on appelle tourbière sur un intervalle de temps compris entre 1 000 et 7 000 ans. Les tourbes se présentent comme un matériau de texture fibreuse et elles se forment dans le fond des vallées humides et les dépressions marécageuses. Elles peuvent contenir des éléments détritiques : Sables, graviers, vases. Elles contiennent une très forte proportion d'eau. Si la tourbe est soumise à des conditions particulières de pression et de température causées par son enfouissement, elle se transforme, au bout d'une période de l'ordre du million d'années, en charbon.

Il existe plusieurs types de la tourbe à savoir :

La tourbe blonde : qui provient de la transformation des sphaignes. Elle est riche en fibre de cellulose et en carbone. Sa texture est fibrique. Ses autres traits essentiels sont sa faible densité, sa forte teneur en eau et sa faible teneur en cendre minérale car elle est souvent jeune (2 000 ans).

La tourbe brune : qui provient de la transformation de débris végétaux ligneux (arbres) et d'éricacées. Elle est composée de fibres mélangées à des éléments plus fins, provenant d'une dégradation plus poussée des végétaux, lui donnant une texture mésique. Elle est plus âgée (5 000 ans) que la précédente.

La tourbe noire : qui provient de la transformation des cypréracées. Elle est riche en particules minérales et organiques fines. Sa texture est saprique, c'est-à-dire que la tourbe est plastique et moins fibreuse. Visuellement, la tourbe noire se distingue facilement de la tourbe blonde par sa couleur foncée. Une tourbe blonde très ancienne tend à se rapprocher, par certains caractères, de la tourbe noire.

### **5. CARACTERISTIQUES PHYSIQUES ET MECANIQUES DES SOLS FINS**

#### **5.1. Granulométrie [3]**

Les graphes ci-dessous présentent trois courbes granulométriques de sols fins :

1. Argile vaseuse
2. Sable argileux
3. Limon argileux

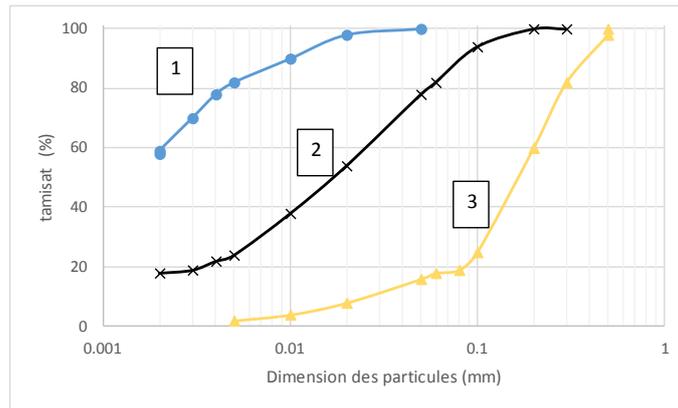


Figure 12 : courbes granulométriques des sols (LCPC ;Kezdi origines)

Les courbes granulométriques ci-dessous présentent 3 types de sol de divers pays :

1. Bentonite du Wyoming
2. Argile du delta du Nil
3. Loess de Dunaujvaros

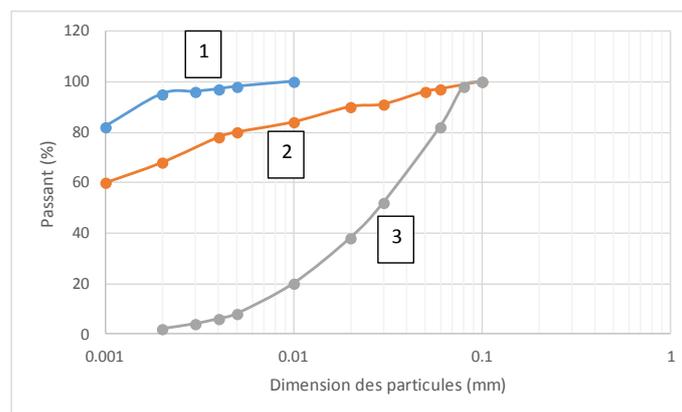


Figure 13 : courbes granulométriques des sols de différentes origines

## 5.2. Masses volumiques des particules des sols [3]

Les paramètres décrivant les proportions des phases solide, liquide et gazeuse des sols peuvent varier sensiblement d'un sol à l'autre. Par contre, les masses volumiques des constituants sont peu variables et on peut en général leur attribuer des valeurs moyennes constantes. Les masses volumiques des différents minéraux et matériaux constituant les particules des sols sont regroupées dans le tableau 1 et 2.

Minéral	Masse volumique $\rho_s$ (t/m <sup>3</sup> )
Kaolinite	2,6 à 2,65
Illite	2,6 à 2,7
Montmorillonite	2,4 à 2,6
Chlorite	2,6 à 3,0
Bentonite	2,13 à 2,18

Tableau 1: Masses volumique des minéraux (différentes sources)

Minéral	Masse volumique $\rho_s$ (t/m <sup>3</sup> )
Lœss, poudre de roche, limon sableux	2,67
Limon	2,70
Argile limoneuse	2,75
Argile	2,80

Tableau 2 : Valeurs moyennes de  $\rho_s$  de quelques sols (Kezdi, 1974)

### 5.3. Paramètres d'état des sols

Les tableaux ci-dessous donnent quelques paramètres d'état des sols fins (porosité, indice des vides et teneur en eau, masse volumique apparente, masse volumique sèche, degré de saturation...).

Sol	n	e	w	$\rho$	$\rho_d$	$\rho_s$	$S_r$
	-	-	(%)	(t/m <sup>3</sup> )	(t/m <sup>3</sup> )	(t/m <sup>3</sup> )	(%)
Vase de Lorient	0,664	1,98	75	1,49	0,85	2,53	96
Argile molle de cubzac	0,686	2,18	85	1,492	0,807	2,56	100
Argile des Flanders	0,44	0,786	28,6	1,98	1,45	2,75	100
Argile verte (romainville)	0,495	0,98	37	1,83	1,34	2,65	
Argile molle de Cran	0,671	2,04	77	1,54	0,87	2,65	
Vase de Caen	0,741	2,86	120	1,36	0,617	2,38	
Argile de Guiche	0,634	1,73	68	1,57	0,932	2,54	100
Tourbe de Cean	0,873	6,88	320	1,146	0,273	2,15	
Tourbe de bourgoin	0,89	8,1	570	1,046	0,156	1,42	
Limon d'Orly	0,545	1,20	22	2			
Argile de l'Adour	0,831	4,9	187				

Tableau 3 : Paramètres d'état de quelques sols fins (France)

Type de sol	e	w (%)	$\rho_d$ (t/m <sup>3</sup> )	$\rho$ (t/m <sup>3</sup> )
Argile glaciaire molle	1,2	45	1,22	1,77
Argile glaciaire raide	0,6	22	1,70	2,07
Argile molle peu organique	1,9	70	0,93	1,58
Argile molle très organique	3	110	0,68	1,43
Argile montmorillonique très molle (bentonite)	5,2	194	0,43	1,27
Tourbe fibreuse (surface)	10,4	800	0,10	0,91
Tourbe humidifiée (enterrée)	8	580	0,153	1,04

Tableau 4 : Valeurs courantes des paramètres d'état de quelques types de sols

#### 5.4. Argilosité (Limites d'Atterberg, VBS) [6]

La différence entre la limite de liquidité  $w_L$  et la limite de plasticité  $w_p$  est fréquemment utilisée pour décrire les sols argileux et a reçu le nom d'indice de plasticité  $I_p$ . Le tableau suivant donne quelques valeurs de ces caractéristiques relevées dans la littérature.

Sols	$w_L$	$w_p$	$I_p$
Tourbe de bourgoin	66	37	29
Argile de Mexico	500	125	375
Argile de Chenelette (Rhône)	28	17	11
Limon d'Orly	36	24	12
Marne d'Argenteuil	76	31	45

Tableau 5 : quelques valeurs des caractéristiques relevées dans la littérature[3]

Le tableau ci-dessous donne les valeurs des limites de plasticité et de liquidité, de l'indice de plasticité et de valeur de bleu de quelques sols argileux.

Sols	$w_p$	$w_L$	$I_p$	$V_B$
Limon argileux	38	76	38	
Argile vaseuse	28	78	50	
Vase de lanester	44	135	81	5,6
Argile verte de Romainville	34	65	31	
Argile des Flandres	27	71	44	
Argile de l'adour	69	188	119	7,5
Argile de Cubzac-les-ponts	31	82	51	13,2
Limon d'Orly	18	38	20	
Argile de la vallée de la Charente	36	77	41	7,5
Argile de Muzillac	45	110	65	10,1
Marne de Menton	24	48	24	
Argile de provins	87	195	108	
Argile de Mexico	125	500	375	
Bentonite sodique	47	475	428	
Limon de Jossigny	24	32	8	

Tableau 6 : Limites de plasticité et liquidité et valeur de bleu de quelques sols argileux [6]

Le tableau ci-dessous présente les valeurs de bleu pour les minéraux de référence (kaolinite, illite, montmorillonite). Les valeurs de tableau ci-dessous sont considérées comme typiques.

Minéraux	Kaolinite	Illite	Montmorillonite
Valeur de bleu VBS	1	3,6	31

Tableau 7 : Valeur de bleu des sols argileux [3]

### 5.5. Surface spécifique [3]

La taille des grains conditionne la surface spécifique d'un sol qui est la somme de toutes les surfaces extérieures des particules contenues dans une unité de masse du sol. Il existe aussi une surface spécifique interne dans le cas où le sol contient des minéraux argileux. Le tableau suivant donne les surfaces spécifiques totales de quelque argile.

Argile	Surface spécifique (m <sup>2</sup> /g)
Kaolinite	10 - 30
Illite	70 - 140
Chlorite	50 - 150
Montmorillonite	700 - 800
Vermiculite	760
Attapulgite	250 - 400
Sépiolite	300 - 400

Tableau 8 : Surface spécifique de quelques argiles types (Vidalie, 1977)

### 5.6. Perméabilité à l'eau [3]

La perméabilité du sol est la propriété qu'a le sol de transmettre l'eau et l'air : c'est une des qualités les plus importantes à prendre en considération pour la pisciculture. Un étang construit dans un sol imperméable perdra peu d'eau par infiltration. On observe que les sables sont plus perméables que les limons, eux-mêmes plus perméables que les argiles, vase et tourbe et le tableau ci-dessous donne quelque valeur de coefficients de perméabilité mesurés sur des sols de différentes natures.

Sols	E	k (m/s)
Limon d'orly	1,2	5.10 <sup>-8</sup>
Argile de guiche	1,60	4.10 <sup>-10</sup>
Argile molle de cubzac	2,07	8.10 <sup>-10</sup>
Argile molle de cran	2,90	2,6.10 <sup>-10</sup>
Argile verte	0,98	8.10 <sup>-10</sup>
Tourbe (caen)	6,88	10-9 m/s

Tableau 9 : Coefficient de perméabilité de quelques sols

### 5.7. Teneur en carbonates [3]

La teneur en carbonate de calcium d'un sol est déterminée par l'acide chlorhydrique d'une certaine quantité de sol sec. Le tableau suivant donne les teneurs en carbonate de calcium de quelques sols fins.

Sols	Teneur en CaCO <sub>3</sub>	Sol	Teneur en CaCO <sub>3</sub>
Argile de provins (sparnassien)	5%	Marne de monton (miocène)	33%
Argile de Dozulé (oxfordien)	14%	Marne de Ricard (trias)	80%
Argile de Narbonne (quaternaire)	25%	Marne de vitrolles (danien)	30 à 60%
Argile de Romainville (sannoisien)	19%	Marne de longesse (montien supérieur)	27%

Tableau 10 : teneur en carbonates de calcium de quelques sols (Vidalie, 1977)

### 5.8. Teneur en matières organiques [3]

La teneur en matières organiques des sols, que nous noterons C<sub>MO</sub>, est le rapport de la masse de la matière organique (mélange complexe de composés organiques hétérogènes provenant des résidus végétaux et animaux) pressante dans le sol à la masse totale des matières solides des sols. Le tableau ci-dessous donne C<sub>MO</sub>, densité et porosité de quelque sols argileux.

Sol	C <sub>MO</sub> (%)	Porosité n (%)	Densité G	
Vases ou argiles organiques	Cubzac-les-ponts	26,5	0,815	1,28
	Lanester	11,5	0,762	1,31
	Lorient	6,6	0,664	1,52
	Adour	18,9	0,831	1,19

Tableau 11 : Teneur en matières organiques et densité de quelque sols (Vidalie, 1977)

### 5.9. Caractéristiques de compressibilité à l'œdomètre [3]

La ville de Mexico s'est développée dans le cratère d'un ancien volcan, rempli par sédiments divers, dont certains sont argileux elle a été connue aussi pour l'inclinaison de nombreux objets urbains considérés comme des repères les tassements enregistrés ont au cours de 70 années atteint 8 mètres avec des variations rapides dans certaines zones. Effectivement les tassements de Mexico étaient dus aux pompes dans les nappes profondes.

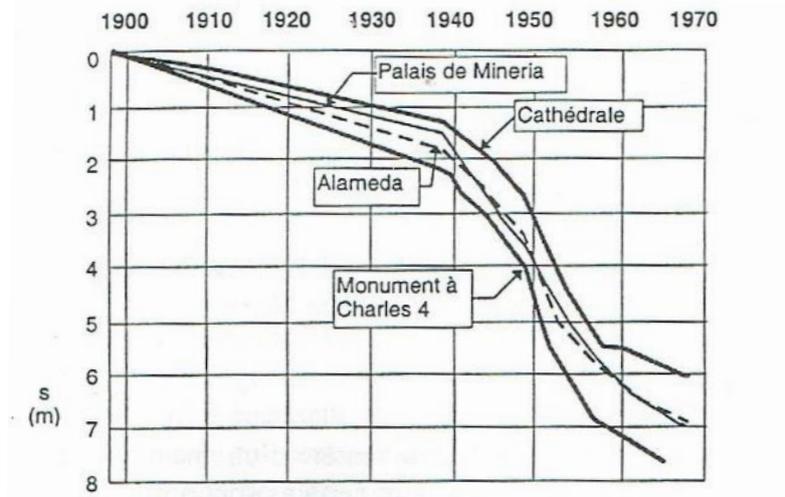


Figure 14 : Tassements de quatre monuments de la ville de Mexico

## 6. SYSTEMES DE CLASSIFICATIONS DES SOLS [3]

Les systèmes de classification des sols sont ont pour but de ranger les sols en familles présentant les mêmes caractéristiques géotechniques ou des caractéristiques très voisines. Ils permettent donc de grouper les très nombreux échantillons recueillis au cours d'une campagne de sondages et d'établir des coupes géotechniques du terrain. Ces coupes sont précieuses pour l'ingénieur. Elles viennent compléter les données de la géologie, qui n'entraînent pas celles de la géotechnique : des sols de même origine géologique peuvent avoir des propriétés géotechniques très différentes, et réciproquement.

Il existe de très nombreux systèmes de classification des sols, parmi elles on peut citer :

- Les classifications élémentaires qui se réfèrent uniquement à la granularité du sol (triangulaire) ou aux seuils granulométriques (dimensions des particules).
- Classification LCPC/USCS (on utilise simultanément la granularité et la plasticité du sol).
- Classification GTR et ASHTOO (pour les terrassements routiers).

### 6.1. Classification élémentaire

#### 6.1.1. Classification basée sur la granulométrie

Les courbes granulométriques couvrent de large variation des dimensions des particules des sols. Les sols peuvent être classés selon les différentes parties de l'échelle des dimensions des particules appelés « classes granulaires ». Ces intervalles ont des noms différents selon les classifications et les pays. Le tableau ci-dessous compare trois de ces classifications. La classification de la Société Internationale de Mécanique des sols et des Travaux de Fondations (SIMSTF, 1977), utilisée par les normes Britanniques et Allemandes et dans certaines normes Américaines, est progressivement adoptée par de nombreux pays.

SIMSTF (1977)		France (traditionnelle)	
Dimensions	Nom	Dimensions	Nom
> 200 mm	Blocs	> 200 mm	Blocs
60 à 200 mm	Galets, cailloux	20 à 200 mm	Galets, cailloux
20 à 60 mm	Gravier grossier	2 à 20 mm	Gravier
6 à 20 mm	Gravier moyen		
2 à 6 mm	Gravier fin		
0,6 à 2 mm	Sable grossier	0,2 à 2 mm	Sable grossier
0,2 à 0,6 mm	Sable moyen	20 à 200 µm	Sable fin
0,06 à 0,2 mm	Sable fin		
20 à 60 µm	Limon grossier	2 à 20 µm	Limon
6 à 20 µm	Limon moyen		
2 à 6 µm	Limon fin		
< 2 µm	Argile	< 2 µm	Argile

Tableau 12 : Dénomination des fractions granulaires des particules de sols

### 6.1.2. Classification triangulaire [5]

Les diagrammes triangulaires sont bien adaptés à la représentation de la composition des sols et ont servi de base à certaines classifications. La figure ci-dessous montre un diagramme de classification des sols formé de particules de dimension argileuse (< 2 µm). De particules de dimension limoneuse (2 µm à 20 µm) et de particules de dimension sableuse (> 20µm). Les pourcentages sont ceux de la masse des particules. Cette classification est utilisée notamment en pédologie.

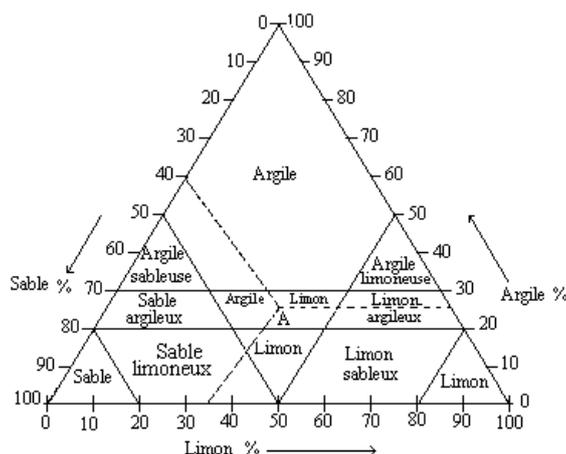


Figure 15 : Classification triangulaire des sols

### 6.2. Classification USCS/LCPC [5]

La classification LPC (1965) utilise les résultats d'essais classiques d'identification des sols :

- Des critères granulométriques : les pourcentages de gravier, sable et particules fines (tamisât à 2 mm et 0,08 mm) ; la forme de la courbe granulométrique : coefficient d'uniformité  $C_u$ , coefficient de courbure  $C_c$ .

- Les caractéristiques de plasticité  $w_L$  et  $I_P$ , et la ligne A d'équation  $I_P = 0,73 (w_L - 20)$  (diagramme de plasticité).
- La teneur en matières organiques.

La classification débouche sur 15 sols types, affectés chacun d'un symbole à deux lettres. La figure donne la classification des sols fins et le tableau la classification des sols grenus. La classification LPC/USCS présente l'avantage d'être d'un maniement relativement simple et d'être utilisée dans de nombreux pays autres que la France.

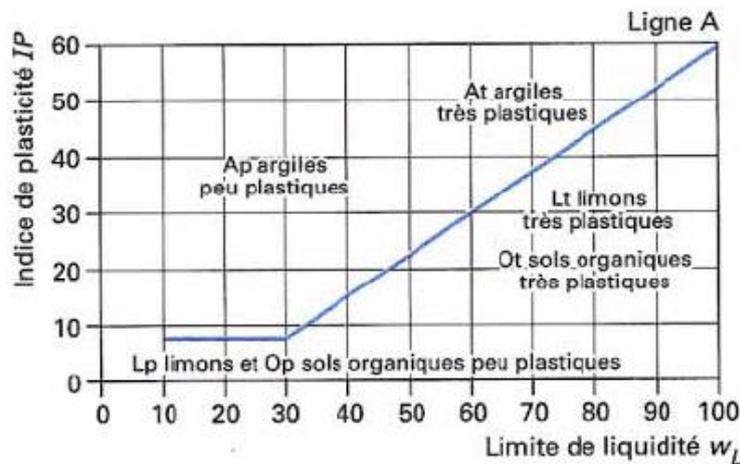


Figure 16 : Classification des sols fins selon le système USCS/LCPC

Définitions		Symbole LPC (USCS)	Conditions	Appellations
Graves	Plus de 50 % des éléments > 0,08 mm ont un diamètre > 2 mm	Gb (GW)	$C_U = D_{60}/D_{10} > 4$ et $1 < C_Z = (D_{30})^2/D_{10}D_{60} < 3$	Grave propre bien graduée
		Gm (GP)	Une des conditions de Gb n'est pas satisfaite	Grave propre mal graduée
		GL (GM)	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A (figure 14)	Grave limoneuse
		GA (GC)	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A (figure 14)	Grave argileuse
Sable	Plus de 50 % des éléments > 0,08 mm ont un diamètre < 2 mm	Sb (SW)	$C_U = D_{60}/D_{10} > 6$ et $1 < C_Z = (D_{30})^2/D_{10}D_{60} < 3$	Sable propre bien gradué
		Sm (SP)	Une des conditions de Sb n'est pas satisfaite	Sable propre mal gradué
		SL (SM)	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A (figure 14)	Sable limoneux
		SA (SC)	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A (figure 14)	Sable argileux

Lorsque la teneur en particules fines (< 0,08 mm) est comprise entre 5 et 12 %, on utilise un double symbole. Par exemple : Sb-SL.

Tableau 13 : Classification des sols grenus (USCS/LCPC)

La classification peut également s'effectuer à partir de l'observation visuelle du sol et de tests simples de chantier. Mais il faut une grande expérience pour appliquer correctement cette méthode de classification de chantier.

### 6.3. Classification GTR [7]

Une classification particulière des sols est utilisée en France pour les travaux de terrassements routiers. Cette classification, dite classification GTR, définit des classes de sols corrélées avec l'aptitude au compactage des matériaux en fonction des conditions de chantiers et leur

comportement mécanique ultérieur. Elle tient compte des mêmes caractéristiques de base que la classification LPC/USCS, mais elle est beaucoup plus précise pour les particules argileuses, qui ont une grande influence sur la conduite des terrassements, et tient compte de l'altérabilité des matériaux au cours du temps. Les principes généraux de cette classification sont présentés sur les figures ci-dessous.

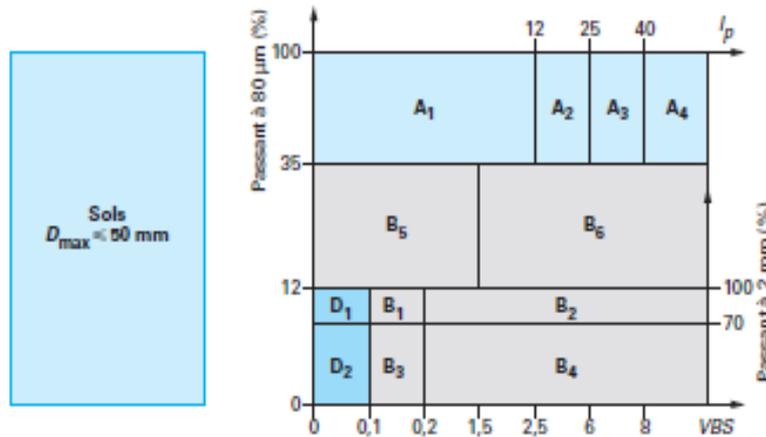


Figure 17 : Classification GTR des sols avec  $D_{max} < 50 \text{ mm}$

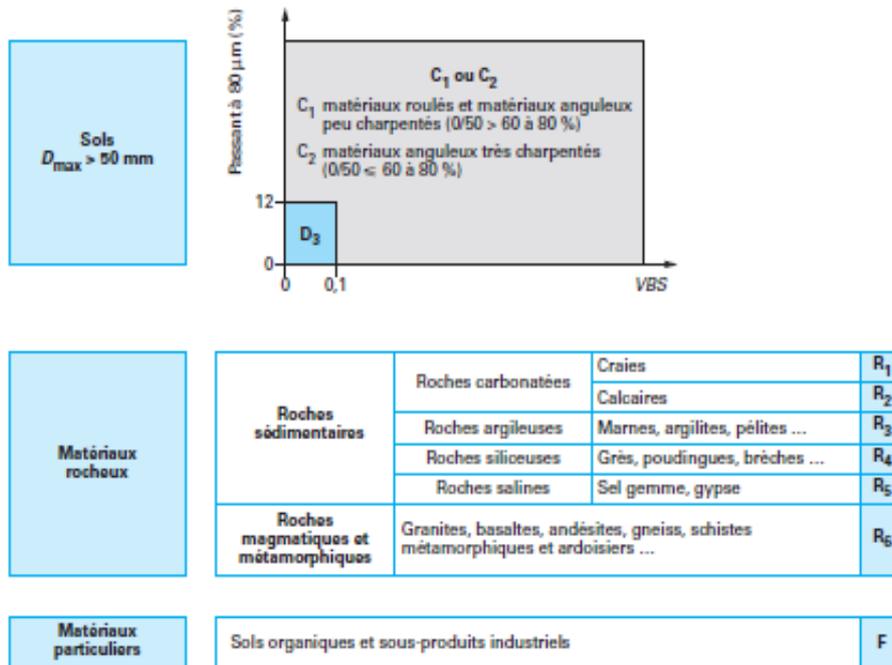


Figure 18 : Classification GTR des matériaux avec  $D_{max} > 50 \text{ mm}$ , matériaux rocheux et particuliers

#### 6.4. Classification AASHTO [5]

La classification AASHTO (Américain Association of States Highway and Transportation Official) est une version plus élaborée de la classification de Terzaghi (1929). Elle trouve son application essentiellement en géotechnique routière.

Le tableau suivant indique les fractions de sol reconnues par l'AASHTO. Bien que les blocs doivent être exclus des échantillons à classifier, il faut néanmoins noter leur pourcentage

relatif. Les particules fines sont siliceuses si la valeur de  $I_p$  est inférieure à 10, et argileuses si elle est supérieure à 10.

Fraction de sol	Echelle de grandeur
Bloc	Plus de 75 mm
Gravier	De 75 mm à 2.0 mm (tamis n°10)
Sable grossier	De 2.0 mm (tamis n°40) à 0.425 mm (tamis n°40)
Sable fin	De 0.425 mm (tamis n°40) à 0.075 mm (tamis n°200)
Silt et/ou argile	Moins de 0.0075 mm (tamis n°200)

Tableau 14 : Définition du gravier, du sable, du silt et de l'argile selon le système de l'AASHTO

Dans le système de classification de l'AASHTO, on trouve huit groupes de sol (A-1 à A-8) et quelque sous-groupe. Les seuls essais qu'il est nécessaire d'effectuer sont l'analyse granulométrique et les essais de limites de consistance. Le tableau ci-dessous fourni la classification de l'AASHTO utilisée de nos jours.

Les sols grenus sont classés dans catégories A-1 à A-3 de la catégorie A-1 sont bien étalés alors que ceux de la catégorie A-3 sont des sables propres et à granulométrie uniforme. Quant à ceux de la catégorie A-2, ils contiennent un pourcentage significatif de particules fines (jusqu'à 35 % de particules passant le tamis n° 200). Dans les catégories A-4 à A-7, On trouve des limons et des argiles ; leur classification repose sur les limite d'Atterberg. Les zones contenant les valeurs de  $w_L$  et de  $I_p$  propose à chacun des groupes A-4 à A-7 et des sous-groupes de A-2. On classe généralement les sols fortement organiques (les tourbes, par exemple) dans le groupe A-8. Comme dans système USCS, les sols A-8 sont classés d'après un examen visuel.

General Classification Group Classification	Granular Materials (35% or Less Passing 0.075 mm)			Silt-Clay Materials (More than 35% Passing 0.075 mm)			
	A-1	A-3 <sup>a</sup>	A-2	A-4	A-5	A-6	A-7
Sieve analysis, percent passing:							
2.00 mm (No. 10)	—	—	—	—	—	—	—
0.425 mm (No. 40)	50 max.	51 min.	—	—	—	—	—
0.075 mm (No. 200)	25 max.	10 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.
Plasticity index	6 max.	N.P.	<i>b</i>	10 max.	10 max.	11 min.	11 min.
General rating as subgrade	Excellent to good			Fair to poor			

Tableau 15 : Tableau de classification AASHTO

## 7. CONCLUSION

A travers ce chapitre nous avons montré les différents types des sols fins et leurs caractéristiques et aussi des différentes méthodes de classification. Dans le prochain chapitre nous présentons les différentes méthodes d'amélioration de ces sols fins par la stabilisation chimique (liant hydraulique comme les produits nouveaux dolomie et laitier de haut fourneau...) et par les techniques de renforcement des ouvrages géotechniques par exemple (terre armée, colonnes ballastées et Géosynthétiques).

# CHAPITRE II :

## Amélioration des sols fins

---

## **CHAPITRE II : AMELIORATION DES SOLS FINS**

---

### **1. INTRODUCTION**

Dans ce chapitre, nous présentons les différentes techniques d'amélioration des sols. Ces techniques sont regroupées en deux parties :

- La stabilisation chimique des sols par l'ajout de produits de traitement,
- Le renforcement des ouvrages géotechniques par différentes techniques.

Après avoir fait un aperçu global sur les différents problèmes liés aux sols fins, nous présentons dans un premiers temps l'intérêt de la stabilisation chimique des sols, les différents produits de traitement (traditionnels et nouveaux) et les techniques de mise en œuvre des sols après traitement. Ensuite, nous exposons une bibliographie bien documentée sur les techniques de renforcement des ouvrages géotechniques.

### **2. STRUCTURE DES CHAUSSEES ROUTIERES [5]**

La chaussée est une structure multicouche mise en œuvre sur une plateforme support de sol terrassé. Elle supporte plusieurs types de sollicitations à savoir les charges verticales et tangentielles dues au passage des véhicules et sollicitations climatiques (eaux infiltrés, gel...).

La partie supérieure des terrassements (PST) désigne la zone supérieure des terrains en place ou rapportés et fait environ 1m d'épaisseur. La plateforme de la PST est l'arase de terrassement dit AR. La couche de forme (CDF) ne fait pas partie intégrante de la chaussée mais bien de son sol support. Son rôle à court terme est d'assurer la traficabilité et à long terme et de garantir un certain niveau de portance. Elle constitue la plateforme support de chaussée appelée PF. Les couches d'assises sont la couche de fondation et la couche de base. Elles apportent à la chaussée la résistance mécanique aux charges verticales induites par le trafic. Elles répartissent les pressions sur le support afin de maintenir les déformations à un niveau admissible. La couche de surface est constituée d'une couche de roulement sur laquelle s'exercent directement les agressions du trafic et du climat, et d'une couche de liaison permettant l'accrochage aux couches d'assise. La couche de surface doit garantir le confort et la sécurité des usagers grâce à l'uni, l'adhérence et l'évacuation des eaux de ruissellement. Elle maintient l'intégrité de la structure et protège les autres couches des infiltrations d'eau par son étanchéité. L'ensemble de ces couches est présenté dans la figure ci-dessous.

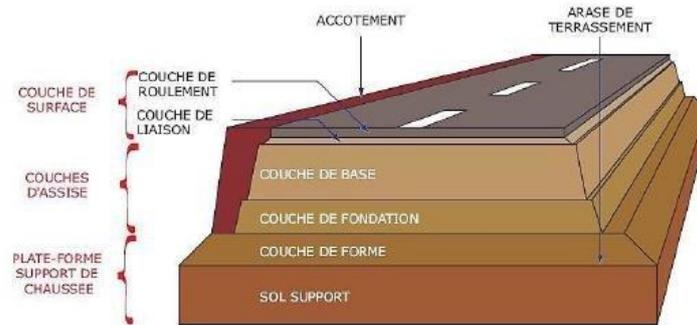


Figure 19 : Coupe type d'une structure de chaussée

### 3. TRAVAUX DE TERRASSEMENT [5]

Les opérations de terrassement interviennent dans la construction de la plupart des ouvrages de génie civil ou de bâtiment. Elles visent à modifier le relief d'un terrain pour permettre la réalisation des ouvrages tel que les routes, voies ferrées ou bâtiments. Ces opérations consistent à déplacer des quantités importantes de matériaux (sols, roches, sous-produits...). Le remaniement des terrains naturels entraîne une modification généralement définitive de la topographie et du paysage, en créant des ouvrages en terre soit en remblai soit en déblai.



Figure 20 : Réalisation des travaux de terrassement

Les travaux de terrassement sont basés sur trois actions principales à savoir : l'extraction, le transport et la mise en œuvre. Ainsi, pour la construction d'une route, les travaux de terrassement sont des travaux de grande ampleur car les volumes de terre déplacés sont importants. Ces travaux représentent une grande partie du coût global des travaux de construction d'une route (de l'ordre de **30 à 60%** dans certains projets routiers). Dans le cas où les déblais seront utilisés pour faire les remblais, il est important d'essayer d'avoir un volume de déblai égal au volume de remblai en trouvant une bonne ligne cote projet.

## 4. PRINCIPAUX PROBLEMES DES SOLS ARGILEUX

Dans de nombreux pays du monde, le gonflement est à l'origine de fréquents désordres des ouvrages légers. Aux Etats-Unis d'Amérique les dommages provoqués par le gonflement des sols présentent un coût supérieur à celui de toutes les catastrophes naturelles.

En Algérie l'urbanisation de certains quartiers des villes et la construction des routes se heurtent aux problèmes que posent les phénomènes de gonflement, tassement, et de glissement.

### 4.1. Problèmes de stabilité

#### 4.1.1. Rupture par poinçonnement [9]

L'ensemble du remblai s'affaisse en pénétrant le sol support tandis que des bourrelets de terre se forment de part et d'autre des talus en raison de la réaction par soulèvement du terrain naturel (figure ci-dessous).

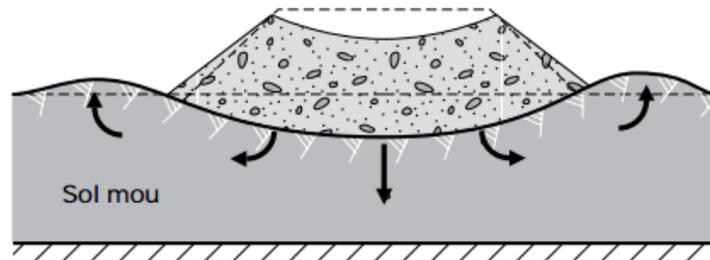


Figure 21 : Schéma de rupture du remblai par poinçonnement du sol de fondation

#### 4.1.2 Rupture de type circulaire

Il s'agit du type de rupture le plus couramment rencontré (figure ci-dessous) dans le domaine routier. Il se manifeste par un enfoncement localisé du remblai, par opposition à l'affaissement généralisé d'une rupture par poinçonnement.

Cet enfoncement est la conséquence d'un déplacement d'une partie du remblai et du sol support le long d'une surface de rupture dont la forme est assimilable à une courbe circulaire et la cinétique à celle d'un mouvement rotationnel. Les désordres provoquent, en tête du remblai, une ou plusieurs dénivelées abruptes ou « escarpements », dont l'amplitude peut atteindre plusieurs mètres.

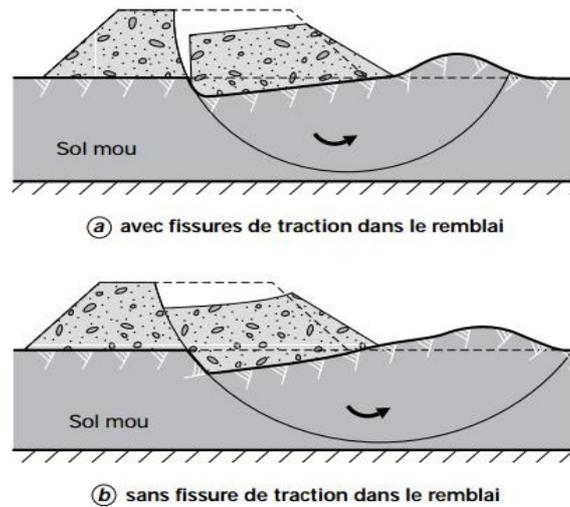


Figure 22 : Schémas de ruptures de type circulaire

#### 4.2. Problèmes de glissement [10]

Les glissements de terrain sont des mouvements qui affectent les talus et les versants naturels. Ils peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique sensible, et parfois causer des victimes.

Ces mouvements, au sens large du terme, consistent en un déplacement plus ou moins continu d'un versant instable de montagne ou de colline. Le mouvement est engendré par l'action de la gravité, de forces extérieures (hydraulique ou sismiques) ou d'une modification des conditions aux limites. La masse de matériaux meubles ou rocheux fracturés se détache suivant une ou plusieurs surfaces de rupture par cisaillement qui correspondent souvent à des discontinuités préexistantes, visibles ou non, et de formes.

On distingue trois types de glissements :

- Glissement plan.
- Glissement rotationnels simples.
- Glissement rotationnels complexes (composés).



