

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 : HAMLAOUI Asma

**Thème: COMPORTEMENT D'UNE MARNE STABILISEE PAR
DIFFERENTS AGENTS DE TRAITEMENT**

Sous la direction de : Dr. BOUTELDJA Fathe

Juillet 2021

REMERCIEMENTS

«Alahamdulli ALLAH» qui m'a permis de finir ce modeste travail.

*Je tiens ensuite à remercier mon encadreur, **Mr. BOUTELDJA Fathe**, pour la confiance et l'attention qu'il m'a accordées tout au long de ce travail, son aide et son sens de la motivation m'ont été très utiles pour mener à terme ce travail.*

*Je remercie tous les enseignants du Département de Génie Civil et Hydraulique pour leurs aides et leurs conseils tout au long de mon cursus universitaire, Ainsi à toutes les personnes du Laboratoire de Génie Civil et d'Hydraulique (LGCH) et particulièrement son Directeur **Mr. NOUAOURIA Mohamed Salah**.*

Mes remerciements, également à tout l'ensemble des responsables, ingénieurs et techniciens du Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction (LNHC) d'Annaba de m'avoir accueillis pendant ma période de stage.

*Je remercier le Doctorant **NOUAOURIA Abdesslam**, dont l'aide sur le plan expérimental, notamment les essais que nous avons réalisés en laboratoire, qui ont nécessité beaucoup de rigueur, d'assiduité et de patience. Et aussi pour sa disponibilité qui ont permis de mener à bout ce projet fin d'étude.*

Un énorme merci à tous mes amis et mes collègues d'étude sans exception, et toute personne qui m'a aidée de près ou de loin dans l'élaboration de ce travail.

DEDICACE

Je dédie ce travail :

A la mémoire de ma sœur,

A mes précieux parents,

A toute la famille Hamlaoui,

A tous ceux qui me sont chers.

RESUME

Résumé

Le traitement des sols par les techniques de stabilisation chimique est largement utilisé dans le domaine de la construction routière. Les marnes sont des matériaux relativement tendres qui présentent une résistance élevée à l'état sec mais leur comportement est différent en contact avec l'eau, elles deviennent gonflantes et non résistantes, ce qui limite leur utilisation comme matériaux de remblais dans les travaux de terrassement des infrastructures. Cette étude a pour but d'évaluer au laboratoire le comportement d'une marne argileuse provenant de la région de Guelma, compactée et traitée avec un nouveau liant hydraulique composé de métakaolin et de ciment. Dans ce contexte, la démarche adoptée dans ce travail est basée sur une étude expérimentale où des essais triaxiaux (UU) et de compression non confinée sont effectués sur différents échantillons de marne traitée à différents dosages. Les résultats ont montré que les propriétés mécaniques de la marne traitée ont connu des améliorations. Par la suite, une étude numérique par le logiciel SLIDE vient compléter l'étude expérimentale afin d'étudier le comportement d'un remblai de grande hauteur confectionné avec la marne stabilisée.

Mots clés : marne, stabilisation, métakaolin, ciment, modélisation, remblai, SLIDE.

ABSTRACT

Abstract

Soil treatment by chemical stabilization techniques is widely used in road construction. Marls are relatively soft materials which present a high resistance in the dry state but their behavior is different in contact with water, they become swelling and not resistant, which limits their use as backfill materials in earthworks of infrastructures. The aim of this study is to evaluate in the laboratory the behavior of clayey marl coming from the region of Guelma, compacted and treated with a new hydraulic binder composed of metakaolin and cement. In this context, the approach adopted in this work is based on an experimental study where triaxial tests (UU) and unconfined compression tests are carried out on different samples of marl treated with different dosages. The results show that the mechanical properties of the treated marl have improved. Then, a numerical study achieved by the SLIDE software completes the experimental study in order to study the behavior of a high embankment made with the stabilized marl.

Keywords: marl, stabilization, metakaolin, cement, modeling, embankment, SLIDE.

ملخص

ملخص

تستخدم معالجة التربة بواسطة تقنيات التثبيت الكيميائي على نطاق واسع في بناء الطرق. الصلصال هي صخور ناعمة نسبياً تقدم مقاومة عالية في الحالة الجافة و لكن سلوكها يختلف عند ملامسة الماء، حيث أنها تصبح منتفخة و غير مقاومة، مما يحد من استعمالها كمواد ردم في أعمال تسطیح التربة للبنی التحتية. في عملنا هذا درسنا في المختبر سلوك تربة صلصالية من منطقة فالمة بمادة جديدة مكونة من الميتاكوولين و الاسمنت. يستند النهج المتبع في هذا العمل إلى دراسة تجريبية يجري فيها اختبار القص و اختبار الضغط على عينات مختلفة بنسب مختلفة. أظهرت النتائج تحسن في الخصائص الميكانيكية للتربة المعالجة. كما أن الدراسة الرقمية بواسطة برنامج السلايد بينت استقرار الردم المتكون من التربة المعالجة.

الكلمات المفتاحية: الصلصال، الاستقرار، ميتاكوولين، الاسمنت، النمذجة ، ردم، سلايد.

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS	I
DEDICACE	I
RESUME	II
ABSTRACT	III
ملخص	IV
LISTE DES FIGURES	VII
LISTE DES TABLEAUX	XI
INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES SOLS NATURELS	2
1. INTRODUCTION	2
2. DEFINITION DU SOL [1].....	2
2.1. Phase solide	2
2.2. Phase liquide	3
2.3. Phase gazeuse.	3
3. CARACTERISTIQUES DES SOLS.....	3
3.1. Caractéristique minéralogique [2].....	4
3.2. Caractéristique physico-mécanique.....	5
4. CLASSIFICATION GEOTECHNIQUE DES SOLS	6
4.1. Classification USCS/LCPC [4].....	6
4.2. Classification GTR [5]	8
4.3. Classification AASHTO	9
5. DIFFERENTS TYPES DES SOLS FINS	10
5.1. Argiles.....	10
5.2. <i>Limons</i> [10].....	12
5.3. <i>Vases</i>	12
5.4. <i>Tourbes</i> [7].....	14
5.5. <i>Marnes</i>	15
6. PATHOLOGIE LIEES AUX SOLS MARNEUX.....	18
6.1. Portance insuffisante.....	18
6.2. Tassement excessif.....	19
6.3. Retrait- gonflement important	20
6.4. Risque de glissement de talus naturel.....	21
6.5. Problème d'érosion.....	22
7. CONCLUSION	22
CHAPITRE II : STABILISATIONS DES SOLS FINS	23
1. INTRODUCTION	23
2. PROBLEMATIQUE DU TRAITEMENT DES SOLS [7]	23
2.1. Avantages du traitement [16]	24
2.2. Divers inconvénients	25
3. PRODUITS DE TRAITEMENT	25
3.1. Produits conventionnels.....	25
3.2. Produits non conventionnels.....	34
4. TECHNIQUES DE STABILISATION DE SOLS EN TERRASSEMENT	48
4.1. Performances à recherchés [2].....	48

4.2.	Opérations de mise en œuvre	49
5.	CONCLUSION	54
<u>CHAPITRE III : ETUDE EXPERIMENTALE DE TRAITEMENT DE MARNE</u>		<u>55</u>
1.	INTRODUCTION	55
2.	OBJECTIFS ET DEMARCHE EXPERIMENTALE.....	55
3.	CARACTERISTIQUES DE SOL ET DES PRODUITS DE TRAITEMENT.....	56
3.1.	Identification de la marne	56
3.2.	Produits de traitement utilisés.....	62
4.	CHOIX DES DOSAGES DES MELANGES	63
5.	CONFECTION DES EPROUVETTES	64
6.	ESSAI TRIAXIAL	65
6.1.	Principe de l'essai.....	65
6.2.	Dispositif expérimental.....	66
6.3.	Types d'essais triaxiaux.....	68
6.4.	Mode opératoire et procédure de l'essai	69
7.	RESULTATS DES ESSAIS TRIAXIAUX	72
8.	ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE	79
8.1.	Mode opératoire et procédure d'essai	79
8.2.	Résultats des essais de compression	82
9.	CONCLUSION	87
<u>CHAPITRE IV : ETUDE NUMERIQUE DE STABILITE DE REMBLAI MARNEUX PAR SLIDE</u>		<u>88</u>
1.	INTRODUCTION	88
2.	PRESENTATION DE LOGICIEL SLIDE	88
3.	MODELISATION DU REMBLAI MARNEUX	89
3.1.	Paramètre de la modélisation	89
3.2.	Choix de la méthode de calcul.....	89
3.3.	Introduction de la géométrie du remblai	90
3.4.	Introduction des propriétés de chaque couche de sol.....	90
4.	RESULTATS NUMERIQUES	92
5.	CONCLUSION	97
<u>CONCLUSION GENERALE</u>		<u>98</u>
<u>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES</u>		<u>99</u>
<u>ANNEXES.....</u>		<u>103</u>

LISTE DES FIGURES

FIGURE 1: TEXTURE DE SOL.....	2
FIGURE 2: EXEMPLE DE REPARTITION MOYENNE EN % DES DIFFERENTES PHASES DU SOL	3
FIGURE 3: CLASSIFICATION DES SOLS FINS SELON LE SYSTEME USCS/LCPC	7
FIGURE 4: CLASSIFICATION GTR DES SOLS AVEC $D_{MAX} < 50$ MM.....	8
FIGURE 5: CLASSIFICATION GTR DES MATERIAUX AVEC $D_{MAX} > 50$ MM.....	8
FIGURE 6: REPRESENTATION DES TETRAEDRES ET DES OCTAEDRES.....	11
FIGURE 7: STRUCTURE DES COUCHES COMPOSANT LES FEUILLETS ARGILEUX.....	11
FIGURE 8: DIFFERENTES COULEURS D'ARGILES.....	12
FIGURE 9: SOL LIMONEUX	12
FIGURE 10: SOL VASEUX.....	14
FIGURE 11: (A) TOURBE BLONDE, (B) TOURBE BRUNE, (C) TOURBE BLONDE.....	15
FIGURE 12: ETANG DE MARNE.....	15
FIGURE 13: CYCLE DES ROCHES	16
FIGURE 14: ASPECT VISUEL DE LA MARNE.....	17
FIGURE 15: TALUS DE DEBLAIS ROUTIER – ALTERNANCE MARNO-CALCAIRE	17
FIGURE 16: MARNES BLEUES DANS LES ALPES-DE-HAUTE-PROVENCE.....	18
FIGURE 17: MARNE NOIRE A PYRITE JURASSIQUE 190 MA MORTIES HERAULT.....	18
FIGURE 18: MARNE GRESEUSE VIN TRIAS –NEFFIES.....	18
FIGURE 19 : LA MARNE GRISE DE M'DOUHA	18
FIGURE 20: DIFFICULTE DE LA TRAFICABILITE DES ENGINS SUR LES SOLS FINS	19
FIGURE 21: SCHEMA DU TASSEMENT ET DU DEPLACEMENT LATERAL DU SOL DE FONDATION	20
FIGURE 22: PHENOMENE DE RETRAIT-GONFLEMENT.....	21
FIGURE 23: (A) GLISSEMENT ST GENIEZ-DE-BERTRAND (AVEYRON, MIDI-PYRENEES, AVRIL 2009), (B) GLISSEMENT DE TERRAIN SUR UNE ROUTE NATIONAL EN SICILE	21
FIGURE 24: PHENOMENE D'EROSION DANS LES REMBLAIS	22
FIGURE 25: TRAITEMENT DES SOLS AUX LIANTS HYDRAULIQUES.....	24
FIGURE 26:OBTENTION DE CIMENT	26
FIGURE 27: LE CYCLE DE LA CHAUX.....	28
FIGURE 28: TRANSFORMATION DU CALCAIRE EN CHAUX VIVE.....	28
FIGURE 29: CHAUX VIVE.....	29
FIGURE 30: CHAUX ETEINTE	29
FIGURE 31: LAIT DE CHAUX	30
FIGURE 32: CENDRE VOLANTE	31
FIGURE 33: SCHEMA DE PRINCIPE D'UN HAUT FOURNEAU	32
FIGURE 34: LAITIER DE HAUT FOURNEAU (ROCHEUX ET GRANULE).....	33
FIGURE 35: FUMEE DE SILICE.....	33

FIGURE 36: COQUILLE D'ŒUF.....	34
FIGURE 37: POUSSIÈRE DE FOUR A CIMENT	35
FIGURE 38: POUSSIÈRE DE FOUR A CHAUX	36
FIGURE 39: CARBURE DE CALCIUM.....	36
FIGURE 40: BALLE DE RIZ (A GAUCHE) CENDRE DE BALLE DE RIZ (A DROITE).....	37
FIGURE 41: ROCHE METAMORPHIQUE DE MARBRE (A GAUCHE) POUDDRE DE MARBRE (A DROITE).....	38
FIGURE 42: DECHET DE VERRE	38
FIGURE 43: POUDDRE DE VERRE	39
FIGURE 44: POUDDRE DE SILICE	39
FIGURE 45: DOLOMIE NATURELLE.....	40
FIGURE 46: POUZZOLANE NATURELLE	41
FIGURE 47: GRIGNON D'OLIVE	42
FIGURE 48: METAKAOLIN	43
FIGURE 49: STRUCTURE CHIMIQUE DE METAKAOLIN	43
FIGURE 50: VUE DES TROIS CORPS CONSTITUANT LE GISEMENT DE TAMAZERT (EL-MILIA - JIJEL)	46
FIGURE 51: POSITION DU GISEMENT DANS L'ANTICLINAL	47
FIGURE 52: ECHANTILLON BRUT DE KAOLIN DD3.....	48
FIGURE 53: SCARIFICATION DES SOLS.....	50
FIGURE 54: EPANDAGE DE LIANT	50
FIGURE 55: CONTROLE DE L'EPANDAGE: PESEE DE L'AGENT DE TRAITEMENT EPANDU SUR UN PLATEAU EN ALUMINIUM.....	51
FIGURE 56: MALAXAGE DU LIANT AVEC LE SOL.....	51
FIGURE 57: COMPACTEURS	52
FIGURE 58: REGLAGE D'UNE COUCHE COMPACTEE AVEC NIVELEUSE	53
FIGURE 59: PLANCHE D'ESSAI.....	54
FIGURE 60: (A) MARNE ARGILEUSE, (B) TAMIS DE 1.18 MM, (C) MARNE APRES TAMISAGE	56
FIGURE 61: TAMISEUSE ET SERIE DE TAMIS UTILISES.....	57
FIGURE 62: COURBE GRANULOMETRIQUE DE LA MARNE.....	57
FIGURE 63: ETATS DE CONSISTANCE D'UN SOL FIN.....	58
FIGURE 64: PREPARATION DE SOL.....	58
FIGURE 65: PENETROMETRE A CONE.....	59
FIGURE 66: DETERMINATION DE LA LIMITE DE LIQUIDITE	59
FIGURE 67: DETERMINATION DE LA LIMITE DE PLASTICITE	60
FIGURE 68: ESSAI VBS	61
FIGURE 69: CIMENT CEMII/A	62
FIGURE 70: METAKAOLIN DD3.....	63
FIGURE 71:(A) CIMENT-MK, (B) MELANGE SOL-LIANT A SEC, (C) AJOUT DE L'EAU	63
FIGURE 72: MACHINE DE COMPACTAGE UNIFRAME	64
FIGURE 73: (A) EPROUVETTES COMPACTEES STATIQUEMENT, (B) CAROTTAGE DE L'ECHANTILLON A L'AIDE DE LA TROUSSE COUPANTE, (C) ECHANTILLON APRES EXTRACTION, (D) FIL METALLIQUE.....	65

FIGURE 74: ETAT DE CONTRAINTE DE L'ECHANTILLON A L'APPAREIL TRIAXIAL	66
FIGURE 75: PRINCIPAUX ELEMENTS DE L'APPAREIL TRIAXIAL	67
FIGURE 76: TRIAXIAL DISPONIBLE DANS NOTRE LABORATOIRE	67
FIGURE 77: INTERPRETATION DES DIFFERENTS TYPES D'ESSAIS TRIAXIAUX CD- CU- UU.....	68
FIGURE 78: ETAPES DE DEROULEMENT DE L'ESSAI TRIAXIAL	72
FIGURE 79: RELATION DEVIATEUR-DEFORMATION DU SOL TEMOINS	73
FIGURE 80: DETERMINATION DES PARAMETRES DE CISAILLEMENT DE L'ECHANTILLON TEMOIN (CERCLES 1 ET 2)	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
FIGURE 81: DETERMINATION DES PARAMETRES DE CISAILLEMENT DE L'ECHANTILLON TEMOIN (CERCLES 1 ET 3)	73
FIGURE 82: DETERMINATION DES PARAMETRES DE CISAILLEMENT DE L'ECHANTILLON TEMOIN (CERCLES 2 ET 3)	ERREUR ! SIGNET NON DEFINI.
FIGURE 83: RELATION DEVIATEUR-DEFORMATION POUR 6% DE CIM+MK A 9 JOURS	74
FIGURE 84: DETERMINATION DES PARAMETRES DE CISAILLEMENT DE LA MARNE TRAITEE PAR 6% CIM+MK A 9 JOURS.....	75
FIGURE 85: RELATION DEVIATEUR-DEFORMATION POUR 6% DE CIM+MK A 28 JOURS.....	75
FIGURE 86: DETERMINATION DES PARAMETRES DE CISAILLEMENT DE LA MARNE TRAITEE PAR 6% DE CIM+MK A 28 JOURS.....	76
FIGURE 87: RELATION DEVIATEUR-DEFORMATION POUR 9% DE CIM+MK A 9 JOURS	76
FIGURE 88: DETERMINATION DES PARAMETRES DE CISAILLEMENT DE LA MARNE TRAITEE PAR 9% DE CIM+MK A 9 JOURS	77
<i>FIGURE 89: RESULTATS DES ESSAIS TRIAXIAUX DE LA MARNE TRAITEE CIM+MK APRES 9 ET 28 JOURS</i>	<i>78</i>
FIGURE 90: PHOTOS REPRESENTANT LES DIVERSES PROCEDURES DE L'ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE	81
FIGURE 91: RESISTANCES RC POUR 6% A 9 JOURS	83
FIGURE 92: RESISTANCES RC POUR 9% A 9 JOURS	83
FIGURE 93: RESISTANCES RC POUR LES DIFFERENTES PROPORTIONS A 9 JOURS.....	84
FIGURE 94: RESISTANCES RC POUR 6% A 28 JOURS	85
FIGURE 95: RESISTANCES RC POUR 9% A 28 JOURS	85
FIGURE 96: RESISTANCES RC POUR LES DIFFERENTES PROPORTIONS A 28 JOURS	86
FIGURE 97: INFLUENCE DES MELANGES CIM +MK ET CIM SUR LA RESISTANCE A LA COMPRESSION EN FONCTION DU DOSAGE ET DE TEMPS DE CURE	86
FIGURE 98: LA GEOMETRIE DU MODELE DE TERRAIN SUR SLIDE (H=12M, PENTE =45°)	90
FIGURE 99: PROPRIETES DE LA COUCHE DE MARNE	91
FIGURE 100: PROPRIETES DE LA COUCHE D'ARGILE SABLEUSE.....	91
FIGURE 101: CALCUL DE FS PAR LA METHODE BISHOP SIMPLIFIEE DE LA MARNE+CIM+MK (6% 9J) AVEC SURCHARGE.....	92
FIGURE 102: CALCUL DE FS PAR LA METHODE BISHOP SIMPLIFIEE DE LA MARNE+CIM+MK (6% 9J) AVEC SURCHARGE.....	92
FIGURE 103: CALCUL DE FS PAR LA METHODE BISHOP SIMPLIFIEE DE LA MARNE+CIM+MK (6% 28J) AVEC SURCHARGE.....	93
FIGURE 104: CALCUL DE FS PAR LA METHODE BISHOP SIMPLIFIEE DE LA MARNE+CIM+MK (6% A 28J) AVEC SURCHARGE.....	93
FIGURE 105: CALCUL DE FS PAR LA METHODE BISHOP SIMPLIFIEE DE LA MARNE+CIM+MK (9% A 9J) AVEC SURCHARGE.....	94

FIGURE 106: CALCUL DE FS PAR LA METHODE BISHOP SIMPLIFIEE DE LA MARNE+CIM+MK (9% A 9J) AVEC SURCHARGE.....	94
FIGURE 107: COEFFICIENT DE SECURITE EN FONCTION DE LA PENTE AVANT ET APRES TRAITEMENT AVEC ET SANS CHARGEMENT (H=12M).....	95
FIGURE 108: COEFFICIENT DE SECURITE EN FONCTION DE LA PENTE AVANT ET APRES TRAITEMENT AVEC ET SANS CHARGEMENT (H=25M).....	96
FIGURE 109: COEFFICIENT DE SECURITE EN FONCTION DE LA PENTE AVANT ET APRES TRAITEMENT AVEC ET SANS CHARGEMENT (H=30M).....	96

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU 1: CLASSIFICATION DES SOLS GRENUS (SELON L.C.P.C)	7
TABLEAU 2: CLASSIFICATION GTR DES MATERIAUX ROCHEUX ET PARTICULIERS	9
TABLEAU 3: LES FRACTIONS DE SOL RECONNUES PAR L'AASHTO	9
TABLEAU 4: CLASSIFICATION DES SOLS (AASHTO)	10
TABLEAU 5: DENOMINATION DES SOLS FINS CALCAIRES	16
TABLEAU 6: DIFFERENTS TYPES DE CIMENTS COURANTS [16]	26
TABLEAU 7: COMPOSITION MINERALOGIQUE DE LA DOLOMIE CALCINEE	41
TABLEAU 8: STRUCTURE CHIMIQUE DES ATOMES D'ALUMINIUM ET DE SILICIUM	44
TABLEAU 9: EXEMPLES DE COMPOSITIONS CHIMIQUES DE METAKAOLIN	44
TABLEAU 10: UTILISATIONS INDUSTRIELLES DU KAOLIN (BUNDY 1993 ET MURRAY 1999)	46
TABLEAU 11: COMPOSITION CHIMIQUE DE PLUSIEURS ECHANTILLONS DE KAOLIN DD SELON LES CATEGORIES	47
TABLEAU 12: COMPOSITION CHIMIQUE DU KAOLIN DD3 EXPRIMEE EN POURCENTAGE MASSIQUE	48
TABLEAU 13: OBJECTIFS DU TRAITEMENT DES SOLS APPLIQUE A LA REUTILISATION DES SOLS HUMIDES EN REMBLAI [GTS]	49
TABLEAU 14: RESULTATS DE L'ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR TAMISAGE	57
TABLEAU 15: RECAPITULATIF DE L'ANALYSE GRANULOMETRIQUE	58
TABLEAU 16: RESULTATS DE LA LIMITE DE LIQUIDITE	59
TABLEAU 17: RESULTATS DE LA LIMITE DE PLASTICITE	60
TABLEAU 18: TABLEAU RECAPITULATIF DE L'ESSAI VBS	61
TABLEAU 19: CLASSIFICATIONS DE LA MARNE	61
TABLEAU 20: QUANTITES DE CHAQUE COMPOSANT DES MELANGES SOL - LIANT	64
TABLEAU 21: SYNTHESE DES PROPORTIONS DES LIANTS AJOUTES ET LES TEMPS DE CURE POUR L'ESSAI TRIAXIAL	72
TABLEAU 22: RESULTATS DE L'ESSAI TRIAXIAL	73
TABLEAU 23: RESULTATS DE L'ESSAI TRIAXIAL	74
TABLEAU 24: RESULTATS DE L'ESSAI TRIAXIAL	75
TABLEAU 25: RESULTATS DE L'ESSAI TRIAXIAL	76
TABLEAU 26: RESULTATS DES ESSAIS TRIAXIAUX TRAITE PAR 6%(CIM+MK) APRES 9, 28JOURS	77
TABLEAU 27: RESISTANCES AU CISAILLEMENT MAXIMALES (TMAX) AVANT ET APRES TRAITEMENT	79
TABLEAU 28: SYNTHESE DES PROPORTIONS DES LIANTS AJOUTES ET LES TEMPS DE CURE POUR L'ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE	81
TABLEAU 29: QUANTITES DE CHAQUE COMPOSANT DES MELANGES SOL - LIANT	82
TABLEAU 30: RESISTANCE A LA COMPRESSION Rc DES DIFFERENTES PROPORTIONS A 9 JOURS.	82
TABLEAU 31: RESISTANCE A LA COMPRESSION DES DIFFERENTES PROPORTIONS A 28 JOURS	84
TABLEAU 32: ECARTS ENTRE LES RESISTANCES DE 6% ET 9% DE DOSAGE	87
TABLEAU 33: LES DONNEES ET LES RESULTATS DU LOGICIEL [39]	88

TABLEAU 34: PARAMETRE DE LA MODELISATION DES SOLS UTILISE	89
TABLEAU 35: COORDONNEES DES POINTS DES MODELES GEOMETRIQUES.....	90
TABLEAU 36: SYNTHESE DES RESULTATS OBTENUS PAR SLIDE	95

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Selon le type de construction et son mode de conception, le sol peut constituer une base d'appuis pour l'ensemble de l'ouvrage (routes, tunnels, barrages,... etc) ou un point d'appuis pour quelques éléments seulement (bâtiment, pont, ...). Le sol peut aussi être le matériau principal constituant l'ouvrage tel que les ouvrages en terre. Certains sols (vases, tourbes, limons, argiles, marnes) en raison de leurs propriétés géotechniques sont considérés comme des sols instables créant donc un handicap économique et technique pour les différentes parties impliquées dans ce domaine. Ils gonflent et deviennent plastiques en présence d'eau, se rétractent avec la sécheresse, foisonnent sous l'effet du gel, tassent en présence de surcharge et glissent sous l'effet de la saturation en eau. Alors, ces sols sont considérés comme mauvais ou médiocres et ne possèdent pas, par conséquent, les performances nécessaires pour supporter des charges.

Ces sols nécessitent donc une amélioration pour augmenter leur stabilité mécanique et améliorer leur portance. La durabilité des sols naturels vis-à-vis des différentes sollicitations peut être améliorée par le processus de la stabilisation de sol en utilisant différents types d'agent stabilisateurs tel que le ciment, chaux, liants spécifiques,...etc). Le traitement à la chaux ou/et au ciment ou encore aux liants hydrauliques spécifiques est une technique communément utilisée sur terrain permettant de pallier les faibles caractéristiques mécaniques et la mauvaise maniabilité présentées par ce type de sols. Mais la production et l'utilisation de ces liants hydrauliques est responsable d'une part significative de l'impact environnemental, en termes d'empreinte carbone, de consommation de ressources énergétiques et de réchauffement climatique.

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 nouveau liant hydraulique, formulé de métakaolin et de ciment.

Ce mémoire est structuré en quatre chapitres :

- le premier chapitre décrit les diverses phases du sol, leurs caractéristiques physico-mécaniques et minéralogiques et consacre une partie pour les sols fins. Il contient aussi les systèmes de classification des sols (GTR et USCS...). Il présente également les principales pathologies liées aux sols marneux (tassement, gonflement, glissement,...).
- le deuxième chapitre est consacré au traitement chimique des sols. Il présente les différents produits de traitement classiques et nouveaux, et les techniques de stabilisation des sols en domaine routier.
- le troisième chapitre est consacré à la présentation de l'ensemble des essais réalisés au sein de notre laboratoire de recherche (LGCH), ainsi les résultats obtenus.
- Enfin, le dernier chapitre présente une étude numérique réalisée à l'aide de logiciel SLIDE d'un grand remblai construit en marne naturelle et traitée.

CHAPITRE I :
Généralités sur les sols
naturels

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES SOLS NATURELS

1. INTRODUCTION

Le sol est un système complexe qui se constitue de particules dont la composition chimique et minéralogique diffère et dont la taille, la forme et la disposition varient. Nous présentons dans ce chapitre des généralités sur les sols naturels. Nous avons commencé par une définition et un aperçu général sur les diverses phases du sol. Ensuite, nous avons fourni quelques ordres de grandeurs des caractéristiques minéralogiques et physico-mécaniques des sols. Puis nous avons montré les différents systèmes de classification des sols comme la classification USCS/LCPC, GTR et AASHTO. Nous avons également cité les différents types des sols fins tels que les argiles, les limons et les marnes...etc. Par la suite nous avons focalisé notre bibliographie sur les marnes en faisons zoom sur leurs natures, leurs formations, types...etc. Enfin, nous avons terminé ce chapitre par la présentation des différentes pathologies liées à l'utilisation des sols marneux dans les terrassements.

2. DEFINITION DU SOL [1]

Le sol est un matériau complexe et variable. Il est hétérogène, d'origine minérale et/ou organique. Il est constitué de trois phases : phase solide (Squelette minéral), phase liquide et phase gazeuse (Figure 1).

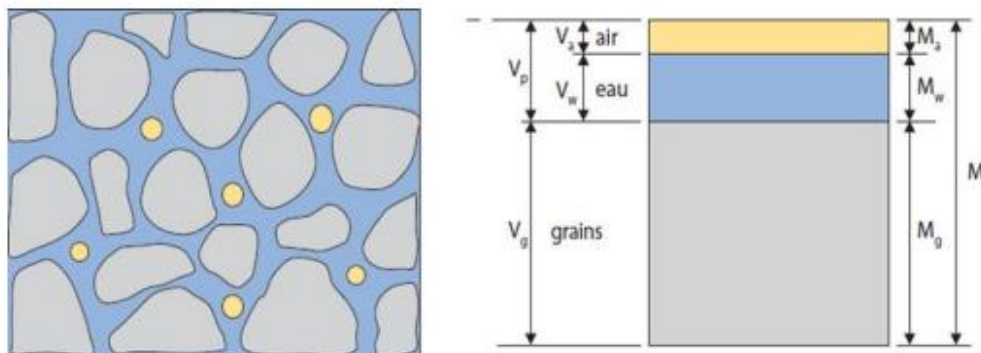


Figure 1: Texture de sol

2.1. Phase solide

Lorsqu' un sol est le résultat d'une désagrégation physique ou mécanique d'une roche, les grains du sol sont constitués des mêmes minéraux que la roche mère. Ils ont en général des dimensions supérieures à $2 \mu\text{m}$. Lorsque les particules d'un sol ont des dimensions inférieures à $2 \mu\text{m}$, c'est que le sol est le résultat d'attaques chimiques qui

se sont superposées à une désagrégation mécanique de la roche. Les processus chimiques qui interviennent sont la dissolution sous l'action de l'eau, la combinaison et la recristallisation. Ces grains constituent l'élément fondamental de l'analyse des sols. Leur taille, leur forme, leur enchevêtrement sont capitales pour le comportement du sol, et ne dépendent pas des conditions extérieures.

2.2. Phase liquide

L'eau existe sous différentes formes dans les sols :

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

2.3. Phase gazeuse.

Lorsque le sol n'est pas saturé, la phase gazeuse est constituée par un mélange d'air, de vapeur d'eau et éventuellement de gaz provenant de la décomposition de matières organiques. Chaque phase joue un rôle bien précis dans le comportement du sol.

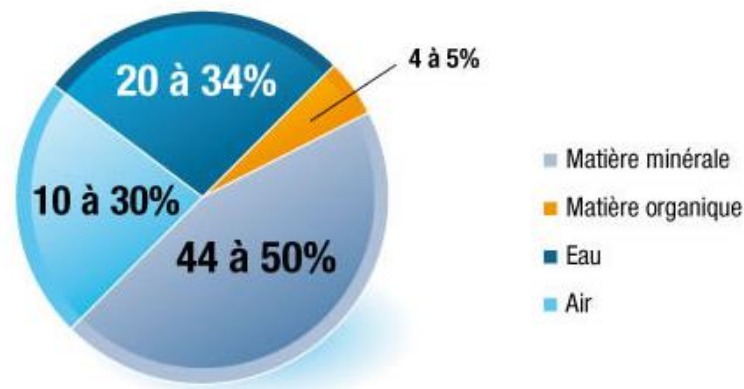


Figure 2: Exemple de répartition moyenne en % des différentes phases du sol

3. CARACTERISTIQUES DES SOLS

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

3.1. Caractéristique minéralogique [2]

Lorsque la terre s'est formée, plusieurs roches différentes ont été créées. À l'intérieur de ces roches, il y a beaucoup de minéraux différents. Lorsque ces roches se décomposent, certains de ces minéraux se décomposent et forment des sols. Comme ces minéraux sont petits, ils dominent la partie argileuse du sol.

Les sols sont souvent classés en quatre catégories (minéraux primaires, minéraux secondaires, sels et matières organiques) suivant leur composition, leur mode de formation et leur cause de formation.

3.1.1. Minéraux primaires

Ce sont les minéraux résiduels qui ont échappé à l'altération, ils sont stables c-à-dire qu'ils conservent la signature minéralogique et géochimique des matériaux source, ou instables c-à-dire n'ayant pas subi suffisamment les effets de l'altération.

Le **quartz**, les **feldspaths** et les **micas** qui se retrouvent dans diverses fractions granulométriques sont les minéraux primaires les plus abondants dans les sols. Ils peuvent résulter d'une simple érosion des substrats avec tris granulométrique au cours du transport, surtout par l'eau, et au cours de la sédimentation. Cette catégorie de minéraux se retrouve souvent dans les **sols grenus** (sables grossiers, graviers, etc.).

3.1.2. Minéraux secondaires

Ils résultent de la transformation (ou dégradation) géochimique des minéraux primaires, ce qui implique donc un changement de statut minéralogique accompagné d'une réduction de taille. Ils comprennent divers types de minéraux argileux (simples ou interstratifiés), ainsi que des hydroxydes ou oxydes généralement de fer, parfois de Manganèse ou d'Aluminium. Les minéraux argileux se cantonnent dans une gamme granulométrique comprise entre le micron et quatre microns.

3.1.3. Sels solubles

Les solutions qui résultent de l'altération par hydrolyse, transportent des éléments chimiques actifs tels que potassium K, sodium Na, calcium Ca, magnésium Mg. Soit ces éléments quittent définitivement les sites de l'altération, soit ils y demeurent en constituant des phases minérales neuves (carbonates, sulfates, sels).

Les carbonates peuvent jouer un rôle de ciment temporaire ou définitif scellant les minéraux argileux.

Le potassium et le sodium peuvent aussi subsister dans ou à proximité des minéraux argileux. Par conséquent, ces sels peuvent influencer fortement le comportement hydromécanique des sols.

3.1.4. Matières organiques

Elles résultent de la transformation hydrolytique ou biologique des résidus végétaux à la surface des sols. Ces résidus peuvent être réincorporés plus bas dans le matériau argileux du sol. La matière organique, à raison de quelques pour-cent peut être présente dans les sédiments. Elle se caractérise par une forte capacité de rétention d'eau, ainsi, agit sensiblement sur le comportement géomécanique d'un matériau argileux.

3.2. Caractéristique physico-mécanique

Les **caractéristiques physiques** sont obtenues en laboratoire à partir d'essais très simples tels que les pesées avant et après passage à l'étuve et les mesures de volume.

- **Texture** : composition granulométrique du sol, c'est à dire la proportion de chacun de ses constituants solides (argiles, sables, graviers...), qui ont des tailles différentes.
- **Structure** : La structure d'un sol est l'assemblage, a un moment donnée, de ses constituants solide. La stabilité structurale dépend de la matière organique des sols. Une mauvaise structure peut donc empêcher l'écoulement des eaux dans le sol, les échanges gazeuses entre le sol et l'atmosphère.
- **Porosité** : volume total des espaces laissés libres entre les agrégats ou les particules solides. Elle conditionne la circulation de l'eau et des gaz dans le sol.
- **La perméabilité du sol** : dépend de la structure du sol, c'est sa capacité à laisser passer l'eau vers les couches inférieures.
- **Capacité de rétention d'eau** : quantité d'eau retenue par le sol qui est liée à des particules solides par des forces physiques [3].

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

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

- L'essai de cisaillement à l'appareil triaxial, a pour objectif de déterminer la résistance au cisaillement du sol ainsi que les caractéristiques mécaniques (c et ϕ) pour une contrainte de confinement donnée σ_3 .
- L'essai de compression simple appelé également compression non confinée, a pour objectif de mesurer la force axiale de rupture de l'échantillon sous une vitesse de compression donnée.
- L'essai œdométrique, permet d'évaluer le tassement et le gonflement du matériau au cours du temps. Il permet également de classier les sols vis-à-vis de leur compressibilité [1].

4. CLASSIFICATION GEOTECHNIQUE DES SOLS

Les systèmes de classification des sols ont pour but de ranger les sols en familles présentant les mêmes caractéristiques géotechniques ou des caractéristiques très voisines. Il existe plusieurs systèmes de classification des sols, parmi elles on peut citer:

- Classification U.S.C.S (Unified Soil Classification System) établie par Casagrande.
- Classification L.C.P.C (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) identique à la classification U.S.C.S.
- Classification G.T.R (Guide des terrassements routier).
- Classification A.A.S.H.T.O (American Association State Highways and Transportation Officials).

4.1. Classification USCS/LCPC [4]

Cette classification est la plus utilisée en mécanique des sols. Elle a été développée aux Etats-Unis dans les années 1950 sous le nom **United Soil Classification System (USCS)** puis francisée au début des années 1960 sous le nom de **Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC)**. La classification USCS/LCPC est basée sur les dimensions des particules (granulométrie) et leur comportement à l'eau (plasticité). Elle prend en compte également la teneur de la fraction organique dans le cas des sols fins en mesurant la teneur en matières organiques par la méthode de la perte au feu. D'après cette classification, on peut distinguer :

- **Les sols grenus** : plus de 50 % des éléments $> 0,08$ mm.
- **Les sols fins** : plus de 50 % des éléments $< 0,08$ mm.
- **Les sols organiques** dont la teneur en matière organique est > 10 %.

Pour les sols fins, la méthode de classification est basée sur les limites d'Atterberg (Figure 3).

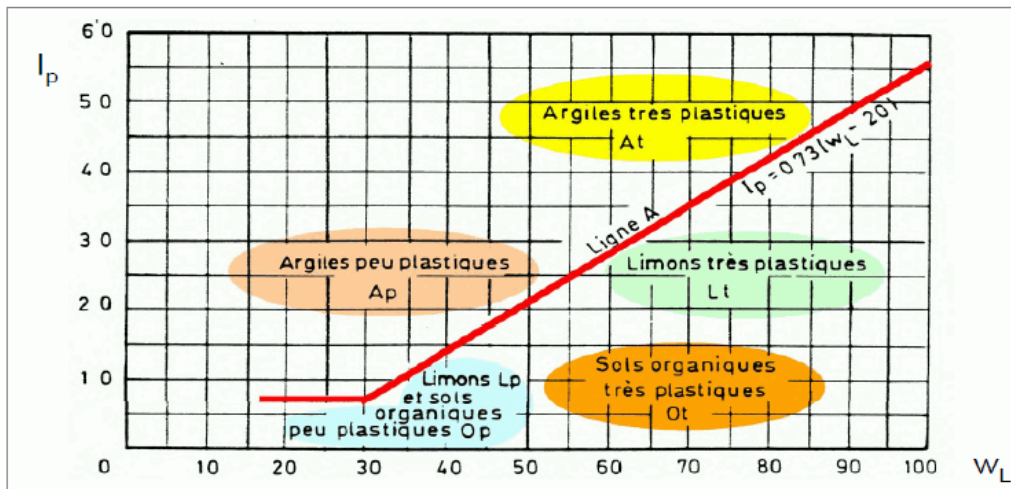
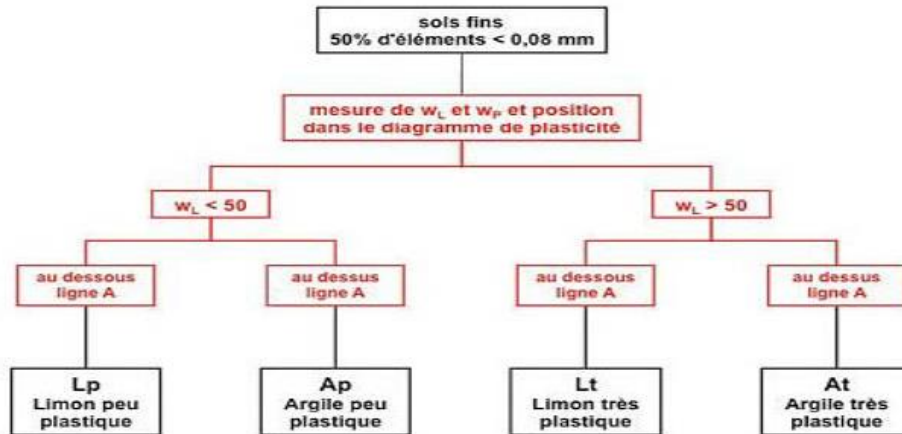


Figure 3: Classification des sols fins selon le système USCS/LCPC

Pour les sols grenus, la classification se fait par la granulométrie et les limites d'Atterberg. Elle est présentée dans le tableau 1.

Tableau 1: Classification des sols grenus (selon L.C.P.C)

Définitions		Symbole LPC (USCS)	Conditions	Appellations	
Graves	Plus de 50 % des éléments > 0,08 mm ont un diamètre > 2 mm	moins de 5 % d'éléments < 0,08 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	
		plus de 12 % d'éléments < 0,08 mm	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	moins de 5 % d'éléments < 0,08 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	
		plus de 12 % d'éléments < 0,08 mm	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.

4.2. Classification GTR [5]

La classification GTR est spécifique pour les des sols utilisés en France pour les travaux de terrassements routiers. Elle est utilisée pour classer les matériaux (sols, roches et sous-produits) selon leur nature et leur état. Dans un premier temps pour déterminer la nature du sol, la classification GTR se base principalement sur la granulométrie du sol, l'indice de plasticité et sur la valeur de bleu de méthylène VBS. Cette classification est illustrée dans la Figure 4 pour les sols avec un $D_{max} < 50$ mm. Puis, dans un deuxième temps, la classification GTR permet de classer le sol selon leur état hydrique en cinq classes allant de l'état très sec à l'état très humide. Les principes généraux de cette classification sont présentés sur les figures ci-dessous.

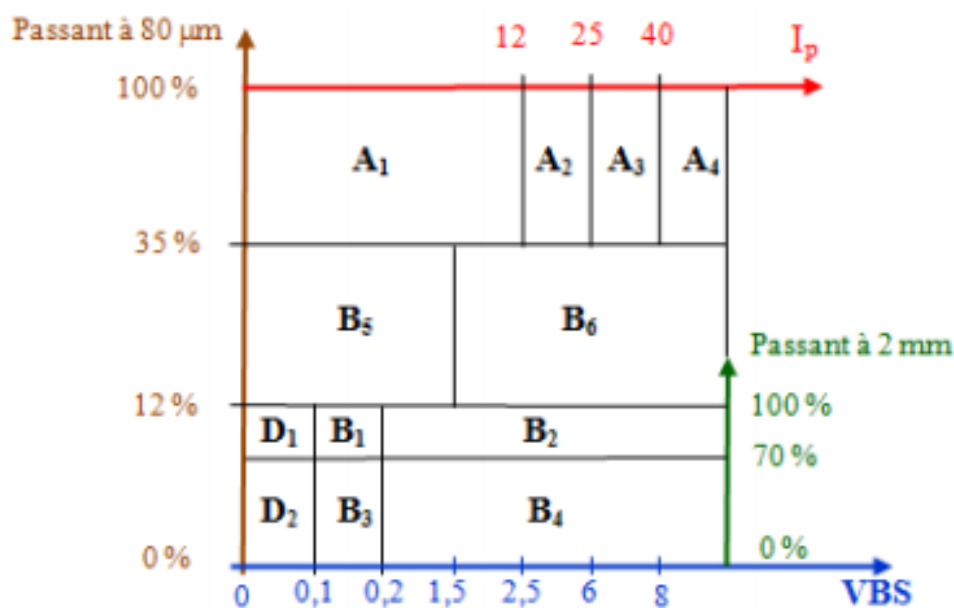


Figure 4: Classification GTR des sols avec $D_{max} < 50$ mm

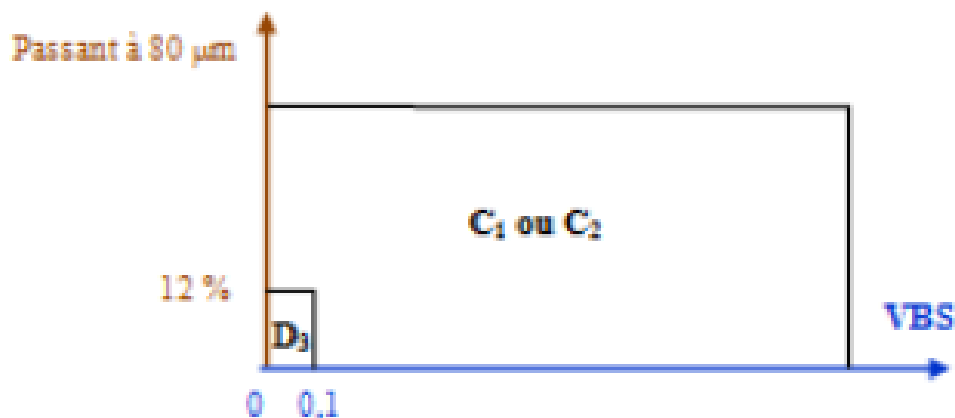


Figure 5: Classification GTR des matériaux avec $D_{max} > 50$ mm

Tableau 2: Classification GTR des matériaux rocheux et particuliers

MATERIAUX ROCHEUX	Roches sédimentaires	Roches carbonatées	Craies	R1
			Calcaires	R2
		Roches argileuses	Marnes, argilites, pélites...	R3
		Roches siliceuses	Grès, poudingues, brèches...	R4
	Roches salines	Sel gemme, gypse	R5	
	Roches magmatiques et métamorphiques	Granites, basaltes, andésites..., gneiss..., schistes métamorphiques et ardoisiers...		R6
MATERIAUX PARTICULIERS	Sols organiques, sous-produits industriels			F

4.3. Classification AASHTO

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.

On trouve plusieurs groupes de sol (A-1 à A-8) et quelques sous-groupes (Tableau 4). A l'intérieur de chaque sous-groupe, les sols sont classés suivant un indice de groupe calculé à partir d'une formule empirique. Les seuls essais qu'il est nécessaire d'effectuer sont l'analyse granulométrique et les limites de consistance [6].

Le tableau suivant indique les fractions de sol reconnues par l'AASHTO.

Tableau 3: les fractions de sol reconnues par l'AASHTO

Fraction de sol	Echelle de grandeur
Bloc	Plus de 75mm
Gravier	De 75mm à 2.0 mm (tamis n°10)
Sable grossier	De 2.0mm (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)

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 limites 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 [7].

Tableau 4: Classification des sols (AASHTO)

General Classification	Granular materials (35% or less passing No. 200 Sieve (0.075 mm))							Silt-clay Materials More than 35% passing No. 200 Sieve (0.075 mm)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
(a) Sieve Analysis: Percent Passing											
(i) 2.00 mm (No. 10)	50 max										
(ii) 0.425 mm (No. 40)	30 max	50 max	51 min								
(iii) 0.075 mm (No. 200)	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max	36 min	36 min	36 min	36 min
(b) Characteristics of fraction passing 0.425 mm (No. 40)											
(i) Liquid limit				40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min
(ii) Plasticity index	6 max		N.P.	10 max	10 max	11 min	11 min	10 max	10 max	11 min	11 min*
(c) Usual types of significant Constituent materials	Stone Fragments Gravel and sand		Fine Sand	Silty or Clayey Gravel Sand				Silty Soils		Clayey Soils	
(d) General rating as subgrade.	Excellent to Good							Fair to Poor			

* If plasticity index is equal to or less than (liquid Limit-30), the soil is A-7-5 (i.e. PL > 30%)
If plasticity index is greater than (Liquid Limit-30), the soil is A-7-6 (i.e. PL < 30%)

5. DIFFERENTS TYPES DES SOLS FINS

Les sols à grains fins regroupent évidemment tous les sols dont les particules sont invisibles à l'œil nu. Le diamètre équivalent de ces particules peut varier d'environ 1 nm (10^{-6}) à 0,08 mm. Les sols à grain fin sont généralement identifiés sur la base de leur plasticité.

5.1. Argiles

De manière générale, le mot argile sert à désigner l'ensemble des particules dont la taille est inférieure à 2 μ m. En termes de taille de grain, le mot argile a deux sens. Il désigne d'abord les particules faites des minéraux argileux dont les cristaux excèdent parfois 2 μ m. Les minéraux argileux proviennent essentiellement de l'altération chimique de certains minéraux composant la roche. Cette altération chimique agit de façon que certains minéraux silicates, comme les micas ou les feldspaths sont transformés en d'autres espèces minérales (kaolinite, illite, Montmorillonite), souvent de granulométrie plus fine. Les minéraux argileux sont surtout de la famille de silicates, formés à base de silice (Si) et d'oxygène (O), tels que le quartz et les feldspaths. Le mot minéral argileux comprend les minéraux qui font partie du groupe des phyllosilicates, appelés aussi silicates de structure lamellaires [8]. Un feuillet d'argile est formé par l'association des couches tétraédriques (T) à base de tétraèdres

siliciques (SiO_4^{4-}) et de couches octaédriques (O) aluminiques et/ou magnésiques (Figure 6) [9].

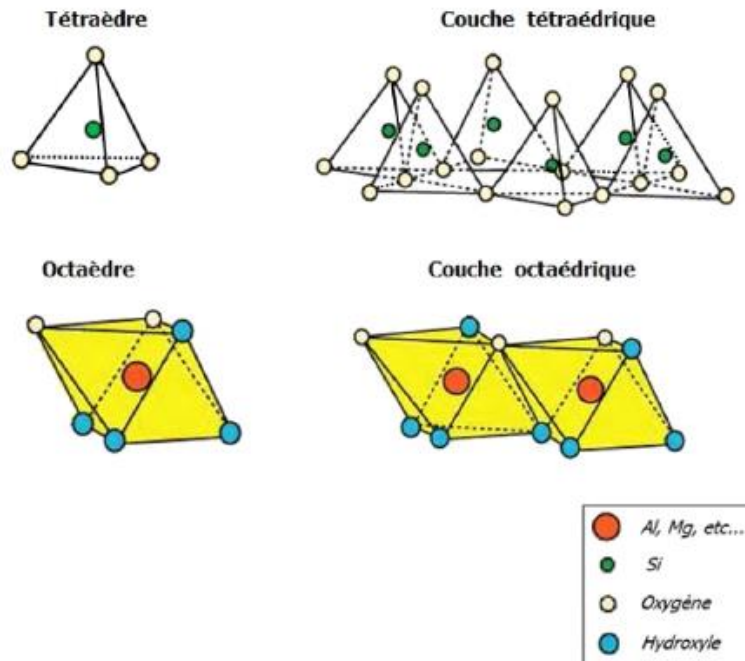


Figure 6: Représentation des tétraèdres et des octaèdres

On distingue deux types de structures (Figure 7).

- La structure T O : le feuillet est constitué d'une couche de tétraèdre associée à une couche d'octaèdres. Son épaisseur est de 7 Å. Chaque feuillet est relié à un autre feuillet par l'intermédiaire des liaisons labiles de type hydrogène. Cette structure est celle de la famille de la kaolinite.
- La structure T O T : elle correspond à une couche d'octaèdres encadrée par deux couches de tétraèdres. L'épaisseur du feuillet est de l'ordre de 10 Å [6].

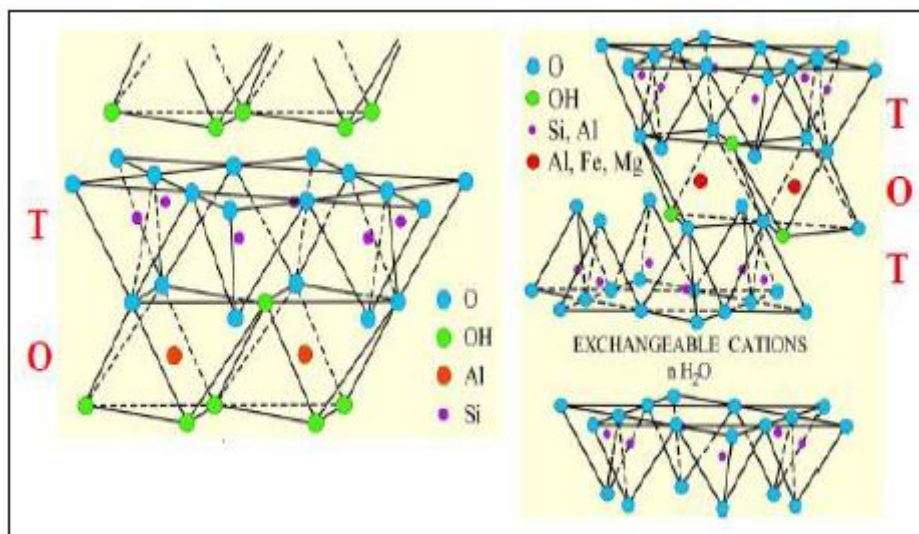


Figure 7: Structure des couches composant les feuillets argileux

Le terme argile désigne ensuite les débris les plus fins de la désagrégation-altération physique des roches appelés la farine de roche ($d < 2 \mu\text{m}$). Cette farine peut contenir une proportion de minéraux argileux plus ou moins importante [8].



Figure 8: Différentes couleurs d'argiles

5.2. Limons [10]

Les limons, constitués de silt, de loess et de loehm, possèdent un squelette siliceux à silico calcaire à grains fins (Figure 9). Leur taille est située entre celle des sables et celle des argiles, la teneur en argile est variable. Ils sont peu perméables et constituent des terres de culture fertiles. Leur assise est médiocre et donc à éviter pour les fondations.



Figure 9: Sol limoneux

5.3. Vases

Du point de vue géologique, les vases sont des dépôts formés en eau douce ou salée, constituées de grains généralement très fins (inférieurs à 200μ avec un pourcentage important de particules inférieures à 2μ) de nature minéralogique variable, disposés en flocons (structure dite en « nids d'abeilles »).

La vase contient généralement une certaine proportion de matières organiques (le plus souvent inférieure à 10 %). Elle peut être tourbeuse si la présence de certains micro-organismes favorise la formation de tourbe. Dans les zones littorales, la présence de chlorure de sodium empêche la prolifération de ces micro-organismes, et de ce fait, la vase déposée n'est pas tourbeuse. En se consolidant, la vase perd une partie de son eau, la structure se détruit, et elle se transforme en une argile ou une marne d'autant moins molle que la consolidation est plus importante.

En fait, du point de vue géotechnique, on confond souvent vase et argile molle. Pour le géotechnicien, ces sols se caractérisent par :

- Une teneur en eau est généralement voisine de la limite de liquidité, et un faible poids spécifique sec γ_d (souvent inférieur à 10 kN/m³).
- Une teneur en matière organique de 2 à 10 % environ.
- Une faible cohésion non drainée c_u (de l'ordre de 15 kPa en moyenne).
- Une forte compressibilité donnant lieu à des tassements secondaires importants.
- Une faible perméabilité.
- Un état normalement consolidé (avec surconsolidation en surface, et exceptionnellement sous-consolidé dans les couches profondes) [11].

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 [7].



Figure 10: Sol vaseux

5.4. Tourbes [7]

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.

La tourbe est traditionnellement définie comme synonyme de gazon, étant un tissu végétal partiellement carbonisé formé dans des conditions humides par la décomposition de diverses plantes et mousses.