Figure 23 : Glissement de terrain (Azazga 2018)

### 4.3. Problèmes de tassement [9]

Il s'agit de la diminution de volume de certains sols très compressibles (vases, tourbes, argiles) sous l'effet de charges appliquées et de l'abaissement du niveau des nappes aquifères par surexploitation. Le tassement d'un sol est une déformation généralement lente de ce dernier sous le poids du remblai qui se traduit

- Au centre du remblai par un enfoncement vertical
- Sous l'emprise du remblai, par un enfoncement vertical combiné à un déplacement latéral du sol de fondation
- Hors de l'emprise du remblai, par un déplacement latéral de sol de fondation jusqu'à une distance directement liée aux épaisseurs du remblai et du sol compressible.

Les déplacements verticaux peuvent être d'épaisseur métrique si les sols mous sont très épais, alors que les déplacements horizontaux sont généralement plus faibles et de l'ordre de dizaines de centimètres dans les cas les plus importants. La vitesse des tassements est très variable et fonction du degré de consolidation des sols d'assise, degré de consolidation évalué à l'aide de l'essai œdométrique. Il n'est pas rare de mesurer des tassements résiduels de plusieurs centimètres sur des périodes de plusieurs années.

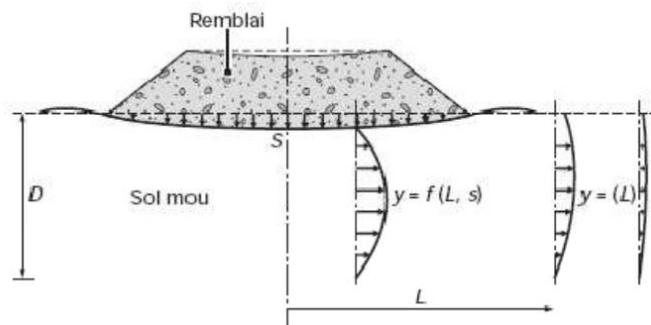


Figure 24 : Problème de tassement

### 4.4. Problèmes de retrait- gonflement [10]

Ce phénomène est lié au changement d'humidité de certains sols très argileux ou tourbeux qui sont capables de fixer l'eau disponible mais aussi de la perdre en se rétractant en cas de sécheresse.

Le retrait-gonflement est un mouvement de tassement différentiel du sol spécifique aux terrains argileux (les argiles sont gonflantes et varient en fonction de leur teneur en eau) la variation de volume d'un terrain est consécutive à l'alternance des périodes de sécheresse (déshydratation superficielle) et des périodes pluvieuses (réhydratation), et elle provoque des désordres dans les constructions (fissuration, décollement d'élément jointifs).

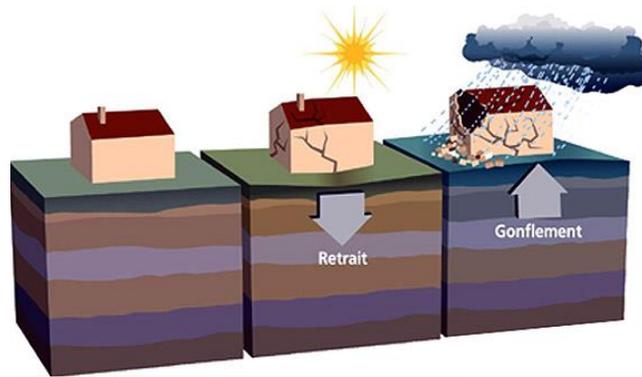


Figure 25 : Le phénomène de retrait-gonflement

#### 4.5. Problème de fluage [11]

Le fluage est un mouvement de terrain très sournois. Il se fait très lentement, sans surface de rupture nette (sauf au stade ultime, à la rupture du sol) et sans variation apparente de sollicitation mécanique ou hydraulique.

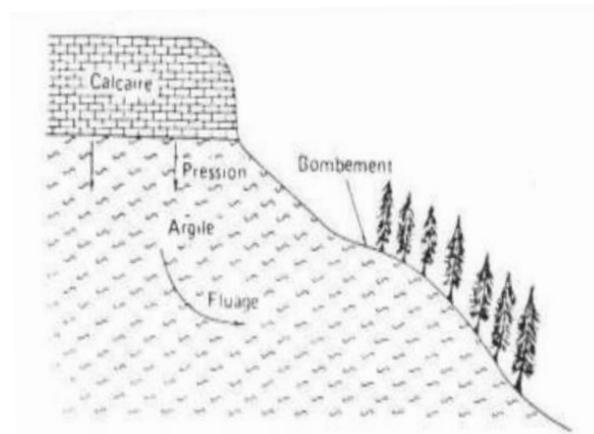


Figure 26 : Schéma général du mécanisme de fluage

#### 4.6. Les solifluxions [11]

La solifluxion est un cas spécial de fluage. Ce phénomène est la conséquence des climats préglaciaires. Il est dû à l'alternance gel/dégel, de la teneur en eau du matériau superficiellement et les mouvements s'accroissent, ce phénomène peut présenter deux aspects :

- Glissement superficiel du manteau d'altération.
- Reptation, à haute altitude, du manteau de terre végétale.

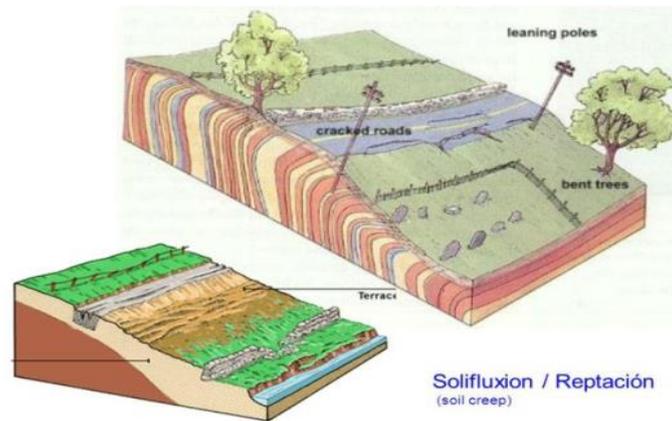


Figure 27 : Schéma de la solifluxion

#### 4.7. Les affaissements [11]

Les affaissements se caractérisent par une dépression topographique sans rupture apparente. On rencontre les affaissements dans des régions minières où il y a rupture en profondeur des galeries de mines.

Évolution de cavités souterraines dont l'effondrement est amorti par le comportement souple des terrains superficiels. Ces cavités peuvent être :

- Des vides naturels par dissolution de roches solubles, calcaires, gypses...
- Des ouvrages souterrains exécutés sans précaution.
- Des carrières souterraines (calcaire, craie, mines de sel, de charbon...).



Figure 28 : Photo d'un affaissement de sol

#### 4.8. Problème d'érosion [12]

L'érosion est un domaine important en génie civil qui prend en compte l'érosion des remblais d'infrastructures linéaires de transport comme les routes et les chemins de fer. Ce phénomène de dégradation et de transport des matériaux solides sont causés par l'eau.

L'érosion se définit comme un déplacement de sol attribuable à l'action érosive de l'eau, qui entraîne un apport récurrent de sédiments, même en faible quantité, dans le réseau hydrographique situé sur ou en bordure immédiate des parterres de coupe ou du tronçon de route faisant l'objet de l'évaluation. Les causes de l'érosion sont :

- Mise à nu des sols pendant les travaux,

- Exposition du sol dénudé aux précipitations et aux vents,
- Entreposage de sol excavé à haut potentiel érosif au bord des routes, des fossés et des cours d'eau, sans protection adéquate,
- Modification du relief (profil et du niveau du sol),
- Modification du patron naturel de drainage des terrains,
- Absence de stabilisation des sites durant les périodes d'arrêt des travaux.

## **5. STABILISATION CHIMIQUE DES SOLS ARGILEUX [13]**

La stabilisation chimique est une technique intéressante pour améliorer les propriétés physiques et mécaniques des sols argileux. Aujourd'hui les divers produits et techniques font partie d'une pratique courante des grands ouvrages du Génie Civil à l'échelle mondiale.

Le recours massif à cette technique qui valorise les matériaux en place ce qui entraîne une diminution notable des coûts est due principalement aux facteurs suivants tels que la raréfaction des gisements naturels de matériaux nobles ; le souci écologique croissant imposant de préserver d'une part les ressources naturelles existantes et de limiter d'autre part la mise en dépôt des matériaux impropres à la réutilisation en remblais ou en couches de forme. Les ajouts cimentaires et les produits chimiques les plus utilisés sont le ciment, la chaux, les cendres volantes, L'objectif principal du malaxage des ajouts cimentaires avec le sol est l'amélioration de ses propriétés physico-mécaniques ainsi que sa durabilité.

Les différentes propriétés qui peuvent être améliorées sont la résistance, la plasticité, la compressibilité, la perméabilité, le potentiel de gonflement et le potentiel d'effondrement.

L'amélioration de ces propriétés s'effectue soit par l'augmentation de certaines d'entre elles telle que la résistance, soit par la réduction d'autres telles que la plasticité, la perméabilité et l'érosion. Un bon malaxage des ajouts cimentaires avec le sol à traiter est un facteur important affectant d'une façon significative la qualité des résultats.

### **5.1. Intérêts techniques et économiques [14]**

#### ***A. Intérêts techniques***

Le traitement des sols en place à la chaux et/ou au liant hydraulique permet la réalisation en remblais et en couches de forme, d'une couche traitée homogène, durable et stable, présentant des caractéristiques mécaniques comparables à celles d'une grave-ciment ou grave hydraulique. En outre, cette technique assure une bonne répartition des charges sur le support, grâce à la rigidité de la nouvelle structure.

Cette technique assure un bon comportement par temps chaud sans déformation, ni orniérage et un bon comportement vis-à-vis des cycles de gel-dégel, grâce à la rigidité du matériau et à l'effet de dalle induit. Enfin, le traitement des sols en place est une technique possédant une facilité d'adaptation aux contraintes d'exploitation.

**B. Intérêts économiques**

Le traitement des sols en place à la chaux et/ou au liant hydraulique est une technique de traitement à froid, donc utilisant peu d'énergie. La réutilisation des matériaux en place est un facteur d'économie important puisqu'il réduit au minimum les déblais issus du décaissement, la mise en décharge, l'apport de granulats et le coût de leur transport.

L'absence de transport de granulats ou des déblais en décharge contribue à la préservation du réseau routier situé au voisinage du chantier.

Enfin, le traitement des sols en place est une technique très économique, notamment du fait de la durée plus courte des travaux par rapport à une solution avec décaissement.

**C. Intérêts écologiques et environnementaux**

Le travail à froid réduit sensiblement la pollution et le rejet de vapeurs nocives dans l'atmosphère. En outre, cette technique permet une importante économie d'énergie globale, par la réduction des matériaux à transporter, des matériaux à mettre en décharge et donc une diminution des impacts indirects, des gênes à l'utilisateur et aux riverains et une réduction de la fatigue du réseau routier adjacent au chantier.

La réutilisation des matériaux en place limite l'exploitation des gisements de granulats (carrières, ballastières), ressources naturelles non renouvelables. Ce qui contribue à préserver l'environnement.

**5.2. Différents produits de stabilisation des sols [14]****5.2.1. Produits traditionnels****A. La chaux**

La chaux est un produit naturel et biologique, qui respecte l'environnement. La chaux est une matière, généralement, poudreuse et de couleur blanche, obtenue par décomposition thermique du calcaire. Elle est utilisée depuis l'antiquité, notamment dans la construction. Elle trouve une place privilégiée dans le secteur du bâtiment et dans les matériaux de construction. La chaux intervient à différents stades du traitement des sols, et sa qualité a une influence directe sur l'efficacité du traitement des sols.

La chaux désigne les produits dérivés du calcaire. Le calcaire est une pierre d'origine naturelle comportant des niveaux élevés de carbonates de calcium et/ou de magnésium. On extrait le calcaire dans des carrières et des mines à travers le monde.

La chaux aérienne est obtenue par décarbonatation du calcaire ( $\text{CO}_3 \text{Ca}$ ) à une température d'environ  $900^\circ\text{C}$  suivant la réaction :



La réaction étant réversible, la chaux produite peut, après hydratation par l'humidité ambiante, se décarbonater lentement sous l'action du  $\text{CO}_2$  atmosphérique avec formation d'une prise à l'air d'où la qualification de « chaux aérienne » par opposition à « chaux hydraulique ».

La chaux aérienne peut exister sous quatre formes : chaux vive, chaux éteinte, lait de chaux et chaux vive lourde.

Chacune d'entre elles présentant avec les sols des interactions spécifiques.

❖ Chaux vive

Elle est principalement constituée d'oxyde de calcium CaO (en général à plus de 90 %). Une chaux vive pour le traitement des sols définie dans le GTS.

❖ Chaux éteinte

Elle est principalement constituée d'hydroxyde de calcium  $\text{Ca(OH)}_2$ . Elle est fabriquée par hydratation (extinction) de la chaux vive. La réaction d'hydratation est une réaction fortement exothermique :



❖ Lait de chaux

Le lait de chaux est obtenu par mise en suspension de chaux éteinte dans de l'eau. La concentration varie entre 300 et 400 g de chaux éteinte par litre de lait. Le lait de chaux peut également être préparé à partir de chaux vive, mais des précautions particulières sont à prendre en raison de l'exothermicité de la réaction d'hydratation de l'oxyde de calcium. Son emploi en traitement de sols présente l'avantage de supprimer la poussière et d'humidifier les sols secs, alors que la chaux vive achevée au contraire de les dessèche.

❖ Chaux vive lourde

La chaux vive est alourdie par addition d'huile de colza. Cette chaux est moins volatile et, par conséquent, son emploi permet de réduire les émissions de poussières. Son utilisation est préconisée dans certaines zones de projets incluant des dispositions particulières de protection de l'environnement.

## **B. Le ciment**

Le ciment est un liant hydraulique, c'est-à-dire un matériau minéral finement moulu qui, gâché avec de l'eau, forme une pâte qui fait prise et durcit à la suite de réactions et de processus d'hydratation et qui, après durcissement, conserve sa résistance et sa stabilité, même sous l'eau. Le ciment agglomère fortement les matériaux inertes incorporés dans le mélange.

La fabrication du ciment est similaire à celle de la chaux, mais requiert une température de 1450 degrés. Les ingrédients entrant dans la composition du ciment sont similaires à ceux utilisés pour la chaux hydraulique, mais avec plus d'argile. La calcination génère une grande quantité de silicates de calcium, dont le tri calcium d'alumine - principal agent d'une prise hydraulique rapide (hydratation).

On utilise uniquement les « ciments courants » (norme NF P 15-301) dans l'application au traitement des sols. Il est probable, toutefois, que d'autres ciments (ciment à maçonner, ciment naturel, chaux hydrauliques naturelle et artificielle, etc.) soient techniquement également utilisables, mais les conditions économiques dans lesquelles ils sont fabriqués n'ont pas

encore permis d'envisager leur emploi à une échelle significative. Les différents types de ciments courants sont caractérisés et désignés suivant la norme, on distingue cinq types de ciments courants :

Désignation du type de ciment	Notation	Composition
Ciment Portland	CPA/CEM I	Au moins 95 % de clinker et de 0 à 5 % de constituants secondaires
Ciment Portland composé	CPJ/CEM II/A	Entre 80 et 94 % de clinker et 6 à 20 % d'autres constituants
	CPJ/CEM II/B	Entre 65 et 79 % de clinker et 21 à 35 % d'autres constituants
Ciment de haut-fourneau	CHF/CEM III/A	Entre 35 et 64 % de clinker et 36 à 65 % de laitier de haut-fourneau
	CHF/CEM III/B	Entre 20 et 34 % de clinker et 66 à 80 % de laitier de haut-fourneau
	CLK /CEM III/C	Entre 5 et 19% de clinker et 81 à 95% de laitier de haut-fourneau
Ciment pouzzolanique	CPZ-CEM IV/A	Entre 65 à 90% de clinker et 10 à 35% de pouzzolanes, de cendres volantes siliceuses de fumées de silice (< 10% pour ces dernières)
	CPZ-CEM IV/B	Entre 45 et 64% de clinker et 36 à 55% de pouzzolanes, de cendres volantes siliceuses de fumées de silice (< 10 % pour ces dernières)
Ciment au laitier et aux cendres	CLC/CEM V/A	Entre 40 et 64% de clinker. 18 à 30 % de laitier et 18 à 30 % de cendres volantes ou pouzzolanes
	CLC/CEM V/B	Entre 20 et 39 % de clinker, 31 à 50 % de laitier et 31 à 50 % de cendres volantes ou pouzzolanes

Tableau 16 : Différents types de ciments courants

### *C. Liants hydraulique routiers*

Les liants hydrauliques routiers sont produits en usine et distribués prêts à l'emploi. Leurs propriétés sont spécifiquement adaptées pour le traitement des sols (ou des granulats). L'usage des LHR en traitement de sol concerne l'amélioration et la stabilisation, selon l'application visée. Le type de LHR et le dosage devront être choisis en fonction de la nature du sol et de l'objectif de traitement. Un liant hydraulique routier, mélangé à l'eau, durcit aussi bien à l'air que sous eau et reste solide même sous eau.

Les liants hydrauliques routiers se sont développés à partir des années 1980 pour une utilisation en traitement des sols en place ou en centrale, pour la confection de matériaux d'assises de chaussées et pour le retraitement en place à froid des anciennes chaussées. Ce sont des liants composites obtenus par mélange et/ou broyage de clinker ou de coproduits de l'industrie (laitiers, pouzzolanes, cendres volantes, chaux, schistes calcinés fillers calcaires, etc.).

Ce qui différencie un liant hydraulique à un ciment est sa teneur en clinker qui est généralement faible ou nulle et sa cinétique de prise et de durcissement qui peut être lente, propriété très recherchée dans les travaux routiers pour des raisons de délai de maniabilité minimal des matériaux. Ces liants présentent des avantages techniques et économiques :

- Ils peuvent être formulés ce qui permet d'optimiser leur usage afin de donner les meilleurs résultats pour les opérations de terrassements (délai de maniabilité et performances mécaniques).
- D'une manière générale, leurs prix se situent légèrement en-dessous des prix des ciments car des sous-produits d'industries pas chères rentrent dans leur composition.

Il existe une large gamme de produits de LHR utilisés pour le traitement des sols et des assises de chaussée. Ces produits sont fabriqués par les sociétés cimentaires et peuvent être regroupés par famille : LHR à durcissement normal ; LHR à durcissement rapide ; LHR à portance immédiate ; LHR à faible émission de poussière.

Les recherches développent continuellement de nouveaux produits de LHR afin de mettre au point une gamme de plus en plus étendue de liants de composition variée pour traiter les différents types de sols. Les tableaux suivants donnent la classification des liants hydrauliques routiers :

Classe	Résistance à la compression		
	A 7 jours	A 28 jours	
<b>E2</b>	$\geq 5.0$	$\geq 12.5$	$\leq 32.5$
<b>E3</b>	$\geq 10.0$	$\geq 22.5$	$\leq 42.5$
<b>E4</b>	$\geq 16.0$	$\geq 32.5$	$\leq 52.5$
<b>E4-RS</b>	$\geq 16.0$	$\geq 32.5$	-

Tableau 17 : Résistances mécaniques requises pour les LHR à durcissement rapide

Classe	Résistance à la compression à 56 jours (MPa)	
	<b>N1</b>	$\geq 5.0$
<b>N2</b>	$\geq 12.5$	$\leq 32.5$
<b>N3</b>	$\geq 22.5$	$\leq 42.5$
<b>N4</b>	$\geq 32.5$	$\leq 52.5$

Tableau 18 : Résistances mécaniques requises pour les LHR à durcissement normal

### 5.2.2. Les produits nouveaux

#### A. Laitier de haut fourneau [16]

Le laitier des hauts fourneaux est un sous-produit de la production de la fonte dans les hauts fourneaux obtenus à partir du minerai et du coke métallurgique. Une importante production de laitier est enregistrée annuellement dans le monde. Il est d'usage courant de valoriser ce sous-produit dans le domaine du Génie Civil et plus particulièrement dans les techniques routières.

#### ❖ Historique du LHF

La première utilisation du laitier broyé comme masse d'addition au mortier de chaux remonte au 18<sup>ème</sup> siècle, Au 19<sup>ème</sup> siècle, Vicat avait entrevu les propriétés hydrauliques de ce produit, et ce n'est qu'en 1862 que Hangen a pu confirmer ces propriétés par des essais effectués en Allemagne.

Au début du 20<sup>ème</sup> siècle une première utilisation du ciment au laitier a été entreprise en Allemagne, puis en France. Mais ce n'est qu'après la première guerre mondiale, suite à un usage massif en travaux maritimes, que le ciment au laitier a été utilisé en grande quantité.

L'utilisation du laitier granulé dans le béton a commencé à la fin de 1950 dans plusieurs pays (Australie, Japon, Canada, etc...), tandis que son utilisation dans les constructions routières n'a commencé qu'en 1960 en France.

#### ❖ Principe de la formation et fonctionnement du LHF [15]

Le fer extrait du minerai par fusion s'accumule au fond du haut fourneau sous forme de fonte par gravité. Il est recouvert par une couche de résidus plus légère appelée « laitier ». Il est constitué des cendres du coke, de la gangue des minerais et des fondants.

Le laitier est une roche liquide (à 1 500 °C environ) composée des parties non-métalliques du minerai combiné à la chaux. Le fer fondu (sous forme de fonte) et le laitier, tous les deux en fusion, sont périodiquement sous- tirés du haut-fourneau. Chaque tonne de fonte générée entre 250 à 300 kg de laitier.

Le laitier et la fonte sont coulés par le même orifice et sont séparés par siphonage. La température des laitiers de l'ordre de 1 450 °C est supérieure à celle de la fonte de quelques dizaines de degré.

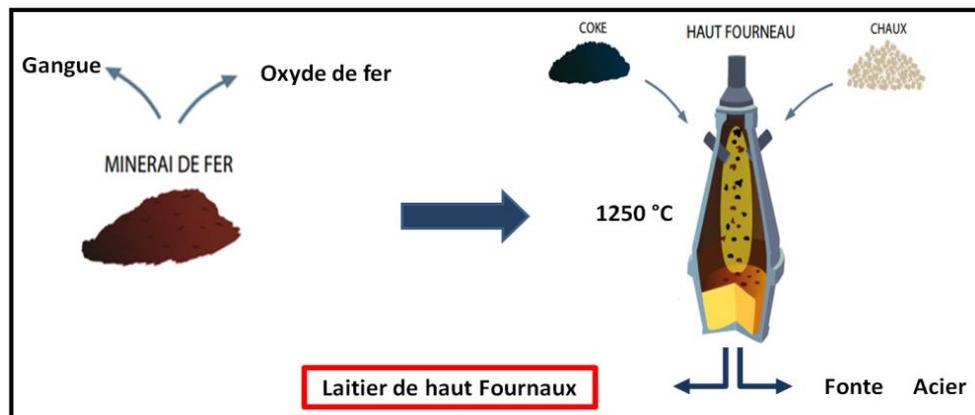


Tableau 19 : coupe schématique d'un haut fourneau

❖ Fonctionnement des LHF

La première étape dans la production d'acier est l'obtention de fonte. Le fer est naturellement contenu dans le minerai de fer composé d'une gangue (parties non-métalliques), et d'oxydes de fer (la teneur en oxydes peut atteindre 60 %). Ce minerai, combiné à du coke comme combustible et à de la chaux comme fondant, est alimenté en partie basse d'un haut-fourneau duquel sont soufflés de larges volumes d'air chaud.

Le coke et du minerai (sous forme d'aggloméré) sont chargés en couches alternées dans le haut fourneau où régnent une température pouvant atteindre 2 000 °C. Le coke en brûlant sous l'effet de l'air chauffé introduit par les tuyères, entraîne la fusion et la réduction du minerai.

Ce processus fonctionne en continu, la colonne de matières brutes descendant au fur et à mesure que le fer est extrait du minerai (tous les constituants non-métalliques et non-gazeux se liquéfient aux températures atteintes. La densité de ce liquide étant d'environ 3, celle de la fonte aux alentours de 7, il y a séparation par gravité

On distingue deux sortes minéralogiques de laitiers par le processus et la vitesse de refroidissement, laitiers cristallisés et laitiers vitrifiés. Le laitier de haut fourneau cristallisé est typiquement gris et poreux. Le laitier de haut fourneau vitrifié se présente sous forme d'un sable de couleur claire. L'origine des deux types de laitiers est la même, la différence entre ces deux matériaux réside seulement dans leurs microstructures et minéralogie.

- **Le laitier cristallisé** : obtenu par refroidissement lent qui le transforme en une roche dure artificielle et chimiquement stable.
- **Le laitier vitrifié** on distingue deux types de laitiers vitrifiés :
  - **Le laitier vitrifié granulé** obtenu par un refroidissement brutal à l'eau, lui confère une structure vitreuse. Cela lui permet de développer des propriétés hydrauliques. ce laitier refroidi à l'eau est appelé « laitier granulé ».
  - **Le laitier vitrifié bouleté** soumis à deux types d'actions, un jet d'eau et une action mécanique. Le laitier liquide se déverse sur un tambour tournant cannelé qui comporte des trous en périphérie, alimentés en eau sous pression. Les particules de laitiers sont alors projetées à plusieurs mètres du tambour, ce qui permet une trempe à l'air pendant la durée du trajet des particules.



Figure 29 : laitier cristallisé et laitier vitrifié granulé de haut fourneau

❖ Caractéristiques physiques du laitier vitrifié

Il n'y a pas de différence sensible entre les diverses sortes de laitiers vitrifiés. Ce sont des sables de couleur jaune/beige, présentant généralement une granulométrie 0/5 à 0/6 mm. Afin d'augmenter sa teneur en fines (éléments inférieurs à 0,080 mm), et donc sa réactivité, le laitier peut être broyé. On obtient un sable 0/3 à 0/4 mm, appelé « laitier pré-broyé ».

La masse volumique apparente du laitier granulé peut varier de 900 à 1000 kg/m<sup>3</sup> et sa masse volumique absolue de 2800 à 3000 kg/m<sup>3</sup>.

❖ Caractéristiques physico-chimiques et minéralogiques du LHF

Les laitiers HF contiennent essentiellement des éléments non ferreux ; des fondants ; des cendres de coke, et donc composé des quatre oxydes représente (95 à 97 %) des constituants du laitier : chaux (CaO), magnésie (MgO), silice (SiO<sub>2</sub>) et alumine (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) ; les autres constituants sont des oxydes secondaires tels que FeO et MnO ainsi que des composés sulfures ; ils ne contiennent ni argile et matière organique. Des traces de TiO<sub>2</sub>, Na<sub>2</sub>O, K<sub>2</sub>O, SO<sub>3</sub> sont également détectées dans LHF.

Le laitier de haut fourneau est un produit dont la composition chimique est stable dans une même usine, mais peut varier entre usines.

Constituant	Teneur (%)
CaO	35-48
SiO <sub>2</sub>	32-41
AL <sub>2</sub>	9-18
MgO	1-9
MnO	0,4-0,7
Fe	0,2-3
S	0,4-1,5

Tableau 20 : Composition chimique des laitiers de haut fourneau

Le diagramme triangulaire de Keil représente le système ternaire chaux-silice-alumine. Il permet de situer le laitier de haut-fourneau par rapport à d'autres liants utilisés en technique routière ce diagramme montre que les laitiers ont une composition relativement proche de celle du clinker du ciment Portland.

Les laitiers sont repérés par le produit CA où C symbolise la teneur en CaO et A symbolise la teneur en Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>.

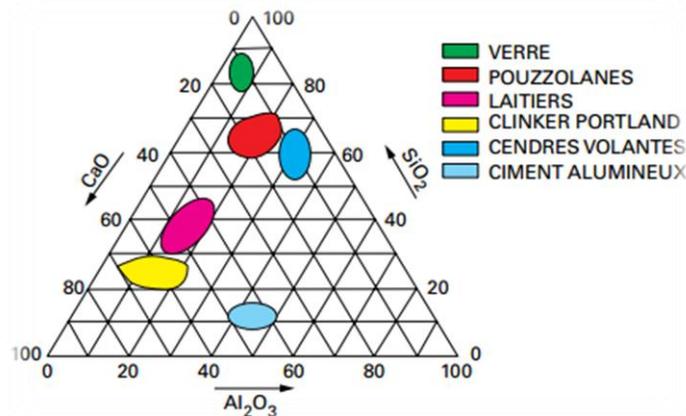


Figure 30 : situation de LHF par rapport aux autres liants (diagramme ternaire chaux-silice-alumine)

D'un point de vue minéralogique, le laitier est caractérisé par une phase amorphe très majoritaire, de l'ordre de 90%. Pour les 10% restant, on parle alors de germes de cristallisation. Ces germes minéralogiques sont essentiellement des silicates ou des silico-aluminates de chaux (merwinite et méililite).

❖ Valorisation des laitiers de haut Fournaux

La valorisation des déchets et sous-produits industriels dans le Génie Civil donne des résultats encourageants aussi bien en termes d'économie, d'écologie, que de comportement. Le laitier des hauts Fournaux est un sous-produit de la production de la fonte qui est utilisé en cimenterie, en construction routières, et comme granulats (sable et gravier).

L'utilisation des produits de laitier en Algérie est limitée à quelques rares applications malgré sa production progressant (500.000 tonnes/an). En cimenterie, il entre comme un ajout secondaire ne dépassant pas 20 % (cette substitution est faite seulement dans quelques cimenteries) et en travaux routiers : à titre d'exemple, le laitier granulé a trouvé une utilisation dans la réalisation de la liaison autoroutière Annaba –Berrahal où la couche de fondation été réalisée par une grave laitier tout laitier.

Des études intéressantes et récentes ont montré la possibilité d'utiliser les laitiers Algérie pour :

- La fabrication des briques silico-calcaires à base du laitier.
- La fabrication du béton cellulaire autoclavé.
- La fabrication d'un ciment de laitier activé sans clinker.

❖ Activation chimique du laitier granulé [16]

L'hydraulicité du laitier doit être stimulée par un activant basique pour être efficace rapidement (le laitier seul mélangé à l'eau durcit mais la cinétique de développement des résistances mécaniques est très lente), alors que celle du ciment Portland intervient par simple addition d'eau. Cette prise hydraulique, exothermique, se produit de façon très progressive et permet la formation de produits d'hydratation solides qui constituent la prise et le durcissement du laitier et s'accompagne d'un développement progressif des résistances mécaniques.

L'activation chimique du laitier, c'est le maintien du laitier dans un milieu à pH suffisamment élevé par addition de substances permettant de répondre à cette condition en apportant une quantité de chaux au moins égale à celle que nécessite la saturation de la solution interstitielle en chaux pour atteindre un pH de 12 à 13.

Les trois principaux modes d'activation sont selon :

- Activation alcaline (sodique ou calcique),
- Activation sulfatique
- Activation sulfato-calcique

- Activation alcaline (sodique ou calcique)

Lors d'une activation alcaline, il s'agit de créer une solution fortement basique ( $\text{pH} > 12,6$ ), afin de permettre le passage en solution des composants de laitier qui vont pouvoir par la suite former des produits d'hydratation.

Dans le cas d'une activation par la soude, l'activant n'est en fait qu'un catalyseur qui ne réagit pas avec les constituants du laitier. Il se forme dans ce cas trois hydrates : les silicates de calcium hydratés (CSH), les aluminates de calcium hydratés ( $\text{C}_4\text{AH}_{13}$ ) et la géhlénite hydratée ( $\text{C}_2\text{ASH}_8$ ).

Dans le cas d'une activation du laitier par la chaux, il existe une phase initiale où le pH de la solution est alors celui d'une solution saturée en chaux (environ 12,6). C'est largement suffisant pour solubiliser la silice et l'alumine du laitier, favorisant ainsi la formation des CSH qui précipitent en premier. Au fur et à mesure que la silice est consommée, la concentration de l'alumine dans la solution augmente jusqu'à sa cristallisation. On retrouve finalement comme hydrates les silicates de calcium hydratés (CSH), les aluminates de calcium hydratés ( $\text{C}_4\text{AH}_{13}$ ) et la portlandite.

**- Activation sulfatique**

L'activation sulfatique s'écarte 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 (CSH), l'hydroxyde d'aluminium  $\text{Al}(\text{OH})_3$ , et l'ettringite ( $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$ ).

Pour que cette activation puisse avoir lieu, il est nécessaire de se retrouver à un pH de 11 – 11,5. Il y a alors formation d'ettringite primaire, et il faut éviter de se retrouver à un pH trop élevé sinon la réaction de cristallisation ne peut plus se produire suivant un processus normal : la cristallisation est trop rapide et il y a risque de formation d'ettringite secondaire. Cette activation est lente et elle peut être obtenue avec les sulfates suivants : anhydrite, hémihydrate, gypse et phosphogypse.

**- Activation sulfo-calcique**

Dans le cas d'une activation sulfo-calcique, la formation d'aluminate de calcium hydraté ( $\text{C}_4\text{AH}_{13}$ ) ou d'hydroxyde d'aluminium  $\text{Al}(\text{OH})_3$  est remplacée par celle d'ettringite ( $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$ ).

***B. Dolomie [3]***

Les dolomies sont constituées principalement de dolomite, qui peut se mélanger en proportion quelconque avec la calcite pour donner la série qui va des dolomies (90% de dolomite) aux dolomies calcarifères (50 à 90% de dolomite) aux calcaires dolomitique (10 à 50% de dolomie) aux calcaires magnésiens (5 à 10% de dolomite) et aux calcaires. Les dolomies pures sont extrêmement rares. La plupart des dolomies sont d'anciens calcaires qui se sont transformé au contact de solutions magnésiennes. Il existe aussi des dolomies formées par précipitation. Les cargneules sont des formations souvent vacuolaires, bréchiques, provenant d'une dissolution de la dolomite conservant le calcium par des eaux riches en sulfates. Elles sont abondantes dans la Trias des Alpes.

La dolomie est une roche sédimentaire carbonatée, de couleur claire et d'aspect souvent massif, contenant au moins 50% de dolomite ( $\text{Ca} \cdot \text{Mg}(\text{CO}_3)_2$ ). La dolomie ressemble au calcaire mais ne réagit pas à l'acide chlorhydrique.

Les gisements de dolomie peuvent être de deux types :

- en couches continue résultant de la précipitation de dolomite primaire dans les dépôts lagunaires.
- en massif discontinu résultant de la dolomitisation de calcaires (dolomie secondaires ou de remplacement).

❖ **Dolomies primaires [18]**

Ce sont des dolomies formant de petite lits réguliers à composition homogène pouvant alterner avec d'autre couche d'évaporites (gypse ; anhydrite ; sel gemme) elles sont généralement à grain fin, argileuses, rouges ou vertes, elles sont constituées par des cristaux

de dolomite enrobés dans un ciment fait de calcite et d'illite. Quand cette argile devient prédominante on passe à des marnes dolomitiques bariolées

Ces dolomies sont rares, bien que l'eau de mer contienne plus de sels de magnésium en solution que de sels de calcium, En effet les sels de magnésium étant beaucoup plus solubles que ceux de calcium, leur point de saturation ne sera atteint que bien après celui de sels de calcium.

❖ Dolomie secondaires ou de remplacement

La plupart des dolomies sont d'anciens calcaires transformés, au contact de solution magnésiennes par voies métasomatique, ce phénomène est dit dolomitisation.

Dans le calcaire initial on voit d'abord se former de place en place quelques petits rhomboèdres isolés se dolomie puis ils deviennent de plus en plus nombreuses et finissent par envahir toute la roche ce phénomène se propage de haut vers le bas et la limite son avancée est souvent très brutale.

Ces accidents magnésiens en milieu calcaire forment des massifs discontinus dont l'extension et l'épaisseur peuvent être toutefois considérables leur composition est souvent irrégulière avec des variations latérales de la teneur en MgO et du rapport CaO/MgO à l'intérieur d'un même gisement.

❖ Propriétés

Les dolomies secondaires sont des roches généralement compactes, à toucher rugueux, à structure grenue, microgrenue ou vacuolaire, par altération elles se transforment en dolomies tendres friables ou en sable dolomitique pulvérulents leur couleur peut être blanche, jaunâtre, rousse, grise ou même noire lorsqu'elles contiennent de la matière organique lorsqu'on les brise, elles dégagent une odeur fétide.

Leur densité est de 2,75 à 2,95 et leur dureté de 3 à 4 dans l'échelle de Mohs. A froid, la dolomie n'est pas attaquée, ou très faiblement, par HCL étendu, elle l'est à chaud.

❖ Utilisation de dolomie

Les dolomies sont utilisées dans divers domaines à savoir :

- Sidérurgie – aciérie : Elle permet de corriger les teneurs en MgO des laitiers et de les ramener à un niveau favorable à MgO abaisse la température de fusion de ceux-ci 1400°. Elle protège efficacement les revêtements réfractaires magnésiens des convertisseurs de l'attaque très vive du silicium forme dans les premières minutes de soufflage et la formation du laitier est particulièrement rapide. Les fours modernes à injection d'oxygène par le haut ou par le bas et à haute productivité fonctionnent sans arrêt grâce à l'adjonction de 15 à 25 kg de dolomie calcinée.
- Charges : Plus de la moitié des charges utilisées le prix de revient proviennent de roches carbonatées dont 20 à 30% de dolomies celles-ci donnent un aspect brillant aux résines de plus la magnésie est un retardateur de flamme comme tous les carbonates elles diminuent les résistances aux chocs et à la rupture.