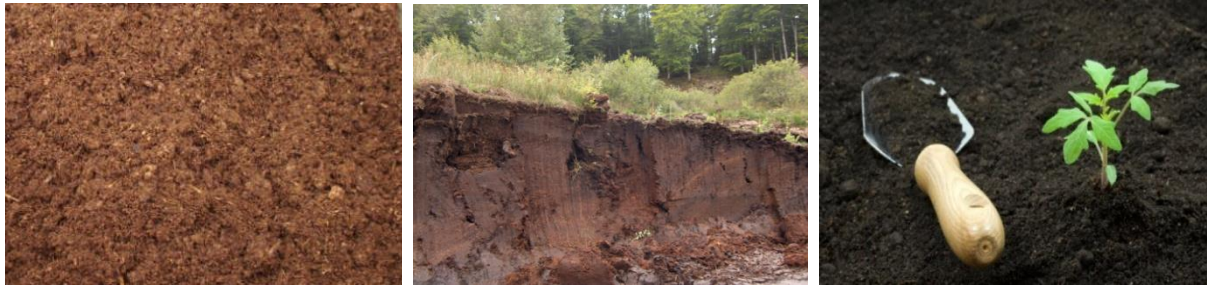
Il existe plusieurs types de la tourbe à savoir :

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 pauvre 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 cypéracées. 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.



(a)

(b)

(c)

Figure 11: (a) Tourbe blonde, (b) Tourbe brune, (c) Tourbe blonde

5.5. Marnes

Les marnes sont des formations sédimentaires, cohérents, formées dans un milieu marin peu profond (Figure 10). Les marnes sont constituées essentiellement d'un mélange entre les calcaires et les argiles, la proportion de ce dernier varie de 30% à 70% (Tableau 5) [12]. Comme les argiles, les marnes sont tendres, finement poreuses, friables quand elles sont sèches, plastiques lorsqu'elles sont mouillées. Mais, à la différence des argiles, elles font effervescence avec les acides à cause de la présence du calcaire. La finesse des particules constitutives (minéraux argileux, carbonates et, parfois, silice en faible quantité) place les marnes dans le groupe des *lutites*, ou *pélites*. Suivant la composition minéralogique, on peut distinguer des marnes dolomitiques, glauconieuses, magnésiennes, gypseuses, micacées, sableuses, humifères [13].



Figure 12: Etang de marne

Tableau 5: Dénomination des sols fins calcaires

Pourcentage de CaCO ₃	Dénomination
0 à 10	Argile
10 à 30	Argile marneuse
30 à 70	Marne
70 à 90	Calcaire marneux
90 à 100	Calcaire

5.5.1. Nature et formation des marnes [6]

La marne est formée par un mélange de carbonates de calcium (CaCO₃) et de minéraux argileux. Elles marquent le passage entre le calcaire et l'argile (matériau de transition). Selon le grand cycle des roches (Figure 13), les particules constituant les marnes, sont le plus souvent transportées par l'eau et le vent. Elles s'accumulent dans les creux du relief ou au fond de l'eau. Quel que soit le milieu, marin, fluviatile ou terrestre, l'ensemble des particules finit par se déposer en couches superposées formant des dépôts sédimentaires. La fraction argileuse de la marne provient soit de l'altération des massifs émergés, qui sont des argiles, soit par un processus acheminé par un réseau hydrographique, les niveaux argileux se déposent dans le bassin de sédimentation. Les marnes auront une origine détritique ou l'héritage domine ou alors une origine chimique ou les minéraux argileux s'étaient, dans le cas, à partir d'ions en solution dans l'eau. Pendant et après le dépôt, les phénomènes de diagenèse interviennent, aboutissant ainsi à la formation du matériau dit « marne ».

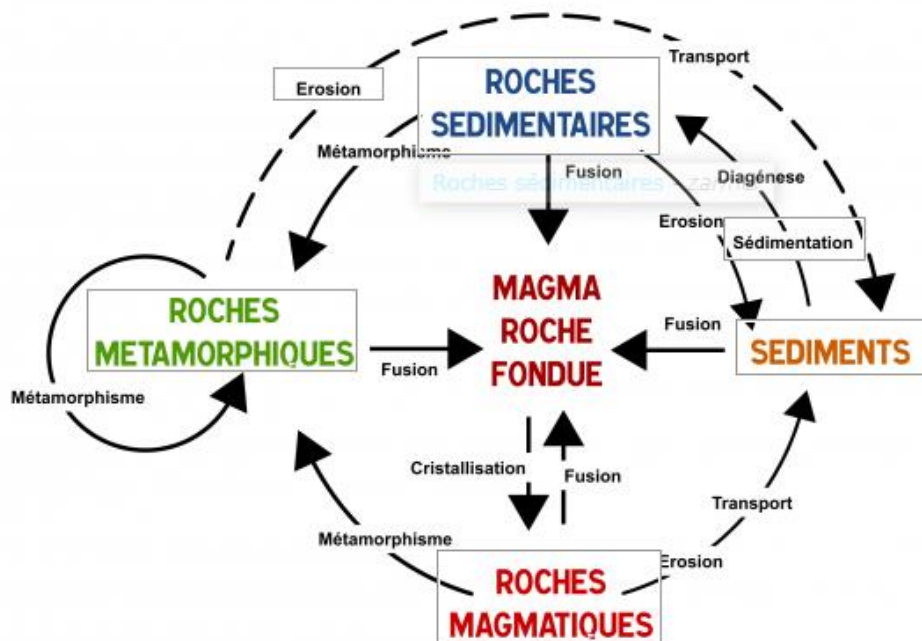


Figure 13: cycle des roches

Ces dépôts sédimentaires, par leur propre poids, exercent une pression sur les particules. Les couches se compactent et se stabilisent. Cet ensemble d'actions appelé *diagenèse* donne aux matériaux un aspect stratifié et compact (Figure 14). Les transformations dia-génétiques affectent particulièrement les minéraux argileux en raison de leur taille, de leur surface spécifique élevée, de leur structure feuilletée facilitant les échanges d'ions entre le minéral et son entourage. L'ensemble des phénomènes dia-génétiques conduit à la formation d'un matériau dont les propriétés dépendront, en grande partie de l'intensité des phénomènes qui se sont produits.



Figure 14: Aspect visuel de la marne

Après cette transformation le dépôt qui se constitue principalement de calcaire et de particules argileuses, devient une roche. Les alternances marne-calcaire sont très fréquentes dans les séries sédimentaires et portent le nom de formation marno-calcaire (Figure 15).



Figure 15: Talus de déblais routier – alternance marno-calcaire

5.5.2. Principaux types des marnes [14]

Marnes bleues : Elles sont reconnaissables à leur couleur bleu nuit. Ces marnes sont extrêmement fines et essentiellement composées d'argile, elles ne contiennent aucun élément détritique.

Marnes nummulitiques ou grises souris : Elles contiennent une fraction d'élément détritique fins, en particulier des sables dont leur présence rend ces marnes reconnaissables puisqu'elles croquent sous la dent.

Marnes gréseuses : Ces marnes ont une composante gréseuse importante, et même des niveaux de grés plus indurés interstratifiés dans les marnes.

Marnes grises : On les retrouve avec d'épaisseurs plus importantes et elles ne contiennent que de l'argile.



Figure 16: Marnes bleues dans les Alpes-de-Haute-Provence



Figure 17: Marne noire à pyrite Jurassique 190 MA Mortiers Hérault



Figure 18: Marne gréseuse vin Trias -Neffies



Figure 19 : La marne grise de M'douha

6. PATHOLOGIE LIEES AUX SOLS MARNEUX

Les sols fins, contiennent des proportions notables d'argiles et de limons, qui influent sur ses propriétés géotechniques intrinsèques. Ils gonflent et deviennent plastiques en présence d'eau, se rétractent avec la sécheresse, et foisonnent sous l'effet du gel. Alors, ces sols sont considérés comme mauvais ou médiocres [10].

6.1. Portance insuffisante

La portance est une caractéristiques importantes pour la construction des bâtiments, construction des routes, des chemins de fer, aéroport, plate forme industrielle,...etc. A rares exceptions près, tous les sols sont sensibles à l'eau, c'est -à-dire que leur

portance diminue lorsqu'ils sont humides. Le sol marneux à une très faible portance qui se traduit par l'incapacité de supporter les grandes charges dans le cas à long terme (lorsque l'ouvrage est en service), et à court terme (vis-à-vis de la phase de réalisation de l'infrastructure). Selon les cas de chantier, on cherche à assurer, avec la couche de sol compactée, l'ensemble ou certaines des fonctions qui vont limiter les déformations au sein de la structure (Figure 20). Cependant, la sensibilité à l'eau des sols fins et leur faible résistance au cisaillement implique une portance inadéquate pour une traficabilité normal des engins sur les couches compactés. Ces sols fins présentent des limitations qui ensemble, sont une lourde contrainte pour la construction des infrastructures routiers [6].



Figure 20: Difficulté de la traficabilité des engins sur les sols fins

6.2. Tassement excessif

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 [15]. Il s'agit d'une déformation lente du sol sous le poids du remblai qui se traduit (Figure 21).

- au centre du remblai par un enfoncement vertical.
- sous l'emprise du remblai, par un enfoncement vertical combiné à un déplacement latéral de sol de fondation.
- hors de l'emprise du remblai, par un déplacement latéral de sol de fondation jusqu'à une distance fonction de l'épaisseur de sol compressible.

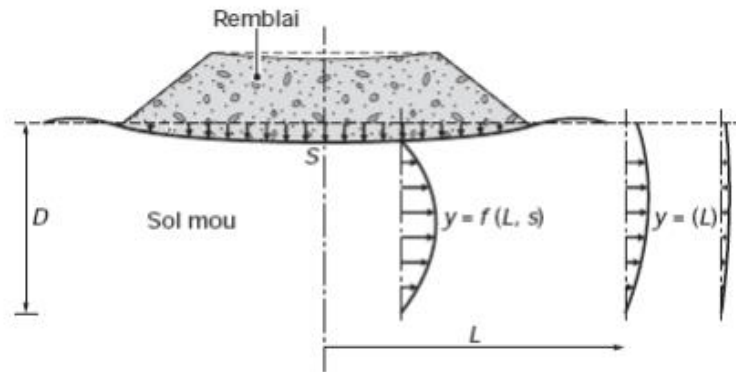


Figure 21: Schéma du tassement et du déplacement latéral du sol de fondation

Les déplacements verticaux ont couramment une amplitude de plusieurs dizaines de centimètres. Pour les couches très molles ou de forte épaisseur, cette amplitude peut atteindre plusieurs mètres. Ces déplacements sont plus importants dans l'axe du remblai que vers les crêtes de talus, ce qui provoque une déformation de la plateforme. Les déplacements horizontaux sont généralement plus faibles que les déplacements verticaux, le rapport entre les deux étant notamment fonction du coefficient de sécurité, de la géométrie du remblai et de l'épaisseur des sols mous. Néanmoins, des déplacements horizontaux de plusieurs dizaines de centimètres ont été observés. La vitesse des tassements est variable, en fonction de la nature des sols compressibles, de leur épaisseur et de la présence des couches drainantes [11].

6.3. Retrait- gonflement important

Les phénomènes de retrait et de gonflement des sols argileux sont observés depuis longtemps dans les pays au climat sec, où ils sont à l'origine de nombreux désordres causés tant aux bâtiments qu'aux voiries et routes. Il est lié aux variations de teneur en eau des terrains argileux : ils gonflent avec l'humidité et se rétractent avec la sécheresse. Ces variations de volume induisent des tassements plus ou moins uniformes et dont l'amplitude varie suivant la configuration et l'ampleur du phénomène. Sous une habitation, le sol est protégé de l'évapotranspiration, et sa teneur en eau varie peu dans l'année. De fortes différences de teneur en eau vont donc apparaître dans le sol au droit des façades (Figure 22) [10].

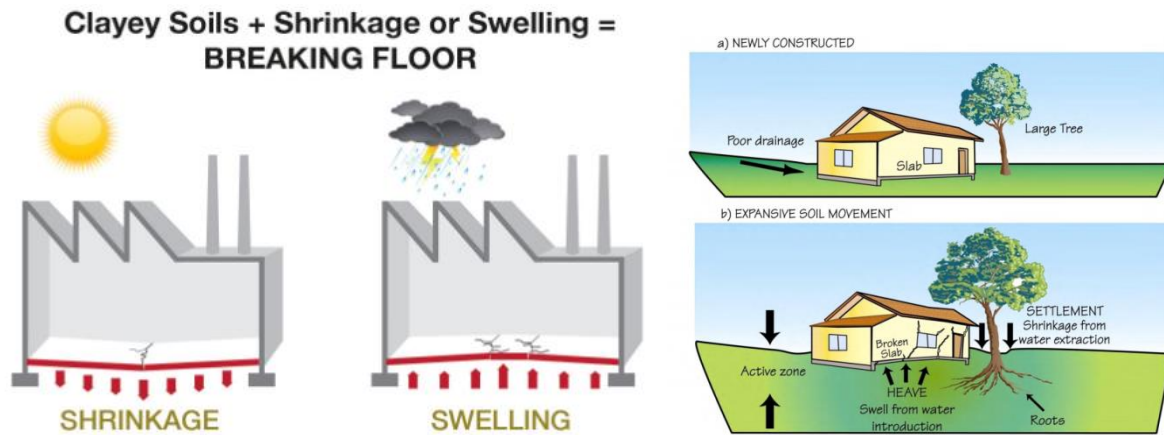


Figure 22: Phénomène de retrait-gonflement

6.4. Risque de glissement de talus naturel

Les glissements des talus des remblais routiers peuvent survenir durant les travaux de terrassement, pendant l'exécution des remblais ainsi que pendant l'exploitation des ouvrages en terre (Figure 23) [6].

Un glissement de terrain correspond à un déplacement généralement lent (de quelques mètres par an à quelques millimètres par jour) sur une pente[10], 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 diverses[15].



(a)

(b)

Figure 23: (a) Glissement St Geniez-de-Bertrand (Aveyron, Midi-Pyrénées, avril 2009), (b) Glissement de terrain sur une route national en Sicile

On distingue trois types de glissements :

- Glissement plan.
- Glissement rotationnels simples.

- Glissement rotationnels complexes (composés).

6.5. Problème d'érosion

Les sols constituant les ouvrages en terre peuvent être sujets à des phénomènes d'érosion pouvant affecter les remblais routiers de différentes manières. L'érosion des sols fins peut être décrite comme un phénomène causé par un écoulement d'eau qui arrache et transporte certaines particules du sol (Figure 24). Les phénomènes d'érosion peuvent être externes ou internes. L'érosion interne intervient au sein de l'ouvrage tandis que l'érosion externe affecte la surface externe en contact avec l'eau [6]. Ce phénomène est observé dans les remblais qui sont implantés au voisinage des zones littorales et des cours d'eau tel que les rivières, les oueds et les barrages.



Figure 24: Phénomène d'érosion dans les remblais

7. CONCLUSION

Ce chapitre a été consacré à la description des sols fins en général et les marnes en particulier. Nous avons utilisé pour cela différentes échelles de présentation, permettant de montrer les différents minéraux constitutifs et les différentes caractéristiques. Il est important de caractériser les sols et aussi de les classer, c'est à dire de les mettre dans un groupe ayant des comportements similaires. Il va de soi qu'une telle classification ne peut être basée que sur des corrélations empiriques, elles-mêmes basées sur une grande expérience. Le chapitre suivant introduit la partie de traitement de sol qui est une technique économique qui permet de rendre apte à l'usage des matériaux qui pose de problèmes récurrents lors de leur réutilisation.

CHAPITRE II :

Stabilisations des sols fins

CHAPITRE II : STABILISATIONS DES SOLS FINS

1. INTRODUCTION

Certains sols, en raison de leurs propriétés géotechniques et/ou de leur état hydrique sont considérés comme mauvais ou médiocres et n'ont pas les performances nécessaires pour supporter le trafic de chantier, la chaussée et le trafic futur ou même pour être utilisés en remblai. Dans ce chapitre, nous détaillons clairement la stabilisation de ces sols à l'aide de traitements chimiques, les avantages liés à cette technique et les différents produits de traitement (classiques et nouveaux). Ensuite, Nous présentons en particulier le produit de traitement « métakaolin », son provenance, sa structure et son utilisation. Enfin, nous exposons une partie sur les techniques de stabilisation de ces sols en domaine routier.

2. PROBLEMATIQUE DU TRAITEMENT DES SOLS [7]

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 (Figure 25).

Le recours massif à cette technique permet de valoriser les matériaux en place ce qui entraîne une diminution notable des coûts des projets. Cette technique est encouragée à cause de 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 produits chimiques les plus utilisés sont le ciment, la chaux, les cendres volantes, laitier, ...etc. L'objectif principal du malaxage de ces ajouts 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.



Figure 25: Traitement des sols aux liants hydrauliques

2.1. Avantages du traitement [16]

Le traitement des sols en place à la chaux et/ou au ciment ou au liant hydraulique routier (LHR) est une technique qui offre trois types d'avantages : techniques, économiques et environnementaux.

2.1.1. Avantages 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.

2.1.2. Avantages 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.

2.1.3. Avantages 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.

2.2. Divers inconvénients

Cette technique présente des désavantages, certains sont techniques tel que le comportement d'un matériau est variable d'un produit à autre, le comportement du sol n'est pas sûr d'améliorer complètement les caractéristiques, ainsi des désavantages économiques peuvent surgir due aux erreurs d'évaluation du coût économique du projet. Ces erreurs seront répercutées sur la qualité du traitement et le résultat obtenue. Durant les divers traitements une très forte quantité de CO₂ est émise (plus qu'on consomme du ciment on va éjecter de CO₂) qui est néfaste pour l'environnement pour une courte durée.

3. PRODUITS DE TRAITEMENT

Différents produits de traitement peuvent être utilisés pour améliorer le comportement ou les propriétés des sols. Ces produits peuvent être regroupés en deux catégories.

3.1. Produits conventionnels

3.1.1. Ciment

Les liants hydrauliques sont des poudres fines constituées des sels minéraux anhydres réactifs qui se transforment en présence d'eau en un matériau solide (véritable roche artificielle).

Le ciment est un liant hydraulique fabriqué à partir du clinker, obtenu par la combinaison chimique à très haute température de calcaire et d'argile. Le clinker est ensuite broyé avec des ajouts, dans des proportions très précises, qui donneront au ciment des caractéristiques spécifiques (Figure 26) [17].

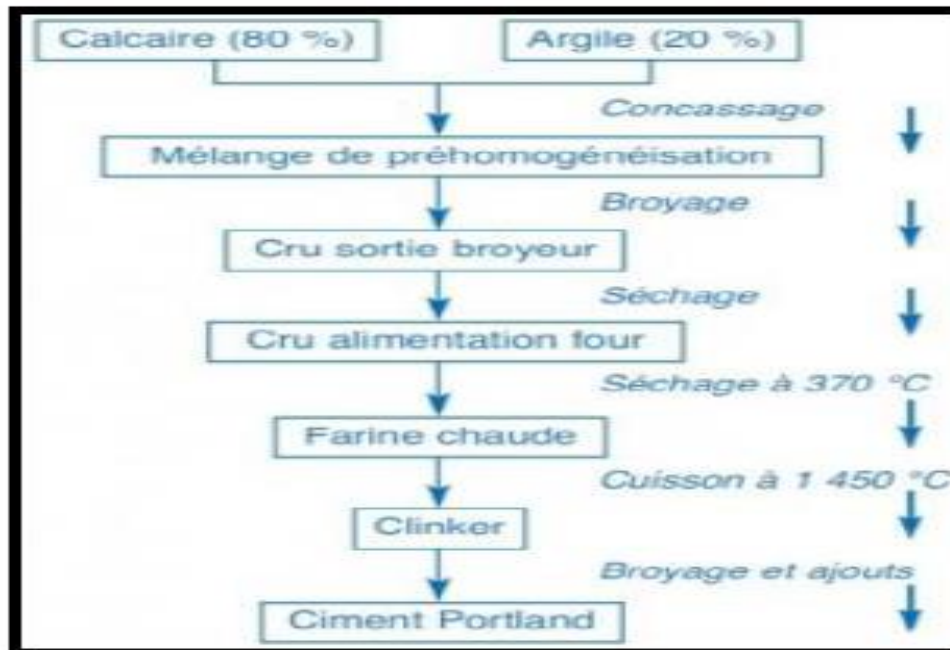


Figure 26:Obtention de ciment

Les constituants du ciment présentent une ou plusieurs des propriétés suivantes :

Des propriétés hydraulique : par réaction avec l'eau, ils forment des composés hydratés stables qui sont très peu solubles dans l'eau.

Des propriétés pouzzolaniques : ils peuvent former à température ordinaire, en présence d'eau et par combinaison avec la chaux, des composés hydratés stables.

Des propriétés physiques : améliorant certaines qualités du ciment (accroissement de la maniabilité et de la compacité).

Le terme ciment désigne plusieurs catégories de produits, chacune étant définie par sa composition et des classes caractérisant les résistances mécaniques atteintes à des échéances données après l'hydratation. Selon la norme française NF P 15-301 les ciments sont regroupés en cinq types principaux (Tableau 6) [18]:

Tableau 6: Différents types de ciments courants [16]

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 CHF/CEM III/B CLK /CEM III/C	-Entre 35 et 64 % de clinker et 36 à 65 % de laitier de haut-fourneau -Entre 20 et 34 % de clinker et 66 à 80 % de laitier de haut-fourneau -Entre 5 et 19% de clinker et 81 à 95% de laitier de haut-fourneau
Ciment pouzzolanique	CPZ-CEM IV/A CPZ-CEM IV/B	-Entre 65 à 90% de clinker et 10 à 35% de pouzzolanes, de cendres volantes siliceuses de fumées de silice (< 10% pour ces dernières) -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 CLC/CEM V/B	-Entre 40 et 64% de clinker. 18 à 30 °o de laitier et 18 à 30 °o de cendres volantes ou pouzzolanes -Entre 20 et 39 % de clinker, 31 à 50 % de laitier et 31 à 50 % de cendres volantes ou pouzzolanes

3.1.2. Chaux

La chaux est obtenue par calcination de pierres calcaires très pures à haute température (± 950 °C) (Figure 27).

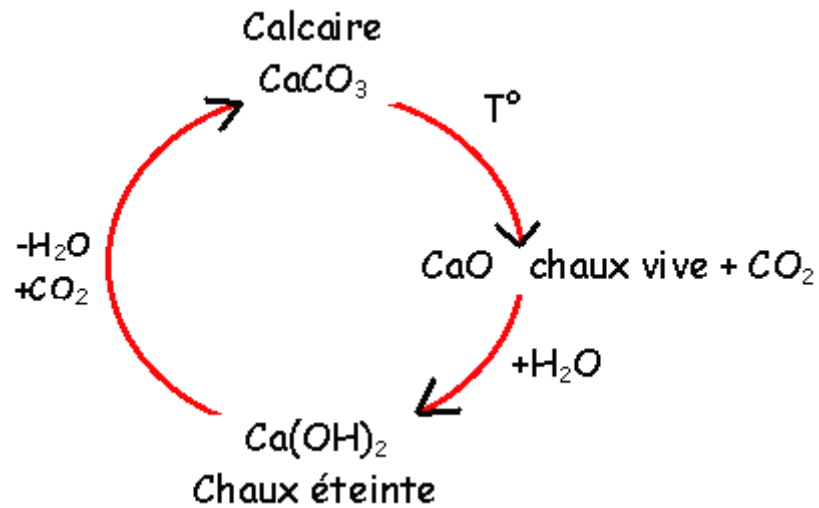


Figure 27: Le cycle de la chaux

La chaux peut exister sous les trois formes suivantes :

- **Chaux vive** : la chaux vive ou l'oxyde de calcium (CaO) provient de la calcination de calcaire (Figure 28) [1].

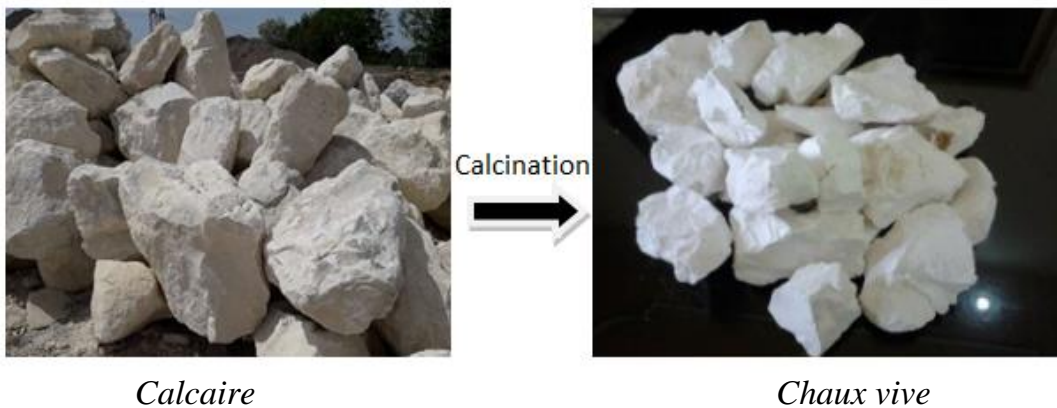
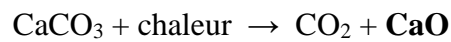


Figure 28: Transformation du calcaire en chaux vive



Figure 29: Chaux vive

- **Chaux éteinte** : elle est principalement constituée d'hydroxyde de calcium Ca(OH)_2 . Elle est fabriquée par hydratation (extinction) de la chaux vive (Figure 30). La réaction d'hydratation est une réaction fortement exothermique :



Figure 30: chaux éteinte

- **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 des sols présente l'avantage de supprimer la poussière et d'humidifier les sols secs, alors que la chaux vive achève au contraire de les dessècher (Figure 31).



Figure 31: Lait de chaux

Les multiples études menées sur le traitement des sols par la chaux ont rendu une technique maîtrisée et largement utilisée dans le domaine des terrassements. Parmi ces études on distingue les travaux de F. Bell (1989; 1996) qui a détaillé les interactions qui se produisent entre la chaux et les éléments silico-alumineux du sol qui sont d'après ces recherches les responsables de l'augmentation de la résistance du sol et la réduction de sa sensibilité à l'eau. Il mentionne aussi qu'il existe un dosage en chaux minimal, nommé « Point de Fixation de la Chaux », pour initier les réactions pouzzolaniques. A partir de ce dosage, la chaux devient disponible pour les réactions pouzzolaniques [2].

3.1.3. Cendre volante [19]

Les cendres volantes sont des fines particules recueillies lors du dépeussierage des gaz résultant de la combustion du charbon pulvérisé, utilisé dans les centrales thermiques. Leur composition est en relation avec les différents types de matières incombustibles présentes dans le charbon. D'une façon générale, les éléments présents sont : le silicium, l'aluminium, le fer, le calcium et le magnésium (Figure 32).

L'intérêt des cendres volantes réside dans la faculté qu'elles possèdent à réagir avec l'hydroxyde de calcium pour former des silicates de calcium hydratés qui ont des propriétés pouzzolaniques et hydrauliques (prise en présence d'eau).

Selon leurs compositions, on distingue deux grandes familles de cendres volantes :

- **Cendres volantes dites siliceuses** : ayant des propriétés pouzzolaniques. Elles se présentent sous forme d'une poudre allant du gris au noir suivant les teneurs en imbrûlés et en oxyde de fer (plus foncée que le ciment), douces au toucher. Elles doivent contenir essentiellement de la silice SiO_2 réactive et de l'alumine Al_2O_3 . Le restant contient de l'oxyde de fer Fe_2O_3 et d'autres oxydes. La proportion de la chaux réactive CaO doit être inférieure à 5% en masse et celle de la silice réactive ne doit pas être inférieure à 25% en masse.
- **Cendres calciques** : à forte teneur en chaux (CaO). Se présentent sous forme d'une poudre fine de couleur grise ayant des propriétés physiques et/ou

pouzzolaniques. Elles contiennent essentiellement de la chaux réactive, de la silice réactive et de l'alumine. La quantité de la chaux (CaO) dans ce type de cendres est élevée, c'est pourquoi elles sont susceptibles de faire prise sans liant. Elles font prise seulement avec de l'eau (d'où leur nom : Cendres hydrauliques) et dégagent de la chaleur en s'hydratant. La teneur en chaux réactive ne doit pas être inférieure à 5% en masse. La cendre volante contenant entre 5 et 15% de chaux réactive doit contenir plus de 25% en masse de silice réactive.