- Production du verre qui contient de 0 à 4% de MgO et 8 à 13% CaO (70-73% SiO<sub>2</sub> – 13-16%Na<sub>2</sub>O- 0 à 2% Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> – 0 à 2.5% Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>). Au niveau de la fabrication du bain l'apport MgO est assuré par de la dolomie qui contribue également à celui en CaO fournie pour l'essentiel par calcaire. Cet apport en MgA diminue le point de fusion et augmente la résistance du verre aux changements température (dureté des verres, résistance à la compression, résistances aux acides et aux alcalis...)
- Dans l'agriculture, la dolomie est utilisée soit crue soit calcinée pour fertilisation des sols des zones pauvres en Mg, ou les sols siliceux acides ou n'ayant pas eu de fumier depuis longtemps. Élément indispensable à l'équilibre biologique végétal et animal Mg est le seul élément métallique présent dans la chlorophylle.
- Dans le domaine du bâtiment, gène civil et viabilité certaines dolomies donnent lieu à la fabrication de granulats (fraction fines ≤ d minimum admissible dans les fours de calcination). D'autres (=dolomies blanches cristallines) sont utilisées pour la fabrication de granulés pour granito et comme pierres ornementales. Cependant, dans la dolomie du bâtiment et gène civil, utilisations principales concernent les fillers (de dolomie) = fabrication des enrobés pour couche de surface en viabilité et les chaux dolomitique (=dolomies calcinées) = fabrication d'enduits et stabilisation des sols.
- Magnésie d'eau de mer : cet produit très pur doit être élaboré avec une dolomie calcinée pulvérisée cette dolomie doit être très riche en MgO et dépourvue de SiO<sub>2</sub> ; Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub> ; Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> qui conduisent à la formation de silico aluminates Mg et Ca lors de la calcination après celle-ci la dolomie est pulvérisée mise en pulpe puis classifiée pour en éliminer les impuretés avant d'être mélangée à l'eau de mer elle-même filtrée et débarrassée de son bicarbonate CaH<sub>2</sub> (CO<sub>2</sub>). La dolomie d'Hartlepool (Angleterre) utilisée à cette fabrication contient moins de 0.5% SiO<sub>2</sub> ; 0.2% Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> et 1 à 1.5% Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>.
- Autre utilisation :
  - Abrasif doux pour dentifrice ≈ 1000t/an
  - Opacifiant en céramique
  - Lit filtrant en dolomie pour épuration d'eaux
  - Fabrication d'isolants à base d'amiante et de Mg (HCO<sub>3</sub>)<sub>2</sub> obtenu par réaction de CO<sub>2</sub> sur de la dolomie calcinée ; CaCO<sub>3</sub> précipite est éliminé et la solution restante est concentrée (procédé Pattinson).

#### ❖ Activation de la dolomie

La dolomie (CaMg(CO<sub>2</sub>)<sub>2</sub>) est calcinée pour une décarboxylation à une température de 900°C pendant 2h. Cette température et ce temps sont nécessaires pour s'assurer de la décomposition totale de la dolomie en oxydes (CaO MgO) dite dolomie calcinée. Après concassage, on obtient une poudre fine est hautement réactive avec l'eau. L'activation ou l'hydratation totale des oxydes est obtenue en les mélangeant (le plus longtemps possible) avec de l'eau bouillante. Enfin la poudre blanche obtenue est dite dolomie éteinte, elle est broyée après refroidissement puis stockée.

### C. Coquille d'œuf [5]

La coquille d'œuf est un biominéral naturel composé d'un réseau de fibres protéiques associé à des cristaux de carbonate de calcium (96% du poids de la coquille) de carbonate de magnésium (1%) et de phosphate de calcium (1%), ainsi que des substances organiques et l'eau. Le carbonate de calcium ( $\text{CaCO}_3$ ), le constituant majeur de la coquille, est un cristal amorphe qui se produit naturellement sous forme de calcite (cristal hexagonal). En 2008, la production mondiale d'œufs est près de 62 millions de tonnes, la Chine étant le leader avec 37,6%. La production avicole aussi entraîne des déchets de la coquille d'œuf avec des quantités considérables et considérées comme n'ayant aucune valeur économique. La coque représente environ 11% du poids total des œufs.



*Figure 31 : Coquille d'œuf*

Les coquilles d'œufs ont largement été utilisées comme catalyseur efficace dans la conversion de l'huile de soja et alcool méthylique dans la production de biodiesel. En analysant différentes conditions de processus, a conclu que  $\text{CaO}$  était la phase active de la coquille d'œuf dérivée.

L'utilisation de la coquille comme source alternative de  $\text{CaCO}_3$  (carbonate de calcium) peuvent réduire l'impact sur les réserves naturelles de calcaire, une source naturelle non renouvelable a effectué une étude comparative entre l'effet de chaux et la poudre d'œuf sur le gonflement d'une argile, la quantité de chaux était remplacée partiellement par la poudre d'œuf, il a trouvé que la chaux reste la plus efficace mais la poudre a réussi à réduire le gonflement et augmenter la résistance au cisaillement.

### D. Gypse [19]

Le gypse est un sulfate de calcium di-hydraté de formule chimique  $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$  est considéré comme le matériau de base de la fabrication industrielle des plâtres. Il existe deux grandes catégories de gypses : les gypses naturels et les gypses synthétiques

#### ❖ Gypse naturel

Le gypse appartient à la famille des évaporites qui sont des roches sédimentaires les plus solubles dans l'eau. On considère généralement que le gypse résulte de l'évaporation de l'eau des lagunes marines sursaturées. Les gisements les plus importants datent de l'ère secondaire ou tertiaire. Le gypse est présent en quantités relativement importantes dans la nature. Il existe de nombreux gisements dans le monde : en France, au Mexique, en Espagne etc...

Le gypse se cristallise dans le système monoclinique. À l'échelle moléculaire, il présente une structure feuilletée dans laquelle alternent une couche d'eau et deux couches de sulfate de calcium. Les principales variétés que l'on rencontre dans la nature sont :

- Sous forme macro cristallisée : le gypse lamellaire, le fer de lance, le gypse lenticulaire.
- Sous forme micro cristallisée : l'albâtre le gypse fibreux, le gypse saccharoïde le gypse éolien.



*Figure 32 : Photo de Gypse saccharoïde*

Le gypse exploité dans l'industrie plâtrier est une roche cristallisée à grains généralement fin (gypse saccharoïde). Il est rarement pur et se trouve mélangé à des impuretés en nombre et proportion variables d'une carrière à l'autre : argile, calcaire, silice, dolomite, anhydrite, etc...

#### ❖ Gypse de synthétique

Le gypse de synthèse est le produit d'une réaction chimique industrielle. Les principales sources de gypse chimique sont :

- La fabrication de l'acide phosphorique (phosphogypse) par attaque du phosphate naturel.
- La fabrication d'autres acides minéraux (acide borique : brogypse, acide fluorhydrique : fluor gypse) ou organique : organo-gypse (acide citrique, tartrique, etc...)
- La fabrication de l'oxyde de titane (TiO<sub>2</sub>) conduit également à une production de gypse appelé titan gypse.
- La désulfuration des gaz et fumées : l'oxydation de l'anhydride sulfureux SO<sub>2</sub> (énanhydride sulfurique) puis sa réaction avec de la chaux.
- La désulfuration des gaz et fumées : l'oxydation de l'anhydride sulfureux SO<sub>2</sub> (énanhydride sulfurique) puis sa réaction avec de la chaux, produit un gypse appelé désulfogyps.

#### ❖ Caractérisation de gypse

Le gypse est un minéral tendre dans l'échelle de Mohs, qui compte 10 degrés (dureté 1,5 à 2 selon la face cristalline). Il est soluble dans l'eau (1,75 g/l à 0°C, 2,1 g/l à 38 °C et 1,69 g/l à 100 °C, avec augmentation de solubilité dans l'eau salée). Selon les impuretés, sa couleur est très variable, blanc, beige, gris, jaune, rouge etc...

Il se présente sous forme cristalline en variétés compactes grenues (gypse saccharoïde) ou fines (albâtre), en grands cristaux prismatiques (fer de lance ou pieds d'alouettes), en cristaux lamellaires ou fibreux, ou encore il est amorphe. La densité du minéral est de 2,31 à 2,33.

#### *E. Pouzzolane naturelle [5]*

Les pouzzolanes naturelles sont des roches constituées par des projections volcaniques 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.



*Figure 33 : Pouzzolane naturelle*

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. Les pouzzolanes naturelles sont souvent utilisées dans la fabrication du ciment.

Les pouzzolanes naturelles sont souvent utilisées dans la fabrication du ciment à élaboré un liant hydraulique à base de pouzzolane naturelle combiné avec de la chaux et du gypse, les performances de ce liant ont été testé sur des mortiers et utilisé aussi comme un produit de traitement sur une argile, les résultats trouvés sont très satisfaisants à arrivé à améliorer la résistance d'une argile par l'incorporation de la pouzzolane naturelle de Beni Saf activé par la chaux.

#### *F. Les cendres volantes [20]*

Les cendres volantes sont définies comme des matériaux extraits des gaz de combustion d'un four chauffé avec les charbons. Les cendres volantes se présentent sous forme de poudre constituée essentiellement de particules sphériques : des micro-billes, (Colin, 2000). Les cendres volantes peuvent être considérées comme des limons fins non plastiques par le système unifié de classification des sols USCS (Çokça, 2001). Elles n'ont pas de propriétés hydrauliques par elles-mêmes mais elles fixent la chaux libre pour former des composés qui possèdent les propriétés des liants hydrauliques (Croisé, 1964).

Les cendres volantes sont classées selon 2 types de classe suivant leurs compositions chimiques par l'ASTM (American Society for Testing and Materials) : la classe "F fly ash" et la classe "C fly ash".

La classe "F fly ash" est un produit de l'antracite et de charbon bitumineux en général. Ces cendres volantes sont pouzzolaniques dans la nature et elles comprennent moins de 10% de chaux (CaO). Selon les propriétés pouzzolaniques, la silice et l'alumine de la classe des

endres volantes F a besoin d'un agent de cimentation : le ciment Portland, les chaux en cas de présence d'eau, afin d'obtenir des composés cimentaires. D'ailleurs le produit chimique comme le silicate de sodium peut être l'agent de cimentation.

La classe "C fly ash" est un produit du lignite et de charbon sous-bitumineux sans les propriétés pouzzolaniques. Elles ont une certaine propriété cimentaire. Elles contiennent plus de 20% de chaux (CaO). La classe C n'a pas besoin d'activateur par rapport à la classe F parce que les valeurs des alcalins et du sulfate (SO<sub>4</sub>) sont plus élevées dans la classe C. Mais la classe C durcira très longtemps avec de l'eau.

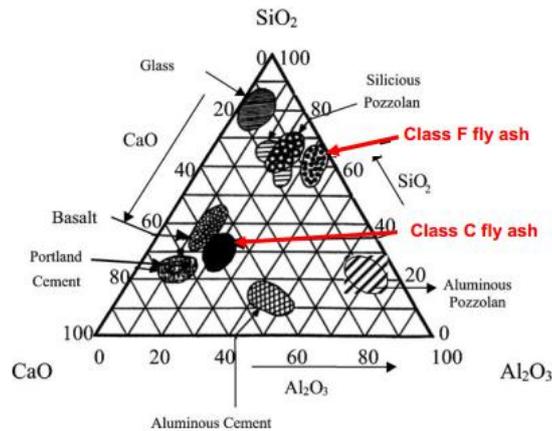


Figure 34 : Diagramme ternaire de KEIL-RANKIN, d'après Minoux (1994)

### G. Autres produits de traitement

Il existe aussi d'autres produits pour le traitement des sols comme :

- Fumée de silice
- Magnésium
- Poussière des fours à ciment (CKD)
- Poudre de marbre calciné
- Le Phosphogypse
- Sable de dune broyé
- Carbure de calcium
- Cendre des boues de papèteries
- La cendre de boues d'épuration d'eau
- Cendre de grignon d'olive
- Cendre de la balle de riz
- Cendre de Bagasse

## 5.3. Actions des produits de stabilisation [5]

### 5.3.1. Actions de la chaux vive

- Actions immédiates (produites au moment du malaxage) :
  - Diminution de la teneur en eau naturelle ;
  - Modification des caractéristiques de la fraction argileuse du sol.

- Actions à long terme (poursuivies sur plusieurs mois) :
  - Action pouzzolanique ;
  - Action de syntaxie.
- Neutralisation de l'acidité du milieu : augmentation très rapidement et de manière conséquente le pH du sol jusqu'à une valeur  $\geq 12$  (facteur important de la prise hydraulique dans le cas de traitement mixte).

### A. Diminution de la teneur en eau naturelle

Lors du mélange chaux-matériau, trois phénomènes interviennent :

- L'hydratation de la chaux vive, qui se traduit par la réaction :



- La chaleur dégagée par cette réaction (64,8 kJ/mole) provoque la vaporisation d'une certaine quantité d'eau.
- La production de chaux éteinte augmente la masse de solide du mélange.

Ces trois phénomènes concourent à l'abaissement de la teneur en eau naturelle des matériaux.

Le traitement à la chaux est particulièrement indiqué pour les matériaux dont l'état hydrique est situé entre h et th (classification GTR).

Dans la pratique, à titre indicatif, l'ordre de grandeur constaté pour l'action de la chaux vive varie de 1 % à 3 % de baisse de teneur en eau par pour-cent de dosage en chaux.

### B. Modification de la fraction argileuse du matériau

La chaux vive agit sur les charges électriques des particules fines et produit leur floculation. Cette action modifie certaines caractéristiques géotechniques du matériau à savoir :

- la réduction de l'indice de plasticité ( $I_p$ ) par une élévation importante de la limite de plasticité ( $w_p$ ) du sol sans modification significative de sa limite de liquidité ( $w_L$ ). Le comportement du sol passe brutalement de l'état plastique (déformable, collant) à l'état solide (rigide, frottant et fragile). Cela permet de faciliter le travail des engins de chantier (extraire, charger, décharger, circuler, régaler, compacter, etc.).

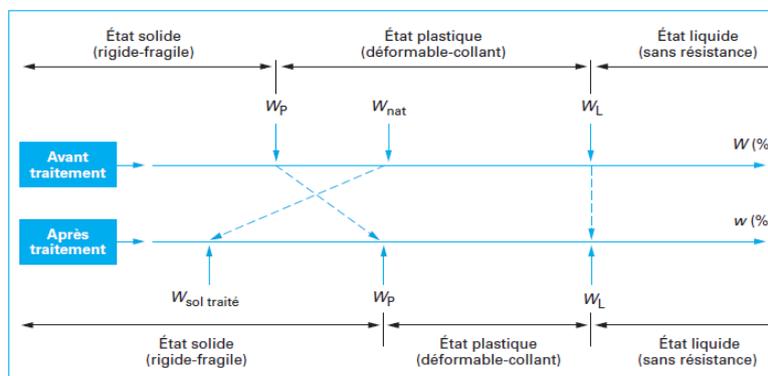


Figure 35 : Influence de traitement sur la consistance du sol [8]

- La modification des caractéristiques de compactage du matériau traité à la chaux. Cette modification se traduit par la réduction de la valeur maximale de la masse volumique sèche maximale ( $\rho_d$ ) et l'augmentation de la valeur de la teneur en eau optimale  $w_{OPN}$  (voir figure ci-dessous). Cela se traduit dans la pratique par une facilité de compactage.
- L'augmentation de la résistance au cisaillement par l'augmentation de l'indice portant immédiat (IPI) qui se traduit par un accroissement de la rigidité du matériau après traitement (voir figure ci-dessous).

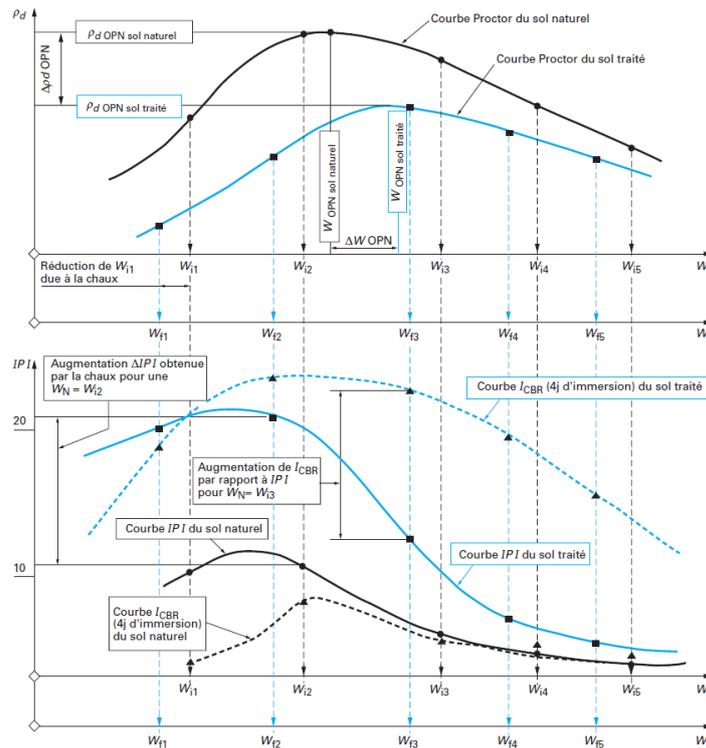


Figure 36 : Influence du traitement sur les caractéristiques de compactage et la portance du sol [8]

### C. Action pouzzolanique

L'action pouzzolanique se produit entre la chaux et les minéraux argileux présents dans le sol en milieu de pH élevé  $> 12$ , lorsque leur proportion est significative ( $I_p$  mesurable ou  $VBS > 0,5$ ). Le principe de cette action repose sur la possibilité de mise en solution de la silice, de l'alumine, des oxydes de fer présents dans les minéraux argileux sous des formes cristallisées plus ou moins altérées. Ces éléments en solution réagissent ensuite avec la chaux pour former des ferro-silico-aluminates de chaux insolubles qui précipitent et cristallisent en présence d'eau créant ainsi des liaisons de même nature que celles produites avec les liants hydrauliques.

L'action pouzzolanique améliore sensiblement les caractéristiques mécaniques des matériaux traités, notamment leur insensibilité à l'eau caractérisée par la vérification de  $I_{CBR} / IPI \geq 1$ . Cette action se développe, en général, très lentement (plusieurs mois, voire des années, selon les conditions climatiques locales).

Les facteurs intervenant dans le déroulement de la prise hydraulique des mélanges sol-chaux sont :

- *la température du milieu* : Les résistances atteintes au bout d'un an de conservation à 20 °C peuvent souvent être obtenues en moins de 30 jours si la température est de l'ordre de 40 °C et qu'inversement, la prise s'arrête lorsque la température descend en dessous de 5 °C.
- *la quantité et la nature de la fraction argileuse* : Plus cette quantité est élevée plus la mise en solution de la silice et de l'alumine est rapide et les cristallisations importantes (dans la mesure où les quantités de chaux et d'eau libre nécessaires sont disponibles). Pour certains sols considérés comme argileux par la valeur de  $I_p$  ou VBS, ne donnent pas naissance à des réactions pouzzolaniques c'est le cas par exemple des argiles d'origine schisteuses à forte teneur en mica.
- *l'état hydrique du sol* : La présence dans le sol d'une quantité d'eau libre suffisante est indispensable pour assurer tout d'abord l'ionisation à pH élevé du milieu nécessaire à la solubilisation, puis l'hydratation de ces composés conduisant à la cimentation des particules granulaires. L'état humide du sol avant traitement est le meilleur état pour le développement de l'action pouzzolanique du mélange sol-chaux.

#### **D. Action de syntaxie**

Cette action se produit lorsque la chaux est incorporée dans des matériaux carbonatés (calcaires, craies) et se caractérise par le phénomène de prise aérienne qui améliore durablement les caractéristiques des matériaux ainsi traités et peut permettre leur utilisation en remblai ou en PST. Son principe peut être décrit simplement de la manière suivante :

- La chaux vive, mélangée à des granulats de matériaux calcaires poreux humides, s'hydrate en provoquant simultanément un abaissement de la teneur en eau libre des granulats et la formation de chaux éteinte,
- La chaux éteinte, ayant une surface spécifique très élevée, peut se répartir à la surface de chaque granulat, à la manière d'une sorte de « pralinage »,
- L'abaissement de teneur en eau produit par l'extinction de la chaux vive et par l'évaporation provoque la précipitation, sous forme de calcite, des carbonates présents en solution saturée dans l'eau libre du granulat. Cette calcite obture les pores des grains augmentant ainsi leur résistance.
- Le maintien du milieu à un pH élevé, du fait de la chaux de pralinage en excès, garantit
- L'insolubilité des bouchons de calcite ainsi formés et donc la pérennité de la résistance des grains,
- La chaux de pralinage en se recarbonatant sous l'action du gaz carbonique forme une sorte de prise « aérienne » qui agglomère durablement les granulats dans la partie superficielle de la couche en contact avec l'atmosphère (ce dernier aspect est, cependant, négligeable dans l'application au traitement des sols pour remblai ou couche de forme).

### 5.3.2. Action des liants hydrauliques

Le rôle des liants hydrauliques est d'améliorer les caractéristiques mécaniques des mélanges de sols traités de manière pérenne. Les ciments et les liants hydrauliques routiers attribuent aux matériaux traités, en présence d'eau, une cohésion permanente (prise hydraulique) qui dépende :

- De la nature du matériau traité.
- Du type de liant utilisé.
- De la quantité de liant introduite dans le mélange.
- De la quantité d'eau nécessaire à l'hydratation du liant.
- De la qualité de la mouture du matériau après traitement.
- De la compacité atteinte lors de la mise en œuvre.
- De la température du milieu et de l'âge du mélange.

On recherche principalement, à travers l'utilisation des liants hydrauliques en traitement des sols, des *actions à moyen et long terme*. Les *actions immédiates* sont plutôt *secondaires*.

#### A. Actions immédiates

Ces actions peuvent se résumer en deux points :

- Modifications de l'état hydrique : assèchement du sol traité du fait de l'ajout d'une certaine quantité de matière sèche (liant hydraulique).
- Modifications des caractéristiques de la fraction argileuse du sol : cette action est valable uniquement lorsqu'on utilise certains LHR comportant une forte proportion de chaux mais cette action reste très limitée.

#### B. Actions à moyen et long terme

La prise hydraulique donne aux matériaux traités une résistance en traction qui est prédominante dans leur comportement. Elle se développe en trois étapes, la durée de chacune d'elles dépend de la nature du liant et de la température du mélange.

##### Étape 1 : démarrage de la prise (phase dormante)

C'est le temps nécessaire de la mise en solution et à la précipitation sous forme de gel des silico-ferro-aluminates de calcium dans l'eau libre du sol (entre 2 et 48 h après fabrication du mélange). Ce délai, qui est appelé délai de maniabilité, est très important car il fixe la durée possible des opérations de mise en œuvre.

##### Étape 2 : développement de la cristallisation du gel

Elle correspond à la rigidification du mélange sous l'effet de la prise hydraulique. Elle s'étend de quelques jours comme dans le cas des ciments à forte proportion de clinker (CPA-CEM I) à quelques semaines pour les liants à prise lente comme certains LHR.

**Étape 3 : période de durcissement**

Elle se manifeste une fois la prise terminée (après formation de la quasi-totalité des ferro-silico-aluminates hydratés). Dans cette période, il y a une poursuite de la croissance des résistances mécaniques, sa durée peut s'échelonner, toujours suivant la nature des liants et pour les climats tempérés, entre quelques semaines et plusieurs mois.

En traitement de sol, les durées de prise et de durcissement permettent d'évaluer notamment la possibilité d'être circulé par les engins de chantier (le temps nécessaire pour solliciter mécaniquement le matériau traité).

La prise des liants hydrauliques s'arrête lorsque la température du mélange descend en dessous de 5 °C. de plus, la dépendance aux variations climatiques est moins contraignante comparativement à l'utilisation de la chaux car la cinétique de prise est beaucoup plus rapide.

**C. Adéquation des ciments courant en stabilisation de sols**

En traitement des sols, il faut tout d'abord rechercher le type de liant adapté à la nature du sol à traiter et aux sujétions de mise en œuvre du chantier et, ensuite, déterminer la valeur du dosage de ce liant à mélanger avec le sol. Le tableau suivant fourni l'adéquation des ciments courants avec différents sols de la classe GTR (source GTS)

Types de sols	CPA-CEM	CPJ6CEM II/A CPJ-CEM II/B	CHF-CEM III CLK_CEM III CLC-CEM V
Sols pas ou peu argileux (classes A1 ,B1 à B5 ,D1)	*(1)	*	*
Sols argileux prétraité a la chaux (Classes A2, A3, B6)	*(1)	*	◇
Sols calcaire et marno-calcaires (Classe R2)	*(1)	*	*
Craies (Classes R1)	*(1)	◇	◇
*Adapte a priori *(1) adapte a priori mais, on l'absence de retardateur de prise, leur usage est à privilégier pour les travaux en arrière-saison(en raison du faible délai de maniabilité de ces liants). ◇ Adaptation à confirmer par une étude spécifique			

Tableau 21 : Adéquation des ciments courants avec différents types de sol

**5.4. Technique de traitement [12]**

**5.4.1. Technique courante en remblai**

La technique courante est quasiment toujours réalisée par traitement en place. Elle consiste à épandre la masse de produit de traitement calculée pour l'épaisseur de sol malaxée prévue.

Mélanger avec le sol avec le produit de traitement le plus souvent à l'aide de charrues (à disques ou à socs) jusqu'à obtention d'une mouture présentant de visu un aspect (teinte et mouture) homogène. Ensuite, suivant les cas, soit on charge et transporte le mélange à son

lieu de mise en œuvre (traitement au déblai), soit on le compacte directement après malaxage (traitement au remblai).

#### 5.4.2. Technique dépôt – reprise en remblai

Cette technique permet de mélanger des sols comportant des éléments blocailleux de  $D_{max} > 250$  à 350 mm. Elle est réservée quasi exclusivement au traitement à la chaux car incompatible avec le phénomène de prise hydraulique (rapide). Elle s'exécute de la manière suivante :

- La quantité de produit de traitement correspondant au dosage choisi, calculée pour l'épaisseur de la couche qu'il est prévu d'extraire, est épanchée sur le sol.
- L'ensemble matériau + produit de traitement est chargé, transporté puis mis en dépôt provisoire.
- Celui-ci est profilé et légèrement compacté pour minimiser les entrées d'eaux pluviales.
- Au moment choisi (qui peut être plusieurs jours, semaines, voire plusieurs mois plus tard), le dépôt est repris, en extraction frontale, pour réaliser le remblai.

Cette technique améliore à la fois l'homogénéité du sol du déblai et la qualité du mélange sans utiliser de matériel de malaxage spécifique. Elle présente toutefois l'inconvénient d'être propice aux émissions de poussières de produit de traitement durant les opérations d'épandage et de chargement.

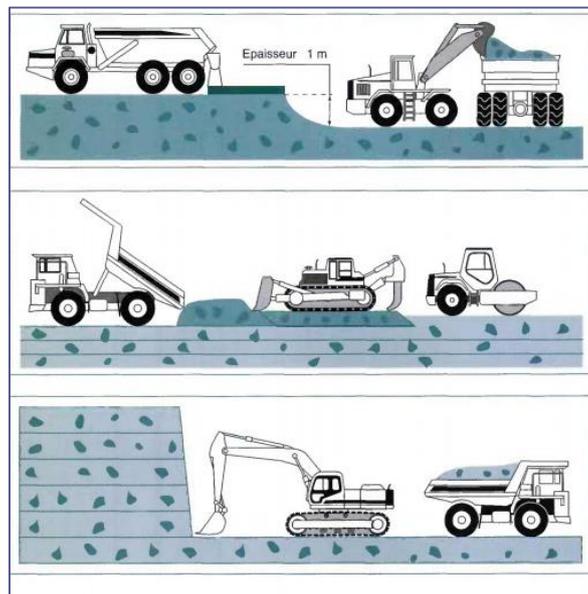


Figure 37 : Schéma de la réalisation du mélange par la technique dite du « dépôt-reprise »

#### 5.4.3. Technique de traitement en couche de forme [21]

La réalisation des couches de forme en sols traités à la chaux et/ou aux liants hydrauliques requiert l'exécution de différentes opérations élémentaires qui doivent être exécutées selon un ordonnancement précis et, pour certaines d'entre elles, en un temps n'excédant pas le délai de maniabilité du mélange.

Une certaine partie seulement de ces opérations élémentaires est à exécuter dans tous les cas de chantier ce sont :

- La fabrication du mélange (en place ou en centrale)
- Le préréglage
- Le compactage partiel
- Le réglage final le compactage final
- L'application de la protection superficielle.

D'autres en revanche, comme :

- La préparation initiale du sol
- L'ajustement de l'état hydrique du mélange
- Le cloutage, etc...

Les opérations élémentaires importantes vis-à-vis de la qualité de l'ouvrage sont les suivantes :

#### **La préparation Initiale du sol**

Elle a pour objet l'homogénéisation des caractéristiques de nature et d'état hydrique du sol pour les mettre en concordance avec les valeurs considérées dans l'étude du matériau traité. Les techniques et le coût de cette opération sont souvent difficiles à définir avec précision au stade de l'étude du projet

#### **La fabrication du mélange**

Dans le cas de la fabrication en place, cette opération comprend :

- L'épandage du produit de traitement
- Le malaxage de ce produit avec le sol
- L'ajustement de l'état hydrique du mélange, le cas échéant

Le mélange ne peut être fabriqué dans une centrale que pour des sols dont l'écoulement dans les organes de dosage se fait correctement. Ce qui n'est possible qu'avec des sols non argileux ou des sols moyennement argileux prétraités à la chaux.

En centrale, la formulation, le malaxage et l'épaisseur sont beaucoup mieux maîtrisés. Mais le transport des matériaux engendre une augmentation du trafic poids lourd sur la voirie locale. Elle est donc plutôt réservée aux grands chantiers ou la mise en place d'une centrale mobile peut de faire sur le site même.

Le traitement en place peut poser des problèmes environnementaux mais reste d'un coût souvent inférieur au traitement en centrale. Il est aussi plus souple d'utilisation.

#### **Le réglage**

Pour garantir la conformité de l'épaisseur de la couche traitée à la valeur prise en compte dans le dimensionnement de la structure, il est impératif que le réglage soit obtenu par rabotage, sur toute la surface de la couche, d'une certaine épaisseur de sol traité. Ceci nécessite

d'exécuter le réglage en deux séquences : préréglage à une cote sauvegardant après compactage, une certaine surépaisseur qui est éliminée lors du réglage final.

**Le compactage**

Il a pour objet l'obtention de valeurs de compacité, notamment en fond de couche, conformes à celles prises en compte dans l'étude du dimensionnement de la structure. Il doit se faire également en deux séquences (compactage partiel et compactage final) séparées par l'opération de réglage final.

**La protection superficielle**

Elle a pour objet de maîtriser l'évaporation du sol traité et/ou de le protéger de l'imbibition durant la prise hydraulique. Elle a également souvent un rôle de protection vis-à-vis des émissions de poussières et des agressions du trafic de chantier pour les sols fins un cloutage est recommandé.

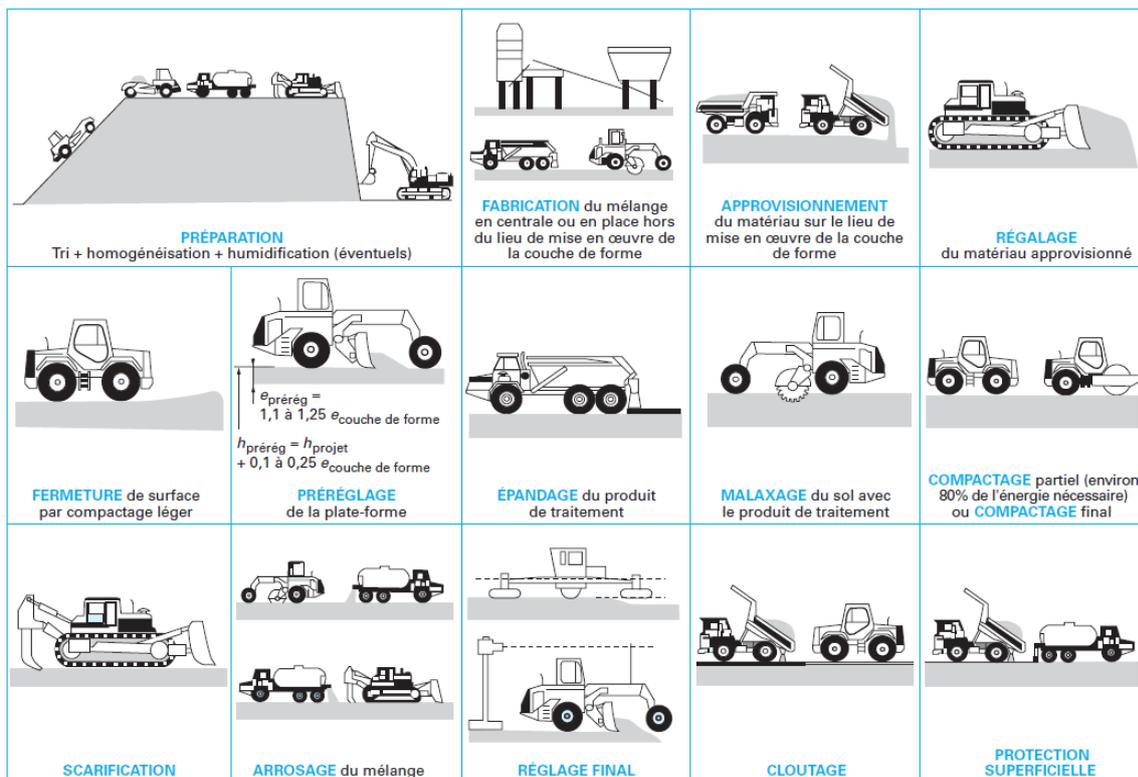


Figure 38 : Opération élémentaires de mise en œuvre d'une couche de forme traitée

### 3. TECHNIQUES DE RENFORCEMENT DES OUVRAGES GEOTECHNIQUES

Il existe une multitude de méthodes de renforcement et d'amélioration des propriétés des sols fins et des sols grenus. La plupart de ces méthodes permettent de régler les problèmes de glissement, de tassement et de déformation. Dans ce qui suit, Nous avons synthétisé l'ensemble des techniques existantes.

### 3.1. Colonnes ballastées [10]

Les colonnes ballastées sont des colonnes constituées de matériaux granulaires, sans cohésion, mises en place par refoulement dans le sol et compactés par passes successives. Ces colonnes ne comportent en particulier aucun liant sur leur hauteur. Elles peuvent être réalisées en maillage réguliers ou variables, en lignes, en groupes ou même de manière isolée (voir figure ci-dessous). Leur dimensionnement tient compte du type d'ouvrage, de la nature des charges, des tassements absolus et différentiels ainsi que de la nature du sol à renforcer.

Les avantages de cette méthode sont d'une part, la rapidité de réalisation, et d'autre part le prix compétitif par rapport aux autres techniques existantes. Pour réaliser des colonnes, on peut recourir à plusieurs techniques et procédés d'exécutions sur le terrain. L'amélioration de sol par colonnes ballastées permet :

- L'augmentation des caractéristiques mécaniques du sol et sa capacité portante.
- La diminution des tassements sous les charges appliquées.
- Diminuer le temps de consolidation.
- Contribuer à la stabilité des ouvrages et réduire les risques de liquéfaction du sol dans les zones sismiques.

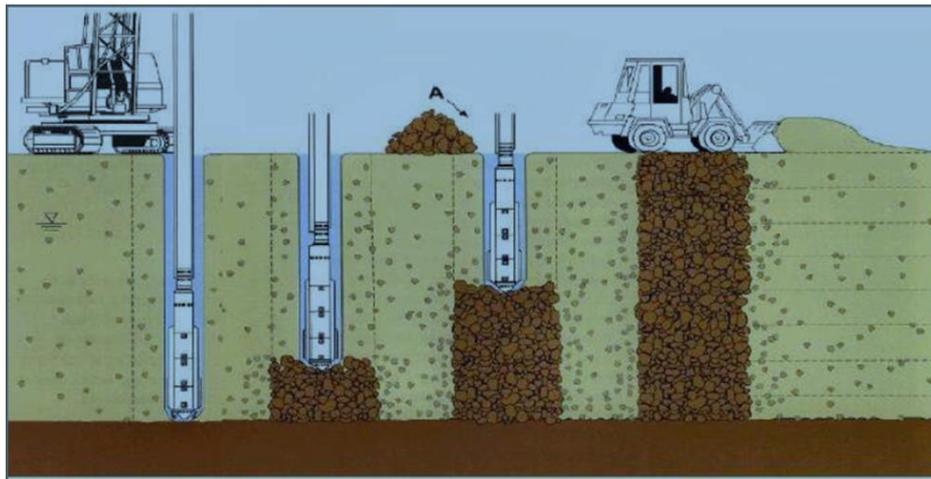


Figure 39 : Principe de réalisation de colonnes ballastées

### 3.2. Inclusions rigides [22]

Le principe du renforcement par les inclusions rigides est illustré par la figure ci-dessous. La charge appliquée en surface est transmise à un substratum rigide par l'intermédiaire de la combinaison d'un réseau d'inclusions rigides et d'un matelas de transfert de charge.

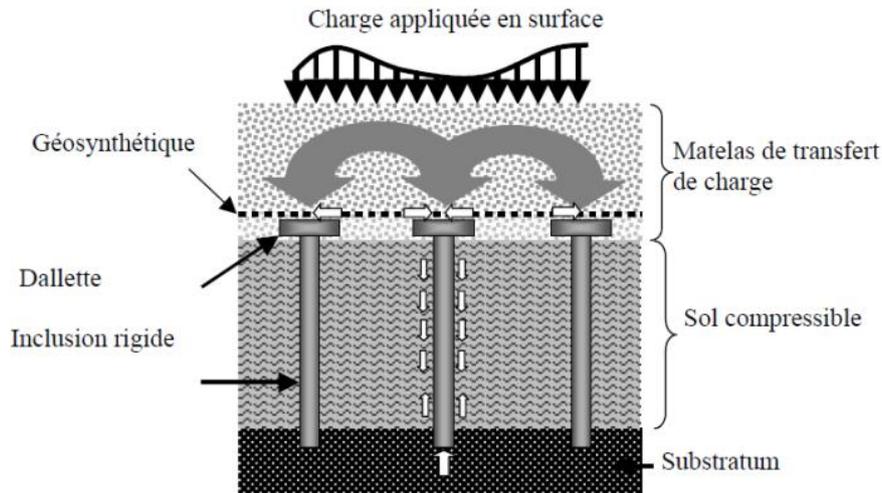


Figure 40 : Principe de fonctionnement des inclusions rigides

Utilisable pour fonder tous types d'ouvrage sur sols compressibles de toute nature, ce procédé permet de réduire fortement les tassements. Les inclusions sont généralement verticales et disposées suivant un maillage régulier. Elles doivent présenter des caractéristiques intrinsèques de déformation et de raideur, compatibles avec les terrains encaissants et les structures à porter.

Différents modes de mise en œuvre (forage avec ou sans refoulement, battage, vibration) et différents types de matériaux (ballast, gravier, mélange sol-ciment et tous types de mortier ou béton) sont utilisables pour permettre de réaliser à moindre coût un système de fondations superficielles en lieu et place d'un système de fondations profondes.

### 3.3. Terre ancrée [10]

La technique de terre ancrée intervient pour stabiliser un talus vis-à-vis du glissement. Elle utilise le clouage des sols. Dans les terres ancrées la résistance est survenue par le développement des pressions de portance autour de l'ancrage à la fin du membre tendu lequel est en contact avec la force. La méthode consiste à renforcer le sol (grenu dense, argile raide) par de petites inclusions sous forme de barres en acier installées horizontalement pour améliorer la résistance au cisaillement des sols. Les barres d'acier peuvent aussi être scellées par un clouage multidirectionnel à 45° à 60° environ, rendant ainsi au "rocher" son monolithisme. Elle vise à stabiliser les déplacements différentiels des parois de faille. Ces méthodes sont comparables à celles de clouage des parois rocheuses fracturées.

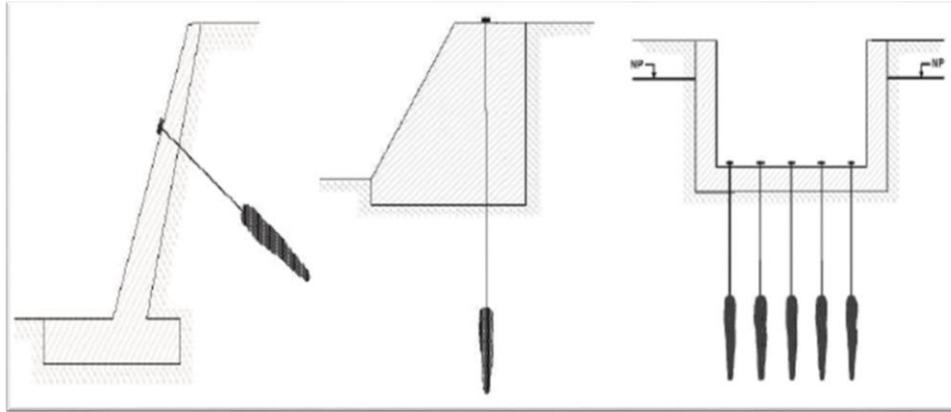


Figure 41: Stabilisation par clouage (terre ancrée)

### 3.4. Terre armée

La terre armée dont les premières recherches et les possibilités décrites par Vidal (1965), résultent de l'association d'un sol pulvérulent de type sable, et de lits d'armatures métalliques, travaillant en traction dû au frottement entre le sol et les armatures ce qui permet la formation d'un massif mécaniquement plus performant. Le parement de ce type de massif est constitué d'un parement béton modulaire dont l'élément de base est appelé écaille. Les écailles sont reliées aux armatures constituées, elles, en lanières métalliques.

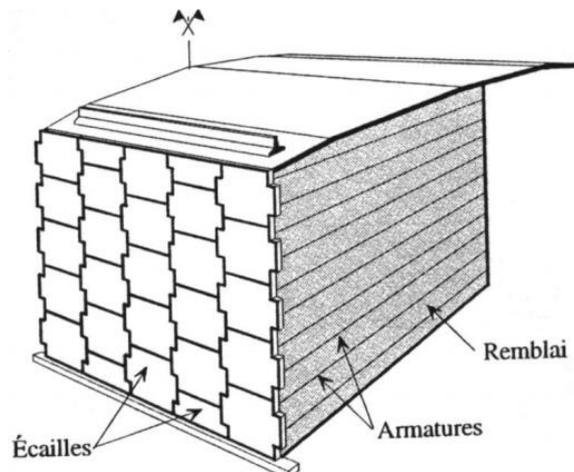


Figure 42: Principe de la terre armée

La terre armée est un matériau en plein expansion et devrait rester pour nombreuses années grâce aux avantages suivants :

- Outre l'avantage d'être bon marché (dès que la hauteur de soutènement dépasse trois mètres, les murs en terre armée sont moins chers que les ouvrages en béton).
- Elle permet de réaliser des ouvrages souples, déformables donc peu sensibles aux tassements du sol de fondation.
- Il s'avère donc possible de construire des murs de terre armée sur des sols de faible portance (argiles, limons) sans avoir recours à l'exécution de fondations profondes.
- Les tassements différentiels admissibles sont de quelque centième suivant la longueur du mur.
- Les massifs en terre armée sont auto-drainants.

- Les massifs en terre armée sont auto stables à chaque phase de leur construction.
- L'exécution est simple, rapide, à partir d'éléments préfabriqués en usine et ne nécessite pas de personnel hautement qualifié, ni une grande équipe de travail.
- De la même façon, on n'enregistre aucun encombrement dû à des engins de construction.
- Les parements (écaillés en béton ou en acier) peuvent présenter une esthétique

Les qualités techniques et économiques de la terre armée, ainsi que sa facilité de mise en œuvre en font un matériau qui prend naturellement sa place dans les domaines de géotechnique.

### 3.5. Géosynthétiques [23]

Un géosynthétique est le terme générique désignant un produit dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande, ou de structure tridimensionnelle, pour assurer aussi bien un rôle de drain, de filtre, de séparation ou de renforcement, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans des différents domaines, tels que la construction routière, les ouvrages souterrains, les travaux hydrauliques, les chemins de fer, les terrains d'aviations...etc



*Figure 43: Mise en place des géosynthétiques dans une construction de route*

Les géosynthétiques sont produits sous différentes formes à partir de matières synthétiques sur la base de divers polymères provenant de l'industrie chimique (polyéthylène, polypropylène, polyester, fibres de verre, fibres végétales...). Les centaines de produits géosynthétiques existant actuellement sur le marché peuvent être classés en 6 groupes, d'après les matières premières utilisées, les modes de fabrication et les domaines d'utilisation :

- Géotextiles
- Géofilet
- Géogrille
- Géocomposite
- Géosynthétiques bentonitiques
- Géosynthétique alvéolaire
- Géomembranes

Les géosynthétiques peuvent être utilisés dans nombreux domaines à savoir :

- Remblais routiers et ferroviaires

- Stabilisation des talus
- Murs de soutènement
- Contrôle de l'érosion
- En agriculture
- Traitement des eaux usées

Les géosynthétiques peuvent également être utilisés pour :

- L'étanchéité des ouvrages hydrauliques
- L'installation de stockage de déchet et couverture
- Renforcement des dispositifs d'étanchéité sur pente
- Drainage des tunnels et des ouvrages souterrains
- Les ouvrages de protection ... etc.

L'utilisation des géosynthétiques dans le domaine de la géotechnique permet de palier les différents désordres rencontrés tels que les affouillements, les fuites, les glissements, les fissures...etc., ce qui conduit à améliorer et assurer la durabilité de la chaussée. Les fonctions des géosynthétiques en géotechnique routière sont :

- La séparation des sols
- Le renforcement des structures (horizontale et verticale)
- Le drainage des liquides
- La filtration des sols
- L'imperméabilisation des ouvrages
- Le contrôle de l'érosion
- La protection des ouvrages

Le géosynthétique utilisé en renforcement améliore la résistance mécanique d'un massif de sol dans lequel il est inclus. Le géosynthétique améliore à la fois la résistance à la traction du massif et sa capacité à se déformer avant la rupture. Le renforcement peut aussi concerner la reprise de sollicitations sur un autre élément ou sur une interface faible. C'est le cas lorsque l'on recouvre une géomembrane posée sur pente avec une couche de sol ; il peut y avoir ruine soit par rupture en traction de la géomembrane, soit par glissement de la couche de sol. Dans ce cas, un géotextile placé entre la géomembrane et le sol permet la reprise des sollicitations. Le renforcement est exploité pour les remblais sur sols compressibles, murs de soutènements, et raidissement de talus.



Figure 44: Renforcement de sol à l'aide géotextile

### 3.6. Préchargement ou précompression [24]

Cette technique consiste à placer sur le terrain une charge égale à la charge définitive  $P_f$  augmentée éventuellement d'une surcharge  $P_s$  qui assure tout ou partie des effets suivants :

- Produire un développement rapide des tassements de consolidation primaire et accélérer l'apparition et le développement des tassements de consolidation secondaire. On peut rendre ainsi le sol traité plus rapidement constructible sans redouter à moyen ou à long terme des tassements absolus ou différentiels importants.
- Augmenter la résistance au cisaillement et la capacité portante du massif de sol.

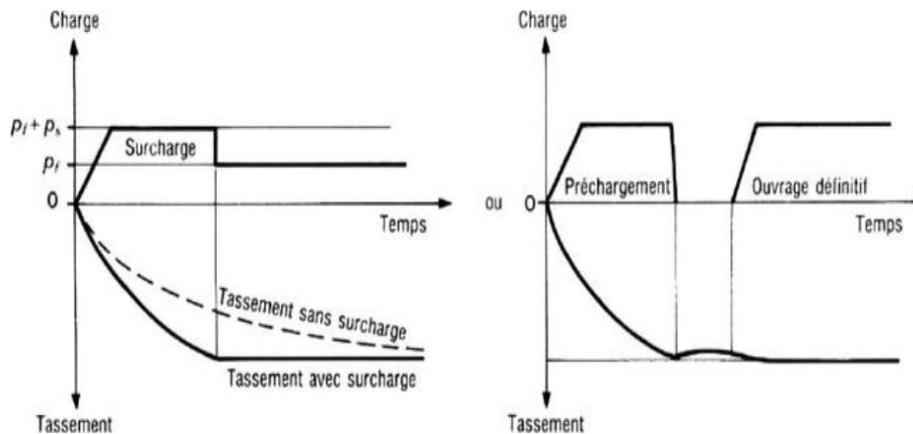


Figure 45: Principe de pré chargement pour contrôle des tassements

On applique généralement ces méthodes sur des mauvais terrains composés principalement de sols fins (faible perméabilité). Pratiquement, deux techniques sont utilisées pour appliquer au sol la contrainte de préchargement :

- Surcharge en terre.
- La consolidation atmosphérique.

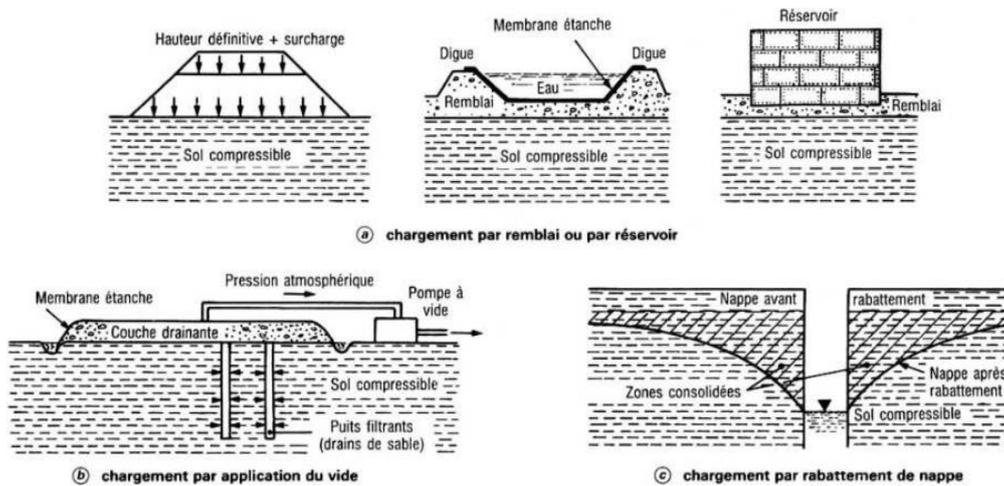


Figure 46: Technique de Préchargement

### 3.7. Compactage de surface [13]

Le compactage est un procédé de densification des sols en place. Ce procédé mène à une diminution des vides du sol par des moyens mécaniques aboutissant ainsi à une augmentation de la densité et de la résistance ainsi qu’une réduction de la compressibilité.

L’application des charges sur le sol à compacter par le biais de certains rouleaux de compactage statiques ou vibratoires induisent une densification dans le sol qui sera proportionnelle à l’énergie mécanique appliquée. Le compactage de surface peut être accompli sur différents types de sites.

Le compactage de surface peut être utilisé pour une profondeur maximale de 3m. Au-delà de cette profondeur un autre type de compactage existe connu sous le nom de compactage dynamique profond.

### 3.8. Compactage dynamique [12]

C’est un procédé qui consiste à pilonner le sol en surface avec une dame en chute libre. L’énergie transmise par chaque impact pénètre dans le sol et produit une déstructuration. Au bout de quelques jours ou semaines, une restructuration s’opère qui aboutit à des caractéristiques de portance améliorées.



Figure 47: Compactage dynamique

Le procédé s'applique aux sols sablo-graveleux, et aux matériaux argilo-limoneux saturés à condition qu'il y ait présence d'air occlus. Son emploi peut être intéressant pour consolider des couches sous l'eau.

### 3.9. Vibro-compactage [25]

Le procédé de vibrocompactage, développé à la fin des années trente, permet de compacter localement ou dans la masse, les sols grenus sans cohésion (sables, graviers, cailloux) en place ou mis en remblai au-dessus ou en-dessous de la nappe et ceci jusqu'à des profondeurs maximums de plus de 50 m. C'est une technique d'amélioration des sols pulvérulents de type sablo-graveleux permettant de les densifier sous l'effet de la vibration.



Figure 48: Vibrocompactage

### 3.10. Congélation de sol [24]

La méthode de renforcement temporaire des sols par congélation, développée principalement pour les matériaux grenus peut être appliquée aux argiles molles et aux limons, lorsqu'aucune autre solution n'est possible. L'effet de la congélation dépend de la température (il augmente quand la température diminue). Par ailleurs, il faut réaliser la congélation le plus rapidement possible pour limiter le gonflement du sol et il faut tenir compte de la déstabilisation du massif de sol au dégel.

Les techniques de refroidissement utilisées reposent, comme pour les sables et les graviers, sur la circulation d'un fluide froid (azote liquide, habituellement) dans des tubes enfoncés dans le massif de sol.

### 3.11. Drains verticaux [25]

La technique consiste à foncer verticalement dans le terrain, suivant un maillage régulier, un drain préfabriqué. Lors de la mise en charge du terrain, les drains facilitent l'évacuation de l'eau interstitielle jusqu'à la surface, permettant ainsi une consolidation accélérée des sols traités. La surcharge est apportée soit par un remblai de pré-chargement, soit par d'autres méthodes. Les drains verticaux sont utilisés pour l'amélioration des sols fins saturés en eau.



Figure 49: Technique de drains verticaux

### 3.12. Utilisation des fibres [28]

Le terme Fibre se rapporte à un corps solide flexible, de forme sensiblement cylindrique, d'un diamètre de quelque centimètre dont la longueur égale à quelques milliers de fois ce diamètre. Ce terme est généralement aussi utilisé pour définir le constituant élémentaire des structures textiles. Par ailleurs, on distingue la fibre de longueur réduite ou fibre courte, de 20 à 150 mm, de la fibre de grande longueur ou filament continu. Les différentes fibres actuellement disponibles peuvent être classées selon leur origine en trois grandes familles :

- Fibres naturelles minérales et végétales : amiante, cellulose
- Fibres synthétiques d'origine minérale : verre, carbone, fibres métalliques
- Fibres synthétiques organique : polyamides, polypropylène, acrylique, kevlar, aramide.

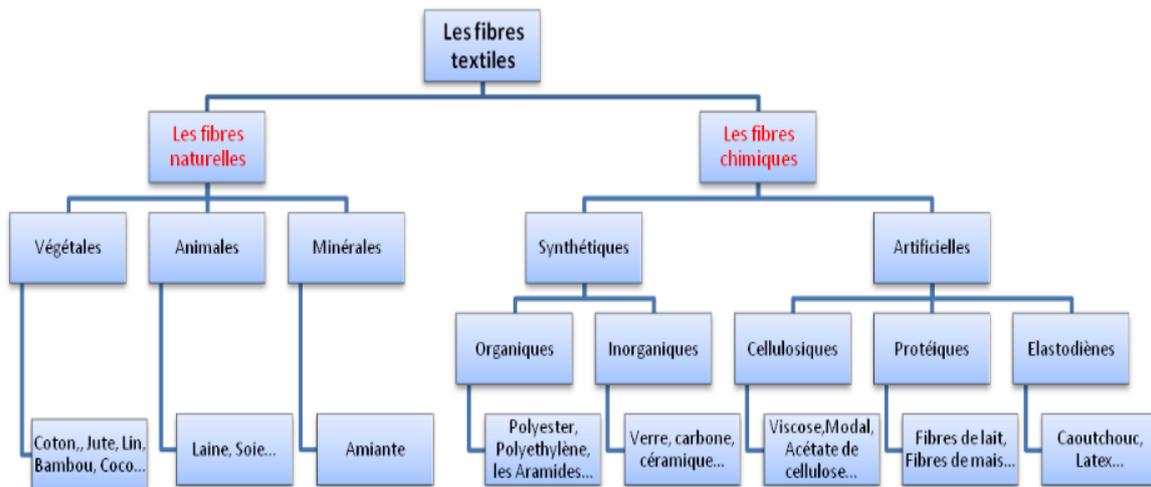


Figure 50: Classification générale des fibres textiles

L'utilisation de ciment ou la chaux dans la stabilisation des sols entraîne généralement un comportement plus fragile. L'incorporation d'éléments de renforcement dans les sols cimentés est un moyen efficace pour modifier le comportement des sols de fragiles à plus ductiles. L'inclusion du renforcement des fibres dans les sols cimentés ou non cimentés s'est également révélée être une technique fiable pour augmenter la résistance à la compression et

au cisaillement, l'indice CBR et réduire la perte de tension, de rigidité, de retrait et de fissuration post-pic [article 2018]. Cependant, il convient de noter que dans certains cas, l'inclusion d'un renforcement de fibres peut affecter négativement les propriétés techniques (par exemple, la résistance à la compression) des sols [25].

Une grande variété de fibres naturelles et synthétiques a été utilisée pour le renforcement des sols. Quelques exemples de fibres synthétiques sont : fibres de polypropylène (PP), fibres de polyester (PET), fibres de polyéthylène (PE), fibres d'acier, fibres de basalte, fibres de verre, fibres de nylon et fibres de Polyvinyl alcohol (PVA). Quelques exemples de fibres naturelles sont : fibres d'arecaunt (coco), fibres de sisal, fibres de palmier, fibres de jute, fibres de lin, fibres de paille à peine, déchets de fibres de caoutchouc, fibres de Pinus Roxburghii, fibres de Grewia Optivia, fibres de bambou et fibres de canne ou de canne à sucre. La teneur en fibres et la taille des fibres (c'est-à-dire la longueur, la largeur et l'épaisseur de la fibre) affectent de manière significative les propriétés de résistance, la ductilité et le potentiel de gonflement des sols renforcés de fibres

### 3.12.1. Fibres naturelles [27]

#### A. Fibre de jute

Le jute est produit à partir de plantes du genre Corchorus, qui comprend environ 100 espèces. C'est l'une des fibres naturelles les moins chères et est actuellement la fibre libérienne avec le volume de production le plus élevé. Le Bangladesh, l'Inde et la Chine fournissent la meilleure condition pour la croissance du jute.



Figure 51: Fibre de jute et toile de jute

#### B. Fibre de sisal

Sisal est un agave (*Agave sisal ana*) et commercialisé au Brésil et en Afrique de l'Est.



Figure 52: Fibres de Sisal

### *D. Fibre de lin*

Appartient aux fibres libériennes. Il est cultivé dans des régions tempérées et est l'une des plus anciennes cultures de fibres au monde. Le lin textile libéral est le plus utilisé dans les marchés textiles à plus forte valeur ajoutée. De nos jours, il est largement utilisé dans la zone composite.



*Figure 53: Fibres de lin*

### **3.12.2. Les fibres synthétiques [28]**

Les fibres synthétiques Les fibres synthétiques sont fabriquées avec des polymères de synthèse obtenus à partir de substances ou de composés fournis par l'industrie pétrochimique. Elles ont fait leurs apparitions au début de 20<sup>ème</sup> siècle, après la réussite de la fibre de Viscose, depuis lors, un grand nombre de fibres synthétiques ont été mises au point : elles possèdent chacune des propriétés qui répondent à un type particulier d'application.

#### *A. Les polyamides (Nylons)*

Les divers types de nylon sont différenciés par les chiffres qui indiquent le nombre d'atomes de carbone qu'ils renferment, le premier de ces chiffres s'appliquant à la diamine. Ainsi, le premier en date des nylons, formé par la polycondensation d'Hexaméthylène diamine ( $\text{H}_2\text{N}(\text{CH}_2)_6\text{NH}_2$ ) et d'acide adipique, est connu sous le nom de nylon 66 ou 6.6 aux Etats-Unis et au Royaume-Uni, du fait que la diamine et l'acide bibasique contiennent chacun 6 atomes de carbone. Il est commercialisé sous les marques Perlon T en Allemagne, Nailon en Italie, Nylsuisse en Suisse, Anid en Espagne et Ducilo en Argentine.



*Figure 54: Fibres de nylon*

#### *B. Les polyesters*

Le premier polyester a été produit en 1941. Le polyester est obtenu par réaction de l'éthylène glycol avec de l'acide téréphtalique. Les chaînes moléculaires courtes s'assemblent en longues chaînes pour donner un polymère qui sera filé à l'état fondu. Ces fibres de polyester

sont très couramment utilisées en mélange avec du coton ou d'autres matières cellulosiques dans des articles d'habillement tels que : chemises, T-shirts, robes, pantalons et blouses. Le Polyester est souvent utilisé pour les ceintures de sécurité des voitures et avions, les fils à coudre et les voiles de bateaux.



*Figure 55: Fibres de Polyester*

### **C. Fibres de verre [29]**

Le verre est de nature fragile, donc sensible à la fissuration. En revanche, son élaboration sous forme de fibres de faible diamètre (compris entre 9 $\mu$ m et 24 $\mu$ m) lui confère une bonne ténacité. Les fibres de verre sont élaborées à partir d'un verre filable, appelé verre textile. Ce dernier est composé de silice, d'alumine, de chaux, de magnésie, etc. Ces produits peu coûteux, associés à des procédés d'élaboration assez simples, confèrent aux fibres de verre un excellent rapport performances/prix. Selon la composition, de différents types de verres peuvent être obtenus. Les verres de types E, constituent presque la totalité du tonnage de verre textile produit actuellement.



*Figure 56: Fibres de fibre et fibres hachée*

### **D. Fibres de plastique [30]**

La bouteille plastique d'eau est la plus forte croissance de l'industrie des boissons dans le monde. Au cours de la dernière décennie 1,5 millions de tonnes de plastique sont utilisés pour la mise en bouteille de l'eau chaque année. Les études montrent que 1500 bouteilles sont sous-évaluées comme déchets chaque seconde. D'autre part, le nombre de bouteilles recyclées ou retourné est très faible. La fibre plastique, est un mélange contenant une matière de base

(un polymère) qui est susceptible d'être moulé, façonné, en général à chaud et sous pression, afin de conduire à un semi-produit ou à un objet. La matière de base (la résine) est un polymère. Les résines des matières plastiques sont issues de produits intermédiaires (éthylène, propylène, acétylène, benzène, etc.) dont les matières premières sont le pétrole. Le type de ce matériel est en polyéthylène, les fibres plastiques sont coupées en morceaux formes 1mm de diamètre et 20 mm d'épaisseur



*Figure 57: Fibres de plastique*

#### **4. CONCLUSION**

A travers ce chapitre nous avons fourni une bibliographie assez complète sur les principaux problèmes des sols argileux et les différentes techniques de stabilisation de ces sols par des liants conventionnels tels que le ciment et la chaux et non conventionnels tels que le laitier, gypse, pouzzolane naturelle et coquille d'œuf, etc. Nous avons aussi fait une synthèse sur les techniques de renforcement des sols. Dans le prochain chapitre nous présentons l'étude que nous avons réalisée dans le cadre de notre PFE sur la stabilisation de la marne argileuse avec un nouveau liant hydraulique formulé à base de laitier à haut fourneau et la dolomie calcinée.

# CHAPITRE III :

Etude de stabilisation de la marne

---

## CHAPITRE III : ETUDE DE STABILISATION DE LA MARNE

---

### 1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous présentons d'abord une synthèse des travaux déjà réalisés dans le Master de l'année passée (2018) afin de pouvoir dégager les conclusions pour notre travail. Par la suite, nous présentons l'objectif, la démarche de notre travail et les caractéristiques des matériaux utilisés. Puis, les essais et les résultats obtenus sont présentés et discutés. Enfin, l'étude numérique par SLIDE est présentée.

### 2. SYNTHÈSE DES TRAVAUX RÉALISÉS

Il a été réalisé dans le Master de 2018 des études expérimentales sur l'amélioration de la marne par un nouveau produit équivalent aux liants hydrauliques spécifiques routiers qui sont généralement utilisés en géotechnique routière. Il s'agit du laitier de haut fourneau broyé mélangé avec la coquille d'œuf calcinée. La durabilité de ce nouveau traitement a été également étudiée car le matériau traité peut servir pour la construction d'ouvrages hydrauliques ou de remblais en zone inondable (cycles d'humidification séchage), et les remblais construits dans les zones arides qui sont souvent influencés par cycles de gel-dégel.

Dans le Master de 2018, le travail a permis de confectionner soixante-huit (68) éprouvettes préparées pour différents dosages et différents temps de cure et ensuite elles ont été soumises aux essais des cycles hydriques et cycles de gel-dégel. Des essais de compression simple non confiné ont été réalisés pour quatre mélanges à savoir :

- Mélange 1 (Marne + Laitier + Coquille)
- Mélange 2 (Marne + Ciment + Chaux)
- Mélange 3 (Marne + Laitier + Coquille + Sable)
- Mélange 4 (Marne + Sable + Ciment + Chaux)

Les principaux résultats des essais conduits au laboratoire sont présentés ci-après. Les effets du traitement sur les différents paramètres de comportement de la marne sont présentés et discutés. Ils ont été regroupés dans deux aspects :

- L'effet des cycles gel-dégel sur la variation de la résistance mécanique  $R_c$  pour les différentes compositions,
- Idem pour l'effet des cycles humidification-séchage ce qui permet de comprendre le comportement de la marne traitée vis-à-vis les agressions climatiques.

2.1. Effets des cycles gel-dégel sur les différents mélanges

✚ La comparaison entre le Mélange 1 et 4

Pour mettre en évidence l'influence de l'ajout de sable siliceux broyé sur la résistance au phénomène de gel-dégel, ils ont fait des comparaisons entre les résistances des mélanges 1 & 3 c'est-à-dire le traitement LHR sans et avec sable. Les résultats de ces comparaisons sont présentés ci-dessous.

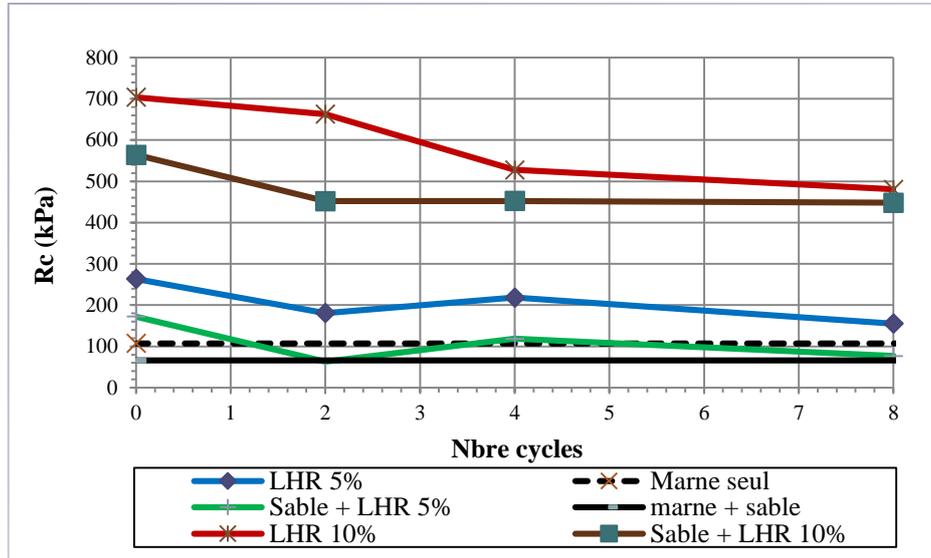


Figure 58 : Comparisons des résistances Rc des mélanges 1 & 3 (gel-dégel)

On remarque un évolution des écarts en fonction du nombre de cycles pour les deux mélanges avec une moyenne 54% pour le dosage de 5% et une moyenne de 18% pour le dosage de 10%. Ce résultat montre que l'ajout de sable fait que le mélange devient plus sensible au phénomène de gel-dégel. Ce dernier constat est plus marqué pour le dosage de 5%.

✚ La comparaison entre le Mélange 2 et 3

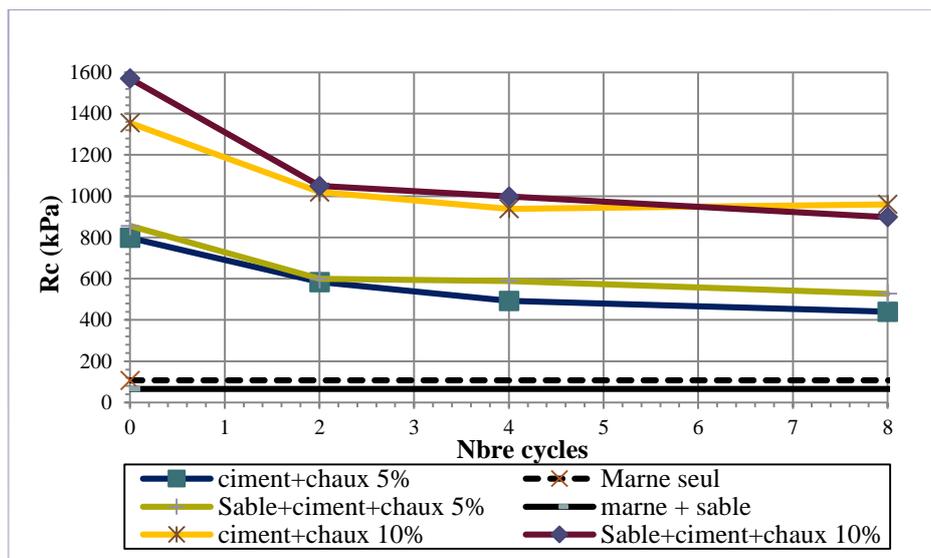


Figure 59 : Comparisons des résistances Rc des mélanges 2 & 4 (gel-dégel)

On a constaté une évolution positive des écarts en fonction des cycles entre les deux mélanges avec un moyenne 14% pour le dosage de 5% et de 1% en moyenne pour le dosage de 10%.

Ce résultat montre que l'ajout de sable a un effet positif sur la résistance au gel-dégel de la marne traitée. Ce dernier constat est plus marqué pour le dosage de 5%.

## 2.2. Effets des cycles humidification-séchage sur les différents mélanges

### ✚ Comparaison entre les mélanges 1 & 3

Ils sont comparé les résistances mécaniques du mélange 1 & 3 pour mettre en évidence l'influence de l'ajout de sable broyé. Les résultats sont présentés dans la figure suivante.

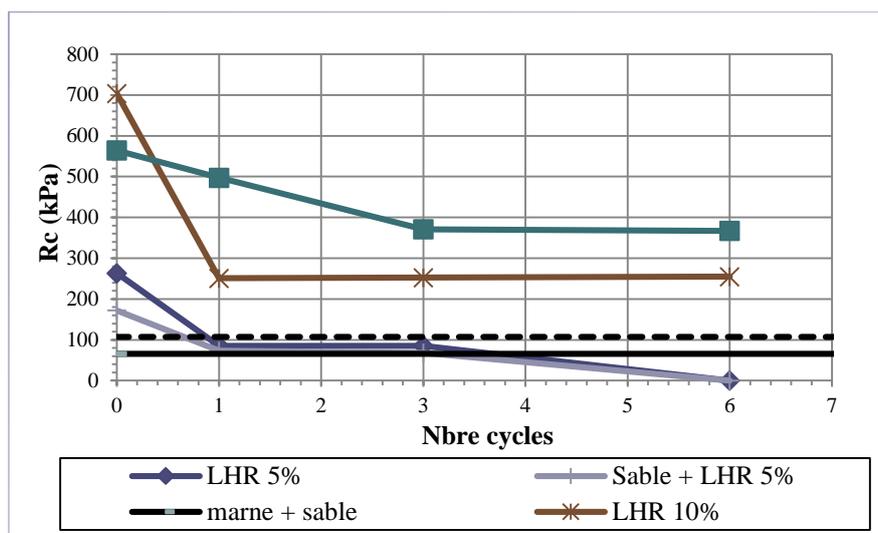


Figure 60: Comparaison des résistances entre les mélanges 1 & 3 (humidification-séchage)

Pour le dosage de 5%, les tendances des dégradations sont presque similaires. En revanche et pour le dosage de 10%, la tendance des dégradations est plus progressive pour le mélange 3 (avec sable) que le mélange 1 (sans sable).

D'autre part, les pourcentages de dégradation après le 6<sup>ème</sup> cycle pour les mélanges 1 & 3 à 10% de dosage sont respectivement 64% et 35 % (tableaux précédents). Cela montre que la substitution d'une partie de la marne par le sable réduit considérablement la sensibilité du matériau traité par le LHR (laitier + coquille) aux cycles hydriques d'humidification et de séchage.

### ✚ Comparaison entre les mélanges 2 & 4

Pour le dosage de 5%, les tendances des dégradations sont presque similaires. En revanche et pour le dosage de 10%, la tendance des dégradations est plus progressive pour le mélange de (Marne +Sable +ciment + chaux) c'est dire (avec sable) que le mélange 2 qui est composé de (Marne +Ciment + chaux) (sans sable).

D'autre part, les pourcentages de dégradation après le 6<sup>ème</sup> cycle pour les mélanges 2 & 4 à 5% de dosage sont respectivement 55% et 67% et de 44% et 47% pour le dosage à 10%. Cela montre que la substitution d'une partie de la marne par le sable apporte une petite amélioration à la résistance aux cycles hydriques pour le dosage de 10% alors que l'effet inverse est

enregistré pour le dosage de 5% (le matériau avec sable broyé est devenu plus sensible aux cycles hydriques).