Figure 32: Cendre Volante

3.1.4. Laitier de haut fourneau [20]

Pour fabriquer de l'acier industriel, le minerai de fer aggloméré est chargé dans la partie supérieure du haut fourneau en couches alternées avec du coke, un combustible puissant proche du carbone pur fabriqué à partir de charbon. On insuffle de l'air chaud et du charbon pulvérisé dans le bas du haut fourneau à une température proche de 1200°C. Ceci provoque la combustion du coke qui entraîne la fusion du minerai, ainsi que la formation d'un gaz réducteur qui transforme les oxydes de fer du minerai en métal, formant ainsi du CO et du CO₂. On recueille alors la fonte liquide à 1500°C (environ 96% Fe et 4% C) et le laitier dans le bas du haut fourneau (Figure 33).

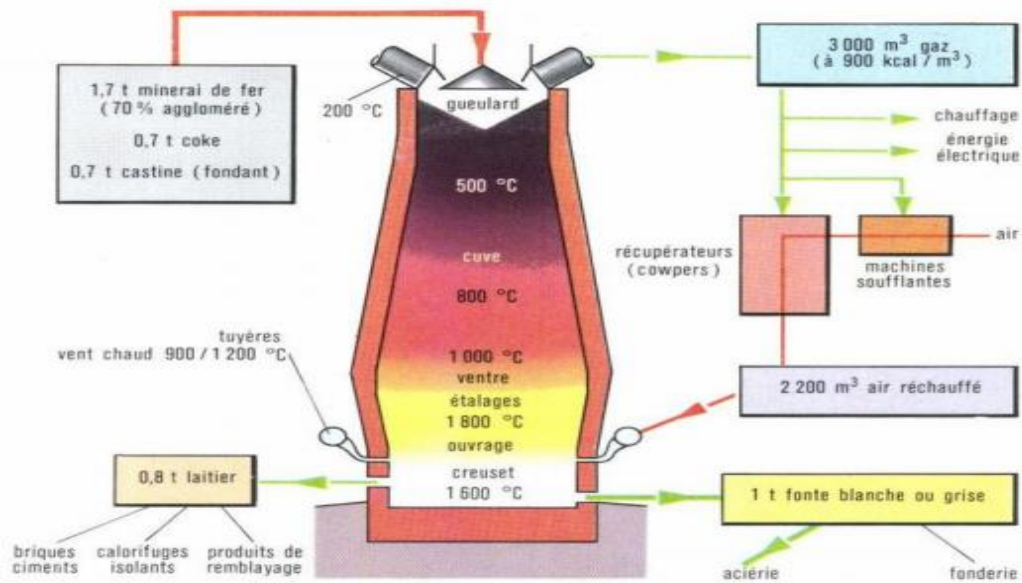


Figure 33: Schéma de principe d'un haut fourneau

Les constituants non-métalliques et/ou non absorbés par la fonte et non gazeux constituent le laitier de haut fourneau, qui est à l'état liquide. Il surnage car sa densité est inférieure à celle de la fonte. La séparation de la fonte et du laitier se fait par un dispositif de siphonage. On parle de laitiers de fraîche production lorsqu'ils entrent, dès leur élaboration, dans la filière de valorisation par opposition aux laitiers de stock ou de crassiers, qui sont issus de productions non valorisées constituées au fil des décennies.

On peut obtenir deux types de laitiers de haut fourneau suivant le processus de refroidissement :

- Le laitier de haut fourneau est cristallisé lorsqu'il est dirigé par une rigole vers des fosses où il refroidit et se cristallise lentement à l'air sous forme de roche dure. Après le début de la solidification, ce laitier est arrosé afin d'en abaisser la température puis fragmenté, concassé et criblé.
- Le laitier de haut fourneau est dit vitrifié, ou granulé, s'il est dirigé vers un dispositif dans lequel il subit une trempe (arrosage violent et abondant d'eau sous haute pression). L'énergie calorifique contenue dans le laitier en fusion provoque son explosion et forme instantanément de fines particules d'un produit vitreux désordonné. Il possède ainsi une énergie interne plus élevée qu'à l'état cristallin, ce qui le rend plus réactif chimiquement. Lors de son hydratation, le laitier évoluera sous une forme cristalline stable pouvant être mise à profit pour les formulations de ciments ou de bétons.

On distingue deux types de laitiers vitrifiés (Figure 34) :

- Le laitier vitrifié granulé, pour lequel le refroidissement se fait en bassin ou par jet d'eau sous pression. Le principe de la granulation est

d'extraire le plus possible de chaleur d'une quantité de laitier fondu, en un minimum de temps.

- 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 34: Laitier de haut fourneau (Rocheux et Granulé)

3.1.5. Fumée de silice [21]

La fumée de silice est une poudre amorphe finement divisée résultant de la production d'alliages de silicium ou contenant du silicium (Figure 35). Elle est entraînée depuis la zone de combustion des fours par les gaz, vers le système de captage. La norme distingue deux classes A et B ; les fumées de silice de classe A étant les plus riches en silice et sont plus fines. Une fumée de silice de classe B, conforme à la norme est une addition du type II au sens de la norme EN 206-1 et est substituable au ciment au sens et aux conditions de cette norme.

Toutefois, compte tenu de la très grande finesse de cette addition et de leur très grande réactivité avec la portlandite libérée par l'hydratation du ciment, leur proportion est limitée à 10 % et leur emploi est réservé aux bétons contenant un superplastifiant.



Figure 35: Fumée de silice

3.2. Produits non conventionnels

3.2.1. Coquille d'œuf calcinée [2]

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 les substances organiques et l'eau. Le carbonate de calcium (CaCO_3), le constituant majeur de la coquille, est un cristal amorphe qui se produit naturellement sous forme de calcite (cristal hexagonal) (Figure 35). 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 coquille présente environ 11% du poids total de l'œuf, donc les déchets générés peuvent être estimés à environ 6,82 millions de tonnes par an dans le monde.



Figure 36: 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, Wei et al (2009) a conclu que CaO était la phase active de la coquille d'œuf dérivée.

L'utilisation de la coquille comme source alternative de CaCO_3 (carbonate de calcium) peuvent réduire l'impact sur les réserves naturelles de calcaire, une source naturelle non renouvelable. un chercheur 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.

3.2.2. Poussière de four à ciment [22]

Il est utilisé comme un stabilisateur de sol efficace. C'est un sous-produit du processus de fabrication de ciment (Figure 37). Il contient de l'oxyde de calcium réactif (CaO) et des alcalins composés. Ce matériau est retiré du gaz d'échappement du four à ciment

par un système de contrôle de la pollution de l'air. La teneur en chaux libre présente dans la poussière de four à ciment joue un rôle important dans son comportement de développement de la résistance.

Le développement de la résistance des sols traités à la poussière de four à ciment suit une augmentation rapide pendant les premiers jours (7 à 14 jours) après le compactage, puis il suit une tendance à la hausse relativement plus lente.

Le développement de la résistance des sols à faible IPI traités avec la poussière de four à ciment est supérieur à celle des sols à IPI élevé traités avec la même quantité. L'argile traitée à la poussière de four à ciment se développe de manière significative une résistance plus élevée que l'argile traitée à la chaux contenant le même niveau de chaux. Des chercheurs ont ajouté une quantité de ciment portland pour obtenir des améliorations des propriétés de résistance plus meilleures.



Figure 37: Poussière de four à ciment

3.2.3. Poussière de four à chaux [22]

La poussière de four à chaux est un sous-produit obtenu à partir du processus de fabrication de la chaux vive et contient de grandes quantités de calcium, il est physiquement similaire à la poussière de four à ciment par contre la composition chimique est différente (Figure 38).

Il peut être divisé en deux catégories : *haute réactivité et faible réactivité*.

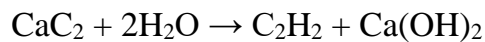
Des études antérieures ont montré que la poussière de four à chaux peut être utilisée avec succès comme agent de stabilisation du sol pour réduire la plasticité et le potentiel de gonflement, et améliorer les propriétés de résistance et la résistance aux cycles humide-sec / gel-dégel.



Figure 38: Poussière de four à chaux

3.2.4. Résidu de carbure de calcium

Le Résidu de Carbure de Calcium (CCR) est un sous-produit du processus de production de l'acétylène qui contient principalement de l'hydroxyde de calcium, $\text{Ca}(\text{OH})_2$, (Figure 39). Entre 1995 et 1998, la demande de carbure de calcium pour la production d'acétylène en Thaïlande était de 74 000 t. Cette demande ne cesse d'augmenter chaque année. En raison de son pH très basique, le CCR a été peu utilisé et était généralement acheminé vers une zone d'élimination sous forme de boue. Après avoir été séchée au soleil pendant quelques jours, la boue se transforme en matière sèche. Sa production est décrite dans l'équation suivante [22]:



D'après l'équation, on constate que 64 g de carbure de calcium (CaC_2) fournissent 26 g de gaz acétylène (C_2H_2) et 74 g de CCR sous forme de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ [23].



Figure 39: Carbure de calcium

3.2.5. Cendre de balle de riz

La cendre de balle de riz est un sous-produit de la combustion de la balle de riz (Figure 40). La balle de riz est extrêmement répandue en Asie de l'Est et du Sud-Est en raison de la production de riz dans cette région. La richesse des terres et le climat tropical constituent des conditions parfaites pour la culture du riz et ces pays asiatiques en profitent. L'enveloppe du riz est retirée au cours du processus de culture avant d'être

vendue et consommée. Il s'est avéré bénéfique de brûler cette balle de riz dans des fours pour fabriquer divers objets. La cendre de la balle de riz est ensuite utilisée comme substitut ou adjuvant du ciment [24].

Pour produire les meilleures pouzzolanes, la combustion de la balle doit être soigneusement contrôlée afin de maintenir la température en dessous de 700°C et de s'assurer que la création de carbone est maintenue au minimum en fournissant une quantité d'air adéquate. À des températures de combustion inférieures à 700°C, il se forme une cendre riche en silice amorphe, très réactive. Les températures supérieures à 700°C produisent de la silice cristalline qui est beaucoup moins réactive. La présence de grandes quantités de carbone dans les cendres aura un effet négatif sur la résistance de tout béton ou mortier produit à l'aide de ciments cendre de balle de riz [25].



Figure 40: Balle de riz (à gauche) cendre de balle de riz (à droite)

3.2.6. Poudre de marbre

Le marbre est défini comme une roche métamorphique qui s'est entièrement recristallisée et durcie dans des conditions hydrothermales. La poussière de marbre produite par la coupe et le broyage du marbre a une taille de particule très fine, non plastique (Figure 41). L'utilisation de techniques traditionnelles pour stabiliser le sol est confrontée à des problèmes tels que des coûts élevés et/ou des problèmes environnementaux. L'amélioration du sol par la poussière de marbre est une solution alternative. Le sol stabilisé par la poussière de marbre peut être utilisé dans la construction de revêtement de canal, de structures de chaussée et de fondations [26].

Un chercheur a employé un mélange de marbre et de bagasse calcinés à 1000°C pour la stabilisation d'un sol limoneux, le mélange était très efficace concernant l'augmentation de la résistance et la réduction de la plasticité [2].



Figure 41: Roche métamorphique de marbre (à gauche) poudre de marbre (à droite)

3.2.7. Poudre de verre

Le verre est un matériau ou un alliage dur, fragile et transparent à la lumière visible, à base d'oxyde de silicium (silice SiO_2 , le constituant principal du sable) (Figure 42). Du point de vue physique, le verre est un matériau amorphe (c'est-à-dire non cristallin) présentant le phénomène de transition vitreuse. En dessous de sa température de transition vitreuse, qui varie fortement avec la composition du verre (plus de 1000°C pour la silice vitreuse, moins de 40°C pour le sélénium amorphe), le verre se présente à l'état vitreux.

La poudre de verre peut être considérée en tant que source alternative de matière pouzzolanique car elle dispose de propriétés chimiques (oxyde de silice SiO_2) et physiques (structure amorphe) compatibles pour l'activation alcaline en stabilisation des sols [4].



Figure 42: Déchet de verre

Plusieurs chercheurs ont utilisé les déchets de poudre de verre comme précurseur de géopolymères dans l'amélioration des sols, surtout au cours des dernières années. Des chercheurs ont choisi des pourcentages de 6 %, 12 %, 18 %, 27 % et 36 % en poids pour stabiliser une argile à haute plasticité. Les auteurs ont remarqué un gonflement et une augmentation du poids unitaire sec maximal et une diminution de la teneur

optimale en humidité de l'argile à des teneurs en poudre de verre plus élevées. Le pourcentage de l'indice de plasticité a diminué d'environ 9%, avec une augmentation des pourcentages de poudre de verre usagé de 3% à 36%. Cependant, cette étude n'a pas pris en compte le processus de géopolymérisation car aucun activateur alcalin n'a été considéré c'est-à-dire que seules des stabilisations granulométriques et mécaniques ont été effectuées. Bilondi et al. ont évalué la faisabilité d'un géopolymère de poudre de verre recyclé pour améliorer la résistance à la compression non confinée d'un sol argileux (Figure 43) [27].



Figure 43: Poudre de verre

3.2.8. Silice de biomasse [28]

La silice de biomasse (SB) est un stabilisateur de sol chimique non traditionnel, utilisé dans certains projets géotechniques en Malaisie (Figure 44). Des recherches antérieures ont montré que la composition chimique de la SB est presque la même que celle d'une combinaison de ciment et de chaux qui se compose principalement d'oxyde de calcium (CaO). Certains chercheurs ont rapporté que cet agent stabilisateur augmentait la résistance avec le temps de durcissement, tandis que les résultats du Microscopie électronique à balayage ont indiqué que cet agent stabilisateur remplissait les zones poreuses à l'intérieur du sol en formant un gel de cimentation. Ce phénomène a conduit à un meilleur et plus fort agrégat de particules de sol et a finalement formé un sol plus dense.



Figure 44: Poudre de silice

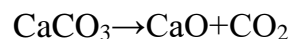
3.2.9. Dolomie [6]

La dolomie notée $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$, est une roche sédimentaire carbonatée composée d'au moins 50 % de dolomite, c'est-à-dire d'un carbonate double de calcium et de magnésium (CaCO_3 , MgCO_3). Elle est formée par imprégnation des roches calciques par des eaux très salines riches en magnésium à l'état naturel (Figure 45).

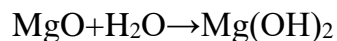


Figure 45: Dolomie naturelle

D'après des chercheurs, la décomposition thermique de 700 à 800 °C de la dolomie naturelle peut être divisée en deux étapes:



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



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

Tableau 7: Composition minéralogique de la dolomie calcinée

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

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

3.2.10. Pouzzolane naturelle [2]

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 46).



Figure 46: 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. P. Segui (2011) a 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. K. Harichane (2011) a réussi à améliorer la résistance d'une argile par l'incorporation de la pouzzolane naturelle de Beni Saf activée par la chaux.

3.2.11. Cendre de grignon d'olive [2]

La cendre de grignon d'olive est un sous-produit résultant de l'extraction de l'huile d'olive. Il est constitué du la chaire et l'amande de noyau de l'olive (Figure 47). Le grignon d'olive est considéré comme un combustible de valeur calorifique moyenne (2950 kcal/kg). Les cendres qui se produisent de cette combustion possèdent une réactivité hydraulique.



Figure 47: Grignon d'olive

Un chercheur a trouvé qu'un dosage optimal 2,5% de cendres de déchets d'olive était capable d'augmenter la résistance à la compression d'une argile plastique, et au delà de cette valeur le gonflement devient nul, mais la chute de la densité sèche influe d'une façon négatif sur la résistance à la compression.

3.2.12. Métakaolin

Le métakaolin (MK) est une pouzzolane de synthèse, issue du traitement de la kaolinite, argile assez courante sur la surface du globe. Il est un matériau en poudre fine (Figure 36). Il a été largement utilisé comme un additif efficace pour produire le béton à haute performance depuis les années 1990, pour son efficacité élevée et son prix relativement bas [29]. Le MK a été utilisé comme agent pour les argiles stabilisées à base de ciment, comme Kolovos et al. (2013) et Zhang et al. (2014) qui ont rapporté l'application dans les projets d'injection et de mélange profond respectivement. Même si l'efficacité de MK sur la résistance des sols cimentés a été rapportée, l'effet de MK sur la conductivité hydraulique n'est toujours pas clair et doit être étudié de manière plus approfondie [30].

Le métakaolin (MK) est obtenu par la calcination de la kaolinite à une température entre 500°C et 800°C. Industriellement il existe essentiellement deux modes de calcination, une calcination lente (cinq heures environ dans des unités de production) et une calcination flash (très rapide en comparaison avec la calcination lente). A une température élevée, la kaolinite perd son eau par des hydroxylation selon l'équation suivante [21]:

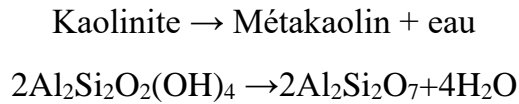


Figure 48: Métakaolin

a) Structure chimique [31]

Certains auteurs se sont attachés à décrire la structure cristallographique et chimique de la métakaolinite et d'autres ont proposé des modèles de structure. G.W.BRINDLEY et al ont suggéré une structure (Figure 49) à partir de leur observation en diffraction des rayons X. Ils démontrent la subsistance d'un certain ordre structural dans la métakaolinite .

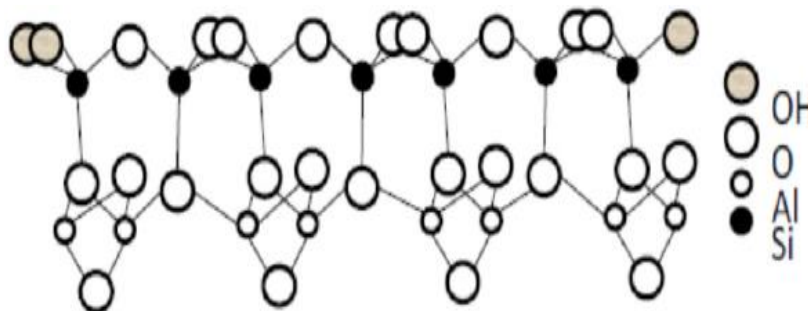

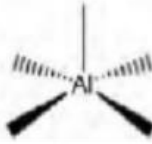

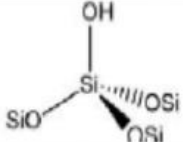
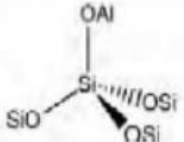
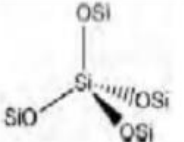


Figure 49: Structure chimique de métakaolin

Grâce à la spectroscopie, on peut suivre l'évolution des structures cristallines de la kaolinite ainsi que le développement des réactions chimiques en quantifiant les différences d'intensités des résonances spécifiques des noyaux et la quantité des différentes populations d'espèces chimiques. Plusieurs auteurs ont ainsi démontré, que l'atome d'aluminium est présent dans la métakaolinite sous forme d'un mélange d'atomes de coordinations et que l'atome de silicium se trouvait soit sous forme de silice amorphe soit constituant une structure mixte SiO_4 reliant les tétraèdres à 1 ou 2 atomes d'aluminium. Quelques atomes de silicium possédaient encore une liaison hydroxyle. Le tableau suivant regroupe toutes les structures des atomes de silicium et d'aluminium, observées dans les aluminosilicates.

Tableau 8: Structure chimique des atomes d'aluminium et de silicium.

Dénomination	Al _{VI}	Al _V	Al _{IV}
Structure			
Dénomination	Q ³	Q ⁴ (1Al)	Q ⁴
Structure			

R.M.T. SANCHEZ et al présente que la déshydroxylation d'une kaolinite entre 500°C et 750°C entraîne le changement de coordination des atomes d'aluminium de la couche octaédrique. Les atomes classent en trois structures différentes : 4, 5 et 6 coordonnés en proportions respectives 30%, 60% et 10%. Sous changement structural est accompagné par la destruction du réseau de la kaolinite lors de la déshydroxylation.

La structure de la métakaolinite est composée de plusieurs zones distinctes:

- des régions amorphes ségréguées de silice et l'alumine.
- des régions mixtes de SiO₄, structure reliant les tétraèdres à un 1 ou 2 atome l'aluminium est possédant encore quelques liaisons hydroxyles.
- des traces de kaolinite mère.
- des régions où les atomes de silicium comportent des groupements hydroxyles.

b) Compositions chimique et minéralogique [21]

Les ultrafines d'origine naturelle étant issues de roches, les oxydes majoritairement représentés sont les oxydes de calcium, de silicium, d'aluminium et de fer. Les metakaolins contiennent principalement de l'oxyde de silicium (entre 50 et 55 %) et de l'oxyde d'aluminium (entre 40 et 45 %). Des exemples de compositions chimiques de métakaoalins tirés de la littérature sont présentés dans le tableau 9.

Tableau 9: Exemples de compositions chimiques de métakaolin

Composition	SiO ₂ (%)	Al ₂ O ₃ (%)	Fe ₂ O ₃ (%)	CaO (%)	MgO (%)	Na ₂ O (%)	K ₂ O (%)	TiO ₂ (%)
[Khatib et al, 1996]	52.1	41.0	4.3					
[Poon et al, 2001]	53.2	43.9	0.4	0.02	0.05	0.2		1.7
[Gruber et al, 2001]	52.1	45.3	0.6	0.05		0.2	0.2	1.6
[Staquer et al, 2004]	55.0	40.0	0.6	<0.1		1.6	1.6	
[Batis et al, 2005]	65.9	22.6	0.9	0.4	0.02			
	47.8	38.2	1.3	0.03	0.04			

c) Utilisation [31]

Le Métakaolin est une pouzzolane de synthèse et sa première utilisation, antérieure à 1962, concerne le béton de barrage de Jupia Dam au Brésil. L'introduction de matériaux à propriétés pouzzolaniques comme le métakaolin, en remplacement d'un pourcentage du ciment Portland dans les mortiers et bétons peut être envisagée car ces pouzzolanes sont utilisées pour réagir avec la Portlandite pour produire des hydrates de nature proche de ceux du ciment. La réglementation ASTM 618-71 sur le ciment indique qu'une pouzzolane est un matériau siliceux ou Silico-alumineux, ne possédant pas ou peu de propriétés liantes en lui-même, mais qui, lorsqu'il est finement broyé et en présence d'eau, peut réagir chimiquement avec l'hydroxyde de calcium (Ca(OH)_2) à température et pression ordinaire pour former un liant.

d) Kaolins [21]

Le terme kaolin a été utilisé, pour longtemps, pour désigner l'argile chinoise extraite du village «Kao ling». Actuellement, le terme kaolin désigne les minéraux ayant une composition en kaolinite ($\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$) supérieure à 50%. Ils peuvent être différents selon les conditions géologiques de leur formation, leurs compositions minéralogiques moyennes et leurs propriétés physiques et chimiques. Selon Murray et Keller, il existe une multitude de kaolins, ce qui nécessite leur caractérisation convenable pour déterminer de façon rationnelle l'utilisation appropriée de chacun d'eux. Les gisements les plus importants et exploités dans le monde sont en Angleterre, en Géorgie, en Caroline (Etats-Unis) et en Amazonie (Brésil).

Le kaolin est largement utilisé dans la fabrication des ustensiles en porcelaine, des isolants électriques, des sanitaires et des matériaux réfractaires. L'usage du kaolin dans l'industrie des réfractaires provient du fait qu'il présente l'avantage d'être très peu onéreux et disponible en gisements facilement exploitables. Le kaolin est souvent blanchâtre. La présence d'impuretés, particulièrement à base de fer ou de titane, donne au kaolin une certaine coloration. Généralement, le kaolin naturel brut contient d'autres impuretés telles que le quartz, feldspath. Le kaolin présente une grande surface spécifique (entre 10 et 100 m^2/g) et une masse volumique d'environ 2,6 g/cm^3 .

3.2.13. Principaux usages industriels du kaolin

Dans les diverses utilisations du kaolin, chaque utilisateur se concentre sur certaines propriétés. Les propriétés souhaitées et les niveaux d'exigence varient d'une industrie à une autre, le comportement rhéologique est très important pour l'industrie de céramique. Quelques exemples sont présentés dans le tableau 10.

Tableau 10: Utilisations industrielles du kaolin (Bundy 1993 et Murray 1999)

Rôle	Utilisation
Couchage	Couchage de papier, peinture, encre
Charge	Charge minérale de papier, Caoutchouc, Plastique, Polymères, adhésifs, textiles, linoléum
Matière première	Catalyseur, fibre de verre, ciment, industrie du bâtiment, céramique, plate, filtre, fonderie, production des composés chimiques d'aluminium, production de zéolite
Diluant, adsorbant ou transporteur	Polissage, engrais, insecticide, détergent, produits pharmaceutiques, produits de beauté, tannerie de cuirs.

3.2.14. Gisements de kaolin en l'Algérie

Les gisements de *kaolin de Tamazert* est *d'Adjarda* sont situés au Nord-Est de l'Algérie, respectivement dans les daïras d'El Milia et de Chekfa (Jijel). Le gisement de kaolin de Tamazert est divisé en trois principaux corps à savoir (Figure 50) :

- le corps central c'est le plus important en réserves.
- le corps nord en deuxième position.
- le corps Sidi-Kader c'est le moins important en réserves mais celui qui présente la meilleure qualité, mais n'est pas en exploitation actuellement [32].



Figure 50: Vue des trois corps constituant le gisement de Tamazert (El-Milia - Jijel)

Le kaolin de Djebel Debagh ou kaolin DD est un kaolin naturel dû à la formation des kaolins secondaires ou sédimentaires peut être entraîné par les eaux de ruissellement. Il est connu et exploité depuis presque un siècle, il est extrait d'un gisement situé à Djebel Debagh dans la wilaya de Guelma (Figure 51). Ce gisement est de nature hydrothermal et à proximité se trouve, d'une manière générale, des sources thermales réputées. Les différentes qualités du kaolin DD varient beaucoup avec les filons d'extraction. Certains filons donnent un kaolin pur avec une concentration d'une pureté d'oxydes métalliques inférieurs à 1% en poids.

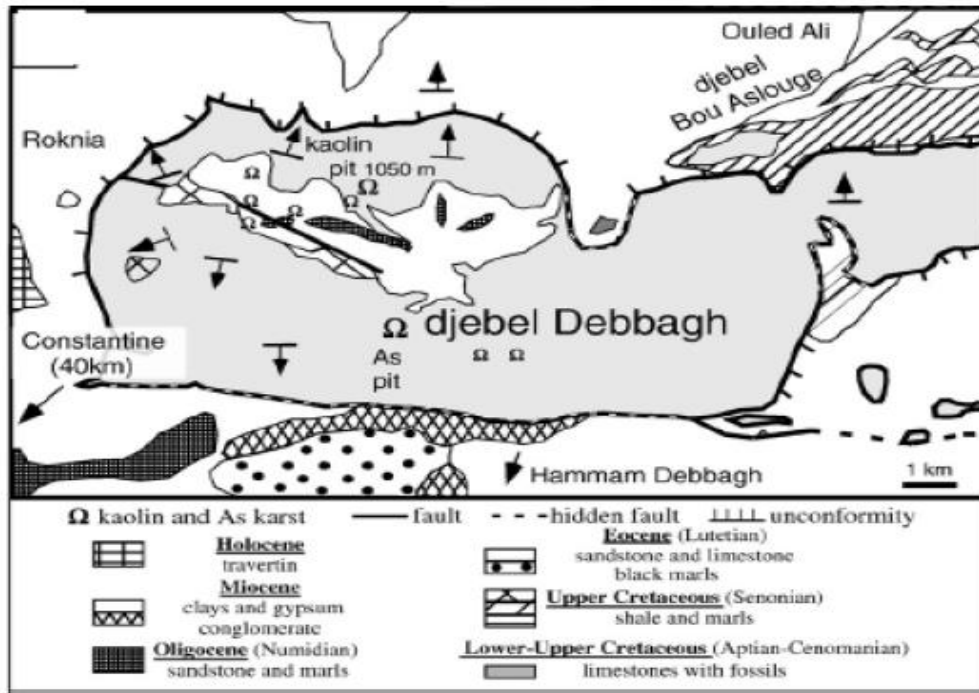


Figure 51: Position du gisement dans l'anticlinal

Le kaolin DD est classifié en 04 catégories ou nuance d'après leurs qualités (Tableau 11).