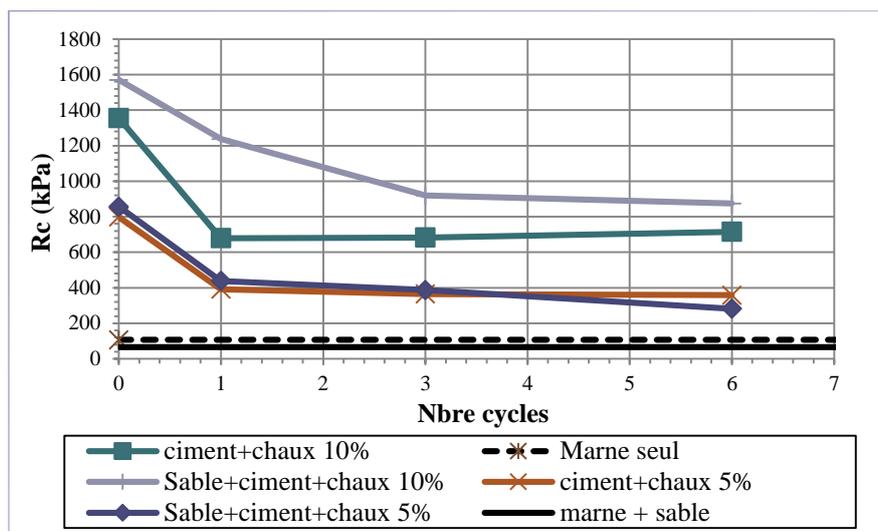


Figure 61 : Comparaison des résistances entre les mélanges 2 & 4 (humidification-séchage).

### 3. OBJECTIFS ET DEMARCHE D'ETUDE

Les marnes sont des matériaux très peu favorable à l'utilisation dans les remblais à l'état naturel à cause de leurs caractéristiques mécaniques médiocres et leur comportement complexe. Ces caractéristiques peuvent être amélioré après un traitement adapté et efficace. Dans ce contexte, notre démarche d'étude est basée sur des essais réalisés au laboratoire et une étude numérique de stabilité d'un remblai avec marne traitée effectuée sur le logiciel SLIDE.

Le but de l'expérimentation est d'étudier le comportement de la marne avec un nouveau produit équivalent au liant déjà utilisé dans les précédents Masters à savoir le laitier de haut fourneau broyé activé avec la poudre de dolomie. Cette dernière à remplacer la coquille d'œuf calcinée qui a été utilisée dans les travaux précédents. L'étude de l'efficacité du nouveau co-produit de traitement (laitier + dolomie) à réagir avec notre marne a permis d'évaluer l'amélioration des performances mécaniques. De plus, la comparaison des résultats obtenus dans notre étude expérimentale avec ceux obtenus en 2017 et 2018 vont permettent de juger l'efficacité de ce nouveau traitement par rapport aux autres traitements.

L'étude numérique a pour objectif d'étudier la stabilité d'un talus mis en œuvre en utilisant la marne traitée en faisant varier les différentes pentes des talus pour montrer l'avantage de traitement sur le comportement de la marne. Cette étude permis de déterminer les coefficients de sécurité de quatre configurations différentes.

Nous avons donc travaillé sur différents aspects :

**D'abord**, nous avons confectionné les éprouvettes qui ont été préparées pour deux dosages en liants (5% et 10%) et pour différents temps de cure (3,7, 28, et 56 jours). Trois proportions

différentes entre le laitier et la dolomie ont été adoptés afin de trouver la combinaison optimale entre les deux matériaux (90-10 ; 85-15 ; 80-20).

*Ensuite*, et à l'échéance de chaque temps de cure, nous avons effectué l'essai à la compression non confinée afin de déterminer la résistance en compression simple «  $R_c$  » pour chaque mélange.

*De plus*, nous avons fait une caractérisation de notre nouveau liant sur des éprouvettes de mortier normal (liant + sable + eau) pour les différentes proportions (90-10 ; 85-15 ; 80-20). Ce travail a permis de déterminer le niveau de résistances mécaniques nécessaires pour la classification de notre nouveau liant (liants à durcissement normal ou à durcissement rapide).

*Puis*, nous avons effectué des essais de gonflement à l'œdomètre et des essais de cisaillement à la boîte pour déterminer le potentiel de gonflement et les caractéristiques mécaniques de cisaillement de la marne traitée.

*Enfin*, nous avons fait une étude numérique de stabilité d'un remblai traité et non traité en utilisant le logiciel SLIDE.

## **4. CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX UTILISÉS**

### **4.1. Marne naturelle**

Nous avons utilisé la marne argileuse disponible au niveau de notre laboratoire. Cette marne a fait l'objet de plusieurs travaux dans les années précédentes. Pour rappel, cette marne a été prélevée dans la commune de NECHMAYA dans la Wilaya de Guelma sur le chantier de la réalisation de la pénétrante Guelma – Annaba. Les caractéristiques de ce matériau à l'état naturel sont présentées dans ce qui suit.



*Figure 62 : Photos de la marne argileuse*

La courbe granulométrique est présentée dans la figure ci-dessous.

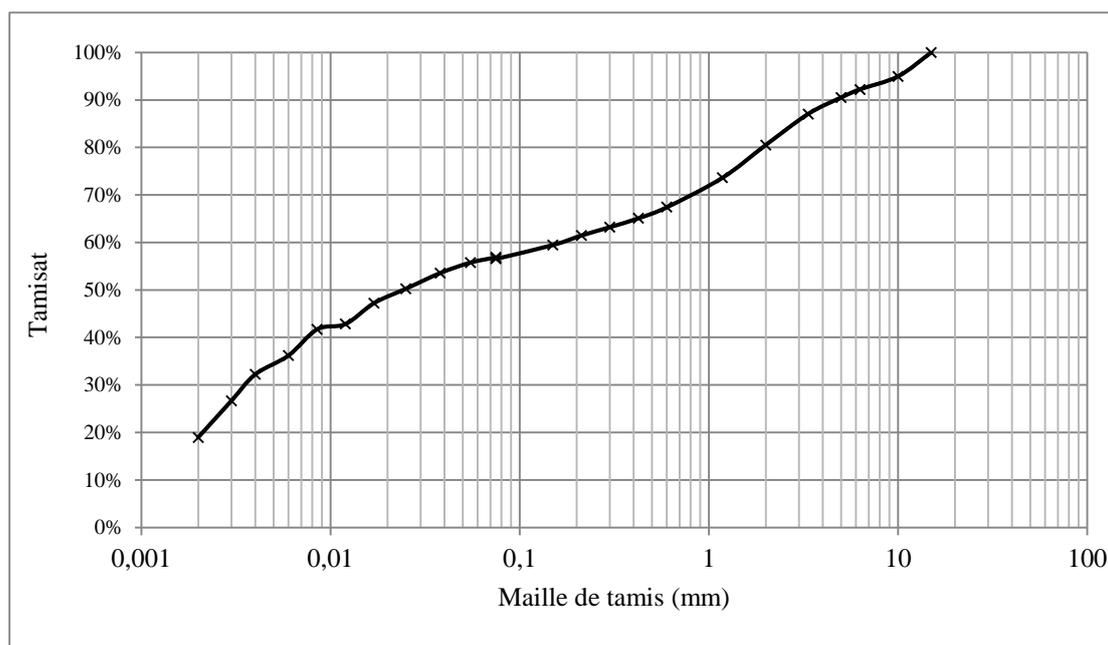


Figure 63 : Courbe granulométrique de la marne

Les caractéristiques de la marne sont synthétisées dans le tableau ci-dessous.

Paramètres	Valeurs
$D_{max}$	15
% Passant à 80 $\mu$ m	58
$W_L$	57%
$W_P$	28%
$I_p$	29%
VBS	1.33
$W_{OPN}$	15%
$\rho_{d\ max}$	1.833 t/m <sup>3</sup>
Classification GTR	A <sub>3</sub> (Marne argileuse)
Classification LCPC	AT (Argile très plastique)
Classification AASHTO	A7 (Limon argileux)

Tableau 22: Récapitulatif des caractéristiques physiques de la marne naturelle

## 4.2. Produits de traitement utilisés

### 4.2.1. Laitier de haut fourneau granulé

Nous avons utilisé le laitier granulé de haut fourneau du complexe Sidérurgie d'El-Hadjar (Annaba) qui est obtenu par refroidissement par un jet d'eau et chute dans un grand bassin. Il se présente sous forme de sable de couleur grise (figure ci-dessous).

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.

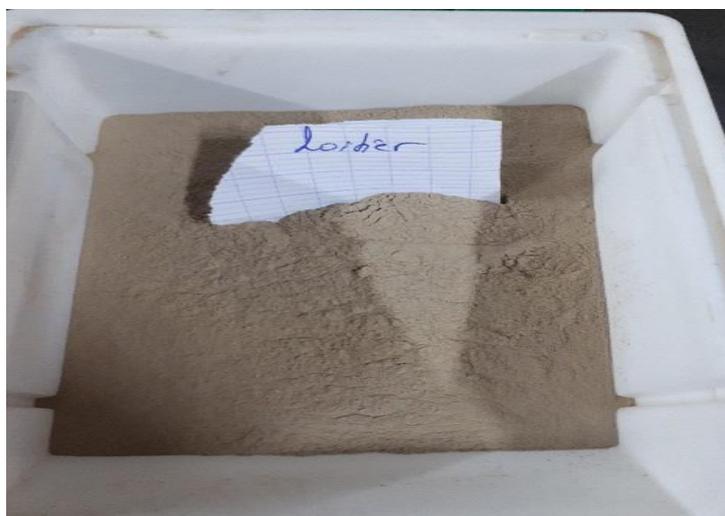


Figure 64 : Le laitier granulé broyé

#### 4.2.2. La poudre de dolomie

Nous avons utilisé la dolomie sous forme de poudre fine originaire de la carrière de l'entreprise Cevital – Minirals de la Wilaya de Bordj – Bou Arreridj. La courbe granulométrique est fournie ci-dessous.

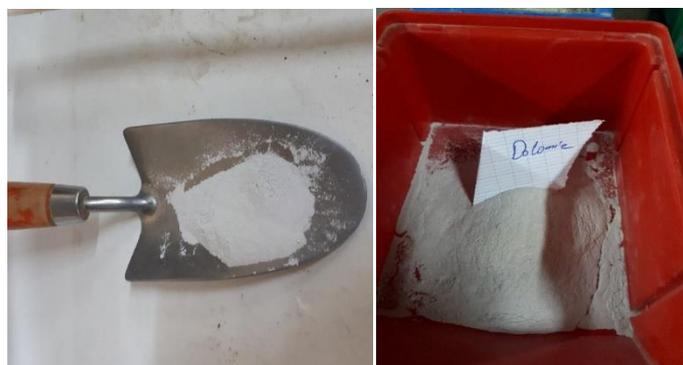


Figure 65: Poudre de dolomie

Nous avons fait une calcination de cette dolomie pour qu'elle devienne réactive. Cette opération a été réalisée sous une température de 900 °C durant deux heures.

Diamètre particules	<0.106mm	0.106-0.160mm	0.160-0.200mm	0.200-0.400mm	0.400-0.630mm	0.630-1.0mm	1.0-2.0mm	>2 mm
<b>Poudre de dolomie</b>	82.48%	14.05%	2.25%	0.71%	0%	0%	0%	0%

Tableau 23 : caractéristiques granulométriques de la poudre de dolomie

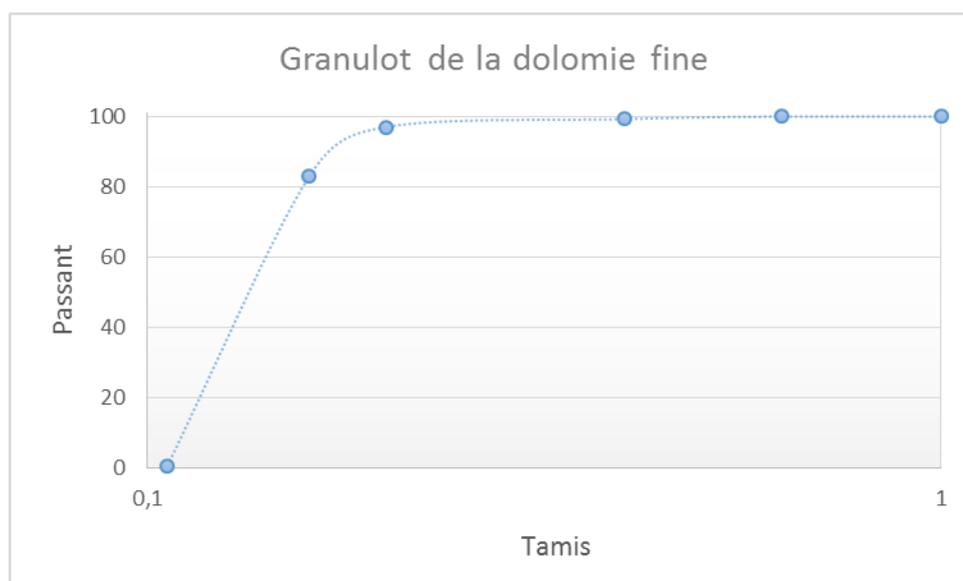


Figure 66 : la courbe granulométrique de la dolomie fine

## 5. ESSAIS REALISES ET RESULTATS

### 5.1. La résistance à la compression non confinée

#### 5.1.1. Protocole expérimental

Les éprouvettes soumises aux essais compression sont de forme cylindrique. Elles ont été confectionnées dans un moule en PVC spécialement conçu pour nos essais. Le moule a les dimensions suivantes :  $H=15,6\text{ cm}$  et  $\varnothing=7,9\text{ cm}$  (figure suivante). Au total, 50 éprouvettes ont été confectionnées pour des différents dosages et différents temps de cure.



Figure 67 : Photos du moule et de quelques éprouvettes confectionnées

Nous avons testé trois proportions différentes entre la quantité de laitier de haut fourneau (LHF) et de dolomie afin de déterminer le pourcentage optimal entre les deux matériaux (laitier comme produit latent dolomie comme activant dans les mélanges sols liant).

Les quantités de chaque composante du mélange sont synthétisées dans les tableaux suivants :

Proportions	Poids (g)					
	Mélange 1 (90 - 10)		Mélange 2 (85 - 15)		Mélange 3 (80 - 20)	
Dosages	5%	10%	5%	10%	5%	10%
Marne	629.78	596.64	629.78	596.64	629.78	596.64
LHF	29.83	59.66	28.17	56.35	26.52	53.03
Dolomie	3.31	6.63	4.97	9.94	6.63	13.26
Eau	119.33					

Tableau 24 : Quantités de chaque composante des mélanges sol - liant

Les quantités respectives des différents matériaux (marne argileuse et produits de traitement) ont été préparées à une teneur en eau du *côté humide* de la courbe de compactage Proctor Normal (18%) et à la *densité sèche*  $\rho_d = 1790 \text{ kg/m}^3$ .

Le sol a été mis en premier lieu à l'étuve pour séchage pendant une période de 24 heures. Puis, la marne a été mélangée à sec avec les produits de traitement. Après avoir mélangé le tout à sec, nous avons rajouté une quantité d'eau et malaxer jusqu'à l'obtention d'un mélange parfaitement homogène.

Une fois les mélanges préparés, les éprouvettes sont compactés selon le mode de compactage statique à l'aide de la presse UNIFRAME (figure ci-après). La quantité du mélange, déterminée au préalable pour atteindre la densité voulue, est introduite en *deux fois* dans le moule de compactage. Cette méthode de *compactage statique* permet la confection d'éprouvettes de densité et de teneur en eau avec précision, afin de favoriser une bonne répétabilité des essais.

Après le démoulage, les éprouvettes ont été immédiatement sellées à l'aide d'un papier film afin de prévenir l'évaporation de l'eau contenu dans les mélanges. Par la suite, les éprouvettes ont été mises dans la chambre thermique réglée à 20°C (figure ci-dessous).



Figure 68 : Photos la machine de compactage UNIFRAME et de la chambre climatique

A l'échéant des temps de cure (3, 7, 28, 56 jours), les essais de compression simple ont été réalisés selon la norme NF P94-077. L'éprouvette du sol est placée sur le plateau d'une presse à chargement axial. Après la mise en contact des deux plateaux de la presse avec l'éprouvette, le chargement axial est appliqué avec une vitesse de déplacement constante de 1,00 mm/min (figure ci-dessous). La force maximale  $F_{\max}$  de rupture est affichée par la machine. La résistance à la compression simple  $R_c$  est la contrainte à la rupture résultant du rapport entre la force de rupture  $F_{\max}$  et la section transversale de l'éprouvette  $A$  :

$$R_c = F_{\max}/A$$



Figure 69: Photo de l'essai de résistance à la compression simple

### 5.1.2. Résultats de la résistance à la compression

Les résultats des essais de résistances à la compression simple  $R_c$  effectués pour différentes proportions des produits de traitement (laitier – dolomie) de la marne sont présentés et discutés. Nous avons regroupé ces résultats en trois 3 parties pour étudier :

- L'effet des proportions laitier + dolomie sur la résistance  $R_c$  pour les deux dosages.
- L'effet de dosage sur les résistances mécaniques.
- L'effet de temps de cure sur la résistance  $R_c$  (à 3, 7, 28 et 56 jours).

Par la suite, les résultats de ce travail de Master se sont comparés avec ceux obtenus lors des études précédentes réalisées sur le traitement de la marne par le mélange laitier – coquille d'œuf calcinée.

#### 5.1.2.1. Effet des proportions laitier - dolomie sur la résistance $R_c$

##### ✚ Résistances à 3 jours

Les résultats des écrasements des éprouvettes à 3 jours de temps de cure et pour différentes proportions de laitier et dolomie sont présentés dans le tableau et la figure suivants.

Dosage	Rc à 3j (kPa)		
	Laitier + dolomie (%)		
	90-10	85-15	80-20
0	75.02		
5%	77.81	111.52	105.72
10%	62.04	93.27	98.53

Tableau 25: Résistance à la compression Rc à 3 jours

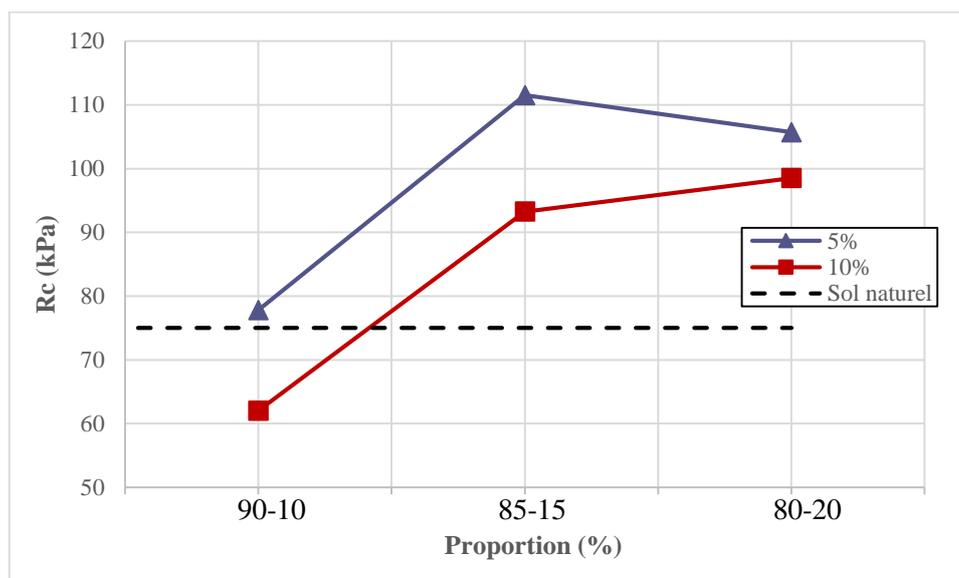


Figure 70: Résistances Rc pour les différents traitements à 3 jours

On remarque que la résistance Rc augmente puis elle diminue pour le dosage de 5% et la valeur optimale de 112 kPa est celle obtenue pour la proportion (85-15). En revanche et pour le dosage de 10% la résistance suit une tendance croissante pour l'ensemble des proportions et donc la valeur optimale et certainement supérieure ou égale à celle obtenue pour la proportion (80-20).

#### ✚ Résistance après 7 jours

Les résultats des écrasements des éprouvettes à 7 jours de temps de cure et pour différentes proportions de laitier et de dolomie sont présentés dans le tableau et la figure suivants.

Dosage	Rc à 7j (kPa)		
	Laitier + dolomie (%)		
	90-10	85-15	80-20
0	75.02		
5%	134.06	117.21	132.23
10%	123.43	133.84	124.83

Tableau 26: Résistance à la compression Rc à 7 jours.

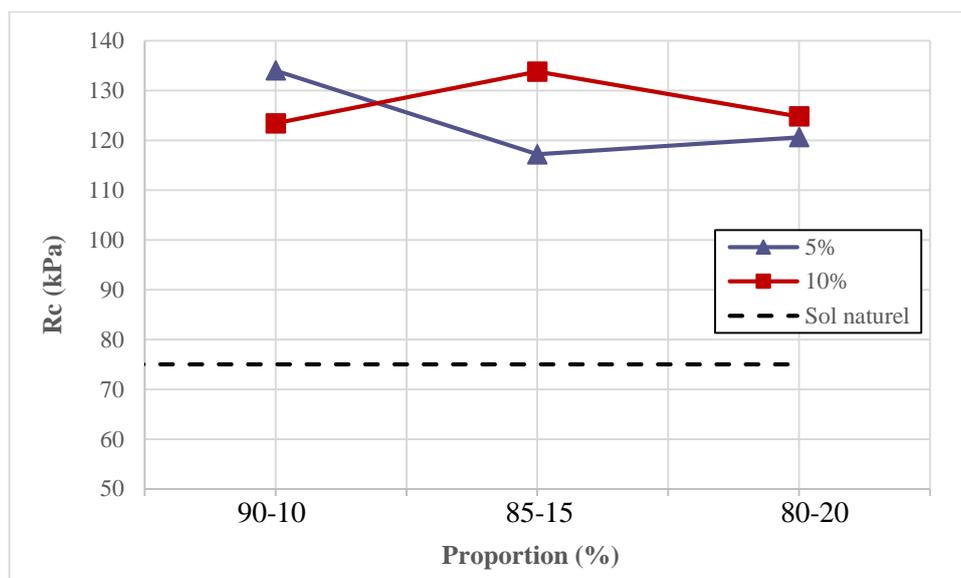


Figure 71: Résistances Rc pour les différentes proportions à 7 jours

On remarque pour le dosage de 10% que la résistance Rc augmente progressivement jusqu'à une valeur maximale 134 kPa pour la proportion 85-15 puis elle diminue jusqu'à une valeur de 125 kPa. Par contre dans le dosage 5% la résistance Rc diminue à partir d'une valeur optimale 134 kPa dans la proportion (90-10) puis elle prend une petite augmentation à (80-20).

#### ✚ Résistances à 28 jours

Les résultats des écrasements des éprouvettes à 28 jours de temps de cure et pour différentes proportions de laitier et dolomie sont présentés dans le tableau et la figure suivants.

Dosage	Rc à 28 j (kPa)		
	Laitier - dolomie (%)		
	90-10	85-15	80-20
0	75.02		
5%	191.48	191.59	193.95
10%	138.03	167.33	155.74

Tableau 27: Résistance à la compression Rc à 28jours

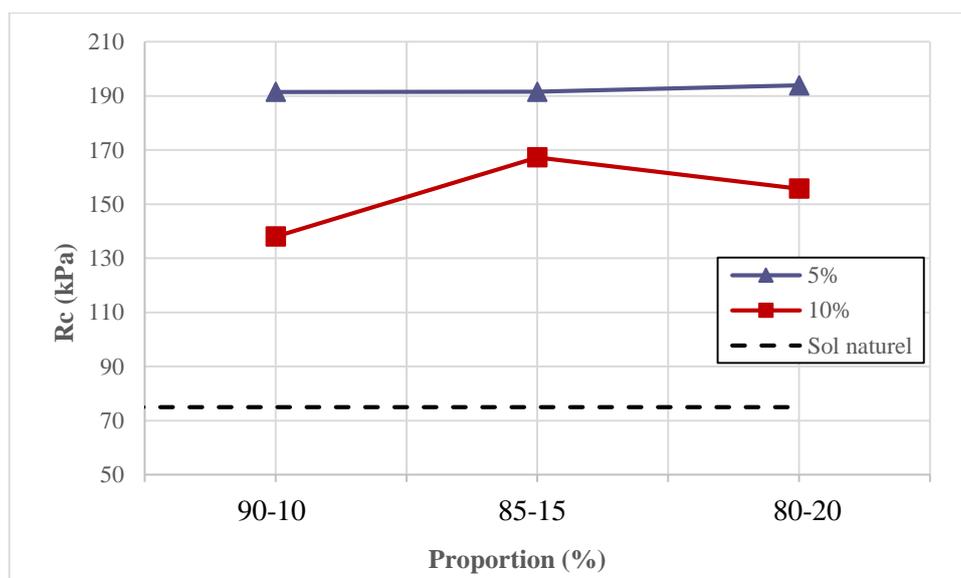


Figure 72 : Résistances  $R_c$  pour les différentes proportions à 28 jours.

On remarque que pour le dosage 5% la résistance  $R_c$  est quasi stable pour les trois proportions et donc l'effet de la quantité de dolomie est quasi négligeable sur le traitement à 28 jours de temps de cure. En revanche, ce constat n'est pas valable pour le dosage de 10% où on voit une augmentation de la résistance jusqu'à une valeur maximale 167 kPa puis elle diminue pour la proportion 80-20.

#### ✚ Résistances à 56 jours

Les résultats des écrasements des éprouvettes à 56 jours de temps de cure et pour différentes proportions de laitier et dolomie sont présentés dans le tableau et la figure suivants.

Dosage	Rc à 56 j (kPa)		
	Laitier - dolomie (%)		
	90-10	85-15	80-20
0	75.02		
5%	234	262	212
10%	302	257	321

Tableau 28 : Résistance à la compression  $R_c$  à 56 jours

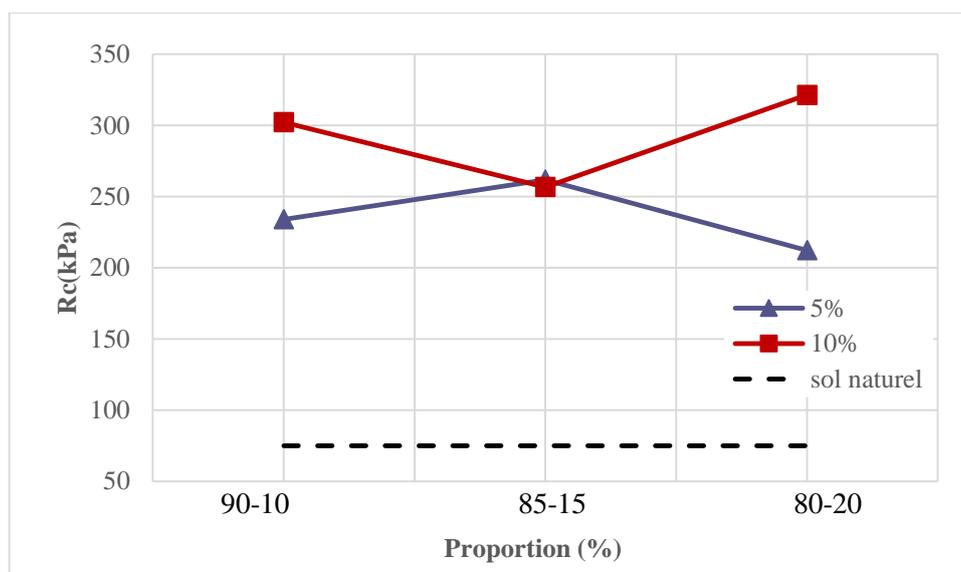


Figure 73 : Résistance à la compression Rc pour différents proportions à 56 jours

On remarque que la résistance Rc augmente puis elle diminue pour le dosage de 5% et la valeur optimale de 262 kPa est celle obtenue pour la proportion (85-15). Par contre, pour le dosage de 10% la résistance diminue à une valeur 257 kPa puis une croissante jusqu'à une valeur optimale égale 321 kPa pour la proportion (80-20).

#### ✚ Synthèse

D'après les résultats des courbes présentées, nous avons synthétisées les valeurs optimales de la résistance à la compression dans le tableau suivant. Nous remarquons que la proportion (85-15) est la proportion dominante par rapport aux autres (90-10 et 80-20).

		Résistance Optimale (kPa)							
Dosage (%)	3 jours		7 jours		28 jours		56 jours		
	proportion	Rc	proportion	Rc	Proportion	Rc	Proportion	Rc	
5	85-15	112	90-10	134	Les trois	194	85-15	262	
10	80-20	99	85-15	134	85-15	167	80-20	321	

Tableau 29 : la résistance optimale et les proportions correspondantes aux différents dosages

5.1.2.2. Effet de dosage sur la résistance  $R_c$

Les résultats des résistances à la compression simple «  $R_c$  » en fonction du dosage du co-produit LHF + Dolomie sont présentés dans les figures ci-dessous.

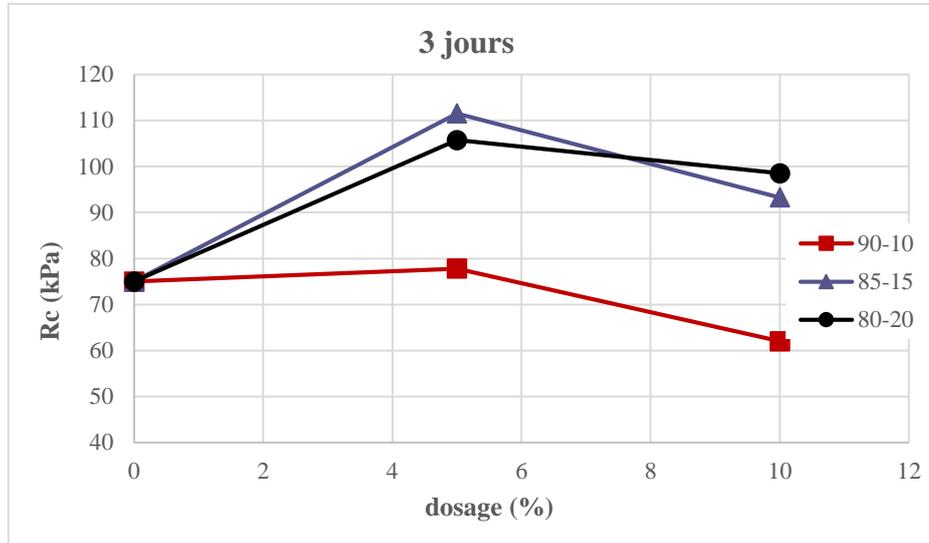


Figure 74 : la résistance  $R_c$  en fonction de dosage à 3 jours

Pour les deux proportions 85-15 et 80-20, on remarque qu'il y a une augmentation de la résistance à 5% puis une diminution à 10% dans les 3 jours et la résistance la plus grande est égale à 112 kPa obtenue pour la proportion (85-15). En revanche, on remarque qu'il y a une petite croissance de la résistance à 5% de dosage par rapport à l'état naturel pour la proportion (90-10), puis une diminution pour le dosage de 10 %.

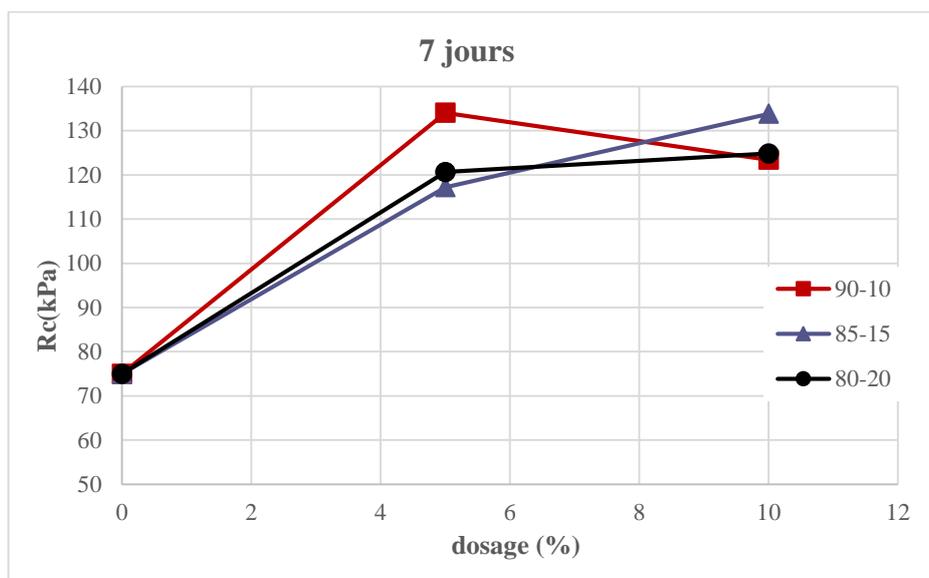


Figure 75 : la résistance  $R_c$  en fonction de dosage à 7 jours

A 7 jours, on remarque qu'il y a une augmentation de la résistance à la compression en fonction de l'augmentation du dosage en liant pour les mélanges 85-15 et 80-20. En revanche, le mélange 90-10 présente une augmentation de Rc à 5% puis une diminution à 10% de dosage.

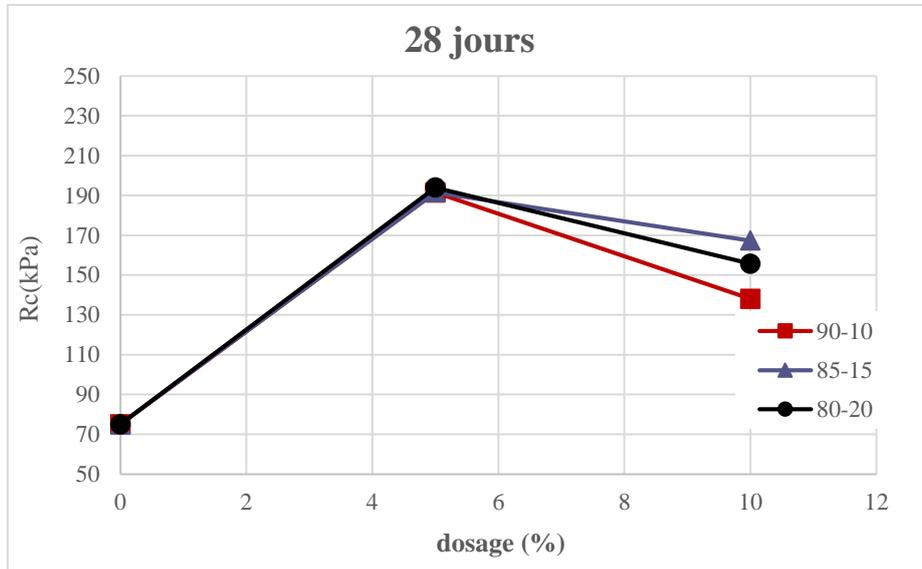


Figure 76 : la résistance Rc en fonction de dosage à 28 jours

A 28 jours, on observe le même comportement que celui obtenu à 3 jours c-à-dire la résistance mécanique augmente puis et diminue en fonction de l'augmentation du dosage et cela pour les trois mélanges (90-10 ; 85-15 et 80-20). L'augmentation de la résistance à compression simple est due à la réaction pouzzolanique du laitier qui a été activé avec la dolomie. La diminution de la résistance est peut-être due surdosage de la marne par le liant ce qui a créé un effet inverse sur la résistance mécanique. En remarque également que les valeurs maximales obtenues pour les trois mélanges sont similaires (autour de 190 kPa).

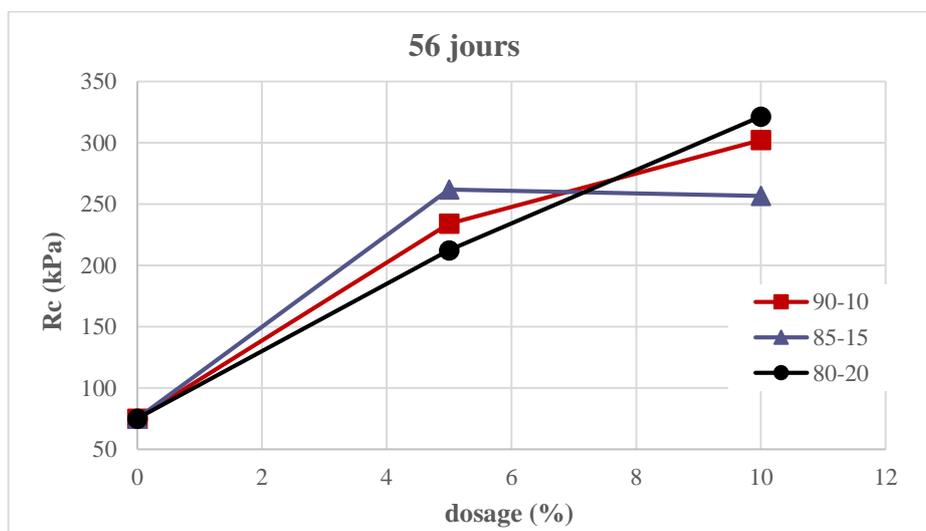


Figure 77 : la résistance Rc en fonction de dosage à 56 jours

A 56 jours, on remarque qu'il y a une augmentation de la résistance à la compression en fonction de l'augmentation du dosage en liant pour les mélanges 90-10 et 80-20. En revanche, le mélange 85-15 présente une augmentation de  $R_c$  à 5% puis une stabilisation entre 5 et 10% de dosage. L'augmentation de la résistance à compression simple est due à la réaction pouzzolanique et hydraulique du laitier qui a été activé avec la dolomie. La stabilisation de  $R_c$  avec ajout de liant à 10% montre que le dosage de 5% est l'optimal.

Nous avons quantifié l'effet de dosage sur les résistances mécaniques sous forme d'écart entre les différentes résistances mesurées. Ces écarts se sont calculés entre 5 et 10% de dosage. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Jours	Laitier – dolomie (%)		
	90-10	85-15	80-20
3	-20	-16	-7
7	-8	14	3
28	-28	-13	-20
56	29	-2	51
<b>Moyenne</b>	<b>-27</b>	<b>-17</b>	<b>27</b>

Tableau 30 : Ecart entre les résistances de 5% et 10% de dosage

A partir du tableau, on remarque qu'il y a une dispersion dans les écarts pour les trois proportions, nous remarquons qu'il y a un écart moyen négatif (diminution) de 27% et 17% pour les proportions (90-10) et (85-15) respectivement et un écart moyen positif de 27% pour la proportion (80-20).

### 5.1.2.3 Effet du temps de cure sur la résistance $R_c$

Les courbes ci-dessous représentent l'évolution de la résistance  $R_c$  en fonction du temps de cure pour les dosages de (5 et 10%).

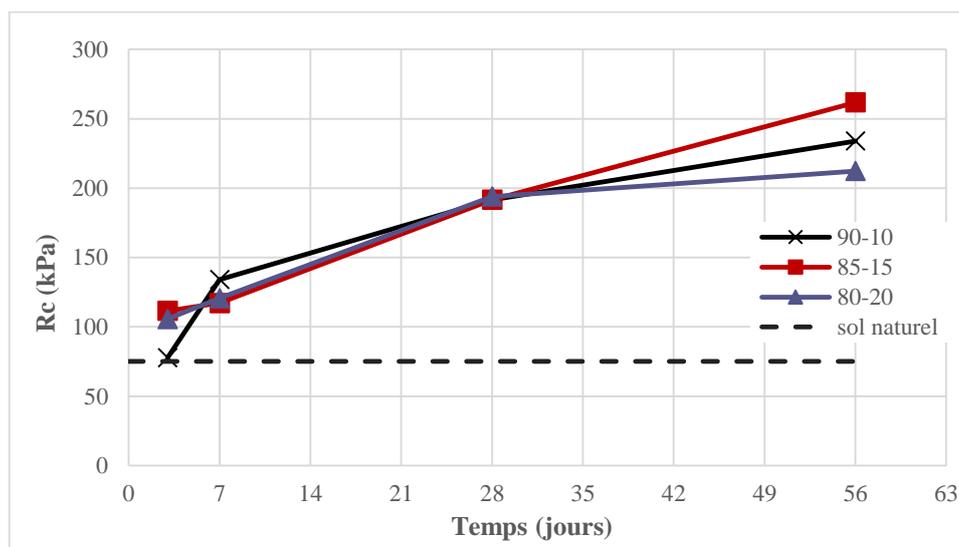


Figure 78: la résistance  $R_c$  en fonction du temps de cure pour 5% de dosage

Pour le dosage de 5% en liant, on remarque une augmentation de la résistance à la compression en fonction du temps cure pour les trois mélanges (90-10 ; 85-15 ; 80-20). La résistance  $R_c$  augmente entre 3 et 28 jours pour atteindre un point commun entre les trois mélanges à 200 kPa de résistance mécanique. L'augmentation est moins importante entre 28 et 56 jours. La valeur la maximale a été obtenue pour le mélange 85-15 à 56 jours où elle a atteint 262 kPa.

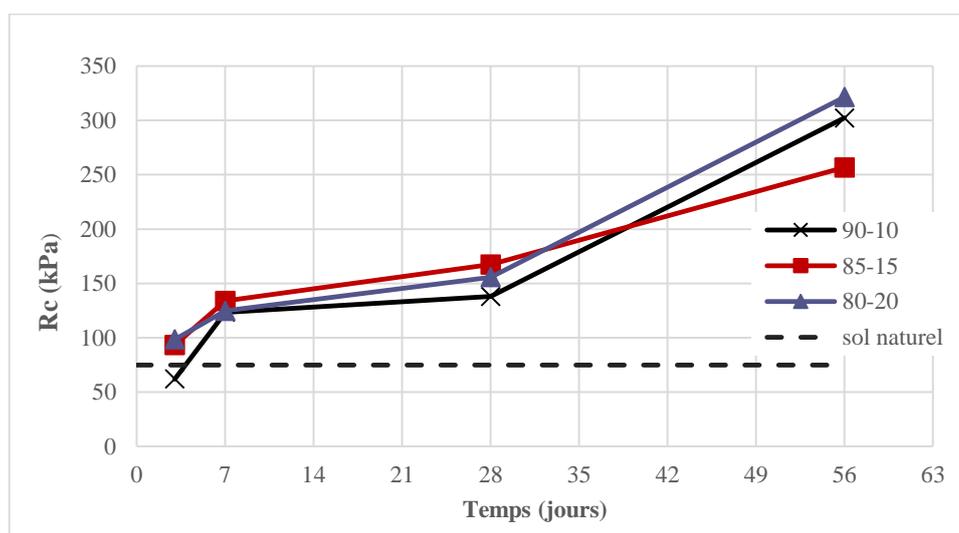


Figure 79: la résistance  $R_c$  en fonction du temps de cure pour 10% de dosage

Pour le dosage de 10% en liant, on remarque une augmentation de la résistance à la compression en fonction du temps cure pour les trois mélanges (90-10 ; 85-15 ; 80-20). La résistance  $R_c$  augmente rapidement entre 3 et 7 jours puis cette augmentation est moins marquée entre 7 et 28 jours. Par la suite, les résistances augmentent significativement entre 28 et 56 jours pour atteindre une valeur maximale de 321 kPa obtenue pour le mélange 80-20. Les résultats montrent également l'effet positif de l'augmentation du dosage (10%) sur la résistance  $R_c$  en fonction de temps de cure.

Pour mieux évaluer l'effet de temps de cure sur les résistances mécaniques, nous avons calculé les écarts de résistances entre (3- 7) et (3-28) et (3-56) jours pour les trois mélanges. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant.

Dosages	Ecart (%)					
	5%			10%		
Temps	3-7	3-28	3-56	3-7	3-28	3-56
90-10	72	146	201	99	122	203
85-15	5	72	135	43	79	99
80-20	14	83	101	27	58	104

Tableau 31 : les écarts en résistance pour différents temps de cure

A partir du tableau, on remarque qu'il y a un écart significatif et croissant en résistance mécanique entre les trois périodes pour la proportion (90-10). Cela est valable pour les deux dosages (5% et 10%) et l'écart maximal a atteint 200% entre 3 et 56 j de temps de cure.

De même pour les mélanges (85-15) et (80-20), on remarque qu'il y a un écart significatif et croissant en résistance mécanique entre les trois périodes et pour les deux dosages (5% et 10%). L'écart maximal a atteint respectivement les 135% et 104% pour les mélanges (85-15) et (80-20).

Ces résultats montrent l'effet à long terme de la réaction pouzzolanique qui se développe dans la marne traitée avec le LHF+dolomie sur les résistances mécaniques (portance du sol).

### 5.1.3. Comparaison entre l'activation par dolomie et par coquille d'œuf

Dans les deux figures ci-dessous, nous avons fait deux comparaisons avec les travaux réalisés précédemment sur le traitement de notre marne par le laitier activé par la coquille d'œuf calciné [30]. Ces travaux rentrent dans le cadre d'une thèse de doctorat réalisé au niveau de notre laboratoire de recherche et ils ont fait l'objet d'une publication scientifique dans la revue Transportation Geotechnics [30].

Les figures ci-dessous présentent une comparaison des Rc pour de dosage de 5% et 10%. On remarque qu'il y a un grand écart entre les résistances obtenues par un traitement de la marne par le LHF+dolomie et ceux obtenues pour le traitement par LHF+coquille et cela pour les deux dosages (5% et 10%). Les résistances de la coquille présentent des valeurs plus élevées par rapport à la dolomie. Cela montre que l'activation du laitier de haut fourneau par la dolomie est moins performante que son activation par la coquille d'œuf. L'effet combiné des deux produits (dolomie et coquille) est intéressant d'étudier afin de mieux comprendre le comportement de la marne par cette nouvelle composition.

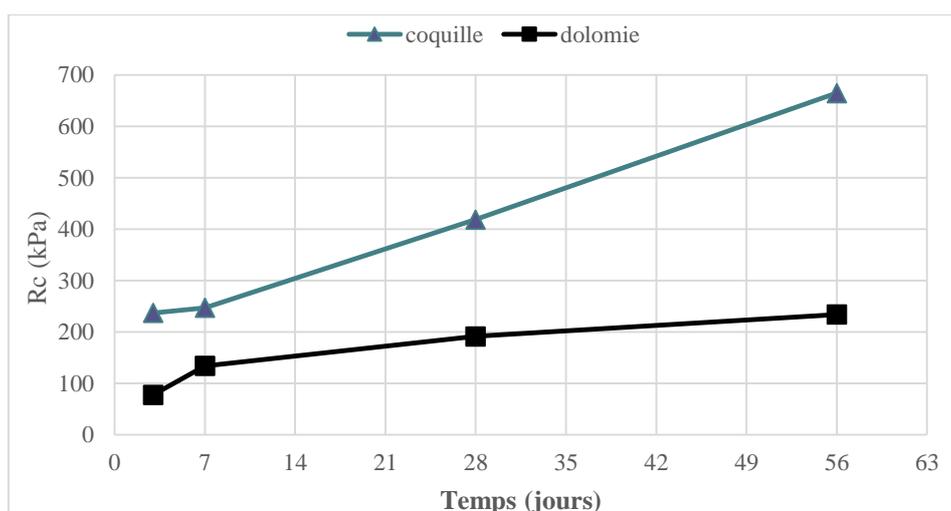


Figure 80 : Comparaison dolomie - coquille des Rc en fonction du temps (dosage 5%)

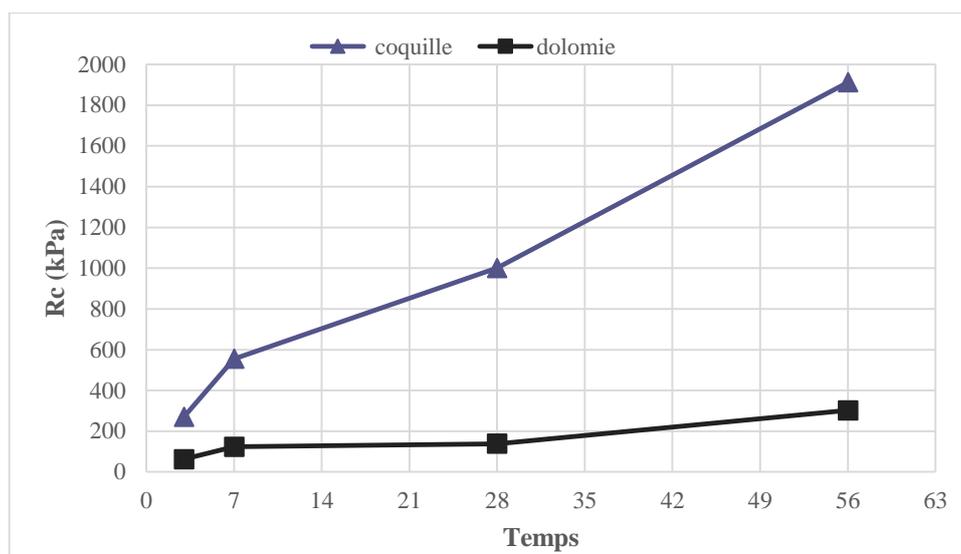


Figure 81 : Comparaison dolomie - coquille des Rc en fonction du temps (dosage 10%)

## 5.2. Caractérisation du liant sur mortier normal

Les nouveaux liants hydrauliques routiers se caractérisent par un certain nombre de critères mesurés de façon conventionnelle sur éprouvettes de mortier normal (mélange normalisé de liant + sable + d'eau). Ces critères caractérisent de façon conventionnelle la résistance du liant hydraulique routier définie par sa valeur nominale. Cette valeur est la limite inférieure des résistances en compression :

- à 28 jours pour les liants hydrauliques routiers à durcissement rapide.
- à 56 jours pour les liants hydrauliques routiers à durcissement normal.

### 5.2.1. Protocole expérimental

#### 5.2.1.1. Principe de l'essai

L'essai a été effectué selon le mode opératoire de la norme NF EN 196-1. La méthode consiste à déterminer la résistance à la compression et, facultativement, la résistance à la flexion d'éprouvettes de forme prismatique et de dimensions 40 mm x 40 mm x 160mm.

Ces éprouvettes sont moulées à partir d'une gâchée de mortier plastique contenant une partie en masse de liant, trois parties en masse de sable normalisé CEN et une demi-partie d'eau (rapport eau/liant de 0,50). Des sables normalisés CEN provenant de différentes sources et pays peuvent être utilisés.

Les éprouvettes sont conservées dans leur moule en atmosphère humide pendant 24 h et, après démoulage, elles sont conservées sous l'eau jusqu'au moment des essais de résistance.

À l'âge requis, les éprouvettes sont retirées de leur milieu de conservation humide, elles sont cassées en flexion, avec détermination de la résistance en flexion lorsqu'elle est exigée ou simplement cassée par d'autres moyens convenables qui ne soumettent pas les demi-prismes à

des contraintes préjudiciables, puis chaque demi-prisme est soumis à l'essai de résistance à la compression.

### 5.2.1.2. Constituants du mortier

#### ✚ **Sable**

Le sable de référence CEN, dont un stock limité est conservé comme matériau de référence, est un sable naturel siliceux, à grains arrondis, d'une teneur en silice au moins égale à 98 %.

Sa composition granulométrique se situe dans les limites indiquées au tableau suivant :

Dimensions des mailles carrées (mm)	2.00	1.60	1.00	0.50	0.16	0.08
Refus cumulés sur les tamis (%)	0	7 ± 5	33 ± 5	67 ± 5	87 ± 5	99 ± 1

Tableau 32 : Composition granulométrique du sable de référence CEN

Dans notre cas, nous avons utilisé un sable siliceux de granulométrie équivalente originaire de la région de Oum Ali de la wilaya de Tebessa.

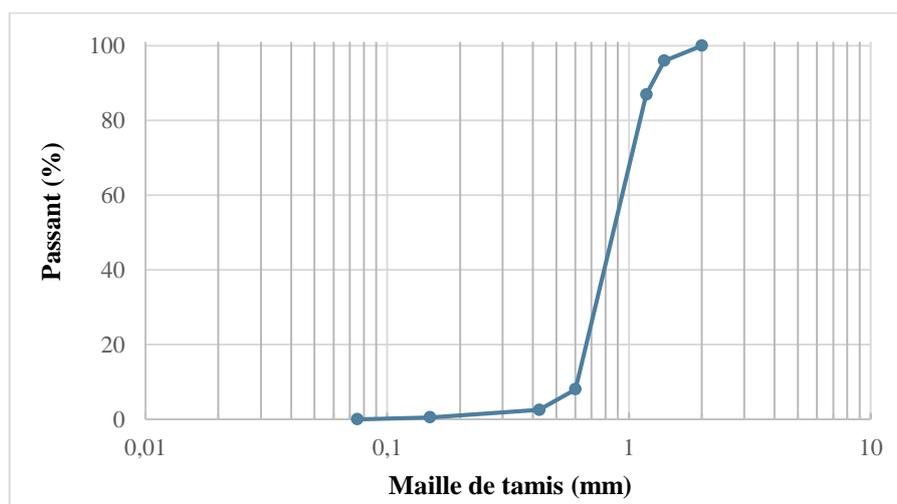


Figure 82 : Granulométrie du sable de Oum Ali utilisé dans le mortier

#### ✚ **Laitier + dolomie à différent pourcentage**

Le laitier doit être broyé et la poudre de dolomie doit être calcinée. Les deux matériaux doivent être mélangés soigneusement à sec avant utilisation.

#### ✚ **Eau**

Le rapport E/C est égal à 0,5. On a utilisé de l'eau déminéralisé. En cas d'indisponibilité de l'eau distillé ou ionisée, on peut utiliser de l'eau potable.



Figure 83 : Photo des constituants de notre mortier

### 5.2.1.3. Malaxage du mortier

Chaque gâchée pour trois éprouvettes doit être constituée des proportions en masse suivantes :

- Une partie de liant (laitier + dolomie) de  $450 \pm 2$  g
- Trois parties de sable normalisé  $1\ 350 \pm 5$  g
- Une demi partie d'eau  $225 \pm 1$  g.

Peser le liant et l'eau au moyen de la balance. Malaxer chaque gâchée de mortier mécaniquement au moyen du malaxeur. Le chronométrage des différentes étapes du malaxage s'inscrit entre les moments de la mise en marche et de l'arrêt du malaxeur et il doit être respecté à  $\pm 2$  s.

Le mode opératoire de malaxage doit être le suivant :

**a)** introduire l'eau et le liant dans le bol, en prenant soin d'éviter toute perte d'eau ou de ciment ; L'opération doit être achevée dans les 10 secondes.

**b)** dès que l'eau et le ciment entre en contact, mettre immédiatement le malaxeur en marche à petite vitesse, tout en lançant le chronométrage des étapes du malaxage. De plus, enregistrer le temps de démarrage à la minute près, comme étant le 'temps zéro'. Après 30 s de malaxage, introduire régulièrement tout le sable pendant les 30 s suivantes. Passer le malaxeur sur grande vitesse et continuer le malaxage pendant 30 s supplémentaires. Le 'temps zéro' est le point de départ pour calculer les temps de démoulage des éprouvettes et pour déterminer la résistance.

**c)** arrêter le malaxeur pendant 90 s. Pendant les premières 30 s, enlever au moyen d'une raclette en caoutchouc ou en plastique tout le mortier adhérent aux parois et au fond du bol et le placer au milieu du bol.

**d)** reprendre le malaxage à grande vitesse pendant 60 s.

Normalement, ces opérations de malaxage sont effectuées automatiquement. On peut effectuer ces opérations et le chronométrage manuellement.

### 5.2.1.3. Moulage des éprouvettes

Mouler les éprouvettes immédiatement après la préparation du mortier. Le moule et la hausse étant solidement fixés sur la table à chocs, introduire, à l'aide d'une cuiller appropriée, en une ou plusieurs fois, la première des deux couches de mortier (chacune d'environ 300 g) dans chacun des compartiments du moule, directement à partir du bol de malaxage.

Étaler la couche uniformément à l'aide de la grande spatule, tenu presque verticalement, avec ses épaulements en contact avec la partie supérieure de la hausse, et mue en avant et en arrière, une fois, sur toute la longueur de chaque compartiment du moule. Ensuite, serrer la première couche de mortier par 60 chocs de l'appareil à chocs. Introduire la seconde couche de mortier, en veillant à assurer un surplus, niveler à l'aide de la petite spatule et serrer à nouveau par 60 chocs.

Retirer doucement le moule de la table à chocs et ôter la hausse. Enlever immédiatement l'excès de mortier à l'aide de la règle métallique, en la tenant presque verticalement mais inclinée dans le sens de l'arasement. Déplacer la règle lentement, en le tirant dans un mouvement de scie transversal, une fois dans chaque sens. Refaire l'opération d'arasement en tenant la règle selon un angle plus aigu pour lisser la surface.

Enlever le résidu de mortier laissé sur le périmètre du moule par suite de l'arasement.

Étiqueter ou marquer les moules pour permettre leur identification.



Figure 84: Photo de moulage de notre mortier

### 5.2.1.4. Démoulage des éprouvettes

Effectuer le démoulage en prenant soin de ne pas détériorer les éprouvettes. Des marteaux en caoutchouc ou en plastique, ou d'autres instruments conçus dans ce but, peuvent être utilisés pour le démoulage. Pour les essais à 24 h, effectuer le démoulage pas plus de 20 min avant l'essai. Pour les essais à plus de 24 h, effectuer le démoulage entre 20 h et 24 h après le moulage.

Le démoulage peut être retardé de 24 h si le mortier n'a pas acquis une résistance suffisante, après 24 h, pour être manipulé sans risque de détérioration. Il convient de consigner tout retard de démoulage dans le rapport d'essai.

Après démoulage, couvrir d'un linge humide les éprouvettes choisies pour l'essai à 24 h (ou à 48 h quand un démoulage retardé est nécessaire) et les conserver ainsi jusqu'au moment des essais. Marquer convenablement les éprouvettes choisies pour une maturation dans l'eau, dans un but d'identification ultérieure, par exemple, avec une encre ou un crayon résistant à l'eau.

Comme moyen de vérification des opérations de malaxage et de serrage et de la teneur en air du mortier, il est recommandé de peser les éprouvettes produites par chaque moule.



Figure 85: Photos de démoulage des éprouvettes de notre mortier

#### 5.2.1.5. Résistance à la compression

Effectuer l'essai sur les deux moitiés du prisme rompu ou par d'autres moyens qui ne soumettent pas les demi-prismes à des contraintes néfastes. Essayer chaque demi-prisme en appliquant la charge sur les faces latérales, au moyen de l'équipement.

Centrer les demi-prismes latéralement par rapport aux plateaux de la machine, à  $\pm 0,5$  mm, et longitudinalement de façon que l'extrémité du prisme dépasse de 10 mm environ, par rapport aux plateaux ou aux plaques auxiliaires.

Augmenter la charge régulièrement à la vitesse de  $(2\ 400 \pm 200)$  N/s pendant toute la durée d'application de la charge, jusqu'à la rupture.

Lorsque l'accroissement de la charge est réglé manuellement, il convient de procéder avec soin au réglage de la baisse de la vitesse de mise en charge à l'approche de la charge de rupture, car ceci peut influencer de manière significative sur les résultats.

Calculer la résistance à la compression,  $R_c$ , en MPa, par la formule suivante :  **$R_c = F_c / 1600$**

$F_c$  est la charge maximale à la rupture, en newtons ; 1600 est l'aire des plateaux ou des plaques auxiliaires (40 mm x 40 mm), en millimètres carrés.



Figure 86: Photos de l'essai de compression pendant et après la rupture

### 5.2.2. Résultats sur mortier normal

Les résultats obtenus pour notre liant **LHF-dolomie** pour différentes proportions à 28 jours sont présentés dans le tableau ci-dessus.

Proportion (%)	La résistance à la compression Rc à 28 jours (MPa)						Valeur moyenne
90-10	0.870	0.770	0.980	0.830	0.840	0.560	<b>0.808</b>
85-15	0.610	0.540	0.680	0.770	0.640	0.500	<b>0.623</b>
80-20	0.590	0.660	0.770	1.040	0.600	0.780	<b>0.740</b>

Tableau 33 : Valeurs de résistance à la compression sur mortier normal (28 j)

A 28 jours et d'après le tableau, on remarque que la résistance la plus grande a été obtenue pour la proportion (90-10) qui est égale 0,808 MPa, suivi ensuite par la proportion (80-20), puis en dernier la résistance de la proportion (85-15). L'ensemble des valeurs sont inférieures à la valeur minimale requise pour la classification E2 des liants hydraulique routier à durcissement rapide qui est égale à 12,5 MPa (voir tableau page 35).

Proportion (%)	La résistance à la compression Rc à 56 jours (MPa)						Valeur moyenne
90-10	0.90	0.88	0.96	1.00	0.86	1.04	<b>0.94</b>
85-15	0.80	0.66	0.75	0.76	0.63	0.56	<b>0.69</b>
80-20	1.53	0.96	0.99	1.18	0.79	0.93	<b>1.06</b>

Tableau 34 : Valeurs de résistance à la compression sur mortier normal (56 j)

A 56 jours et d'après le tableau précédent, les résultats sont différents par rapport à 28 jours. Cette fois la résistance la plus grande a été obtenue pour la proportion (80-20) qui est égale 1,06 MPa, suivi ensuite par la proportion (90-10), puis en dernier la résistance de la proportion (85-15). Ce constat confirme les résistances obtenues à 56 jours pour le traitement de marne à 10% de dosage.

L'ensemble des valeurs sont inférieures à la valeur minimale requise pour la classification N1 des liants hydraulique routier à durcissement normal qui est égale à 5,0 MPa (voir tableau page 36).

### 5.3. Essai de gonflement à l'œdomètres

#### 5.3.1. Protocole de l'essai

L'essai a été effectué selon le mode opératoire de la norme XP P94-091.

##### Principe de l'essai

L'essai consiste à appliquer à chaque éprouvette une contrainte verticale différente et à mesurer sa variation de hauteur lorsqu'elle est mise en présence de l'eau.

L'essai s'effectue sur plusieurs éprouvettes provenant d'un même échantillon et prélevées sensiblement au même niveau. Chaque éprouvette de sol est placée dans une enceinte cylindrique rigide (œdomètre) et un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial maintenu constant.

##### Appareillage

L'œdomètre comporte les éléments suivants :

- Un bâti permettant d'appliquer les pressions de chargement sur les éprouvettes
- Une cellule dans laquelle l'éprouvette est placée
- Un système de mesure permettant de connaître les variations de hauteur de l'éprouvette en fonction du temps



Figure 87: Appareillage de l'essai de gonflement à l'œdomètres

### ✚ Déplacement vertical

Le déplacement vertical  $\Delta H$  du dispositif d'application de la charge, placé à la partie supérieure de l'éprouvette, est mesuré suivant son axe par rapport à un repère fixé (bâti) avec une incertitude inférieure à  $10\mu\text{m}$ .

### ✚ Préparation des éprouvettes (Sol remanié)

Dans le cas de sol, remanié, l'échantillon est reconstitué à une masse volumique et à une teneur en eau fixées au préalable. L'éprouvette est alors prélevée sur l'échantillon en enfonçant la bague de l'œdomètre en forme de trousse coupante. L'éprouvette doit ensuite être lissée aux extrémités supérieures de et inférieures de la bague. Après arasement, les vides éventuels doivent être comblés. La durée de la préparation doit être la plus faible possible afin d'éviter les pertes d'eau.

### ✚ Déroulement de l'essai

L'éprouvette et la bague de découpage éventuelle de caractéristique géométrique connues sont pesées puis introduites dans les cellules œdométriques entre les deux disques drainants secs revêtus de papier-filtre.

Le dispositif de répartition de l'effort sur l'éprouvette est placé au contact de l'éprouvette et le système de mesurage de la variation de hauteur de l'éprouvette est mise en place. La contrainte moyenne due seulement au dispositif d'application de l'effort doit être inférieure à 10 kPa.

### ✚ Chargement

L'effort correspondant à la contrainte d'essai est appliqué pendant au moins deux heures et jusqu'à ce que la variation de hauteur de l'éprouvette entre deux lectures espacées de 1 h soit inférieure à  $10\mu\text{m}$ . L'eau est alors introduite dans le bac d'imbibition.

L'effort appliqué à l'éprouvette est maintenu constant jusqu'à stabilisation de sa hauteur. La valeur asymptotique de la variation de hauteur de l'éprouvette est déterminée en traçant la courbe de variation de hauteur  $\Delta H_1$  en fonction du logarithme du temps, exprimé en secondes.

Conventionnellement, la stabilisation de la déformation de l'éprouvette est atteinte si la variation de hauteur est de moins de  $1/100\text{ mm}$  entre deux lectures espacées d'au moins 8 h.

Noter la variation de hauteur  $\Delta H_f$  obtenue en fin d'essai et retirer rapidement le dispositif d'application de l'effort. L'éprouvette et la bague de compactage éventuellement sont pesées, puis mise à l'étuve pour déterminer la teneur en eau de l'éprouvette selon la norme NF P 94-050.

### ✚ Mesures

La hauteur de l'éprouvette, une fois mise en place le système de chargement, est par convention la hauteur initiale  $H_0$  mesurée à la fin de la phase de préparation.

L'aire  $A$  de la section transversale de l'éprouvette est calculée à partir des mesures géométriques de la trousse coupante.

Noter la date et l'heure du début du palier de chargement. Les mesures de déplacement vertical sont faites avec un minimum de lectures effectuées au voisinage de la série suivante :

1 min -5 min -30min -1h -2h -4h -8h -24h.

Au delà de 24 h, les lectures sont espacées d'au moins 8h.

La hauteur de référence pour chaque éprouvette est celle déterminé juste avant la mise en eau :

$$H_i = H_0 - \Delta H_i$$

#### **Exploitation des mesures**

La teneur en eau régnant dans chaque éprouvette à la fin du chargement est déterminée conformément à la norme NF P 94-050.

Les valeurs de la déformation finale de chaque éprouvette  $\Delta H_f / H_i$  après correction éventuelle de la déformation propre de la cellule œdométrique sont reportées sur le diagramme semi-logarithmique afin de déterminer la relation  $\Delta H_f / H_i$  en fonction de  $\lg \sigma$ . Par convention, la contrainte qui correspond à une déformation nulle est la pression de gonflement  $\sigma_g$ . La valeur absolue de la pente de cette droite est appelée rapport de gonflement  $R_g$ . On a donc la relation  $\Delta H_f / H_i = -R_g \lg (\sigma_g / \sigma)$  Cette relation exprime la valeur du gonflement relatif qui se produit lorsque le terrain est mise en contact avec de l'eau libre sous une contrainte  $\sigma$ , avec  $\sigma \leq \sigma_g$ .

Si la relation entre  $\Delta H_f / H_i$  et  $\lg \sigma$  ne peut pas être assimilée à une relation linéaire, elle se trace la courbe la mieux ajustée traduisant cette relation. Dans ce cas, la courbe donnant l'indice de vide en fonction du logarithme de la contrainte appliquée doit être tracée afin de déterminer la pression de gonflement correspondant à l'indice des vides du terrain en place.

Un exemple de feuille d'essai est présenté à la figure ci-dessous :



✚ Marne traitée (0 jours)

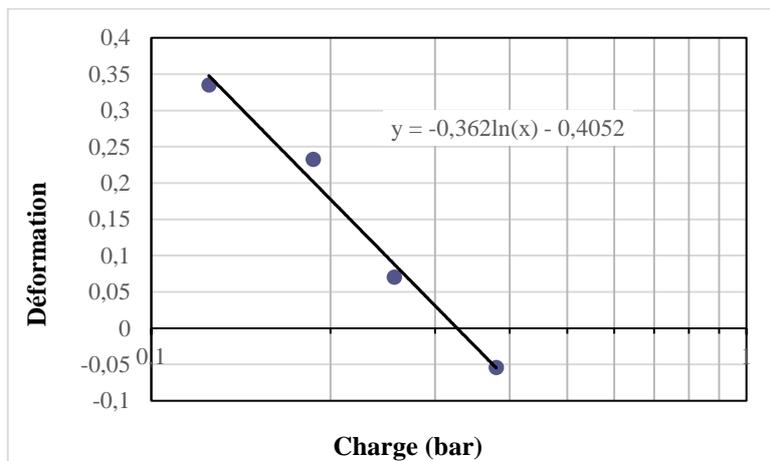


Figure 90 : Courbe de gonflement marne traitée (0 jours)

✚ Sol traite (7 jours)

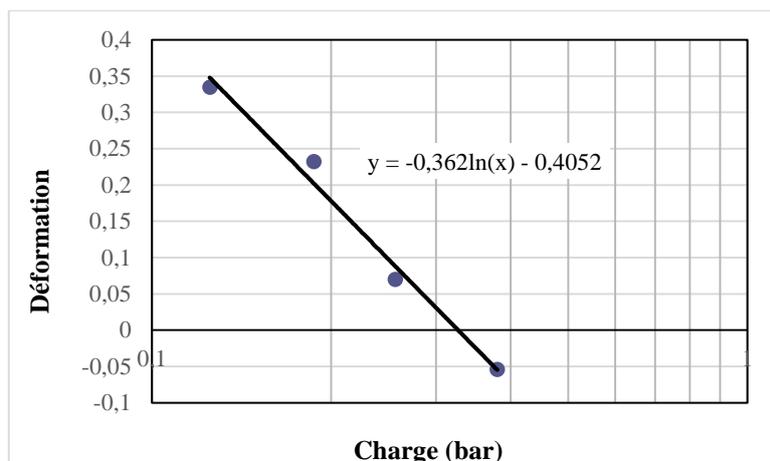


Figure 91 : Courbe de gonflement marne traitée (7 jours)

A partir des courbes, nous avons déduit la pression de gonflement (PG) et le déplacement final ( $\Delta H$ ). Le tableau ci-dessous présente les résultats obtenus.

Paramètres	Naturel	Marne traitée	
		0 jours	7 jours
PG (MPa)	0,078	0,0325	0,0365
$\Delta H$ (mm)	0,473	0,104	0,09

Tableau 35: Résultats des essais de gonflement avant et après traitement

A partir du tableau, on remarque une diminution de la pression de gonflement après traitement à 0 et 7 jours par rapport à l'état naturel. On remarque également une diminution

du déplacement  $\Delta H$  dans l'état naturel à l'état traité et cela est dû à l'effet du liant hydraulique (laitier + la dolomie) parce qu'on enregistre presque la non-occurrence de gonflement à 7 jours (0,09 mm).

A partir le tableau de Ghen (1988), notre marne à l'état naturel présente un potentiel de gonflement entre moyen et faible ( $PG = 0,078$  MPa). Ce potentiel devient faible après traitement ( $PG = 0,036 < 0,05$  MPa).

% passant < 74 $\mu$ m	W <sub>L</sub> (%)	Pression de gonflement (MPa)	Potentiel de gonflement
> 95	> 60	1	Très élevé
60 à 95	40 à 60	0.25 à 0.5	Elevé
30 à 60	30 à 40	0.15 à 0.25	Moyen
< 30	< 30	< 0.05	Faible

Tableau 36 : potentiel de gonflement d'après Ghen (1988)

#### 5.4. Essai de cisaillement à la boîte de Casagrande

Nous recherchons à travers ces essais à déterminer les paramètres de stabilité de talus de remblai routier constitué de marne traitée. Pour se faire, nous avons réalisé l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte selon la norme NF P 94-071-1 sur sol traité et naturel. L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une boîte de cisaillement constitué de deux demi-boîtes indépendantes. Le plan de séparation des deux demi boîtes constitue un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette. Il consiste à :

- Appliquer sur la face supérieure de l'éprouvette un effort vertical (N) maintenu constant pendant la durée de l'essai,
- 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 un déplacement relatif  $\Delta l$  à vitesse constante,
- Mesurer l'effort horizontal de cisaillement correspondant.

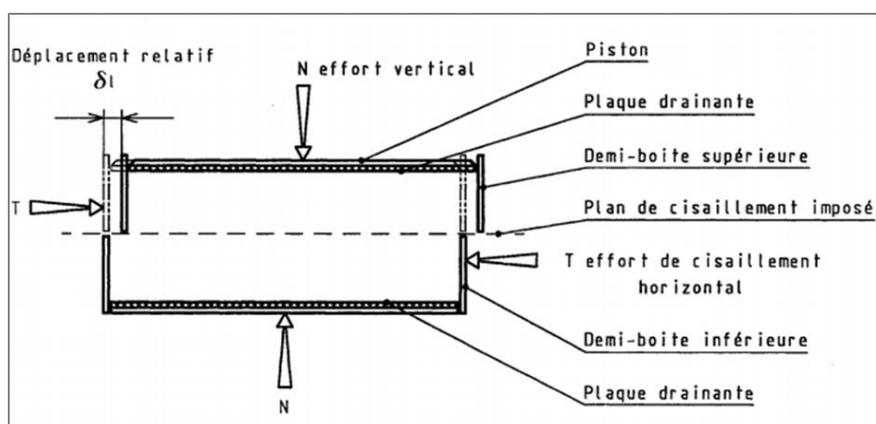


Figure 92: Principe d'un essai de cisaillement rectiligne à la boîte

Pour chaque déplacement, on calcule la contrainte appliquée  $\tau = \text{force horizontale} / \text{Surface}$  et on trace la courbe contrainte horizontale en fonction du déplacement afin de voir le comportement du sol. Puis pour les 3 contraintes appliquées (100 kPa, 200 kPa et 300 kPa) on trace la courbe contrainte effective en fonction de la contrainte finale de cisaillement. De cette courbe à l'allure linéaire on détermine l'angle de frottement «  $\phi'$  » qui n'est autre que l'arc tangente du coefficient directeur de la droite reliant les 3 points et la cohésion «  $c'$  » qui est le point d'intersection de cette droite avec l'axe des abscisses.

#### 5.4.1. Protocole adopté

Pour la réalisation de l'essai à la boîte de cisaillement rectiligne, il se posait le même problème que pour l'essai œdométrique au niveau de la confection de l'échantillon. La bague de la boîte de cisaillement ne pouvant être insérée dans notre sol à l'état naturel, il fallait donc trouver pour chaque éprouvette soumise à l'essai le même degré de compactage afin d'avoir le même état initial des échantillons. Pour se faire nous avons donc au préalable réalisé un compactage à l'énergie Proctor Normal dans un moule Proctor à une même teneur en eau pour toutes les éprouvettes (15 % pour le sol naturel). L'échantillon a été extrait à l'aide d'un extracteur pour le conserver tel quel puis nous avons inséré la bague de la boîte de cisaillement dans l'échantillon de sol compacté. Dans le cas de l'échantillon traité, nous avons donné à notre sol une autre teneur en eau (18%) puis appliqué les traitements d'abord à le laitier de haut fourneau activé par la poudre de dolomie et réalisé le compactage à l'énergie Proctor normal, extrait l'échantillon de sol compacté puis inséré la bague. Une fois confectionnées, les échantillons ont été passés à la boîte de cisaillement.