Tableau 11: Composition chimique de plusieurs échantillons de kaolin DD selon les catégories

Catégorie	P.F	SiO ₂	AlO ₃	Fe ₂ O ₃	TiO ₂	CaO	MgO	K ₂ O	Na ₂ O	MnO ₂	SO ₃
Kaolin	15.3	45.3	38.8	0.01	0.00	0.15	0.23	0.02	-	-	-
DD 1^{ère}	15.8	41.2	38.4	0.04	0.00	0.15	0.11	-	-	-	-
nuance		43.1	39.0	0.13	-	-	-	-	-	-	0.24
	15.0	44.8	37.7	0.09	-	0.10	0.30	-	-	-	-
Kaolin	15.9	43.4	38.9	0.11	0.02	0.21	0.31	0.04	0.02	0.57	0.34
DD 2^{ème}	15.8	43.6	38.8	0.10	0.01	0.20	0.28	0.05	0.07	0.02	-
nuance		43.3	35.1	0.16	-	0.01	0.8	-	-	-	0.19
	15.0	45.3	38.1	0.82	-	0.20	0.60	-	-	-	-
Kaolin	16.5	42.9	37.7	0.32	0.03	0.74	0.23	0.94	-	0.47	0.56
DD 3^{ème}		42.8	34.5	0.17	-	0.04	0.8	-	-	-	0.14
nuance	13.4	42.4	37.2	-	-	0.48	0.50	-	-	-	4.40
Kaolin	16.0	40.5	38.7	0.32	0.06	0.24	0.18	0.08	0.16	2.68	0.43
DD 4^{ème}	16.2	42.2	37.3	0.17	0.01	2.20	0.55	0.07	0.06	0.92	-
nuance											

Les résultats de l'analyse chimique quantitative du DD3 sont présentés dans le tableau 12 [33].

Tableau 12: Composition chimique du kaolin DD3 exprimée en pourcentage massique

Oxydes	SiO ₂	Al ₂ O ₃	MnO	P ₂ O ₅	SO ₃	K ₂ O
% Masse	53.05	44.41	01.54	00.03	00.02	00.02
Oxydes	CO ₃ O ₄	NiO	ZnO	As ₂ O ₃	CaO	Fe ₂ O ₃
% Masse	00.13	00.09	00.08	00.37	00.17	00.06

Le kaolin DD3 se présente en blocs friables composés de kaolin blanc (DD1) et de kaolins grisâtres (Figure 52). Le kaolin DD3 présente une densité (tassée) de 1.70 g/cm³ et une humidité de 15 ± 2 % [34].



Figure 52: Echantillon brut de kaolin DD3

4. TECHNIQUES DE STABILISATION DE SOLS EN TERRASSEMENT

La réalisation des traitements de sols, requiert, suivant les cas de chantier un certain nombre d'opérations élémentaires exigeant une organisation précise, un savoir-faire et des matériels spécifiques. Les travaux de traitement d'un sol en place suivent en générale les opérations élémentaires suivantes :

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

4.1. Performances à recherchés [2]

Pour caractériser quantitativement, au stade de l'étude d'un projet, les conditions définissant un sol fin humide, on se réfère principalement à l'indice portant immédiat

(IPI) du sol mesuré à sa teneur en eau naturelle sur une éprouvette compactée à l'énergie «Proctor Normal».

Les valeurs de l'IPI en deçà desquelles le traitement :

- peut s'avérer nécessaire.
- doit être interrompu ou poursuivi avec réduction du dosage.

sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau 13: Objectifs du traitement des sols appliqué à la réutilisation des sols humides en remblai [GTS]

IPI	Classes de matériaux (selon classification GTR 92)							
	A ₁ C ₁ A ₁ C ₂ A ₁ *	A ₂ B ₆ C ₁ A ₂ C ₂ A ₂ * C ₁ B ₆ C ₂ B ₆ R ₃₄	A ₃ C ₁ A ₃ C ₂ A ₃ *	B ₄ C ₁ B ₄ C ₂ B ₄ *	B ₂ B ₅ C ₁ B ₂ C ₂ B ₂ * C ₁ B ₅ C ₂ B ₅ *	R ₁₂ ☉	R ₁₃ ☉	F ₂
Valeurs en dessous desquelles un traitement peut être envisagé (cf. GTR)	8	5	3	15	12	15	10	15
Valeurs à obtenir sur le matériau traité ⇨	10 à 20	7 à 15	5 à 10	20 à 40	15 à 30	15 à 30	10 à 20	15 à 20
Valeurs au-delà desquelles le traitement peut être arrêté (ou poursuivi avec réduction du dosage)	15 à 25	10 à 20	8 à 15	30 à 50	20 à 40	25 à 35	15 à 25	25 à 30

* Les matériaux de ces classes comportent une fraction importante d'éléments anguleux supérieurs à 20 mm. De ce fait, l'estimation de leur portance à partir de la valeur de l'IPI mesuré sur leur fraction 0/20 mm peut ne pas être suffisamment représentative. Une évaluation plus précise nécessiterait de pratiquer des essais en place (essais à la plaque ou à la dynaplaque, etc.)
 ☉ Pour les classes R, les valeurs proposées ne sont pas issues du GTR, mais seulement indicatives. Pour les classes de matériaux sensibles à l'eau non envisagées dans le tableau, les valeurs de l'IPI à considérer doivent résulter d'une étude spécifique
 ⇨ Pour le traitement des PST, des valeurs majorées de 10 à 20 % doivent être considérées, étant entendu qu'il est en plus nécessaire de vérifier la condition $I_{CS} \neq IPI \geq 1$ (cf. § B-2.2.)

4.2. Opérations de mise en œuvre

4.2.1. Préparation du sol [6]

Certains sols exigent une préparation avant de pouvoir être traités. Cette préparation du sol peut conditionner la réussite du chantier, tant sur le plan économique que technique. Elle permet de faciliter le travail du malaxeur et de modifier l'état hydrique du sol. On distingue essentiellement les opérations de *Scarification*, qui permet d'éliminer les gros éléments susceptibles d'entraver le malaxage, ameublir et aérer le sol (Figure 53).



Figure 53: Scarification des sols

4.2.2. Epannage

Il est préférable d'utiliser un épandeur à dosage volumétrique, asservi à la vitesse d'avancement [35]. Le dosage est rendu dépendant de la vitesse d'avancement par un asservissement de la vis de répartition à la rotation d'un essieu.



Figure 54: Epannage de liant

Deux méthodes peuvent être utilisées pour contrôler l'épannage: La première consiste aux pesées périodiques de l'agent de traitement recueilli dans des baches de surface connue disposées sur le sol avant passage de l'épandeur. La quantité recueillie s'obtient par différence de poids de la bache avec ou sans agent de traitement. La bache peut sur certains sols se déformer et ne pas présenter la même surface, c'est pourquoi il est conseillé d'utiliser des plateaux en aluminium, plus lourds et moins déformables

(Figure 55). La deuxième consiste à contrôler le poids total de l'agent de traitement répandu divisé par la surface couverte. Il s'agit d'une méthode globale s'appuyant sur un contrôle pondéral associé à une mesure de surface [6].



Figure 55: Contrôle de l'épandage: pesée de l'agent de traitement épandu sur un plateau en aluminium

4.2.3. Malaxage [35]

Le malaxage consiste à mélanger l'agent de traitement et le sol afin d'incorporer l'agent de traitement de façon homogène (Figure 56). D'une manière générale, plus les sols sont argileux, plus ils sont difficiles à malaxer. Pour assurer une bonne homogénéité du matériau et une profondeur importante du malaxage, il est préférable d'utiliser un malaxeur ou un pulvimixeur à rotor horizontal. De plus, il faut veiller à mordre suffisamment (20 cm) dans la partie déjà foisonnée pour ne pas laisser de matériau non malaxé en bordure de bandes.



Figure 56: Malaxage du liant avec le sol

4.2.4. Compactage

L'opération visant à atteindre l'objectif de densification exprimé par la masse volumique sèche à obtenir pour une teneur en eau à l'optimum OPN [4]. Il doit être réalisé immédiatement après le réglage final et, dans tous les cas, avant expiration du "délai de maniabilité" du mélange sol-produit de traitement, pour apporter le complément de l'énergie exigée pour obtenir la qualité de compactage recherchée suivant la couche considérée [35]. Les compacteurs utilisés sont à pneus, vibrants ou à pieds dameurs (Figure 57). Le compactage des sols traités, notamment dans les fonds de coffre et fondations/sous-fondations, doit être particulièrement soigné. Cela implique la mise en œuvre d'une énergie de compactage élevée. Le compactage peut être contrôlé par une mesure de densité (densitomètres ou gamma densimètres). La portance de la couche compactée est contrôlée par l'essai à la plaque ou la sonde de battage. L'utilisation de rouleaux vibrants peut provoquer un feuilletage superficiel sur des sols fins traités. Ce phénomène peut créer une discontinuité verticale. On atténue le phénomène en limitant les interventions des cylindres vibrants à ces niveaux et surtout en veillant au maintien de l'humidité du sol lors du compactage. Des mesures complémentaires doivent être prises lors du réglage [6].



Figure 57: Compacteurs

4.2.5. Réglage

Le réglage définitif doit se faire par rabotage sur toute la largeur à régler et non par comblement des points bas par les matériaux provenant de l'écrêtage des bosses. Il faudra tenir compte de cette épaisseur de rabotage à raison de 3 cm environ. Les matériaux provenant du rabotage seront évacués [35]. Elle se fait le plus souvent à la niveleuse (Figure 58), éventuellement guidée (fil ou laser) ou bien, sur les chantiers importants, à la raboteuse guidée.

Les matériaux provenant du rabotage doivent être évacués (par scraper élévateur par exemple sur les gros chantiers).



Figure 58: Réglage d'une couche compactée avec niveleuse

4.2.6. Planche d'essai [6]

Pour les grands chantiers ou s'il y a des doutes quant au comportement des matériaux ou que le matériel de malaxage est mal connu, il est recommandé de réaliser une planche d'essai sur chantier avant le démarrage des travaux, et ce pour chaque changement de type de sol (Figure 59).

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

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

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

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



Figure 59: Planche d'essai

5. CONCLUSION

La stabilisation des sols a été étudiée par un grand nombre de chercheurs. Beaucoup de méthodes et d'appareillages ont été mis au point, pour connaître l'influence de l'efficacité d'un produit sur la stabilisation d'un sol. A travers ce chapitre nous avons fourni une bibliographie sur les différentes technique de stabilisation de ces sols par des liants traditionnels tels que le ciment la chaux les cendres volantes et des produits nouveaux tels que le laitier, pouzzolane naturelle et fumée de silice...Nous avons aussi fait une synthèse sur le métakaolin et les techniques de stabilisations de sols en terrassement. Dans le prochain chapitre nous présentons l'étude que nous avons réalisée durant notre PFE sur la stabilisation de la marne argileuse avec du métakaolin et du ciment.

CHAPITRE III :

Etude expérimentale de
traitement de marne

CHAPITRE III : ETUDE EXPERIMENTALE DE TRAITEMENT DE MARNE

1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous présentons les résultats du travail que nous avons effectué en laboratoire. Notre travail consiste d'abord à effectuer des essais d'identification, ces essais nous ont permis de classer notre sol. Ensuite, nous étudions le comportement mécanique et géotechnique de la Marne argileuse traitée avec le mélange métakaolin et ciment. Dans un premier temps nous rappelons les objectifs de notre travail. Ensuite nous présentons la démarche expérimentale mise en place pour répondre aux objectifs fixés. Les essais ont été réalisés à l'aide de l'appareil triaxial et la machine de compression simple (UNIFRAME). Les paramètres obtenus seront utilisés par la suite pour l'étude numérique (chapitre IV)

2. OBJECTIFS ET DEMARCHE EXPERIMENTALE

L'objectif du travail présenté dans ce chapitre est d'étudier le comportement d'un sol argileux pour sa réutilisation, après traitement, dans un remblai routier. Notre démarche de travail est basée sur des essais de laboratoire réalisés sur des échantillons d'un sol argileux originaire de la ville de Guelma. L'utilisation de ce type de matériau à l'état naturel dans les remblais présente des risques tels qu'une faible résistance mécanique, tassement, glissement...etc. C'est dans ce but qu'on a choisi de traiter ce sol (marne) avec un nouveau produit composé de métakaolin + ciment et le comparer avec le traitement classique au ciment seul. Nous avons entre autre:

- Déterminé les paramètres de cisaillement (la cohésion, l'angle de frottement interne et la résistance au cisaillement max) à partir des essais triaxiaux,
- Evalué la portance par des essais de résistance à la compression simple.

D'abord, nous avons fait une identification géotechnique de notre marne à l'état naturel. Nous avons commencé par les paramètres de nature (la granulométrie, limite d'Atterberg, valeur de bleu de méthylène).

Ensuite, nous avons réalisé des essais de cisaillement non consolidé non drainé (UU) à l'appareil triaxial sur la marne naturelle et traitée à différents dosages et temps de cure.

Finalement, nous avons réalisé des essais de compression non confinée sur la marne traitée à différents dosages et temps de cure.

3. CARACTERISTIQUES DE SOL ET DES PRODUITS DE TRAITEMENT

3.1. Identification de la marne

3.1.1. Origine

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 (Guelma) sur le chantier de la réalisation de la pénétrante Guelma – Annaba. Nous avons travaillé sur la fraction $<1.18\text{mm}$. Pour cela, un tamisage à sec a été effectué pour éliminer la fraction grossière de la marne. (Figure 60).

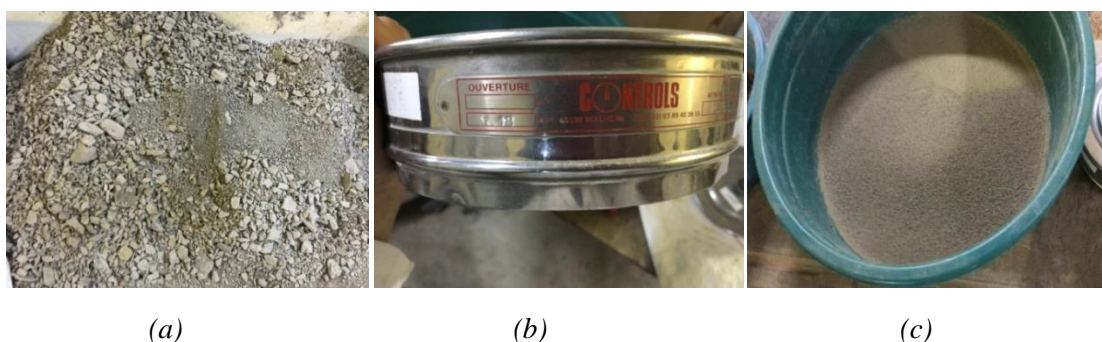


Figure 60: (a) Marne argileuse, (b) Tamis de 1.18 mm, (c) Marne après tamisage

3.1.2. Essai granulométrique

L'essai consiste à séparer les grains agglomérés d'une masse connue de matériau sec, au moyen d'une série de tamis et à peser successivement le refus cumulé sur chaque tamis (Figure 61). La masse de refus cumulé sur chaque tamis est rapportée à la masse totale sèche de l'échantillon soumis à l'analyse. L'analyse granulométrique s'effectue jusqu'à $80\ \mu\text{m}$ par tamisage du matériau. Les dimensions des mailles des tamis utilisées sont les suivantes : 1.25 mm, 1 mm, 0.8 mm, 0.63 mm, 0.5 mm, 0.4 mm, 0.315 mm, 0.25 mm, 0.2 mm, 0.16 mm, 0.125 mm, 0.1 mm, 0.08 mm. L'essai permet d'obtenir la distribution pondérale de l'échantillon à partir de laquelle la courbe granulométrique est tracée dans un graphique semi-logarithmique (Figure 62).



Figure 61: Tamiseuse et série de tamis utilisés

Le tableau suivant illustre l'analyse granulométrique de la marne.

Tableau 14: Résultats de l'analyse granulométrique par tamisage

D(mm)	1.25	1	0.8	0.63	0.5	0.4	0.315
Passant (%)	100	90.71	77.27	64.14	52.43	44.94	36.93
D(mm)	0.25	0.2	0.16	0.125	0.1	0.08	-
Passant (%)	30.71	24.73	19.84	17.26	12.63	9.64	-

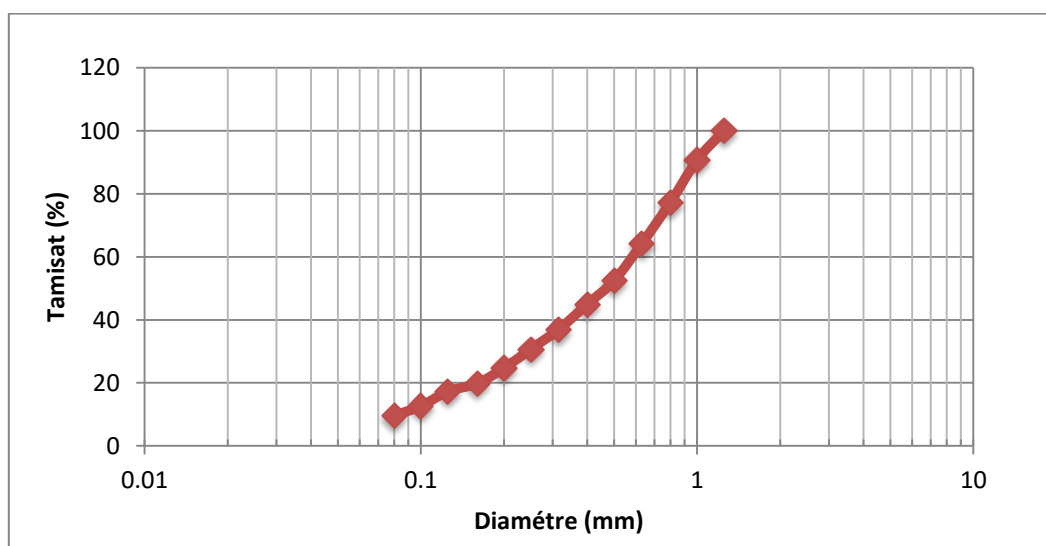


Figure 62: Courbe granulométrique de la marne

Tableau 15: Récapitulatif de l'analyse granulométrique

Désignation	Valeurs
D _{max}	1 mm
Fraction fine (< 80 µm)	9.64
D ₁₀	0,08
D ₆₀	0,60
Cu	7,5

3.1.3. Limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg sont déterminées uniquement pour les éléments fins d'un sol (diamètre < 0,400mm), car ce sont les seuls éléments sur lesquels l'eau agit en modifiant la consistance du sol. L'essai consiste donc à faire varier la teneur en eau de cette fraction de sol et à observer la consistance. Selon la teneur en eau, le sol se comportera comme un solide, un matériau plastique (capable de se déformer beaucoup sans se casser) ou un liquide (Figure 63).

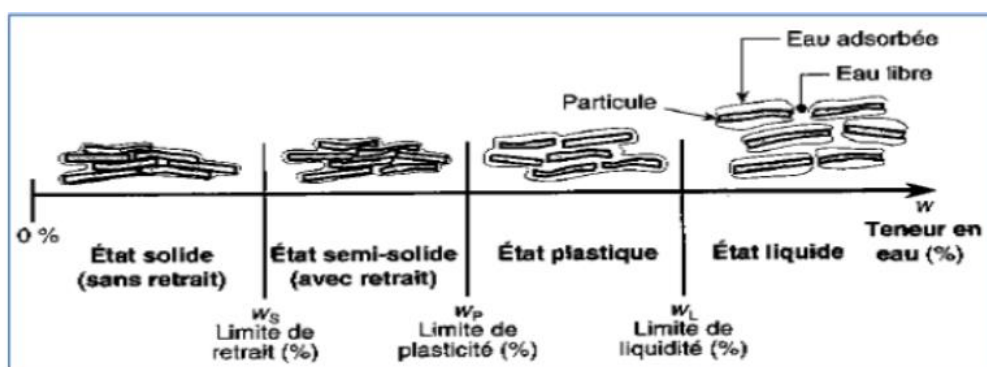


Figure 63: Etats de consistance d'un sol fin

Nous avons déterminé la limite de liquidité par l'essai de pénétration à cône (NF P94-052-1). Cet essai consiste à mesurer, après un temps fixe, l'enfoncement d'un cône, sous son propre poids, dans un échantillon de sol remanié. Il est réalisé sur la fraction passant au travers du tamis d'ouverture 400µm (voir figures ci-après).. Il permet également de faire une classification du sol [36].



Figure 64: Préparation de sol



Figure 65: Pénétrömètre à cône

Le tableau 16 résume l'ensemble des résultats obtenus à l'essai de pénétrömètre à cône.

Tableau 16: Résultats de la limite de liquidité

	Pénétration (mm)	w (%)
Essai 1	14,3	31,19
Essai 2	20,15	35,52
Essai 3	27,65	41,17

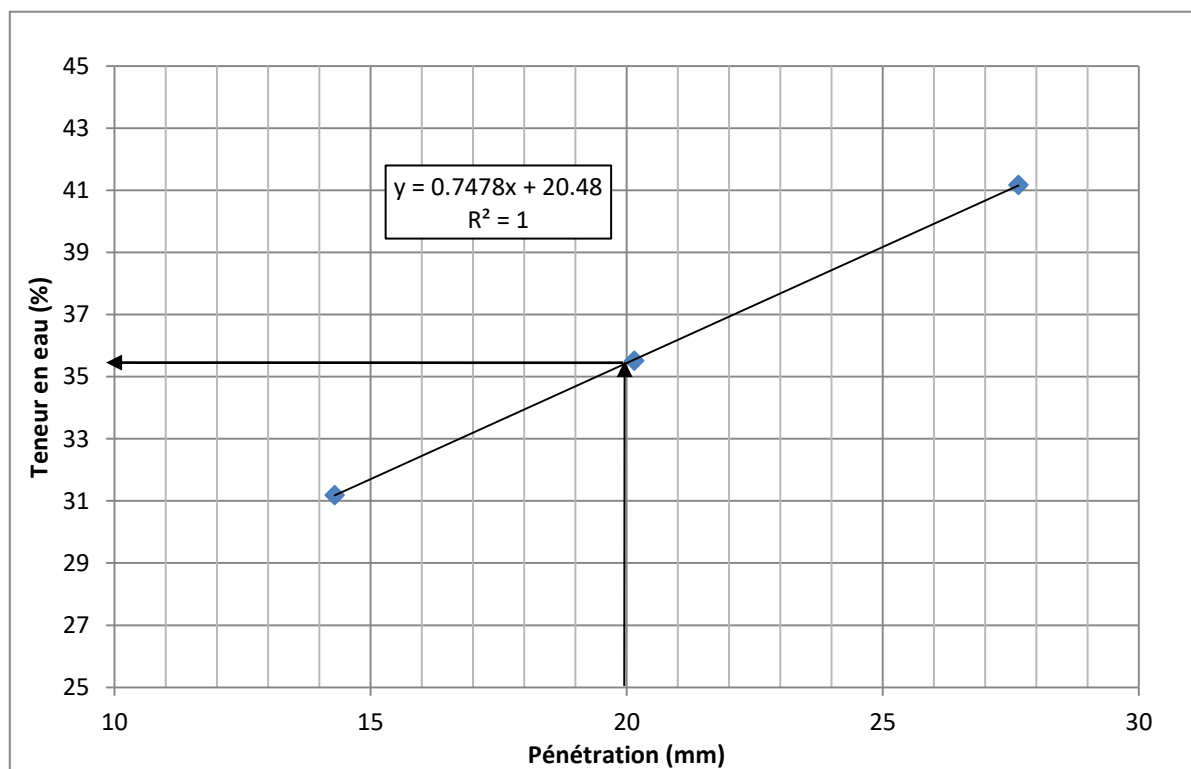


Figure 66: Détermination de la limite de liquidité

La limite de liquidité est la teneur en eau qui correspond à une pénétration de 20mm

Donc : $w_L = 35,5\%$.

Concernant **la limite de plasticité** w_P , l'essai consiste à rechercher la teneur en eau pour laquelle un rouleau de sol, de dimension fixée (10 cm de long et 3mm de diamètre) et confectionné manuellement se fissure, (norme NF P94-051). Il est effectuée, comme pour la limite de liquidité, sur la fraction passant au travers du tamis d'ouverture 400 μ m. La figure 67 et le tableau 17 montrent les échantillons sur lesquels sont effectués les essais de limite de plasticité et les résultats correspondants.



Figure 67: Détermination de la limite de plasticité

Tableau 17: Résultats de la limite de plasticité

Poids humide (g)	Poids sec (g)	w (%)
3	2,6	15,38
3,3	2,8	17,85
3,4	2,9	17,24

La limite de plasticité est la moyenne des teneurs en eau correspondant qui est égale à

$w_P = 16,82\%$.

Le calcul de L'indice de plasticité nous donne : $I_p = w_L - w_P = 18,68\%$

3.1.4. Essai au bleu de méthylène

L'essai au bleu de méthylène dit aussi l'essai de la tâche est effectué selon la norme (NF P94 068). Cet essai permet d'apprécier globalement l'activité de la fraction argileuse d'un sol en mesurant la surface interne et externe des grains argileux. Pour ce faire, on fixe sur les grains d'argile des molécules de bleu de méthylène et par test simple, on évalue la quantité de bleu fixé. On en déduit la valeur au bleu du sol, ou

VBS, qui est un indicateur essentiel dans la classification des sols. La figures 68 montre les différentes étapes de l'essai au bleu de méthylène.

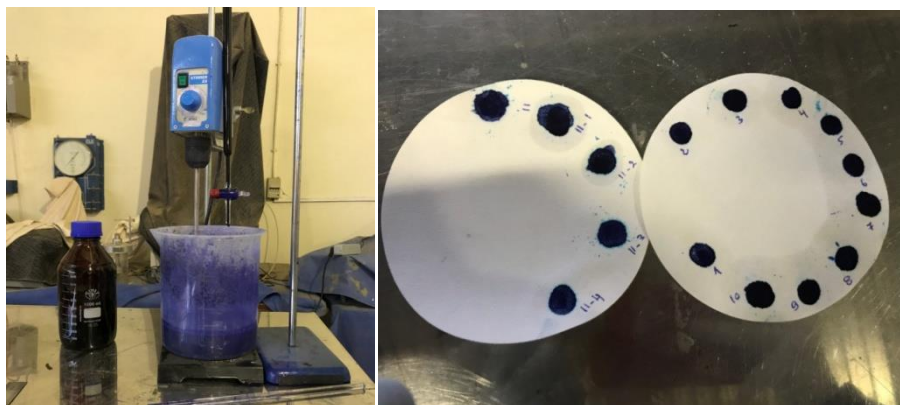


Figure 68: Essai VBS

Les résultats de l'essai de bleu de méthylène sont résumés dans le tableau 18.

Tableau 18: Tableau récapitulatif de l'essai VBS

Donnés	Valeurs
Poids sol (g)	57
% Fraction 0/1 mm	100%
Volume bleu (cm ³)	55
Masse bleu (g)	1.22
VBS	0.96

3.1.5. Classification GTR, USCS et AASHTO

A partir des caractéristiques déterminées précédemment, le tableau 19 donne la classification de notre marne selon les trois systèmes : GTR, USCS, AASHTO.

Tableau 19: Classifications de la marne

Classifications	Classes
GTR	B2 Sable argileux
USCS	SA Sable argileux
AASHTO	A2-6 Limon sableux ou argile sableuse

3.2. Produits de traitement utilisés

3.2.1. Ciment

Le ciment utilisé est un ciment CPJ-CEM II/A de classe de résistance 42,5 (Figure 69). C'est un produit fabriqué par le groupe GICA de la cimenterie de Hadjar-Soud (Skikda). C'est un ciment portland composé obtenu par le mélange finement broyé de clinker (80 à 94%) et d'ajouts (6 à 20). Le sulfate de calcium est ajouté sous forme de gypse, en tant que régulateur de prise.