Figure 93: Photo de notre sol avant et après l'essai de cisaillement

#### 5.4.2 Résultats des essais

##### 5.4.2.1. Essai sur la marne naturelle

A partir des mesures d'effort de cisaillement effectuées sur des échantillons de marne naturelle (non traitée), nous avons calculé les contraintes de cisaillement selon le tableau ci-dessous. Les courbes contraintes – déplacement sont présentées sur la figure ci-dessous.

$\delta L$ (mm)	Section A (mm <sup>2</sup> )	Effort T (N)			Contrainte de cisaillement $\tau$ (kPa)		
		$\sigma = 100$	$\sigma = 200$	$\sigma = 300$	$\sigma = 100$	$\sigma = 200$	$\sigma = 300$
0	28,2	0	0	0	0	0	0
0,25	28,1	98	121	118	41,9	51,7	50,4
0,5	28	160	189	218	68,6	81,0	93,4
0,75	27,9	220	254	300	94,6	109,2	129,0
1	27,7	252	291	359	109,2	126,1	155,5
1,25	27,5	276	327	404	120,4	142,7	176,3
1,5	27,4	298	356	443	130,5	155,9	194,0
1,75	27,2	316	376	474	139,4	165,9	209,1
2	27,1	327	391	501	144,8	173,1	221,8
2,25	27	325	400	520	144,4	177,8	231,1
2,5	26,8	314	410	534	140,6	183,6	239,1
2,75	26,7	304	415	543	136,6	186,5	244,0
3	26,5	292	418	549	132,2	189,3	248,6
3,25	26,3	282	417	550	128,7	190,3	251,0
3,5	26,2	272	414	549	124,6	189,6	251,5
3,75	26	263	411	546	121,4	189,7	252,0
4	25,9	258	405	542	119,5	187,6	251,1

Tableau 37: résultats des essais de cisaillement avant traitement

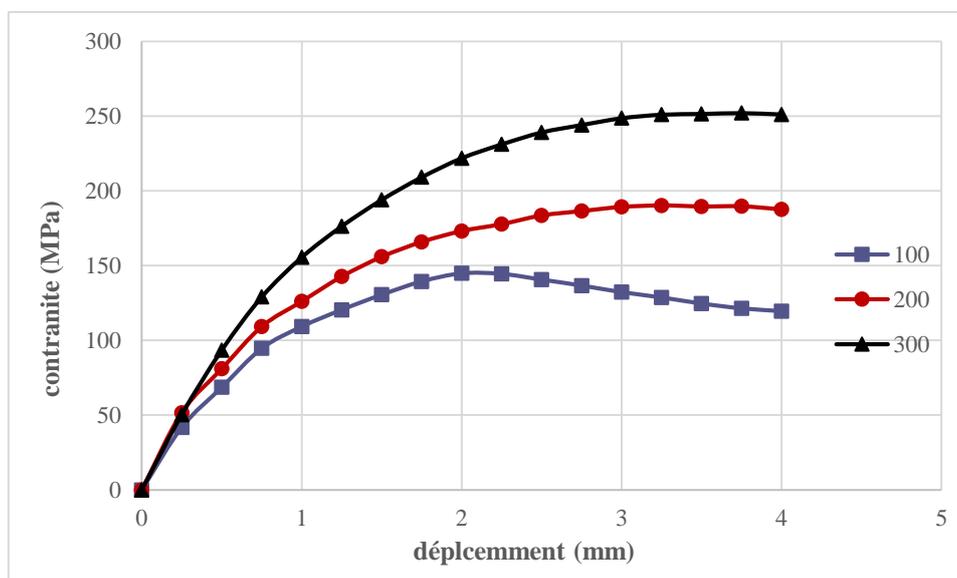


Figure 94 : Courbe contrainte de cisaillement-déplacement avant traitement

Pour la contrainte de 100 kPa, le sol a montré un comportement dilatant. En revanche, les deux autres courbes montrent un comportement contractant de la marne naturelle (courbes sans pics).

5.4.2.2. Essai sur marne traitée à 0 jours

Le tableau suivant synthétise les résultats des essais de cisaillement réalisé sur des échantillons de marne traitée avec 10% de dosage de liant à 0 jours et de cure. Les proportions de laitier – dolomie est de 90% - 10%. Les courbes contraintes – déplacement sont présentées sur la figure ci-dessous.

δL (mm)	Section A (mm <sup>2</sup> )	Effort T(N)			Contrainte de cisaillement τ (kPa)		
		σ =100	σ =200	σ =300	σ =100	σ =200	σ =300
0	28,2	0	0	0	0	0	0
0,25	28,1	85	124	163	36,3	53,0	69,6
0,5	28	123	170	206	52,7	72,9	88,3
0,75	27,9	155	206	242	66,7	88,6	104,1
1	27,7	171	238	279	74,1	103,1	120,9
1,25	27,5	190	251	306	82,9	109,5	133,5
1,5	27,4	206	261	326	90,2	114,3	142,8
1,75	27,2	216	272	343	95,3	120,0	151,3
2	27,1	223	280	359	98,7	124,0	159,0
2,25	27	229	288	377	101,8	128,0	167,6
2,5	26,8	233	295	394	104,3	132,1	176,4
2,75	26,7	236	300	403	106,1	134,8	181,1
3	26,5	236	304	414	106,9	137,7	187,5
3,25	26,3	236	304	419	107,7	138,7	191,2
3,5	26,2	235	306	424	107,6	140,2	194,2
3,75	26	233	307	428	107,5	141,7	197,5
4	25,9	232	307	432	107,5	142,2	200,2
4,25	25,7	230	307	435	107,4	143,3	203,1
4,5	25,4	228	307	437	107,7	145,0	206,5
4,75	25,3	226	306	439	107,2	145,1	208,2
5	25,2	224	305	440	106,7	145,2	209,5

Tableau 38: Résultats des essais de cisaillement de marne traitée (0 jours)

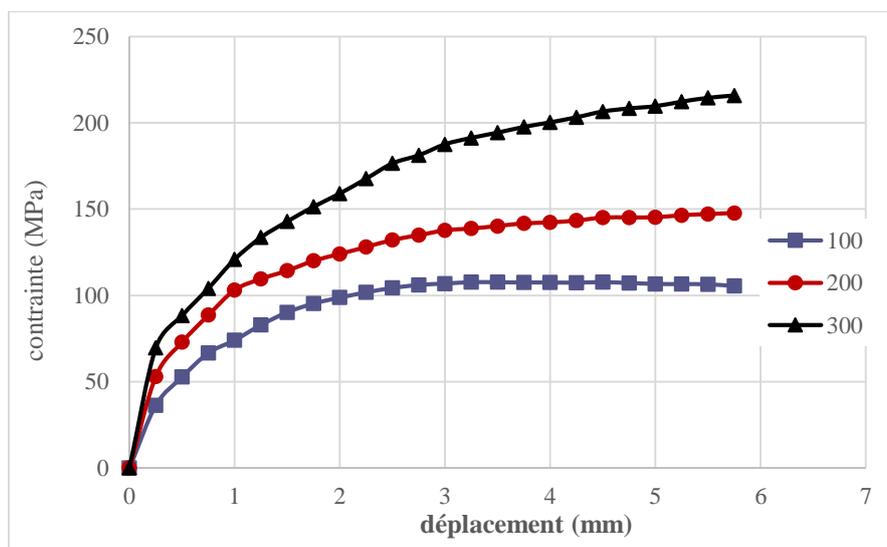


Figure 95 : Courbe contrainte de cisaillement-déplacement après traitement (0 jours)

5.4.2.3. Essai sur marne traité à 7 jours

Le troisième essai est réalisé dans les mêmes conditions que le deuxième mais avec un temps de cure de 7 jours.

$\delta L$ (mm)	Section A (mm <sup>2</sup> )	Effort T(N)			Contrainte de cisaillement $\tau$ (kPa)		
		$\sigma=100$	$\sigma=200$	$\sigma=300$	$\sigma=100$	$\sigma=200$	$\sigma=300$
0	28,2	0	0	0	0	0	0
0,25	28,1	96	129	118	41,0	55,1	50,4
0,5	28	133	201	181	57,0	86,1	77,6
0,75	27,9	168	250	237	72,3	107,5	101,9
1	27,7	202	279	283	87,5	120,9	122,6
1,25	27,5	213	303	324	92,9	132,2	141,4
1,5	27,4	227	316	358	99,4	138,4	156,8
1,75	27,2	239	329	382	105,4	145,1	168,5
2	27,1	246	336	400	108,9	148,8	177,1
2,25	27	252	337	417	112,0	149,8	185,3
2,5	26,8	258	338	430	115,5	151,3	192,5
2,75	26,7	262	340	442	117,8	152,8	198,7
3	26,5	263	341	449	119,1	154,4	203,3
3,25	26,3	263	340	455	120,0	155,1	207,6
3,5	26,2	263	340	459	120,5	155,7	210,2
3,75	26	262	340	464	120,9	156,9	214,2
4	25,9	261	339	467	120,9	157,1	216,4
4,25	25,7	260	338	469	121,4	157,8	219,0
4,5	25,4	258	337	471	121,9	159,2	222,5
4,75	25,3	256	336	472	121,4	159,4	223,9
5	25,2	253	335	473	120,5	159,5	225,2

Tableau 39: résultats des essais de cisaillement après traitement (7 jours)

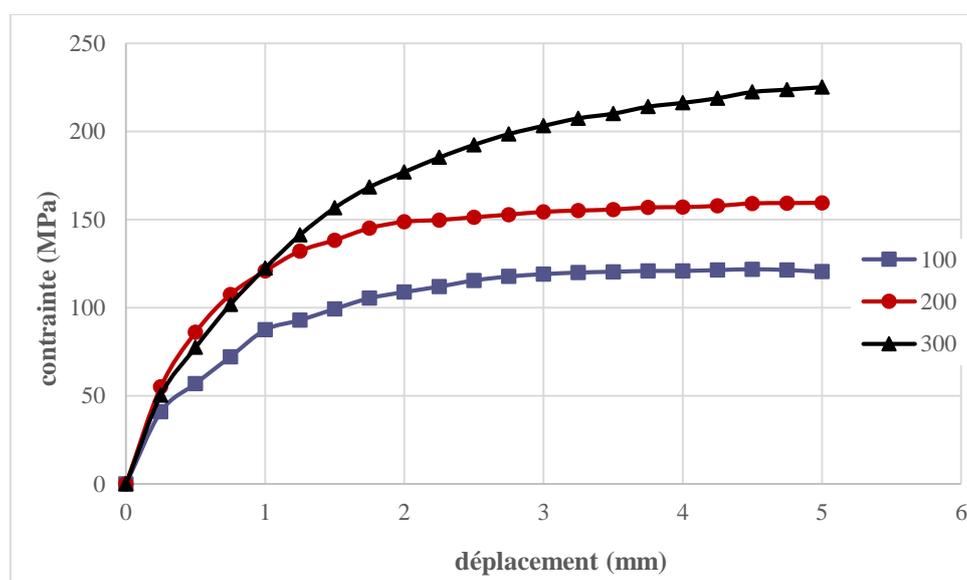


Figure 96: Courbe contrainte de cisaillement-déplacement après traitement (7 jours)

Nous remarquons un comportement contractant de la marne traitée pour les deux temps de cure et pour les différentes contraintes normales.

Nous avons synthétisé les contraintes de cisaillement maximales pour l'ensemble des essais dans le tableau suivant.

	$\sigma$ (kPa)	$\tau_{\max}$ (kPa)
Marne naturelle	100	144,8
	200	190,3
	300	252
Marne traitée (0 jours)	100	107,7
	200	147,7
	300	215,7
Marne traitée (7 jours)	100	121,9
	200	159,5
	300	225,2

Tableau 40: Résistances au cisaillement maximales avant et après traitement

Par la suite nous avons tracé les courbes des contraintes de cisaillement maximales en fonction des trois contraintes normales (100, 200, 300 kPa). Les courbes sont fournies ci-dessous.

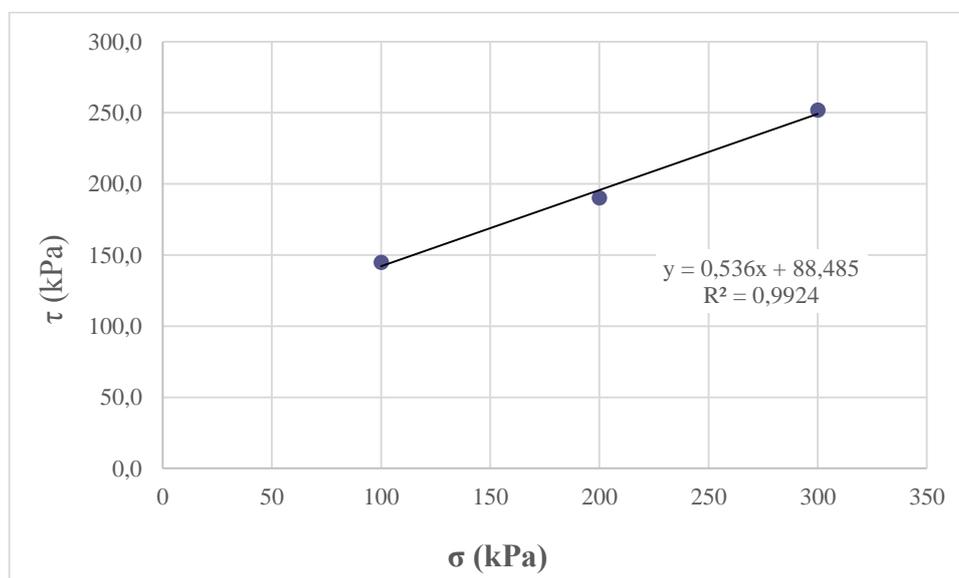


Figure 97: Courbe contrainte de cisaillement - contrainte normal avant traitement

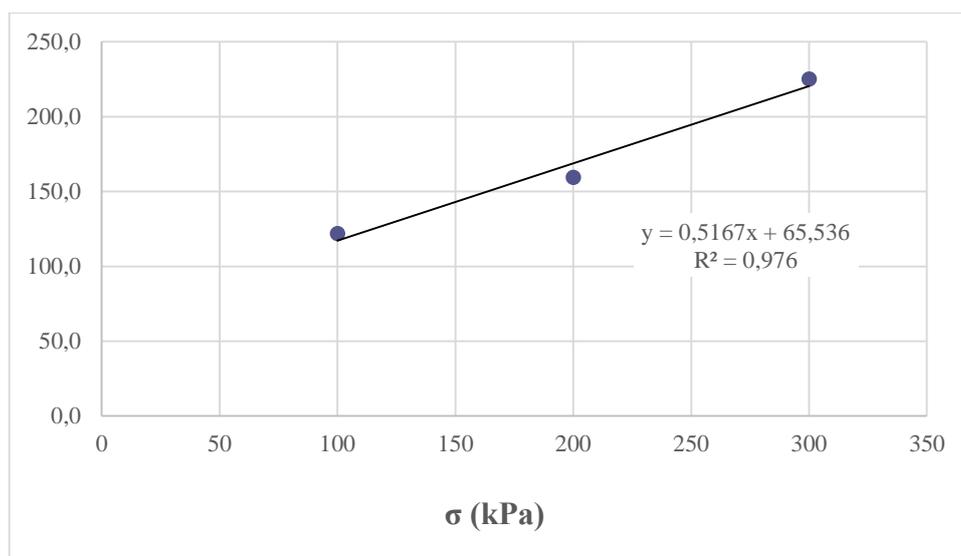


Figure 98 : Courbe contrainte de cisaillement - contrainte normal après traitement 0 jours

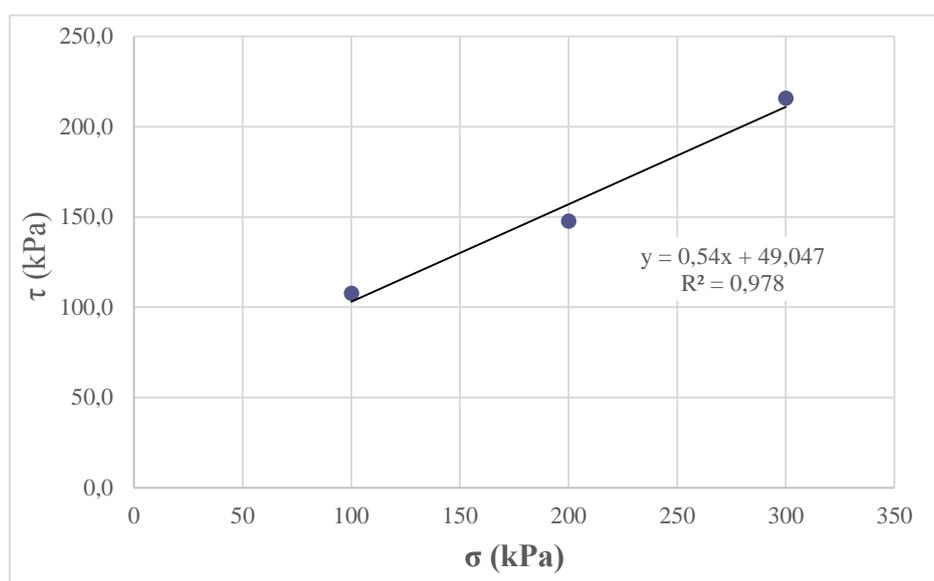


Figure 99: Courbe contrainte de cisaillement - contrainte normal après traitement 7 jours

A partir des courbes, nous déduisons l'angle de frottement «  $\varphi$  » et la cohésion «  $c$  » pour la marne traitée et naturelle. Le tableau suivant donne les valeurs de l'angle de frottement et la cohésion qui sont déterminés à partir des courbes.

Temps	Naturelle	Marne traitée	
		0 jour	7 jours
$\varphi$ (°)	28	31	30
C (kPa)	88,5	49,5	65,5

Tableau 41: Angles de frottement interne et les cohésions avant et après traitement

Nous remarquons une augmentation de l'angle de frottement interne après traitement à 0 et 7 jours. De plus, les résultats montrent une diminution de la cohésion entre la marne naturelle et traitée. Entre 0 et 7 jours nous remarquons une augmentation de la cohésion de la marne traitée (entre 49,9 et 65,5 kPa) et cela est dû à effet de la prise hydraulique du liant sur la solidification de la structure interne du sol par la création de nouvelles liaisons entre les particules de marne.

## 6. ETUDE NUMERIQUE DE STABILITE DE REMBLAI MARNEUX PAR SLIDE

Le but de ce travail est d'étudier, par modélisation numérique en calcul à l'équilibre limite (coefficient de sécurité  $F_s$ ), un remblai marneux traité et non traité. Pour ce faire, un talus est modélisé grâce aux logiciels SLIDE.

### 6.1. Paramètre de la modélisation

Dans ce travail nous considérons un talus constitué d'un sol non homogène (deux couches) avec des paramètres différents (la cohésion et l'angle de frottement), et nous avons appliqué deux cas le premier cas sans charge et le deuxième avec charge de 50 kN/m.

Vu que nos résultats de cisaillement à la boîte ne sont pas complets, nous avons utilisé les résultats des essais triaxiaux du doctorant Bensaïfi Elamin sur le traitement de la marne par le laitier et coquille [31]. Le tableau suivant présente les paramètres  $C$  et  $\phi$  introduit dans le calcul par le logiciel SLIDE.

	Sol	C (kPa)	$\phi$ (°)
Couche 1	Quelconque	16	33
Couche 2	Marne naturelle	143	16
	Marne traitée	176	40

Tableau 42 : Caractéristiques de cisaillement des sols utilisé

### 6.2. Etape de la modélisation

#### Logiciel SLIDE 6.0

SLIDE est un programme 2D de stabilité des pentes permettant d'évaluer le facteur de sécurité des surfaces de rupture circulaires ou non circulaires dans les pentes de sol.

#### Choix du type de la méthode de calcul

Le critère fondamental dans le choix de la méthode de calcul est la forme de la surface de glissement.

- D'une surface de forme quelconque
- La rupture de long d'une surface plane.
- La rupture circulaire.

✚ Introduction de la géométrie du modèle de terrain

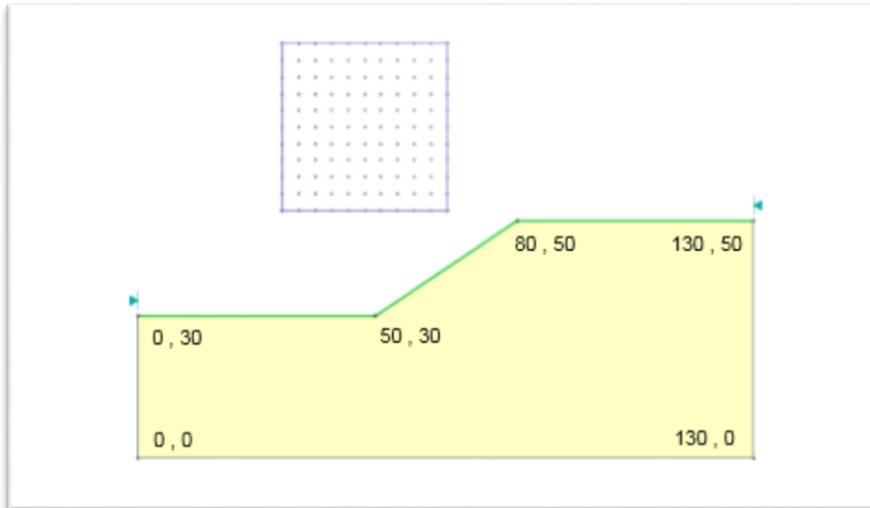


Figure 100 : Introduction de la géométrie du modèle de terrain

✚ Définition et affectation des propriétés de chaque couche de sol

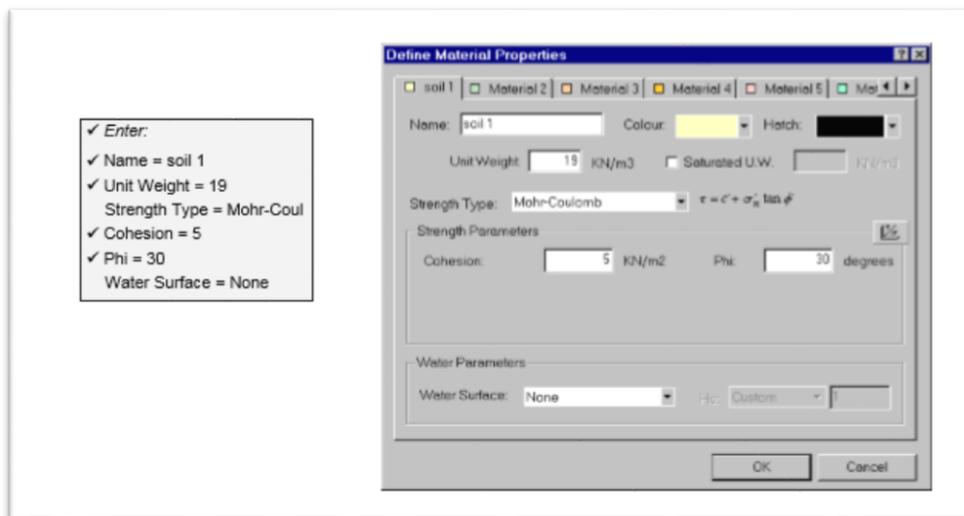


Figure 101 : définition des propriétés du sol

6.3. Résultats de la modélisation

- ✓ Cas 1 : la pente 2/3

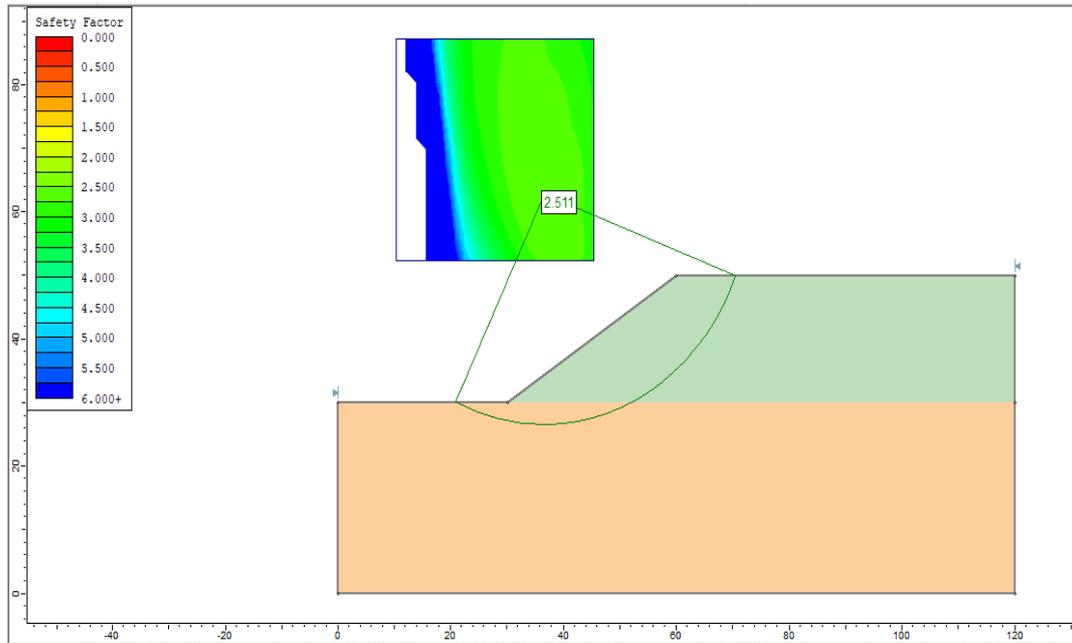


Figure 102 : calcul de  $F_s$  par la méthode Bishop simplifiée de la marne naturelle sans surcharge (pente 2/3)

Le coefficient de sécurité déduit par SLIDE est égal à 2,511.

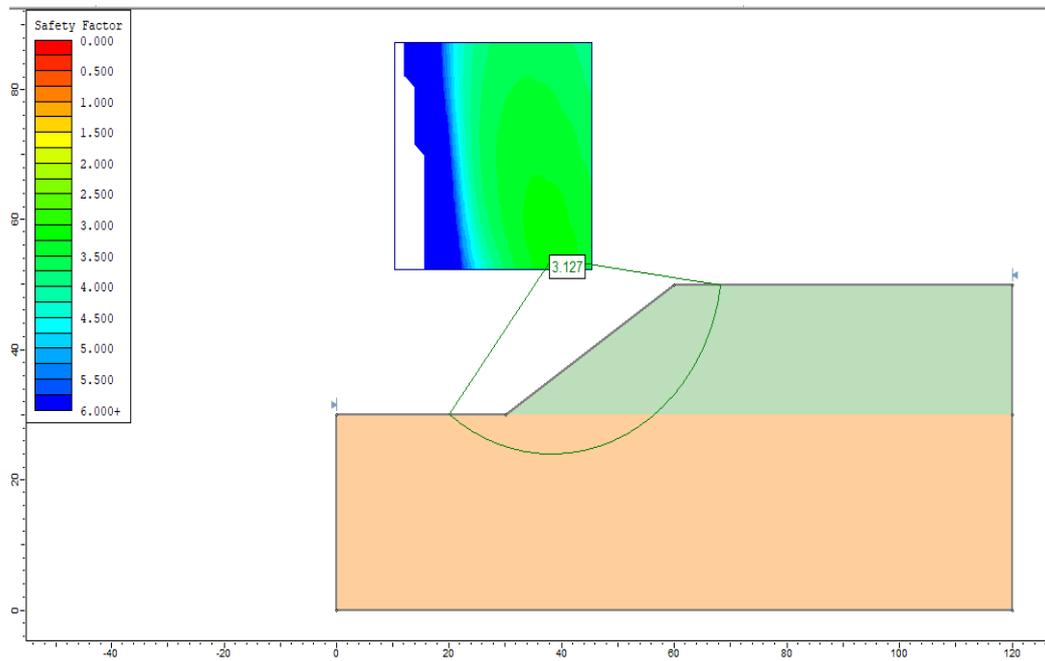


Figure 103 : calcul de  $F$  par méthode Bishop simplifiée de la marne traitée sans surcharge (pente 2/3)

Le coefficient de sécurité déduit par SLIDE est égal à 3,127.

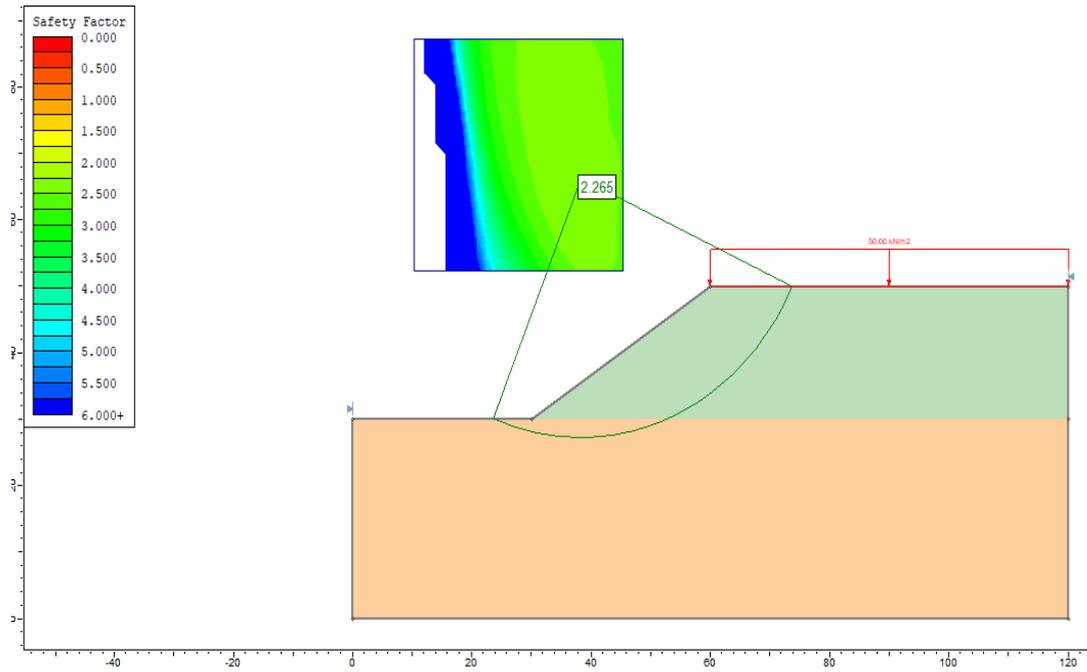


Figure 104: calcul de  $F_s$  par méthode Bishop simplifiée de la marne naturelle avec surcharge (pente 2/3)

Le coefficient de sécurité déduit par SLIDE est égal à 2,265.

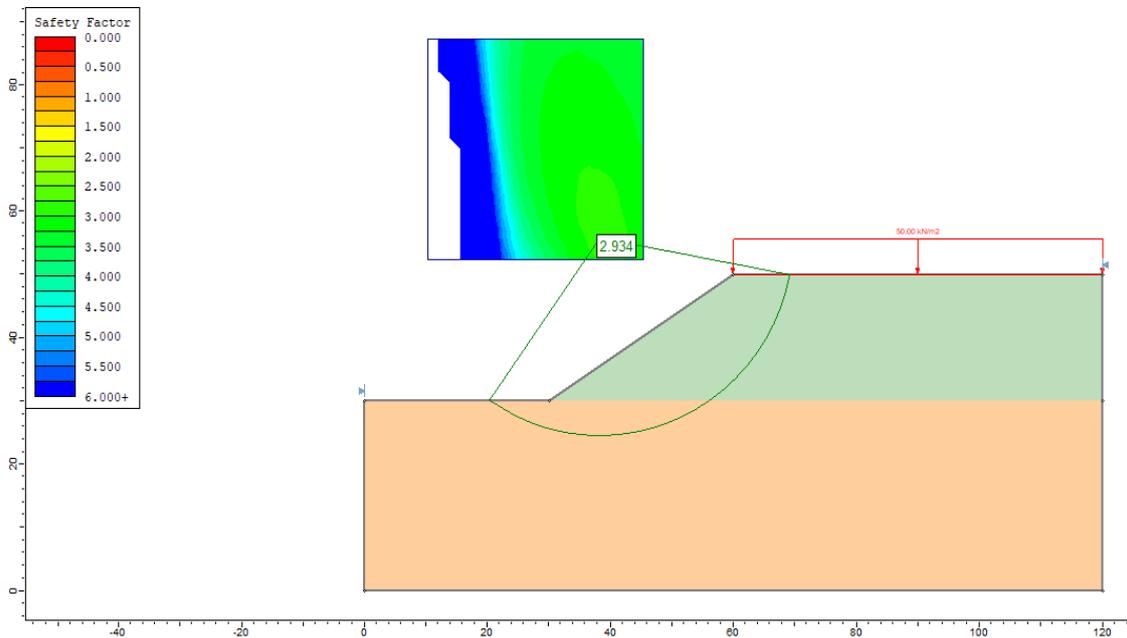


Figure 105: calcul de  $F_s$  par méthode Bishop simplifiée de la marne traitée avec surcharge (pente 2/3)

Le coefficient de sécurité déduit par SLIDE est égal à 2,934.

✓ Cas 2 : pentes 5/3

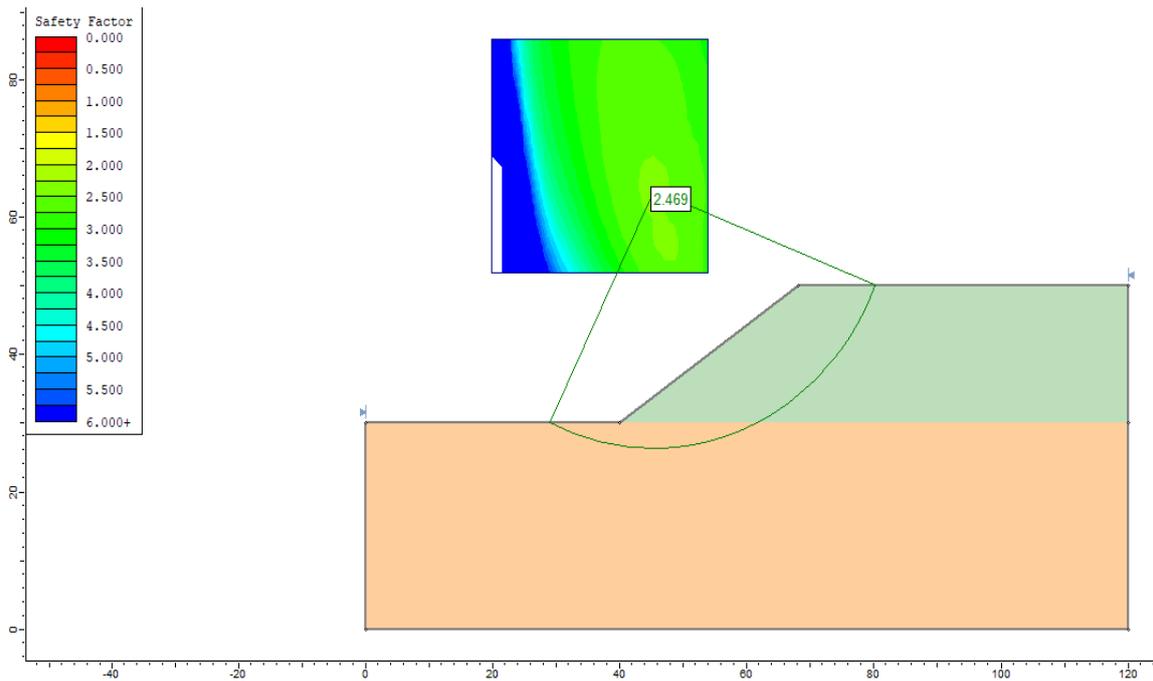


Figure 106 : calcul de  $F_s$  par la méthode Bishop simplifiée de la marne naturelle sans surcharge (pente 5/3)

Le coefficient de sécurité déduit par SLIDE est égal 2,469.