Figure 69: Ciment CEMII/A

3.2.2. Métakaolin

Le métakaolin (MK) utilisé dans ce travail est obtenu à partir de la calcination de l'argile de Djebel Debbagh DD3 provenant de la wilaya de Guelma (figure 70), dont les caractéristiques principales ont été présentées précédemment dans le chapitre 2.

Après séchage de l'argile DD3 dans l'étuve, elle a subi une calcination à 750°C pendant 5h, un broyage à été réalisé avec la machine Micro Deval, ensuite tamisée à 80µm.



Figure 70: Métakaolin DD3

4. CHOIX DES DOSAGES DES MELANGES

Les quantités respectives des différents matériaux (marne argileuse et produits de traitement) ont été préparées à la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale de 95% de l'essai Proctor des années précédentes les valeurs ont été fixé autour de ($\rho_d=1700\text{kg/m}^3$), la teneur en eau est variable en fonction de la mouture de mélange entre 18% et 22%). 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 à savoir le métakaolin d'une part et le ciment d'autre part figure 71 (b). Après avoir mélangé le tout à sec, nous avons ajouté une quantité d'eau qui correspond à la teneur en eau optimale Proctor Normal (Figure 71 (c)). Le malaxage est réalisé jusqu'à l'obtention d'un mélange parfaitement homogène.



(a)

(b)

(c)

Figure 71:(a) Ciment-MK, (b) Mélange sol-liant à sec, (c) Ajout de l'eau

Mélange 1: Marne + 4% Ciment + 2% MK

Mélange 2: Marne + 6% Ciment + 3% MK

Mélange 3: Marne+ 6% Ciment

Mélange 4: Marne+ 9% Ciment

Les quantités sont représentées dans le tableau 20.

Tableau 20: Quantités de chaque composant des mélanges sol - liant

Dosage (%)	w %	ρ_d (kg/m ³)	Q marne (g)	Q ciment (g)	Q MK (g)	Q eau (g)
0	18	1700	751,04	0	0	135
6	18	1700	705,97	30,04	15,02	135
9	22	1700	683,44	45,06	22,5	165

5. CONFECTION DES EPROUVETTES

Une fois les mélanges préparés, les éprouvettes sont compactées selon le mode de compactage statique à l'aide de la presse UNIFRAME à une vitesse de 20 mm/min (Figure 72). Les éprouvettes obtenues sont illustrées dans la figure 73 (a), pour la réalisation de l'essai triaxial (UU) ces éprouvettes cylindriques doivent être normalisées par carottage avec une trousse coupante (Figure 73 (b)), ensuite la hauteur des éprouvettes est réglée (Figure 73 (c)) à l'aide d'un fil métallique (Figure 73 (d)), enfin les éprouvettes ont été scellées à l'aide d'un papier film.



Figure 72: Machine de compactage UNIFRAME

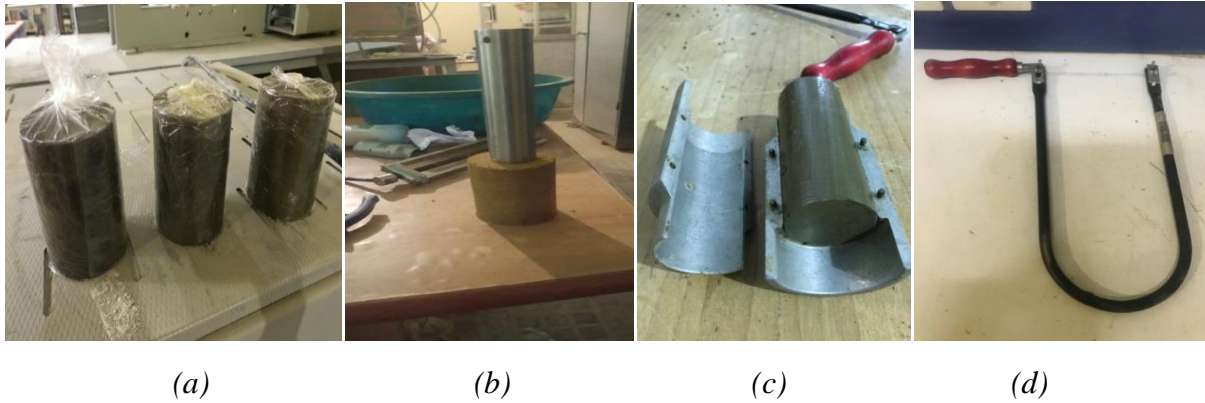


Figure 73: (a) *Éprouvettes compactées statiquement*, (b) *Carottage de l'échantillon à l'aide de la trousse coupante*, (c) *Echantillon après extraction*, (d) *Fil métallique*

6. ESSAI TRIAXIAL

6.1. Principe de l'essai

Cet essai permet d'étudier le comportement mécanique d'un sol et définir les différents coefficients liés au comportement mécanique d'un sol dans des conditions voisines de celles observées dans la nature. Le principe de cet essai consiste à placer une éprouvette de sol, de forme cylindrique, dans une cellule pleine de liquide. L'échantillon à tester est placé dans une enveloppe (normalement dilatable), elle-même introduite dans la cellule. Cet échantillon est donc soumis à :

- une pression hydrostatique de confinement σ_3 appliquée par l'intermédiaire du liquide remplissant la cellule (en général ce liquide est l'eau).
- un déviateur de contraintes appliqué par un piston chargé au moyen d'une presse (ou d'un vérin, etc.).

L'état de l'éprouvette dans l'appareil triaxial est montré dans la figure 74 [37].

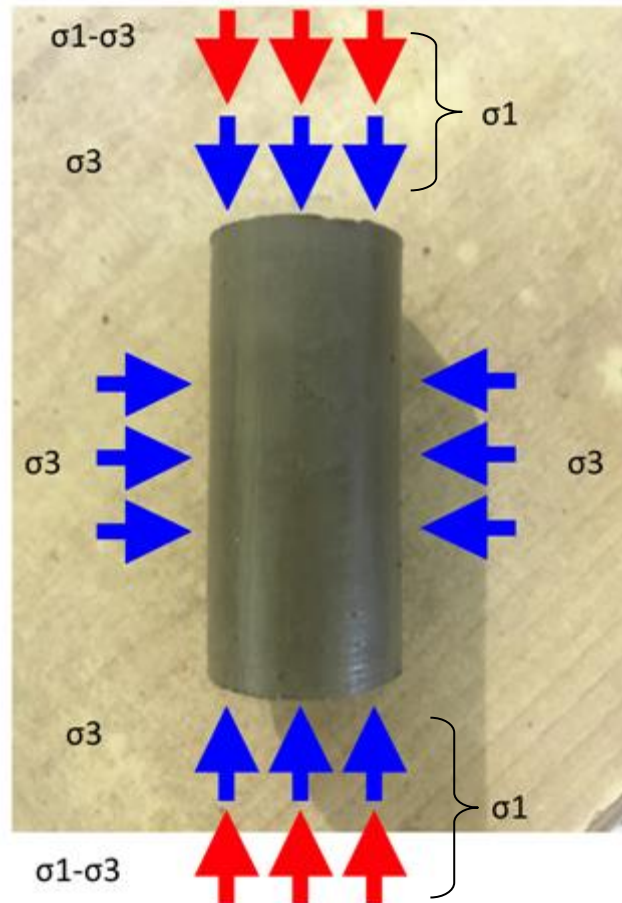


Figure 74: Etat de contrainte de l'échantillon à l'appareil triaxial

6.2. Dispositif expérimental

Le dispositif expérimental que nous avons utilisé pour réaliser notre programme d'essais se compose des éléments suivants (Figure 75 et 76) :

- une cellule triaxiale de dimensions appropriées à celles de l'éprouvette à tester.
- un dispositif de chargement et des moyens de mise en pression. Ce dispositif assure le déplacement axial et l'application des contraintes à l'éprouvette. Il comporte :
 - ✓ une presse électromécanique.
 - ✓ des contrôleurs (pression – volume).
 - ✓ un vérin hydraulique.
- un dispositif de mesure pour effectuer les différentes acquisitions nécessaires en cours de l'essai. Il se compose de :
 - ✓ capteurs de déplacement
 - ✓ capteurs de force
 - ✓ capteur de pression interstitielle
- une pompe à vide.
- un système de pilotage et d'acquisition de données.

L'ensemble de ces éléments doit assurer les fonctions suivantes :

- ✓ appliquer les chargements axiaux et radiaux désirés à une éprouvette,
- ✓ mesurer les différentes déformations provoquées durant l'essai (déformation axiale et déformation volumique),
- ✓ mesurer les efforts appliqués (chargement axial, et pression radiale),
- ✓ mesurer la pression interstitielle.

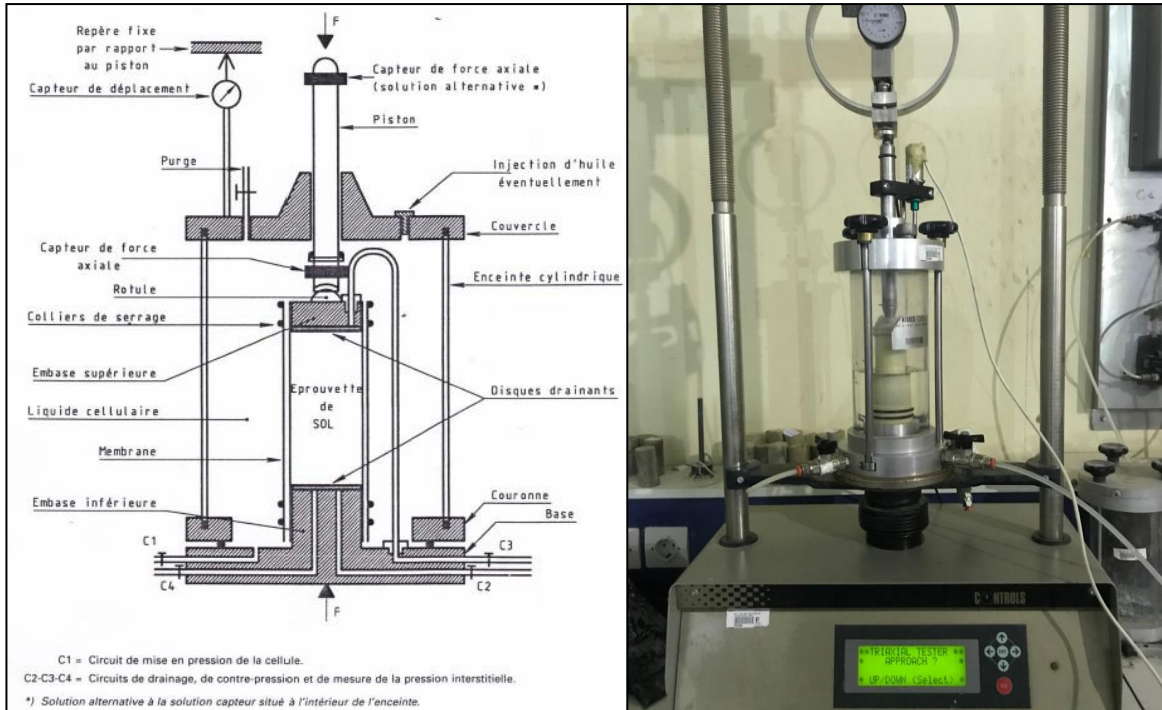


Figure 75: Principaux éléments de l'appareil triaxial



Figure 76: Appareil triaxial disponible dans notre laboratoire

6.3. Types d'essais triaxiaux

Il existe trois principales modalités de l'essai:

- **essai non consolidé - non drainé UU** : dans cet essai l'eau interstitielle est bloquée dans l'échantillon, et par conséquent la pression interstitielle est libre d'évoluer. Pendant cet essai le volume reste constant.
- **essai consolidé - drainé CD** : dans cet essai, après avoir consolidé l'échantillon, on le cisaille avec le drainage ouvert, on permet donc un changement de volume. La surpression interstitielle est donc à tout instant nulle ($u = u_0 \neq 0, \Delta u = 0$).
- **essai consolidé - non drainé CU** : dans cet essai l'échantillon est consolidé sous une contrainte isotrope, puis on cisaille avec le drainage fermé.

Une présentation de l'état de contraintes de ces trois types d'essais est présentée dans la figure 77.

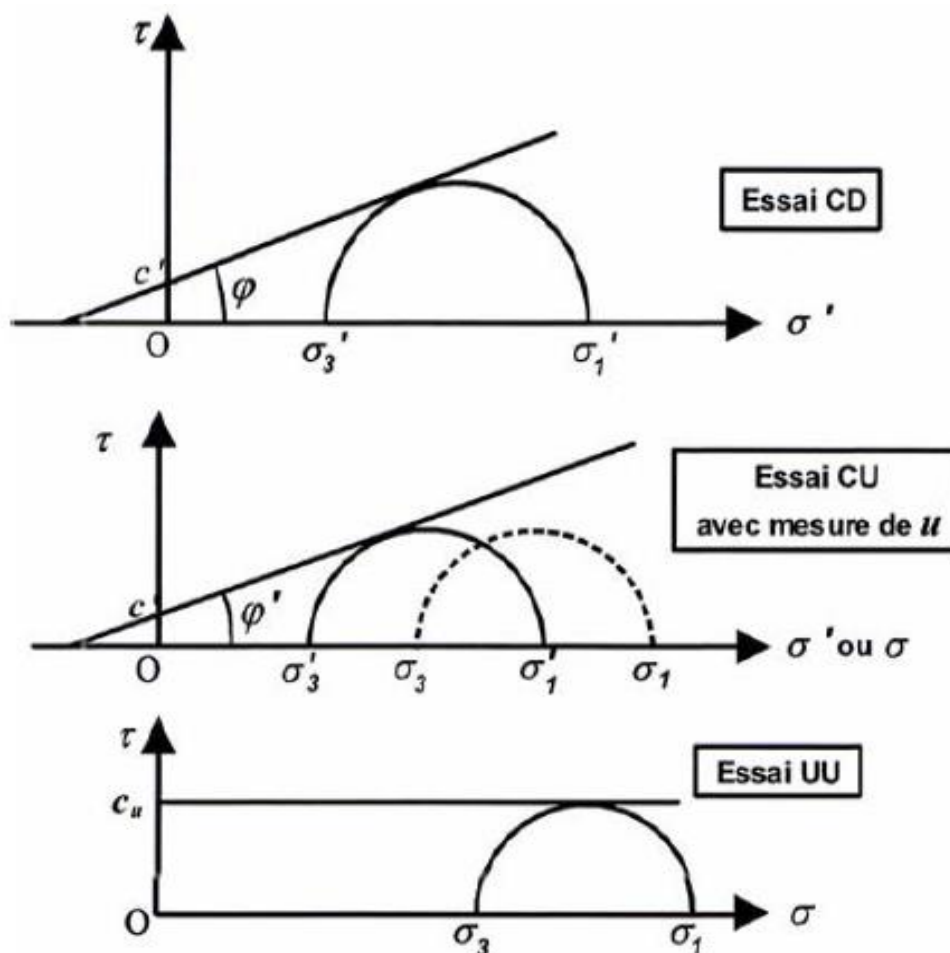
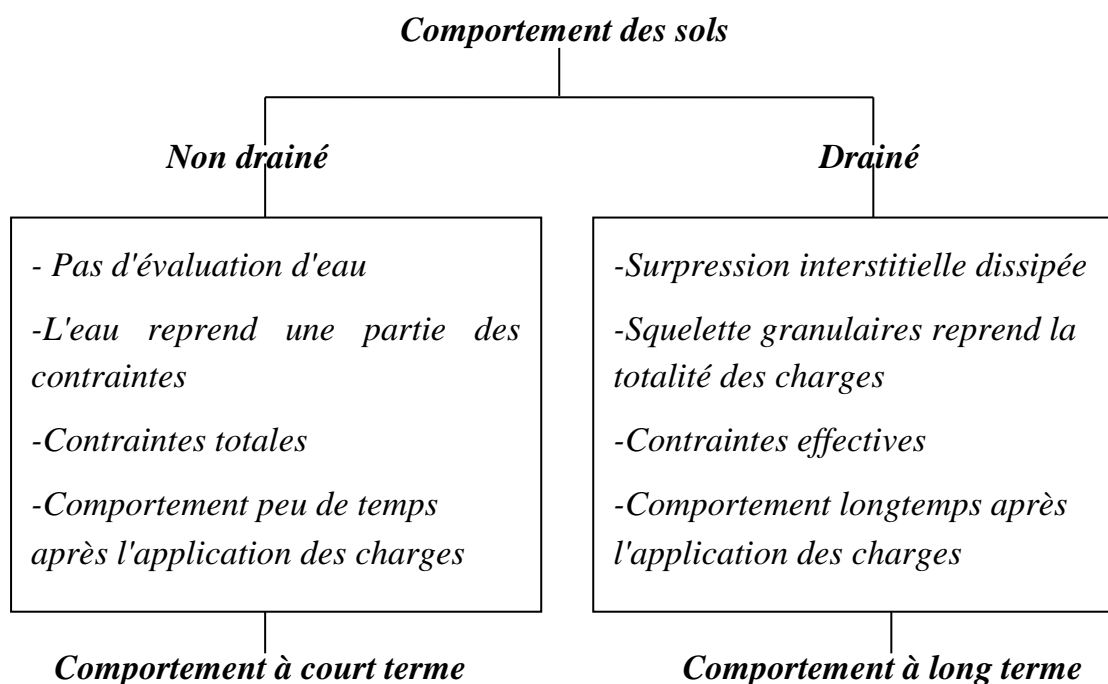


Figure 77: Interprétation des différents types d'essais triaxiaux CD- CU- UU.

On peut également montrer la différence dans le comportement des sols selon les conditions du drainage par le schéma ci-dessous [37] :



6.4. Mode opératoire et procédure de l'essai

Nous avons travaillé sur des échantillons de diamètres 38 mm et de hauteur 84 mm (Figure 78 (a)). La technique de fabrication se déroule selon les étapes suivantes :

- Prendre les dimensions de chaque éprouvette (diamètre et hauteur) à l'aide d'un pied à coulisse. La hauteur est prise deux fois selon deux directions et le diamètre est pris trois fois : en bas, au milieu et en haut de l'échantillon. Pour les calculs nous utilisons les valeurs moyennes (Figure 78 (b)),
- Préparer la base de la cellule triaxiale. Dans cette étape, il faut vérifier que les différents circuits de la cellule (circuits des capteurs de pression, embases) ne sont pas bouchés et qu'ils sont saturés,
- Préparer la membrane à utiliser. En ce qui concerne la membrane, il est nécessaire d'effectuer une vérification de l'étanchéité. Cette vérification se fait en mettant la membrane sous air comprimé préalablement introduite dans la cellule, puis remplie d'eau. Nous appliquons ensuite une pression de confinement, une fuite est alors révélée par des bulles d'air qui s'échappent,
- Ajuster ensuite la membrane sur le moule (Figure 78 (c)) de façon à ne pas avoir des torsions dans la membrane (Figure 78 (d)),
- Placer l'échantillon délicatement dans le moule.
- Placer un disque de plexiglas (Figure 78 (e)) sur le l'embase inférieure. Ensuite, placer l'ensemble moule-échantillon sur le disque (Figure 78 (f)),
- Placer un second disque de plexiglas sur la surface de l'échantillon et l'embase supérieure,

- Fixer la membrane en la déroulant sur l'embase (supérieure et inférieure) à l'aide des joints toriques (2 en haut, 2 en bas) (Figure 78 (g)),
- Bien placer la cellule cylindrique (Figure 78 (h)) en assurant le contact entre le piston de la cellule et la tête de l'échantillon, serrer les trois barres d'attache en acier inoxydable (Figure 78 (i)),
- Enfin placer la bille sur laquelle vient s'appuyer le piston d'application de l'effort axial (Figure 78 (j)),
- L'eau sous pression est introduite dans la cellule (Figure 78 (k)) et exerce une contrainte « σ_3 » sur l'éprouvette. Trois essais sont menés pour trois contraintes de confinement (100 kPa, 200 kPa et 300 kPa) (Figure 78 (l)),
- L'essai est terminé conventionnellement lorsque le système d'acquisition détecte une chute de résistance,
- Les pressions et les déformations appliquées et produites durant l'essai sont mesurées à l'aide des capteurs et contrôleurs. Toutes ces données sont enregistrées par un ordinateur (Figure 78 (m)),
- A la fin de l'essai la cellule est vidée et démontée, L'échantillon est enlevé (Figure 78 (n)), ainsi que la membrane et les disques doivent être bien nettoyés,
- Exemple des échantillons cisailés sont fournis (Figure 78 (o)).



(a)



(b)



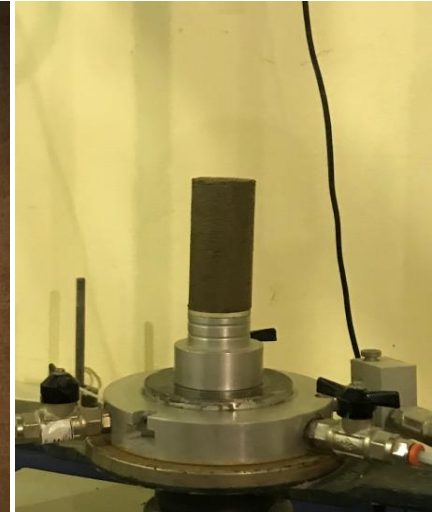
(c)



(d)



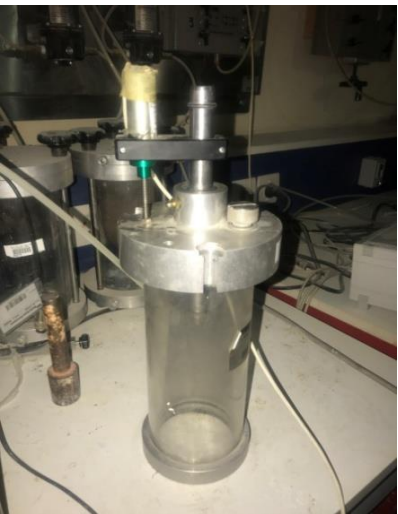
(e)



(f)



(g)



(h)



(i)



(j)



(k)



(l)

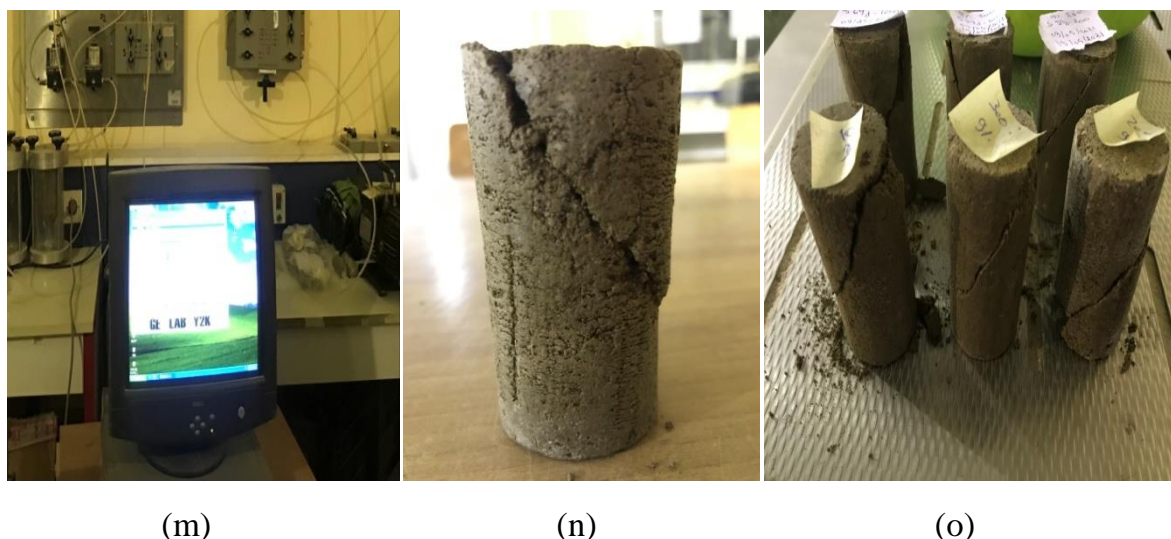


Figure 78: Etapes de déroulement de l'essai triaxial

Tableau 21: Synthèse des proportions des liants ajoutés et les temps de cure pour l'essai triaxial

Essai	Combinaisons	CIM (%)	MK(%)	Temps de cure (J)
Triaxial (UU)				
	Sol naturel (témoin)	/	/	/
	Sol + 6% (CIM+MK)	4	2	9, 28
	Sol + 9% (CIM+MK)	6	3	9, 28
	Sol + 6% (CIM)	6	/	28
	Sol + 9% (CIM)	9	/	28

7. RESULTATS DES ESSAIS TRIAXIAUX

7.1. Echantillon 01 : Marne naturelle (témoin)

Les relations déviateur-déformation verticale sont rapportées dans la figure 79.

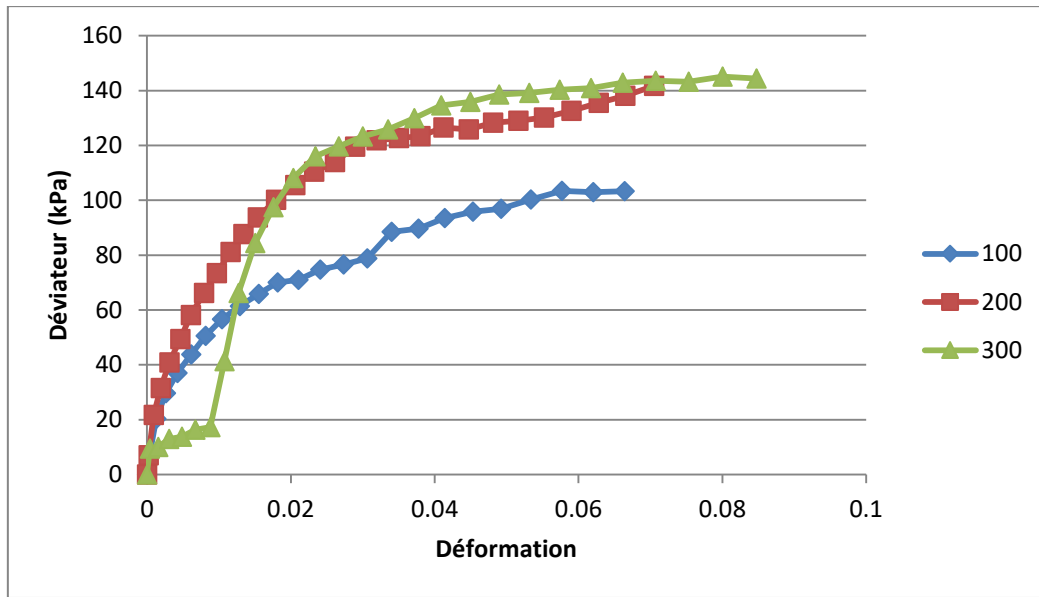


Figure 79: Relation déviateur-déformation du sol témoins

Les détails sont représentés dans le tableau suivant.

Tableau 22: Résultats de l'essai triaxial

	σ_3 (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)$ (kPa)	σ_1 (kPa)	τ_{max} (kPa)
Test 1	100	103,4	203,4	51,7
Test 2	200	141,7	341,7	70,85
Test 3	300	145,1	445,1	72,55

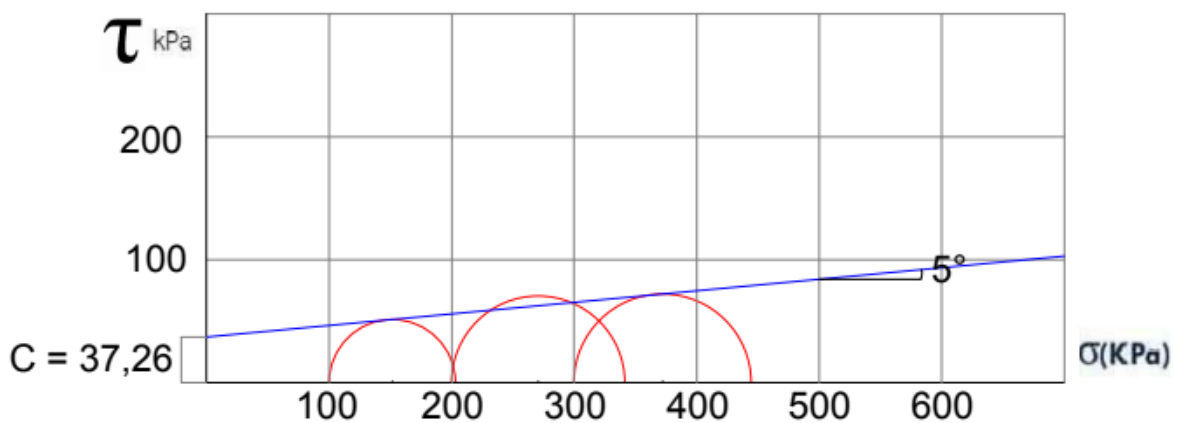


Figure 80: Détermination des paramètres de cisaillement de l'échantillon témoin

En absence d'un essai fiable pour des problèmes de temps et un manque de matériau on n'a pas pu faire d'autres essais.

D'après les cercles de Mohr montrés à cette figure, nous avons déterminé une cohésion $c = 37,26$ kPa et un angle de frottement interne $\varphi = 5^\circ$.

7.2. Echantillon 02 : marne+4%CIM+2%MK à 9 jours de cure

De même, les relations déviateur-déformation verticale sont illustrées dans la figure 83.

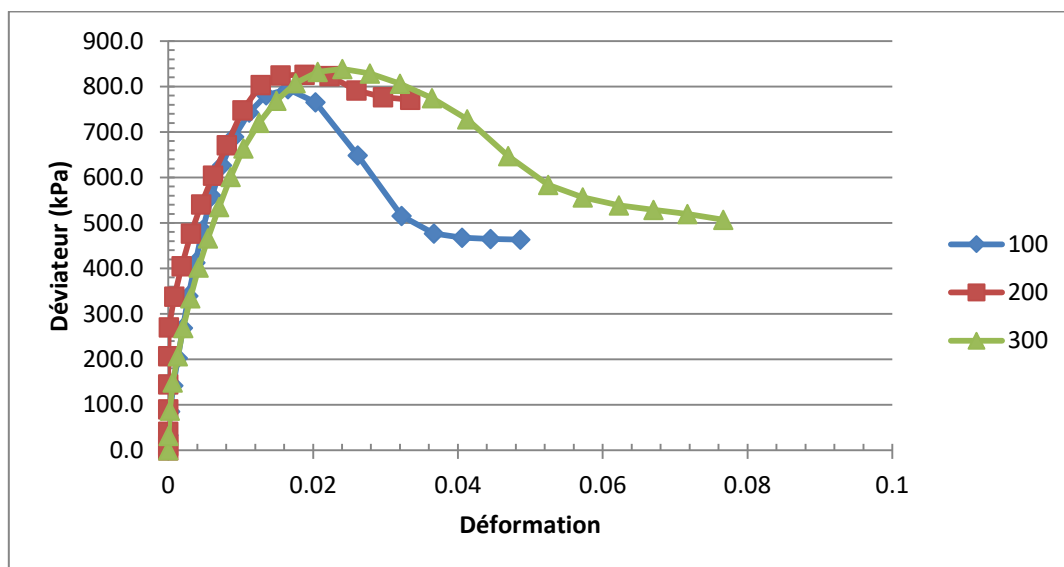


Figure 81: Relation déviateur-déformation pour 6% de CIM+MK à 9 jours

Les résultats des trois essais sont indiqués au tableau 23.

Tableau 23: Résultats de l'essai triaxial

	σ_3 (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)$ (kPa)	σ_1 (kPa)	τ_{\max} (kPa)
Test 1	100	791,4	894,3	395,7
Test 2	200	825,9	1036,6	412,95
Test 3	300	842,48	1138,9	421,24

La figure 84 présente les résultats des trois essais.

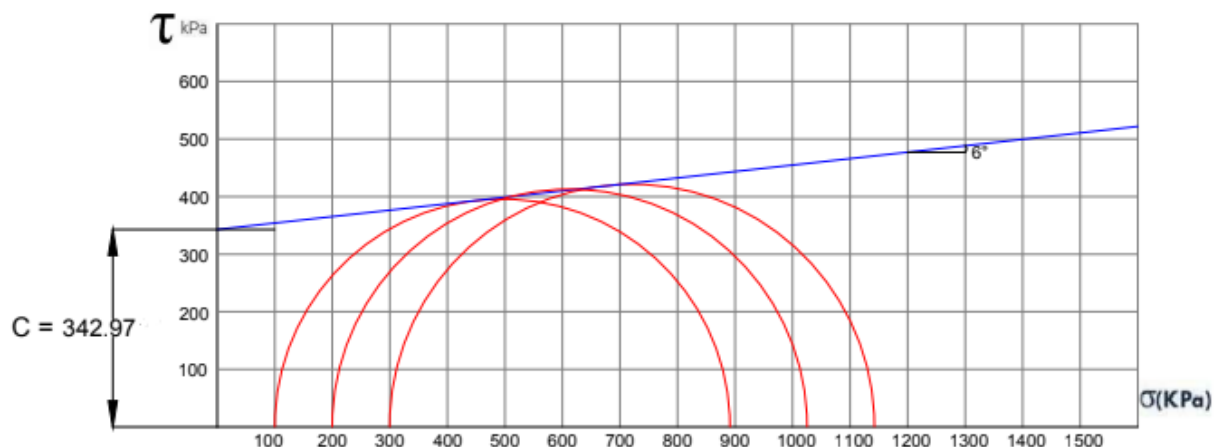


Figure 82: Détermination des paramètres de cisaillement de la marne traitée par 6% CIM+MK à 9 jours

D'après les cercles de Mohr montrés à cette figure, nous avons déterminé une cohésion $c = 342,97$ kPa et un angle de frottement interne $\phi = 6^\circ$.

7.3. Echantillon 03 : Marne+4%CIM+2%MK à 28 jours de cure

Les relations déviateur-déformation verticale sont illustrées dans la figure 85.

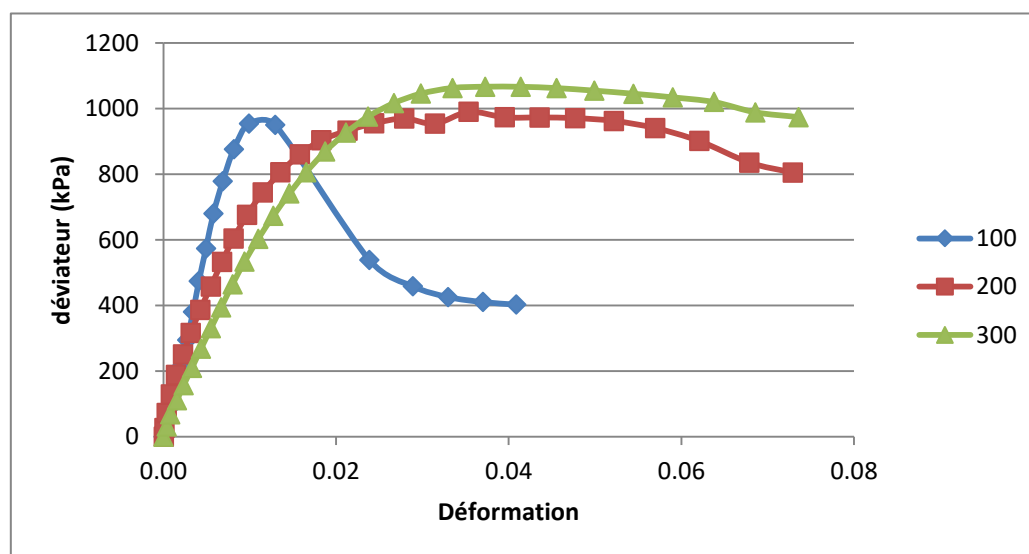


Figure 83: Relation déviateur-déformation pour 6% de CIM+MK à 28 jours

Les résultats des trois essais sont indiqués au tableau 24.

Tableau 24: Résultats de l'essai triaxial

	σ_3 (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)$ (kPa)	σ_1 (kPa)	τ_{\max} (kPa)
Test 1	100	920,2	1020,2	460,1
Test 2	200	990,0	1200,0	495,0
Test 3	300	1067,0	1320,0	533,5

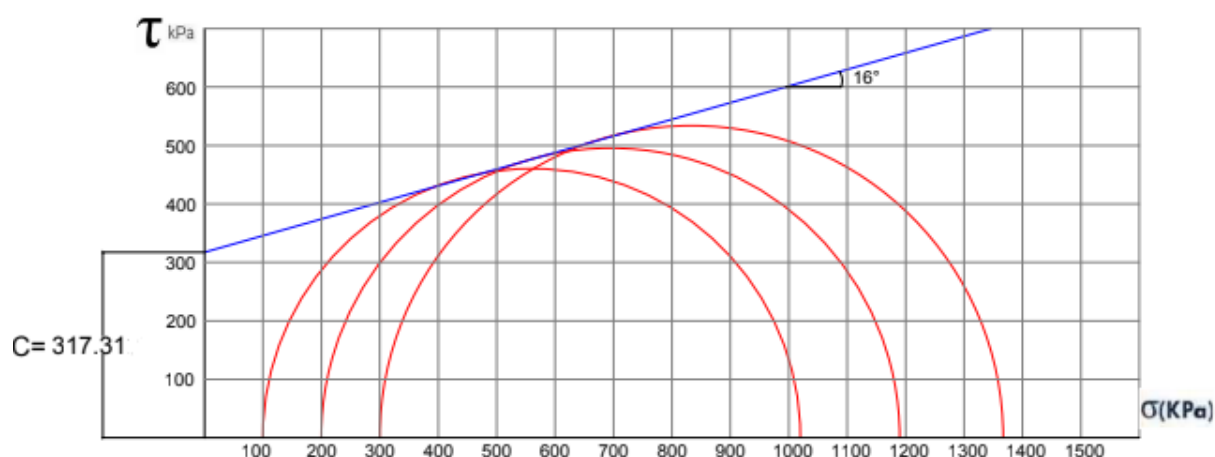


Figure 84: Détermination des paramètres de cisaillement de la marne traitée par 6% de CIM+MK à 28 jours

D'après cette figure, nous avons déterminé une cohésion $c = 317,31$ kPa et un angle de frottement interne $\varphi = 16^\circ$.

7.4. Echantillon 04 : Marne+6%CIM+3%MK à 9 jours de cure

La figure 87 illustre les résultats des relations déviateur-déformation verticale.

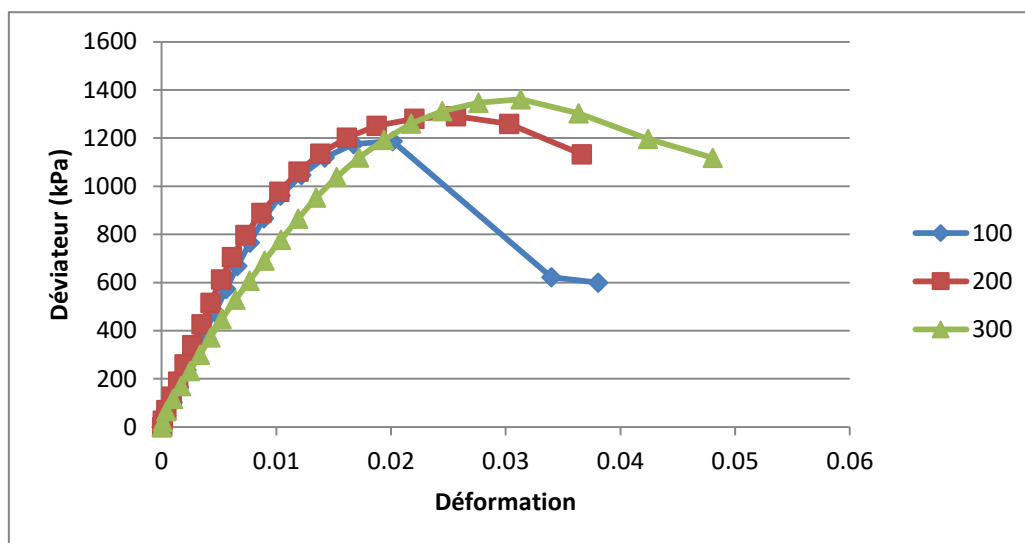


Figure 85: Relation déviateur-déformation pour 9% de CIM+MK à 9 jours

Les résultats des trois essais sont indiqués au tableau 25.

Tableau 25: Résultats de l'essai triaxial

	σ_3 (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)$ (kPa)	σ_1 (kPa)	τ_{\max} (kPa)
Test 1	100	1186,6	1286,6	593,3
Test 2	200	1290,7	1490,7	645,35
Test 3	300	1362,0	1662,0	681,0

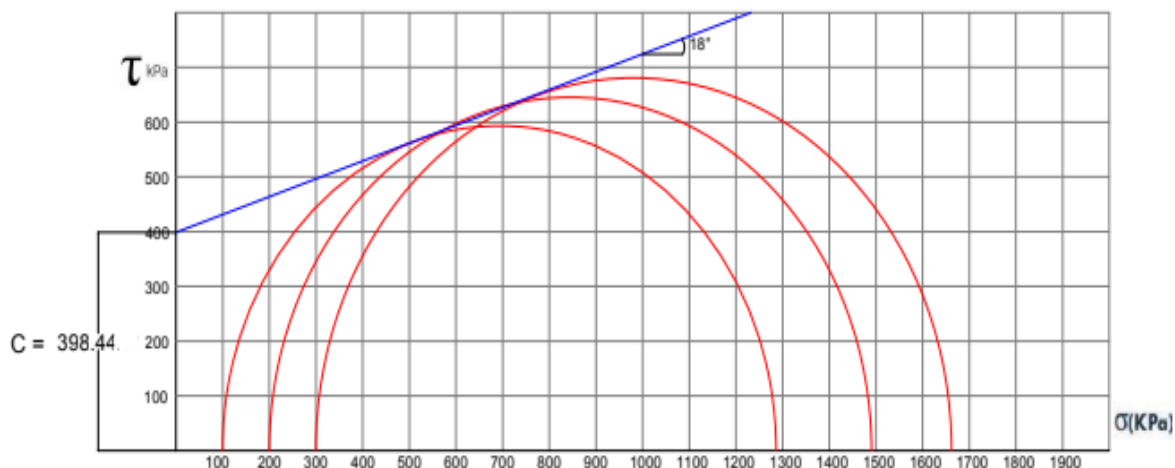


Figure 86: Détermination des paramètres de cisaillement de la marne traitée par 9% de CIM+MK à 9 jours

D'après les cercles de Mohr montrés à cette figure, nous avons déterminé une cohésion $c = 398,44$ kPa et un angle de frottement interne $\phi = 18^\circ$.

7.5. Synthèse et analyse des résultats

Nous procédons à l'analyse des résultats d'essais triaxiaux réalisés sur différents échantillons. Nous avons rassemblé les résultats obtenus sur différents échantillons afin d'étudier l'effet de l'ajout 6% de liant ciment-MK après 9 et 28 jours sur les paramètres de cisaillement (tableau 26). Pour cela, Pour mieux illustrer les résultats un histogramme est présenté à la figure 89.

Tableau 26: Résultats des essais triaxiaux traité par 6%(CIM+MK) après 9, 28jours

Paramètre	Témoins	6% (CIM+MK)	6% (CIM+MK)	9%(CIM+MK)
		9J	28J	9J
C (kPa)	37,26	342,97	317,31	398.44
ϕ (°)	5	6	16	18

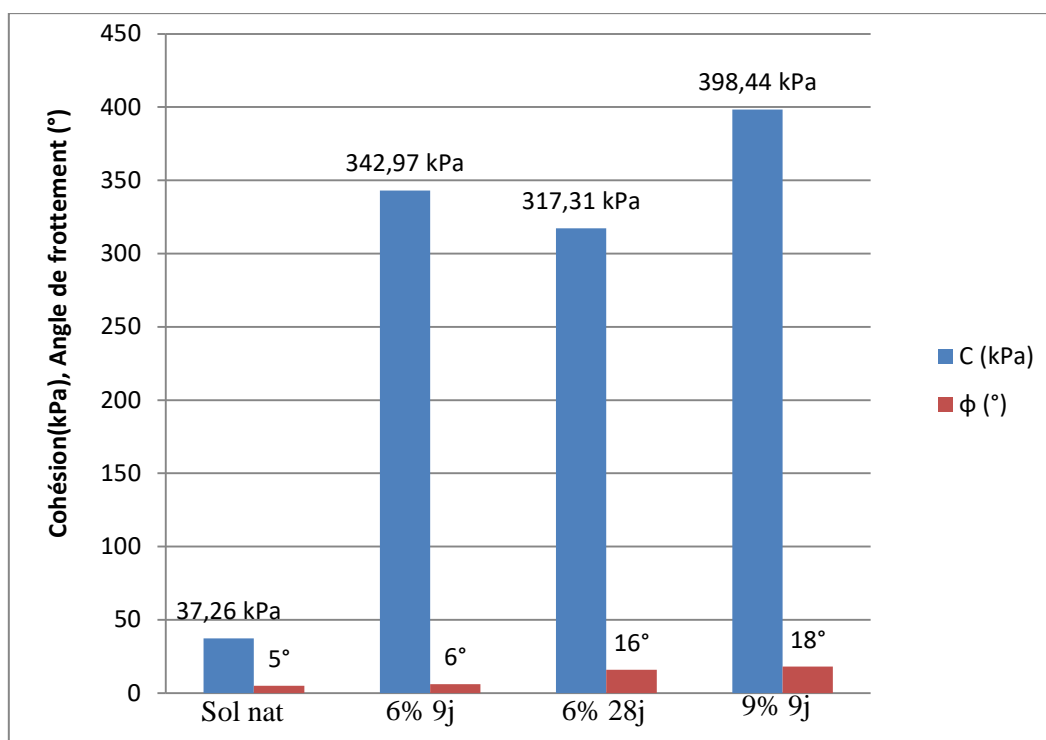


Figure 87: Résultats des essais triaxiaux de la marne traité CIM+MK après 9 et 28 jours

Les résultats indiquent qu'avec l'ajout de 6% de CIM+MK la cohésion augmente pour 9 jours de temps de cure puis elle diminue légèrement à 28 jours. Pour ce même dosage (6%), l'angle de frottement reste quasi stable après 9 jours par rapport à la marne non traitée, puis il a augmenté jusqu'à 16° après 28 jours.

Pour un dosage de 9% la cohésion et l'angle de frottement ont augmenté jusqu'au 398,44 kPa et 18° respectivement après 9 jours de cure. **Pour 28 jours les résistances au cisaillement ont dépassé 2000 N qui est la valeur limite de notre appareil et par conséquent les essais triaxiaux non pas été réalisés pour ce dosage (9%).**

L'augmentation de la cohésion est due à la création de nouvelles liaisons hydratées (C-S-H) entre les particules de sol à cause de l'action des produits de traitement (ciment+MK). Ces nouvelles liaisons créées ont changé le comportement de notre marne d'un comportement plastique à un comportement rigide.

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

Tableau 27: Résistances au cisaillement maximales (τ_{max}) avant et après traitement

σ (kPa)	100	200	300
Sol naturel	51.7	70.85	72.55
6% (CIM+MK) 9J	395.7	412.95	421.24
6% (CIM+MK) 28J	460.1	495.0	533.5
9% (CIM+MK) 9J	593.3	645.35	681.0

On observe pour les trois contraintes appliquées une augmentation des résistances aux cisaillements maximales après le traitement par le mélange ciment-métakaolin en fonction de l'augmentation du dosage.

Pour le dosage de 6%, on observe une augmentation progressive et proportionnelle de la résistance au cisaillement en fonction du temps de cure. Le pourcentage d'augmentation de la résistance au cisaillement est beaucoup plus élevé pour le dosage de 9%.

8. ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE

Il s'agit de la compression d'une éprouvette cylindrique de sol entre deux plateaux, l'axe de l'éprouvette cylindrique est orthogonal aux plateaux. L'essai consiste à imposer une vitesse constante de déformation longitudinale et à mesurer la force axiale appliquée à l'éprouvette. La résistance en compression, notée R_c s'effectue à plusieurs âges (7, 28 jours,...).

8.1. Mode opératoire et procédure d'essai

Les éprouvettes soumises aux essais de 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 : $H=15cm$ et $\varnothing=7,5cm$. Au total, 18 éprouvettes ont été confectionnées pour des différents dosages et différents temps de cure.

La technique de fabrication se déroule selon les étapes suivantes :

- Le sol a été mis en premier lieu à l'étuve pour séchage pendant une période de 24 heures,
- La marne a été mélangée à sec avec les produits de traitement,
- Ajouter une quantité d'eau et malaxer jusqu'à l'obtention d'un mélange parfaitement homogène,

- Compacter le mélange selon le mode de compactage statique à l'aide de la presse UNIFRAME,
- Le compactage a été fait en deux couches, la première couche 2/3 de la masse totale (de chaque mélange), et la 2^{ème} couche 1/3 de la masse totale,
- Après le démoulage, les éprouvettes ont été immédiatement scellées à l'aide d'un papier film afin de prévenir l'évaporation de l'eau contenu dans les mélanges,
- A l'échéance des temps de cure (9, 28 jours), les essais de compression simple ont été réalisés selon la norme NF P94-077,
- Prendre les dimensions de l'échantillon à l'aide d'un pied à coulisse (la hauteur et le diamètre sont pris quatre fois selon deux directions). Pour les calculs de la section nous utilisons les valeurs moyennes,
- 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 (la contrainte à la rupture résultant du rapport entre la force de rupture F_{\max} et la section transversale de l'éprouvette (A)) s'écrit :

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

Où :

R_c (kPa): résistance à la compression simple,

F (kN): force maximale de compression,

A (m²) : aire de la section transversale de l'éprouvette.





Figure 88: Photos représentant les diverses procédures de l'essai de compression simple

Tableau 28: Synthèse des proportions des liants ajoutés et les temps de cure pour l'essai de compression simple

Essai	Combinaisons	CIM (%)	MK(%)	Temps de cure (j)
CS				
	Sol nat	/	/	/
	Sol+6% (CIM+MK)	4	2	9, 28
	Sol+9% (CIM+MK)	6	3	9, 28
	Sol+6% (CIM)	6	/	9, 28
	Sol+9% (CIM)	9	/	9, 28

Les quantités de chaque composant du mélange sont synthétisées dans le tableau suivant :

Tableau 29: Quantités de chaque composant des mélanges sol - liant

dosage %	w %	ρ_d (kg/m ³)	Q marne (g)	Q ciment (g)	Q MK (g)	Q eau (g)
0	18	1700	1126,56	0	0	203
6	18	1700	1058,96	45,06	22,53	203
9	22	1700	1025,17	67,59	33,8	248

8.2. Résultats des essais de compression

8.2.1. Résistances à 9 jours

Les résultats des écrasements des éprouvettes à 9 jours de temps de cure pour différentes proportions de métakaolin et ciment sont présentés dans le tableau et la figure suivants.

On note qu'on a pris la moyenne de deux résistances de compression pour chaque dosages.

Tableau 30: Résistance à la compression R_c des différentes proportions à 9 jours.

	proportions(%)	R_c (kPa)
6%	4% CIM+2%MK	912,5
	6% CIM	1434,5
9%	6% CIM+3%MK	1013,3
	9% CIM	1573,5

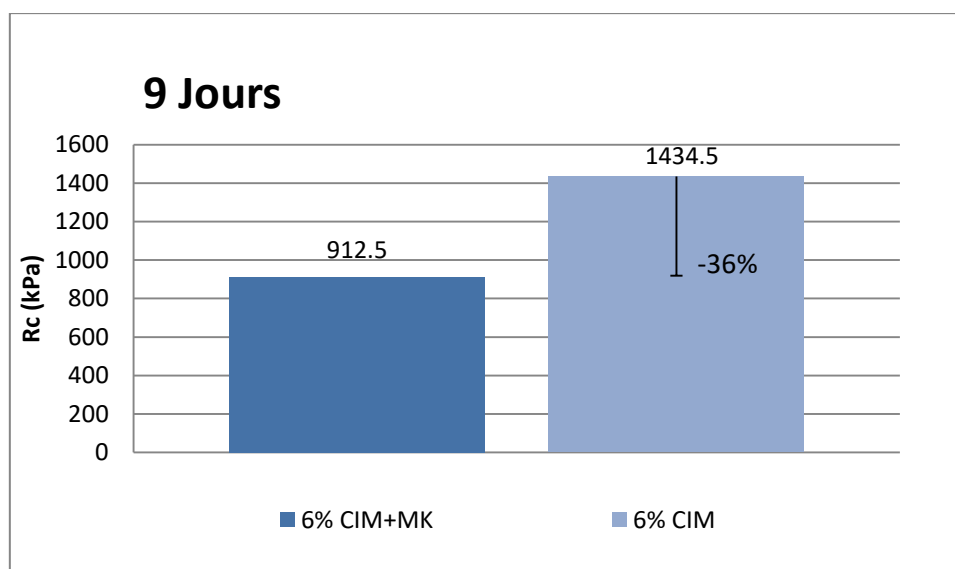


Figure 89: Résistances Rc pour 6% à 9 jours

Pour le même dosage et la même durée de 9 jours on remarque que la résistance à la compression de ciment seul est meilleure par rapport au mélange 4% cim+2% MK. La valeur maximale est égale à 1434,5 kPa. Lors de l'ajout de métakaolin on a perdu 36% de la résistance. L'écart est calculé conformément à la formule suivante:

$$Ecart(\%) = \frac{Rc (CIM + MK) - Rc (CIM)}{Rc (CIM)}$$

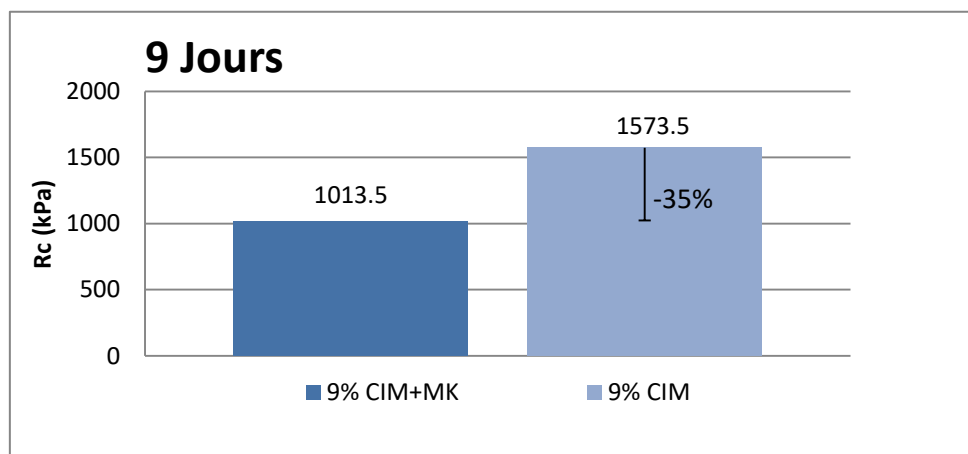


Figure 90: Résistances Rc pour 9% à 9 jours

On remarque que si on garde la même durée de 9 jours et on modifie le dosage en passant de 6% à 9 %, la résistance à la compression augmente mais l'écart entre les deux résistances reste quasi constant (-35%). Cela confirme le résultat obtenu pour le premier dosage (6%).