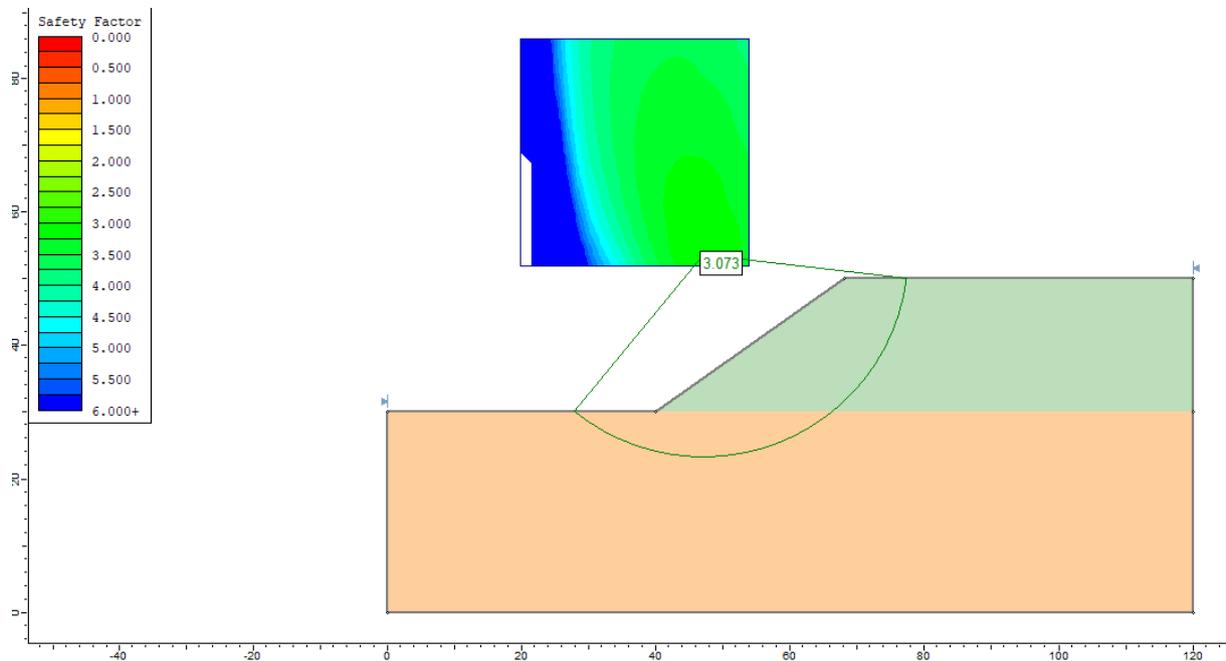


Figure 107 : calcul de  $F_s$  par méthode Bishop simplifiée de la marne traitée sans surcharge (pente 5/3)

Le coefficient de sécurité déduit par SLIDE est égal à 3,073.

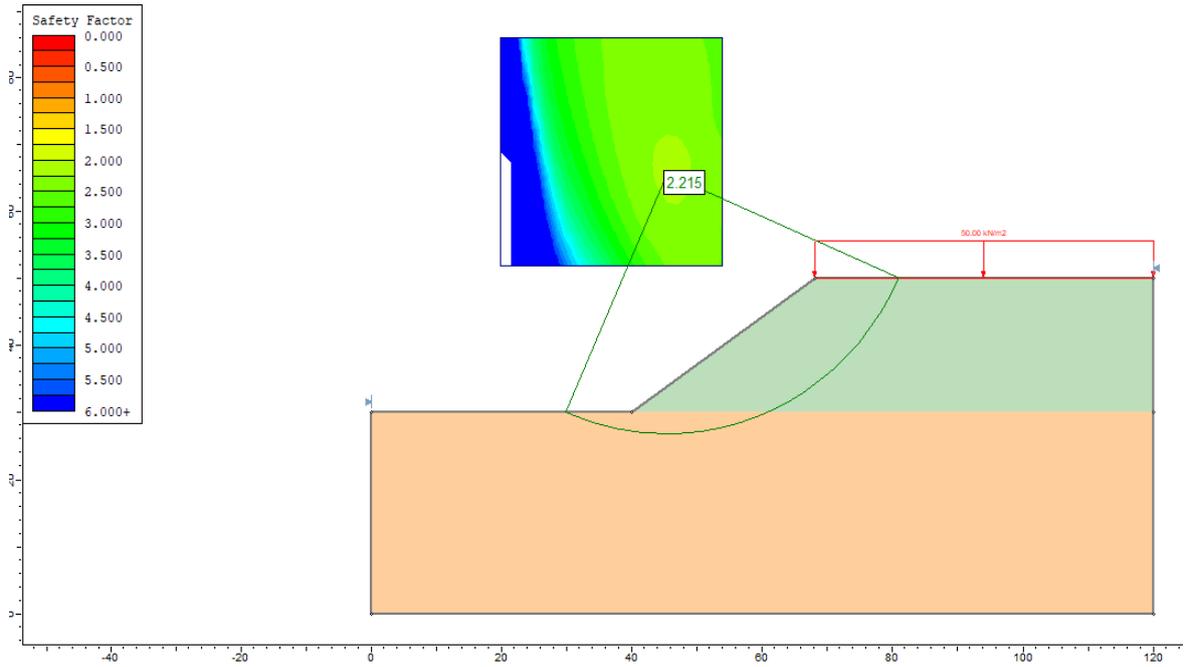


Figure 108 : calcul de  $F_s$  par méthode Bishop simplifiée de la marne naturelle avec surcharge(pente 5/3)

Le coefficient de sécurité déduit par SLIDE est égal à 2,215.

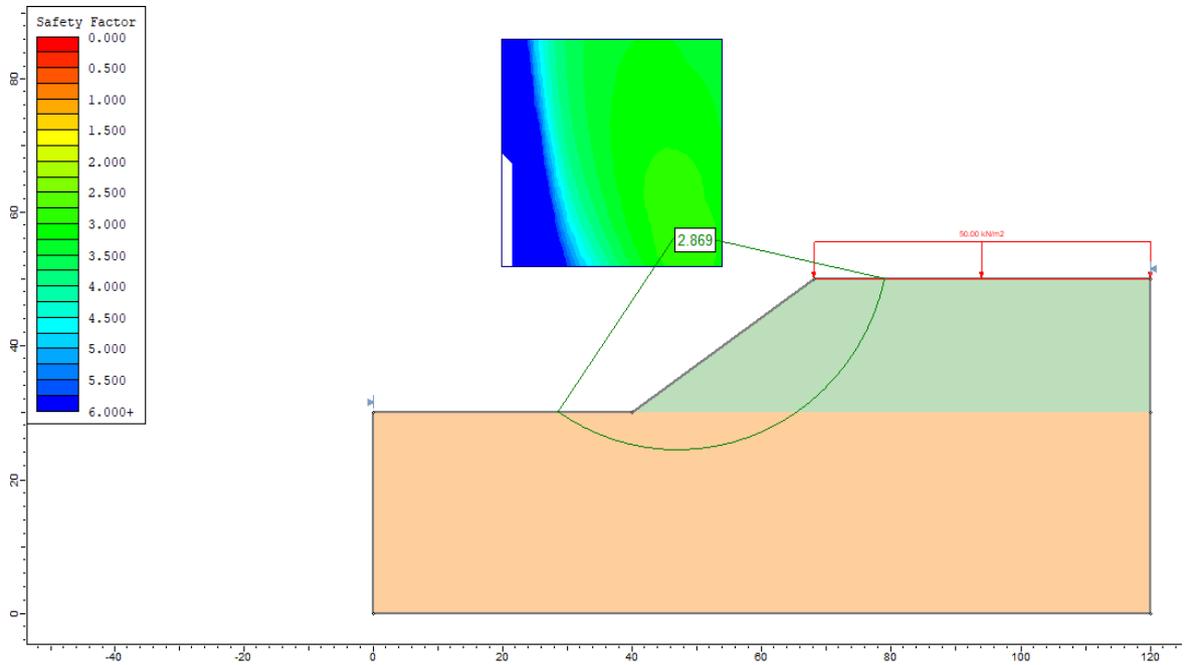


Figure 109 : calcul de  $F_s$  par méthode Bishop simplifiée de la marne traitée avec surcharge(pente 5/3)

Le coefficient de sécurité déduit par SLIDE est égal à 2,869.

✓ Cas 3 : pentes 10/3

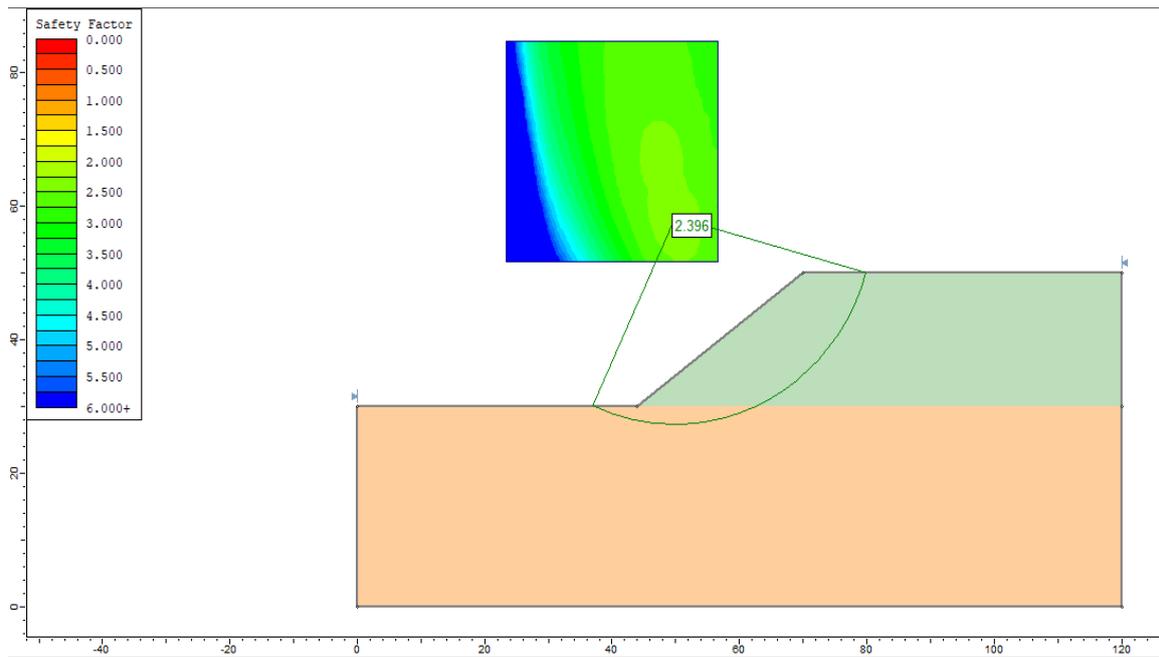


Figure 110 : calcul de  $F_s$  par la méthode Bishop simplifiée de la marne naturelle sans surcharge(pente 10/3)

Le coefficient de sécurité déduit par SLIDE est égal à 2,396.

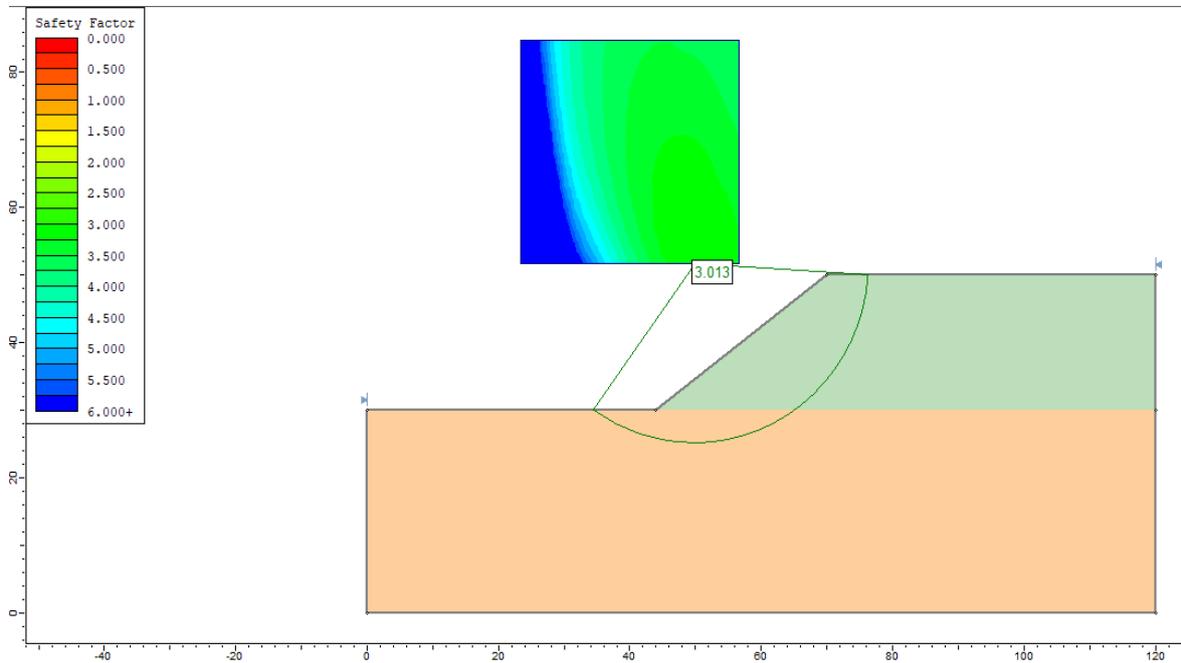


Figure 111 : calcul de  $F_s$  par la méthode Bishop simplifiée de la marne traitée sans surcharge (10/3)

Le coefficient de sécurité déduit par SLIDE est égal à 3,013.

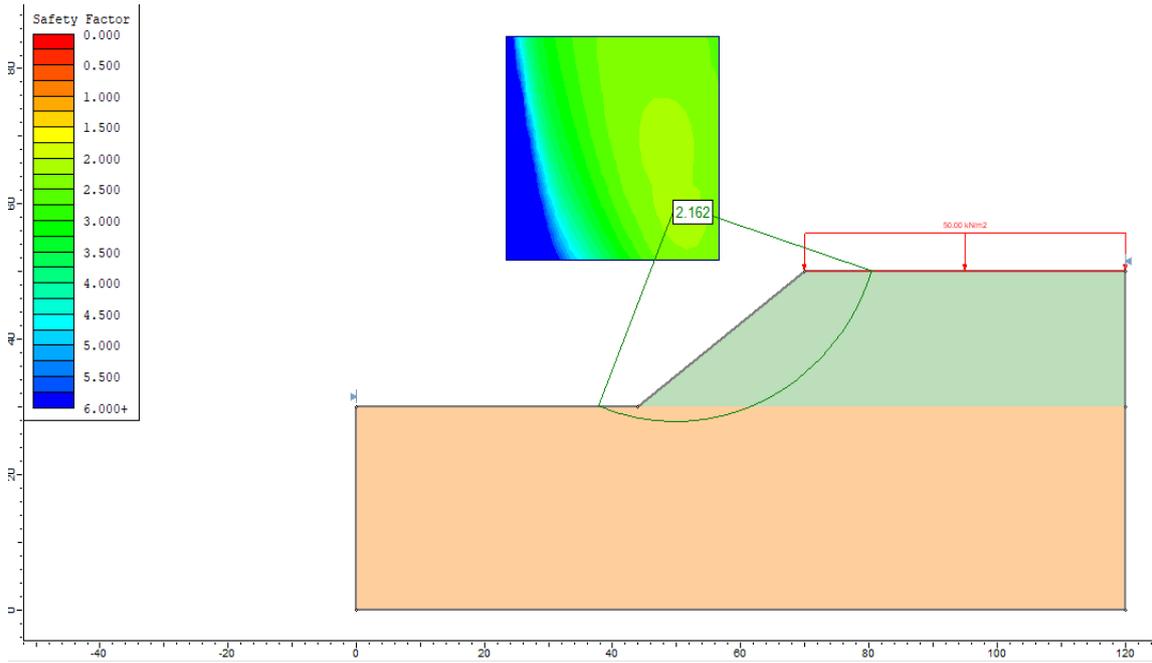


Figure 112 : calcul de  $F_s$  par méthode Bishop simplifiée de la marne naturelle avec surcharge (10/3)

Le coefficient de sécurité déduit par SLIDE est égal à 2,162.

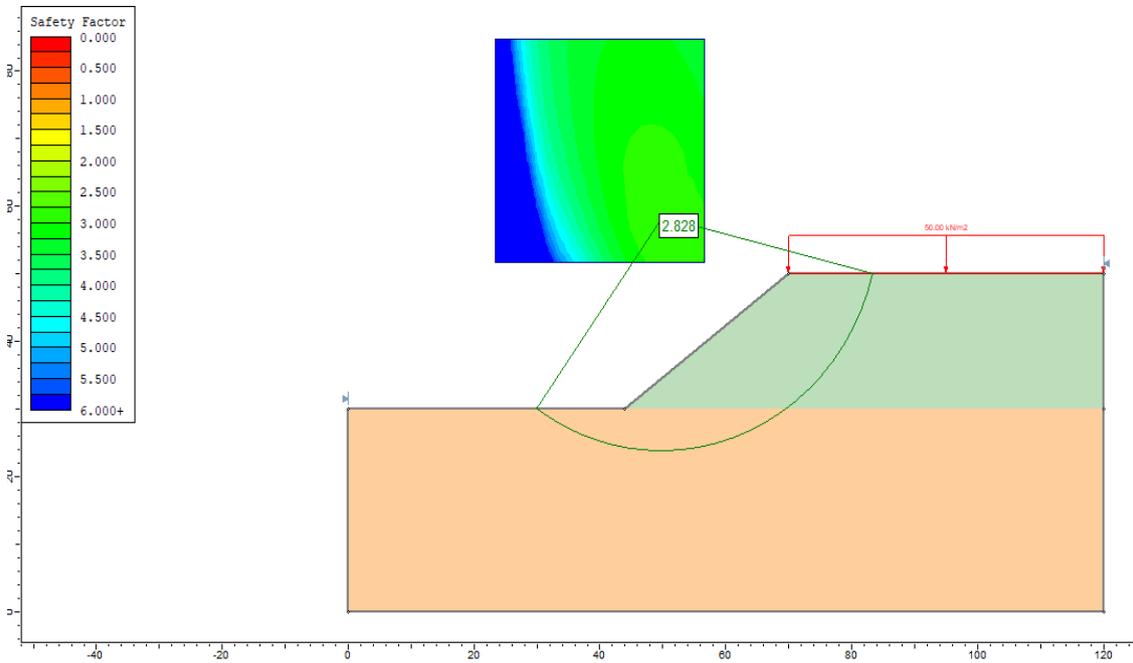


Figure 113: calcul de  $F_s$  par méthode Bishop simplifiée de la marne traitée avec surcharge(pente 10/3)

Le coefficient de sécurité déduit par SLIDE est égal à 2,828.

✓ Cas 4 : pentes 15/3

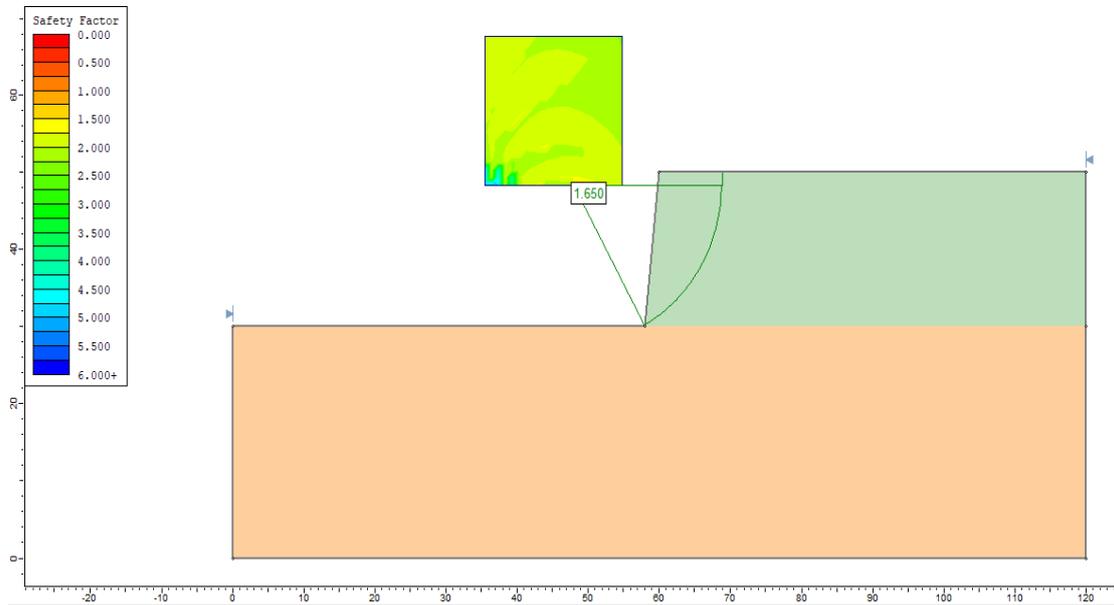


Figure 114 : calcul de  $F_s$  par la méthode Bishop simplifiée de la marne naturelle sans surcharge (pente 15/3)

Le coefficient de sécurité déduit par SLIDE est égal à 1,65.

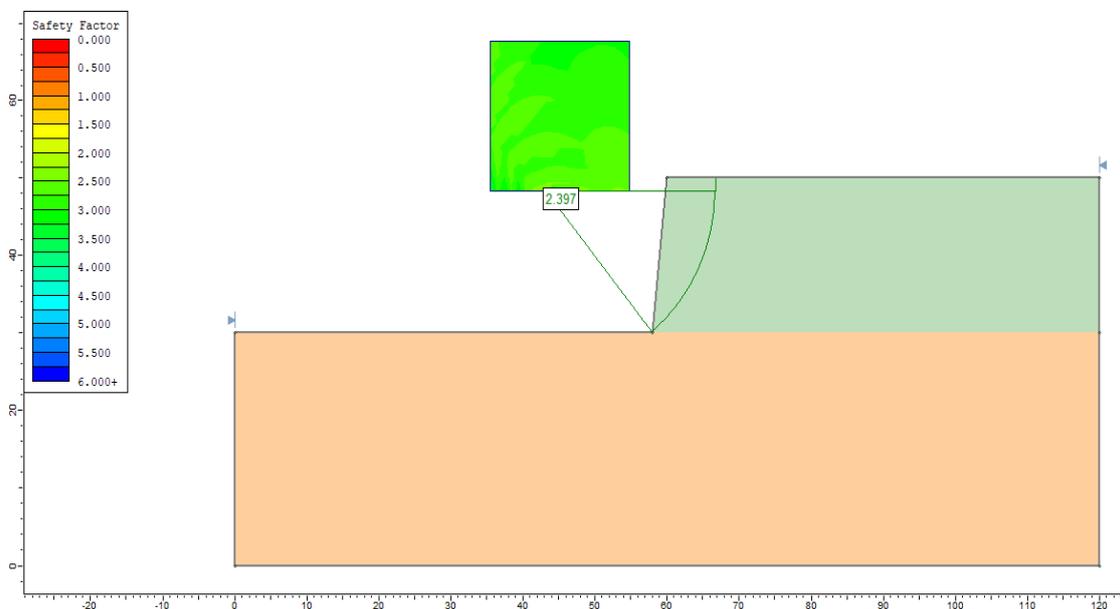


Figure 115 : calcul de  $F_s$  par méthode Bishop simplifiée de la marne traitée sans surcharge (pente 15/3)

Le coefficient de sécurité déduit par SLIDE est égal à 2,397.

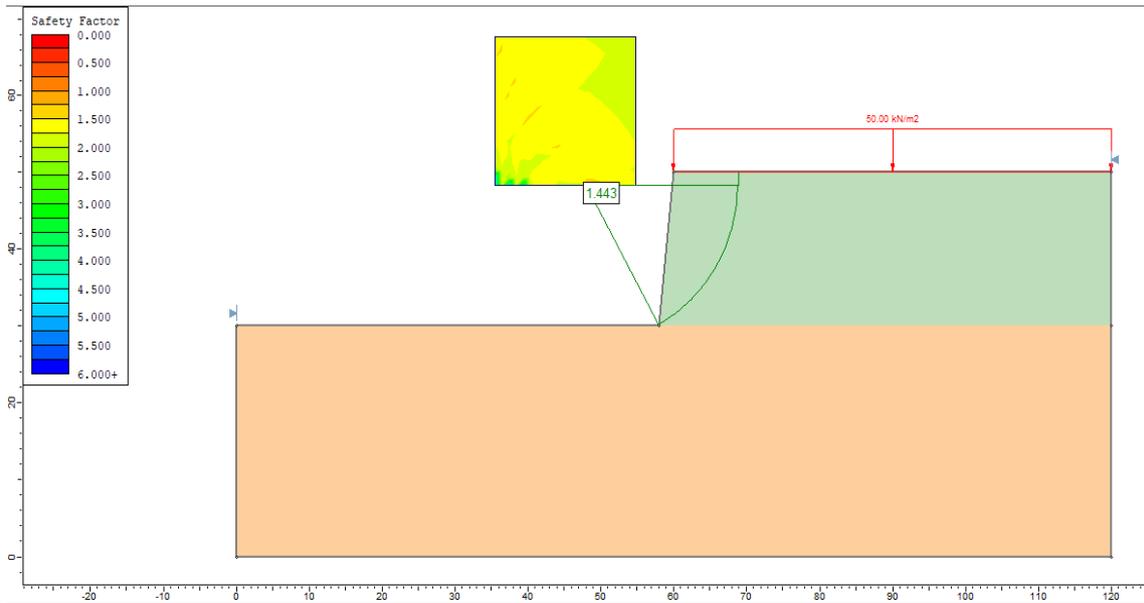


Figure 116 : calcul de  $F_s$  par méthode Bishop simplifiée de la marne naturelle avec surcharge (pente 15/3)

Le coefficient de sécurité déduit par SLIDE est égal à 1,443.

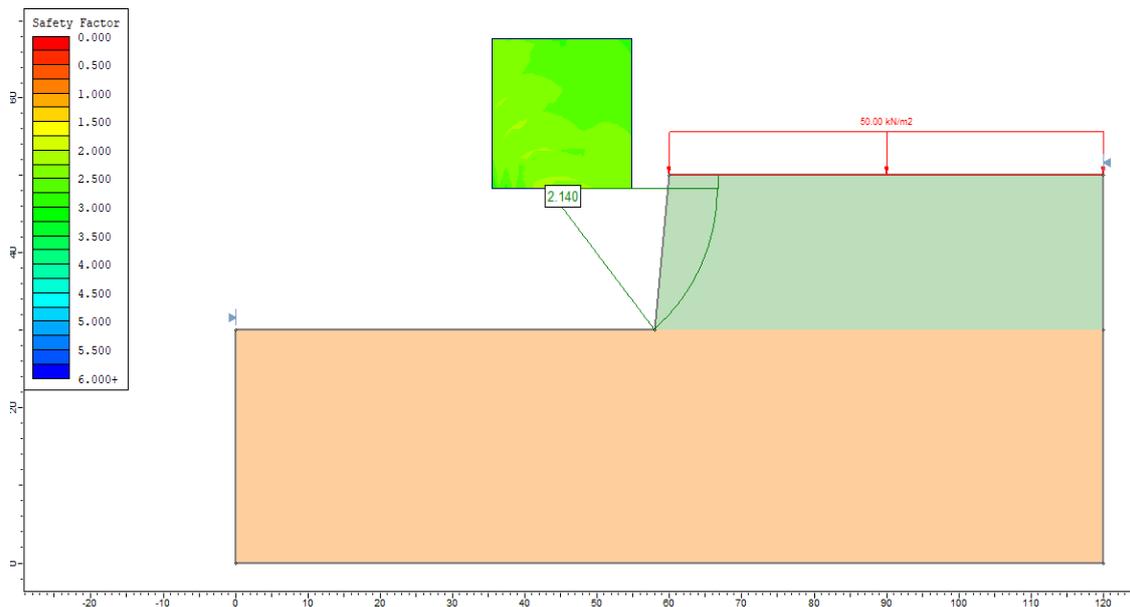


Figure 117 : calcul de  $F_s$  par méthode Bishop simplifiée de la marne traitée avec surcharge (pente 15/3)

Le coefficient de sécurité déduit par SLIDE est égal à 2,14.

## 6.4. Synthèse des résultats

Le tableau ci-dessous synthétise les valeurs de  $f_s$  obtenues par SLIDE.

Pentes	Marne naturelle		Marne traitée	
	$F_s$ (q=0 kN/m)	$F_s$ (q=50 kN/m)	$F_s$ (q= 0 kN/m)	$F_s$ (q= 50 kN/m)
Cas 1 (2/3)	2,511	2,265	3,127	2,934
Cas 2 (5/3)	2,469	2,215	3,073	2,869
Cas 3 (10/3)	2,396	2,162	3,013	2,828
Cas 4 (15/3)	1,65	<b>1,44</b>	2,397	<b>2,140</b>

Tableau 43 : Synthèse des résultats obtenus par SLIDE

Pour l'ensemble des résultats, on remarque que le coefficient de sécurité  $F_s$  diminue en fonction de l'augmentation de la pente du talus (de 2/3 à 15/3). La stabilité du talus avec la marne naturelle est critique pour la pente de 15/3 (pente raide) car le  $F_s < 1,5$ . Ce constat n'est pas valable pour la marne traitée où le  $F_s$  est nettement supérieure à 2. Donc le traitement de remblai permet de choisir des pentes plus raides ce qui réduit la quantité de matériaux mis en place et la surface occupée par le remblai notamment pour les chantiers d'accès difficile et l'emprise limitée.

Nous observons également que la surcharge diminue elle aussi le coefficient de sécurité pour la marne naturelle et traitée. Cette diminution est moins importante comparativement à l'influence de pente du talus.

Finalement, le traitement de la marne avec ou sans surcharge augmente le coefficient de sécurité ce qui signifie que le traitement a amélioré les paramètres mécaniques de sol et il l'a rendu moins vulnérable au phénomène de glissement de terrain.

**CONCLUSION  
GENERALE**

---

**CONCLUSION GENERALE**

---

Nous avons présenté dans ce mémoire de fin cycle Master, un travail expérimental et numérique qui a duré près de 5 mois au sein des laboratoires pédagogiques et de recherche de notre université. Ce travail est une contribution dans les travaux déjà réalisés pour mieux comprendre le comportement d'une marne traitée en vue de leur utilisation dans les remblais routiers. Ce matériau (marne argileuse) a été traité par un nouveau co-produit (laitier de haut fourneau activé par la poudre de dolomie calcinée) similaire à un liant hydraulique routier.

On a évalué au cours de ce travail :

1. l'évolution de la résistance à la compression non confinée de trois proportions du co-produit (LHF+Dolomie) en fonction des dosages et de temps de cure.
2. l'évolution de la résistance à la compression simple du mortier normal pour trois proportions du liant à 28 et 56 jours.
3. l'évolution de la pression de gonflement à l'état naturel et après traitement à 0 et 7 jours.
4. l'évolution des paramètres de stabilité (cohésion, l'angle de frottement) pour la marne à l'état naturel et traité par le nouveau produit.
5. modélisation numérique par le logiciel SLIDE d'un remblai en marne naturelle et traitée.

Les résultats obtenus ont montré que :

- les résistances à la compression simple des éprouvettes de marne soumises à des essais de compression non confinée, augmentent en fonction de temps de cure et la proportion optimale entre le LHF et la dolomie change d'un état à l'autre selon le temps de cure et le dosage appliqué (5% ou 10%).
- les résistances à la compression simple du mortier normal formulé pour les différentes proportions de LHF-dolomie sont très faibles comparativement aux valeurs requises pour un liant hydraulique routier à durcissement normal ou rapide.
- la marne à l'état naturel présente un potentiel de gonflement entre moyen et faible. Ce potentiel est réduit à la moitié après traitement avec le LHF-dolomie.
- l'angle de frottement interne après traitement augmente de à 0 et 7 jours. De plus, les résultats montrent une diminution de la cohésion entre la marne naturelle et traitée. Cela est dû à effet de la prise hydraulique du liant sur la solidification de la structure interne du sol par la création de nouvelles liaisons entre les particules de sol.
- l'analyse numérique par SLIDE a montré que la stabilisation de la marne avec ou sans surcharge a augmenté le coefficient de sécurité « Fs » ce qui signifie que le traitement a rendu le remblai moins vulnérable au phénomène de glissement de terrain.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

---

- [1] K. Moussaceb. Analyse et Caractérisation physico-chimique des Sols d'Entreposage de la station de Pétrole, Université Abderrahmane Mira – Bejaia 2014.
- [2] Benmessaoud Ahmed. Types de solutions de construction sur sols gonflants, Université Kasdi Merbah Ouargla ,2017.
- [3] Jean- Pierre Magnan,Cours de mécanique des sols et des roches. Ecole nationale des ponts et chaussées, (1999-2000).
- [4] Aggoun Asma. Analyse du comportement draine et non draine du site de ouled fadel région de Batna par l'essai triaxial et à la boîte de casagrande, Université Larbi Ben M'hidi Oum-Elbouaghi, 2018.
- [5] Friane Youcef-Boussaha nabil, Effet des cycles gel-dégel et humidification- séchage sur la durabilité des traitements d'une marne argileuse de la région de Guelma, université 8 mai 1945 2018.
- [6] Jean- Pierre Magnan. Description, identification et classification des sols. Article techniques de l'ingénieur 1997.
- [7] [GTR2000] LCPC SETRArealisation des remblais et des couche de forme.
- [8] [GTR2000] traitement des sols à la chaux et/ou liants hydrauliques,SETRA.
- [9] Pierre Rossi ; Ludovic Gavois ; Guy Raoul Assises des vallées compressibles - Approches géologique et géotechnique. Technique de l'ingénieur 2014.
- [10] Marwana Aminou et Muangongo Ivanete. Influence de la présence de sulfates sur le traitement du sol argileux par des ajouts minéraux. Mémoire de master 2015.Universtié Djilali Bouanaama de khamis miliana 2015.
- [11] Halima Doumi.Etude comparative de la méthode analytique et numérique en stabilité des pentes. Mémoire master,Université Mohamed Boudif –M'sila, 2016.
- [12] Barka Zeineb et Ait Brahim Nehla. Etude du comportement d'une marne argileuse traitée pour valorisation dans les projets routiers, l'Université 08 Mai 1945 de Guelma 2017.
- [13] Amoura Fouad et Maameri Mohamed. Effet de la durée de cure sur la plasticité et sur les paramètres de cisaillement d'un sol fin argileux amélioré par la chaux. Mémoire master,Université Hassiba Benbouali de chlef, 2015.
- [14] Aissaoui Nesrine, Bencheikh Mohammed et Ouadja Gbati Malick. Traitement des sols fins en vue de leur utilisation dans les remblais routiers. Mémoire master . Université 08 mai 1945 de Guelma 2015.

- [15] Pierre et Lodovic et Guy. Laitier de haut fourneau origine production et caractéristique. Techniques de l'ingénieur 2014.
- [16] Mourad Behim sous produits industriels et développement durable réactivité rôle et durabilité des laitier d'el Hadjar dans les matériaux à matrice cimentaire thèse 2005. Université Badji mokhtar Annaba.
- [17] Noui Safwan L'influence des granulats artificiels laitiers sur la résistance mécanique du béton. Université Mohamed boudiaf M'sila 2016.
- [18] M.Gres. Mémento substance utiles (matériaux de carrière) Dolomie industrielles 1979.
- [19] RABH.B. Mémoire de master Etude et caractérisation physique et mécanique de plâtre recyclé. Université De M'hamed Bougara –Boumerdes.
- [20] Y. Liang. Co-valorisation de sédiments et de sols fins par apport de liants et de fibres. Interfaces continentales, environnement. Université de Caen, 2012. Français. <tel-00731611>.
- [21] traitement des sols à la chaux et / ou aux liant hydraulique. Guide technique 2000.
- [22] Fouad Berrabah Évolution numérique de l'effet du renforcement par nappes géosynthétique sur la stabilité et le tassement des remblais sur le sol compressible mémoire de master 2015.
- [23] Mirech.Amina. Utilisation des géosynthétiques en géotechnique routières. Mémoire de master.Université 8 Mai 1995 Guelma 2013.
- [24] Jean-Pierre Magnan et Georges Pilot. Amélioration des sols. Technique de l'ingénieur 2014.
- [25] Amélioration des sols. SOLETANCHE BACHY
- [26] Transportation Geotechnics Soil and clay stabilization with calcium- and non-calcium-based additives a state-of-the-art review of challenges, approaches and techniques (2018)
- [27] Zabia et Hidani .Extraction et caractérisation mécanique des bio fibres.Mémoire Kasdi Merbah Ouargla 2017.
- [28] Mohamed Dallal .Evaluation du potentiel textile des fibres d'Alfa (Stipa Tenacissima L) caractérisation physico-chimique de la fibre au fil. Mémoire de master Université de haute Alsace 2012.
- [29] Mohamed Elhadi Bourahli Caractérisation d'un composite verre / époxy Mémoire de master 2014
- [30] douakha et mohamedatni. Amélioration des sols. Mémoire de master Université 8 Mai 1945 Guelma .2018
- [31] Bensaif E.,Bouteldja F.,Nouaouria M.S.,Breul P:influence of crushed granulated blast furnace slag and calcined eggshell waste on mechanical properties of a compacted marl.transporation Geotechnics 20 (2019) 100244.

### **Autres**

Leghrib sihem et Boulouh Sarah,.Etude de l'influence de la configuration initiale d'un talus sur stabilité.Geulma. Mémoire de master 2013

Kormi, T.Modélisation Numérique du Gonflement des Argiles non Saturéesl, Thèse de Doctorat, Ecole National des Ponts et Chaussées (2003).

[D. DELAHAYE et al] Désordres sur des remblais en marne, thèse, université de Nice France

[D.A. Oliveira et al 2012].A literature review on adding value to solid residues: egg shells, Journal of Cleaner Production Volume 46, May 2013

Cite d'internet [www.cevital-minerals.com](http://www.cevital-minerals.com)