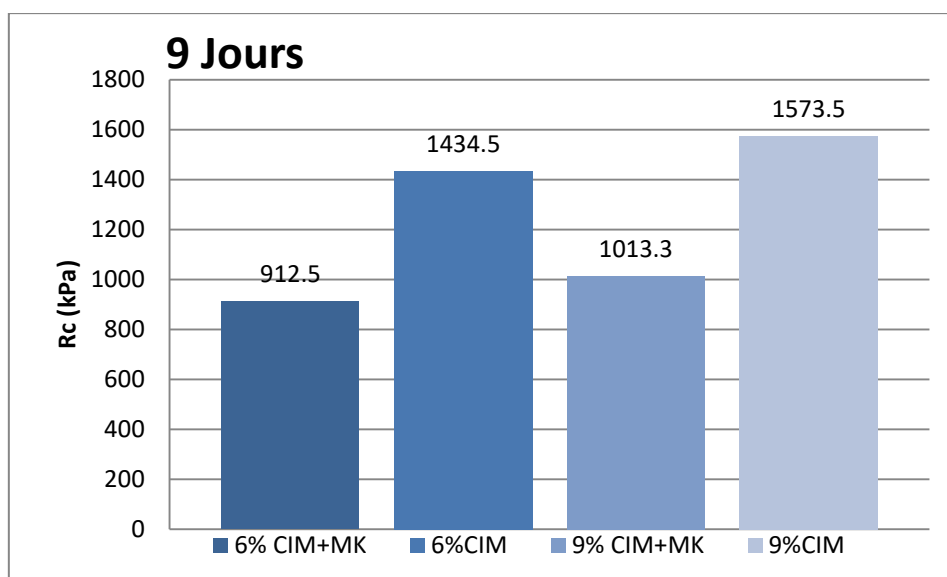


Figure 91: Résistances Rc pour les différentes proportions à 9 jours

On observe globalement que la résistance mécanique du sol augmente progressivement avec l'augmentation des dosages en liant. On constate que la résistance mécanique chute d'environ -35% pour les deux dosages (6% et 9%) lors de l'ajout de métakaolin.

Si on compare le mélange de 6% CIM+3% MK avec le mélange de 6% CIM, on retrouve que la résistance chute d'environ -29%. Cela est dû probablement à la faible réactivité à court terme de notre métakaolin avec les particules de sol et de ciment.

8.2.2. Résistances à 28 jours

Les résultats des résistances à la compression des éprouvettes à 28 jours de temps de cure pour différentes proportions de ciment et de métakaolin sont présentés dans le tableau et les figures suivantes.

Tableau 31: Résistance à la compression des différentes proportions à 28 jours

	Proportions (%)	Rc (kPa)
6%	4% CIM+2% MK	1603,6
	6% CIM	1830,2
9%	6% CIM+3% MK	1644,8
	9% CIM	2284,35

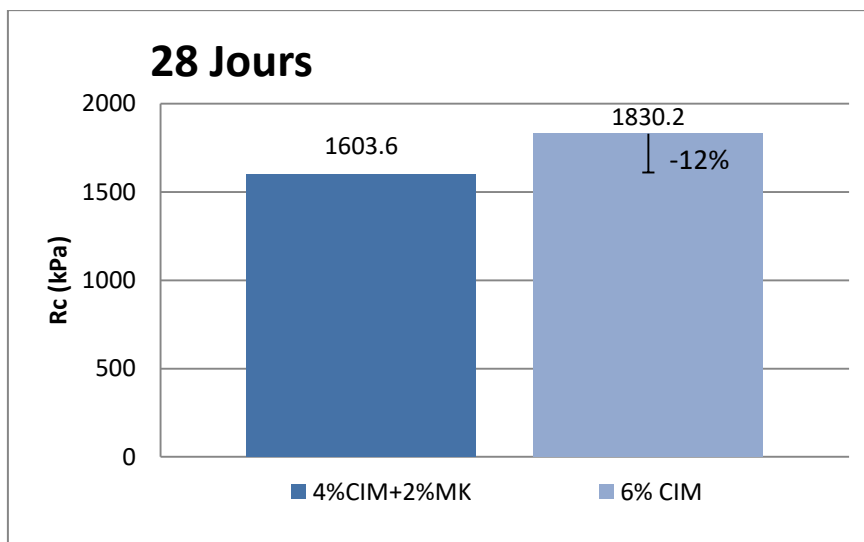


Figure 92: Résistances Rc pour 6% à 28 jours

Pour le dosage 6%, on remarque que l'écart entre les deux traitements a diminué et les propriétés pouzzolanique du métakaolin se confirment. Les résistances à la compression des deux mélanges ont augmenté et le traitement au ciment seul est toujours plus performant. Cela montre que l'action hydraulique du ciment est en cours de développement dans le mélange au fur et à mesure du passage de temps et la marne se stabilise encore mieux. Lors de l'ajout de métakaolin on a perdu -12% de la résistance.

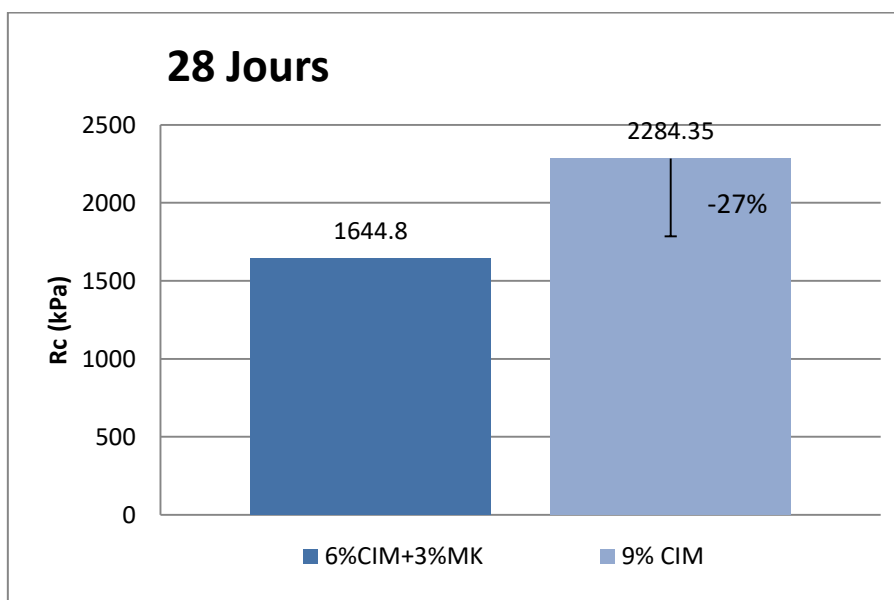


Figure 93: Résistances Rc pour 9% à 28 jours

Pour le dosage 9%, on observe le même comportement que celui obtenu pour 6% à 28 jours c'est-à-dire la résistance mécanique augmente pour les deux dosages avec une meilleure résistance pour le ciment jusqu'à une valeur maximale de 2284,35. L'écart en pourcentage entre les deux mélange est de -27%.

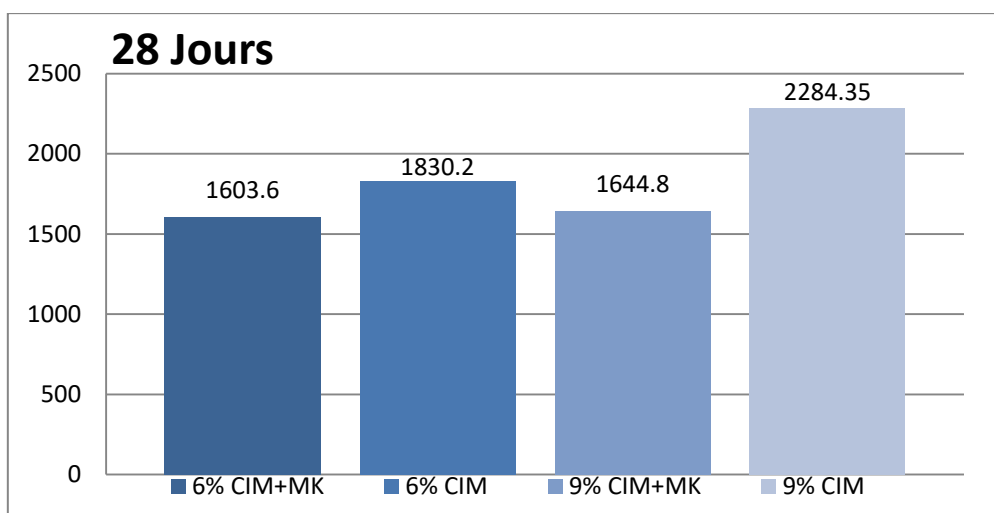


Figure 94: Résistances R_c pour les différentes proportions à 28 jours

Lorsqu'on analyse globalement les résultats, nous constatons qu'il y a une légère amélioration de la résistance à la compression entre les dosages 6% et 9% des mélanges. Le traitement au ciment seul donne des performances meilleures par rapport au traitement ciment+MK. Si on compare le traitement 6% CIM+3% MK avec le traitement 6% ciment seul, on remarque qu'il y a un écart de -10%.

8.3. Comparaison entre les deux produits de traitement

Nous avons regroupé l'ensemble des résultats des résistances à la compression simple (9 et 28 j) dans la figure 97 ci-dessous.

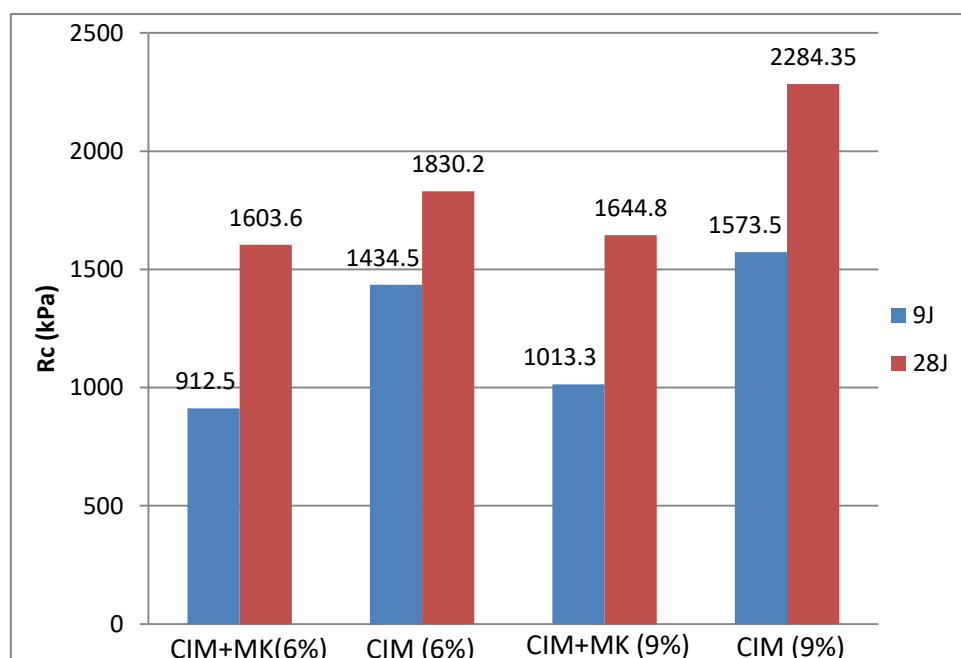


Figure 95: Influence des mélanges CIM +MK et CIM sur la résistance à la compression en fonction du dosage et de temps de cure

Tout d'abord, on remarque une amélioration de la résistance à la compression en fonction de l'augmentation des dosages pour les deux mélanges (CIM +MK ou ciment seul). On constate, que les résistances de la marne traitée au CIM+MK mesurées aux échéances 9 et 28 jours après traitement, sont plus faibles que celles traitées au ciment seul. La meilleure combinaison obtenue est de 28 jours avec un dosage de 9%.

Les résultats d'écart en résistances entre 6% de ciment avec le dosage de 9% (6% ciment+ 3% MK) pour les deux temps de cure sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 32: Ecart entre les résistances de 6% et 9% de dosage

Dosage	(6% Ciment+3% MK)	(6% Ciment)
Jours	9 jours	28 jours
Ecart en pourcentage	-29%	-10%

A partir du tableau, on remarque que l'écart entre les résistances à 28 jours est moins important comparativement avec l'écart de 9 jours (réduit au tiers).

Nous tenant à préciser que des éprouvettes de marne traitée sont en cours de maturation pour écrasement à 56 jours. Les résultats de ces tests permettront de mieux comprendre l'effet du nouveau produit sur le comportement de la marne traitée à long terme.

9. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons présenté les résultats des essais réalisés au laboratoire (triaxial et compression simple) afin d'évaluer l'efficacité de l'ajout des produits de traitement métakaolin et ciment sur les propriétés mécaniques de cisaillement de la marne traitée et la résistance à la compression simple. Les résultats ont montré que l'ajout des produits de traitement au sol conduit à une amélioration des caractéristiques mécaniques du sol, c'est-à-dire la cohésion, l'angle de frottement et la résistance au cisaillement au moment de rupture. Ainsi qu'une amélioration de la résistance à la compression simple qui se traduit par une meilleure portance.

CHAPITRE IV :

Etude numérique de
stabilité de remblai
marneux par Slide

CHAPITRE IV : ETUDE NUMERIQUE DE STABILITE DE REMBLAI MARNEUX PAR SLIDE

1. INTRODUCTION

Le calcul de la stabilité d'un talus de remblai au glissement a pour but d'évaluer la valeur minimale du coefficient de sécurité FS et de déterminer la surface de glissement la plus probable. Ce calcul ne peut s'effectuer manuellement en testant plusieurs centaines de cercles de rupture. A cet effet, des logiciels ont été développés pour faciliter et simplifier cet énorme travail avec une bonne précision, en un temps record et à moindre coût.

Après avoir étudié l'effet des produits de traitement sur les propriétés mécaniques de la marne, nous avons réalisé une étude numérique de stabilité de talus d'un grand remblai routier en utilisant le logiciel SLIDE V6.0. Le calcul numérique par ce logiciel se fait selon la théorie d'équilibre limite. Le remblai étudié est construit par notre marne naturelle et traitée. Le but de ce travail est de montrer l'effet des paramètres géotechniques (C , ϕ) et géométriques (pente de talus et hauteur du remblai) sur la stabilité de ce grand remblai.

2. PRESENTATION DE LOGICIEL SLIDE

Le logiciel SLIDE, développé par Rocscience Inc Toronto, Canada, est utilisé pour l'analyse de la stabilité des pentes de sol et des talus rocheux. Le logiciel peut faire des analyses de stabilité en 2D et peut être appliqué pour évaluer la stabilité de la surface de rupture circulaire ou non circulaire [38].

Ce logiciel utilise la méthode de l'équilibre limite pour déterminer le coefficient de sécurité F_s selon le principe suivant :

$$F_s = \frac{\text{La somme des moments résistants}}{\text{La somme des moments moteurs}}$$

Les données nécessaires à rentrer et les résultats livrés par le logiciel sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 33: Les données et les résultats du logiciel [39]

Données fournies au logiciel	Résultats livrés par logiciel
- La méthode de calcul,	- Le facteur de sécurité avant et après le

<ul style="list-style-type: none"> - Les paramètres géotechniques de chaque couche γ(kN/m³), C (kN/m²), φ(°), - Les surcharges si nécessaire, - Géométrie du talus, - La grille des centres de ruptures, - Le niveau de la nappe phréatique, - Le type de confortement et ce après l'analyse de stabilité. 	<p>confortement,</p> <ul style="list-style-type: none"> - Les cercles de ruptures, - Les sollicitations sur les tranches, - Les résistances au cisaillement en fonction de la longueur du talus.
---	---

3. MODELISATION DU REMBLAI MARNEUX

3.1. 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). On teste trois hauteurs différentes 12m, 25m et 30m et deux pentes de talus du remblai 45° et 60°. Nous avons appliqué deux cas sans surcharge et avec surcharge (150 kN/m²). Les angles de frottement (φ) et la cohésion (C) à introduire sont les résultats déterminés dans le chapitre précédent. Les propriétés des couches de sol, et leurs natures, sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau 34: Paramètre de la modélisation des sols utilisé

Couches	Couche 1			Couche 2	
Matériaux	Marne (Sol nat)	Marne+CIM+MK			Argile Sableuse
		6% 9J	6% 28J	9% 9J	
Paramètres					
C (kPa)	37,26	342,97	317,31	398,44	55
φ (°)	5	6	16	18	7

3.2. Choix 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.

Dans notre cas nous avons choisi la rupture circulaire.

3.3. Introduction de la géométrie du remblai

Les coordonnées des points sont fournies dans le tableau suivant.

Tableau 35: Coordonnées des points des modèles géométriques

Hauteurs	Pentes	Points	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
12 m	45°	X (m)	0	117,8	117,8	106	101	82	76,8	64,6	31,2	19	0	0	/
		Y (m)	0	0	13	17,7	17,7	28	27,7	39,9	39,9	27,7	27,7	13	/
	60°	X (m)	0	117,8	117,8	106	101	82	76,8	69,8	36,4	29,3	0	0	/
		Y (m)	0	0	13	17,7	17,7	28	27,7	39,9	39,9	27,7	27,7	13	/
25 m	45°	X (m)	0	117,8	117,8	106	101	82	76,8	51,8	18,5	-6,5	-12	-12	-12
		Y (m)	0	0	13	17,7	17,7	28	27,7	52,7	52,7	27,7	27,7	13	0
	60°	X (m)	0	117,8	117,8	106	101	82	76,8	62,4	29	14,6	0	0	/
		Y (m)	0	0	13	17,7	17,7	28	27,7	52,7	52,7	27,7	27,7	13	/
30 m	45°	X (m)	0	117,8	117,8	106	101	82	76,8	46,8	13,5	-17	-33	-33	-33
		Y (m)	0	0	13	17,7	17,7	28	27,7	57,7	57,7	32,7	27,7	13	0
	60°	X (m)	0	117,8	117,8	106	101	82	76,8	59,5	26,1	8,78	0	0	/
		Y (m)	0	0	13	17,7	17,7	28	27,7	57,7	57,7	27,7	27,7	13	/

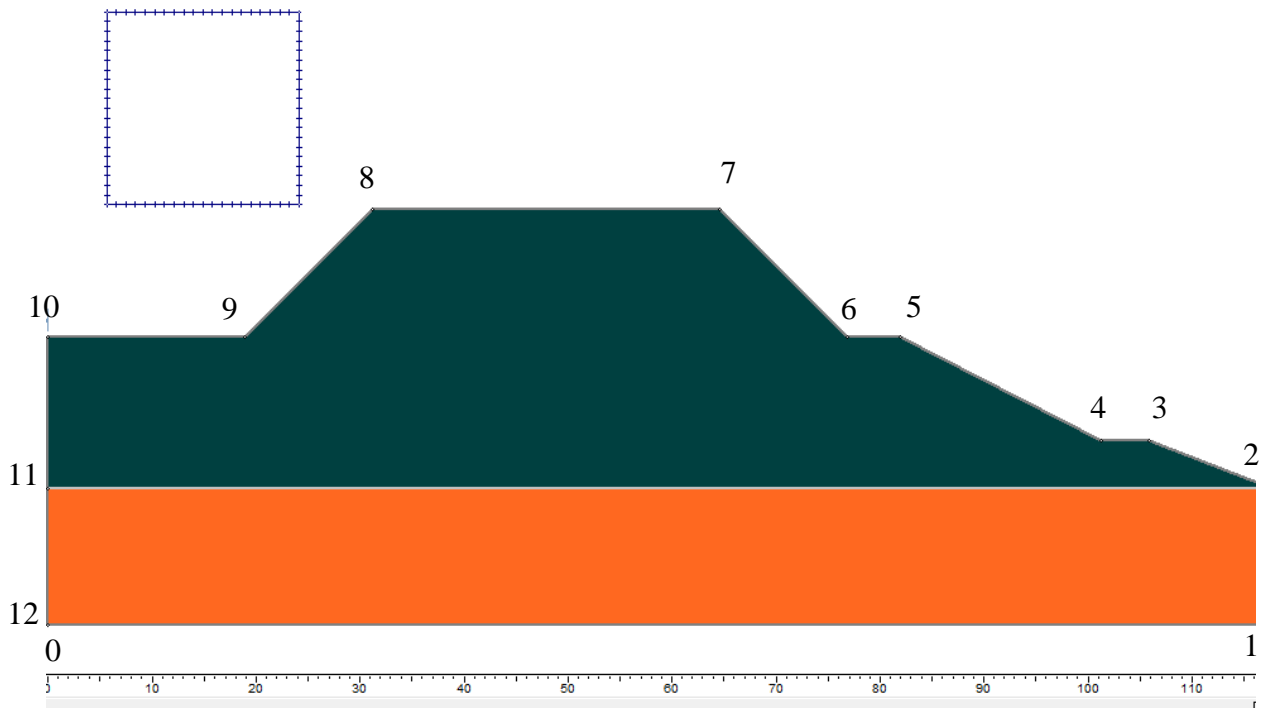


Figure 96: La géométrie du modèle de terrain sur SLIDE (H=12m, pente =45°)

3.4. Introduction des propriétés de chaque couche de sol

❖ 1ère couche

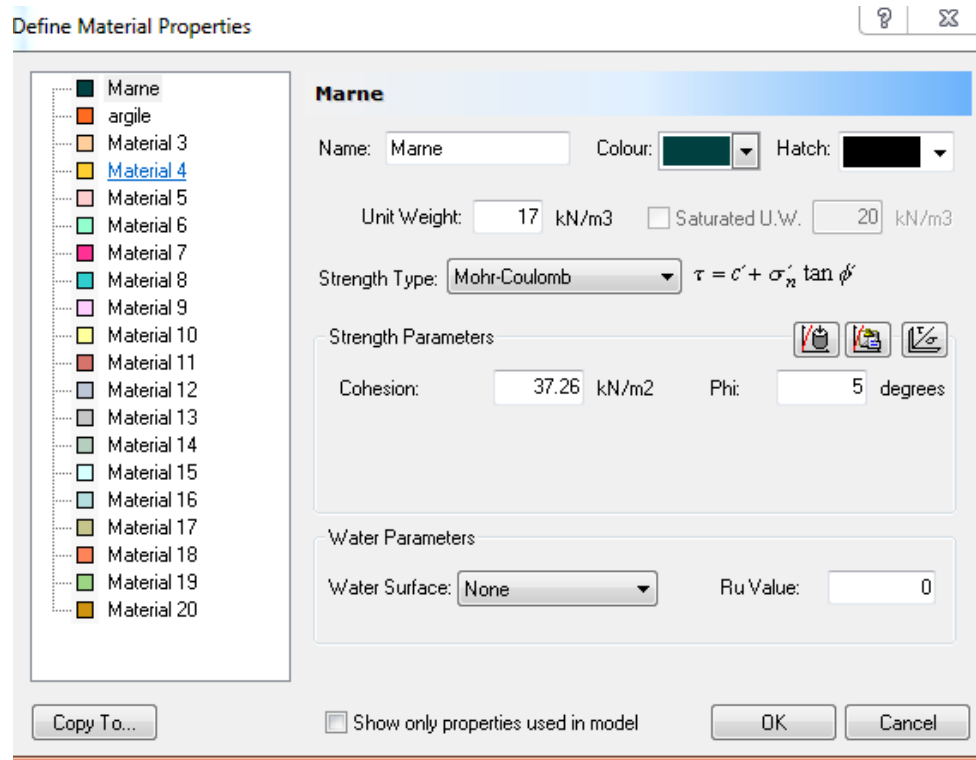


Figure 97: Propriétés de la couche de marne

❖ **2ème couche**

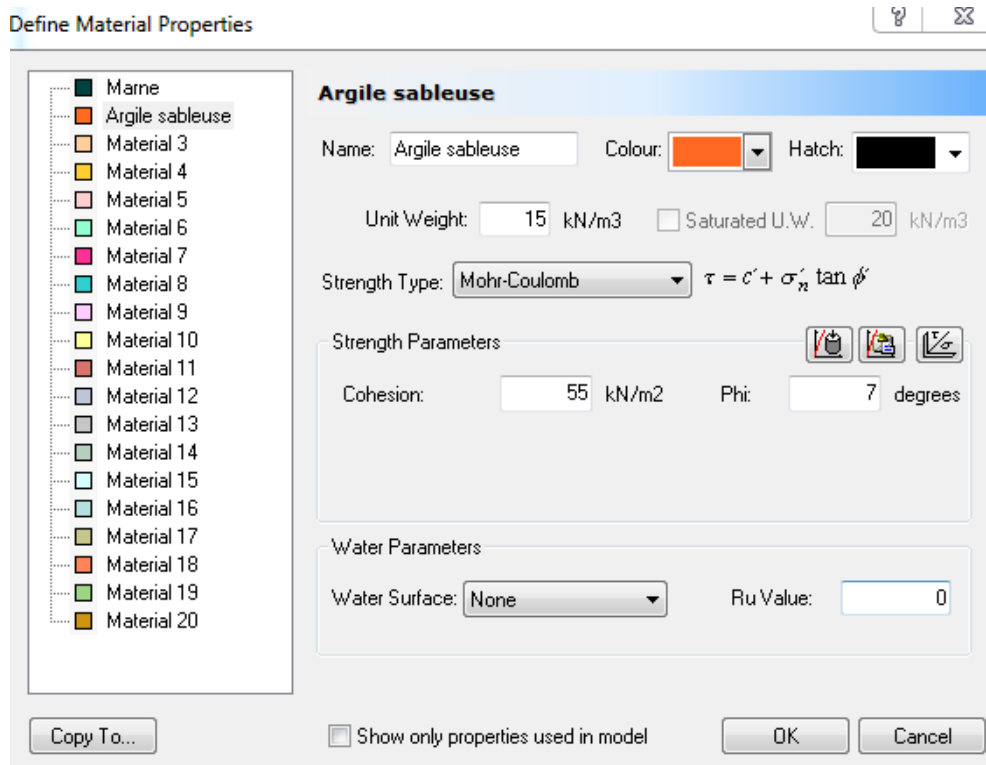


Figure 98: Propriétés de la couche d'argile sableuse

4. RESULTATS NUMERIQUES

Quelques exemples de calcul de coefficient de sécurité par la méthode de Bishop simplifiée avec surcharge pour différentes hauteurs et pentes sont illustrées dans les figures suivantes.

❖ **Cas 1: H=12m ; Pente=45°**

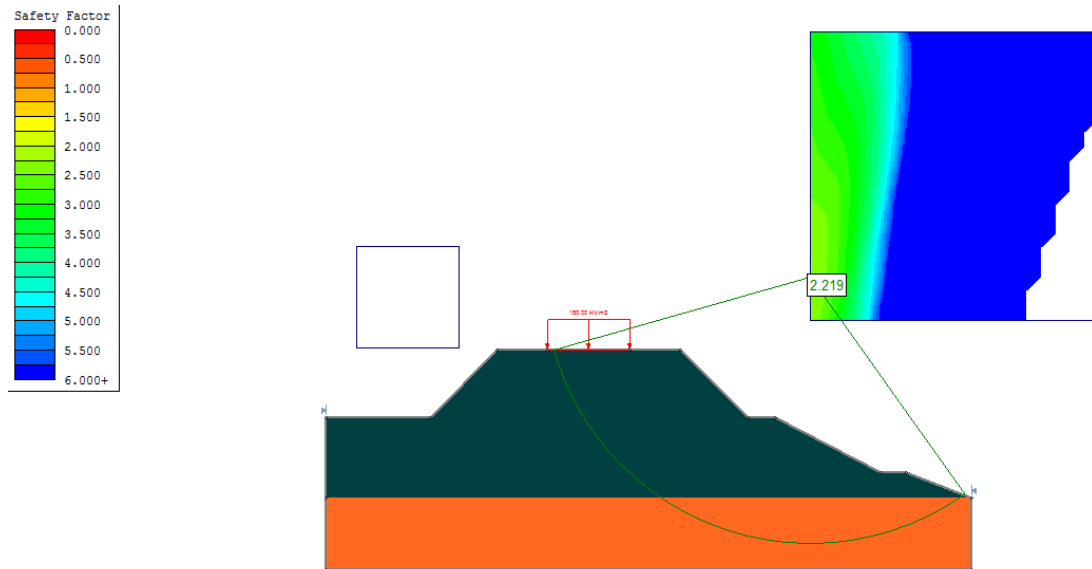


Figure 99: Calcul de F_s par la méthode Bishop simplifiée de la marne+CIM+MK (6% 9j) avec surcharge

❖ **Cas 2 : H=12m ; Pente=60°**

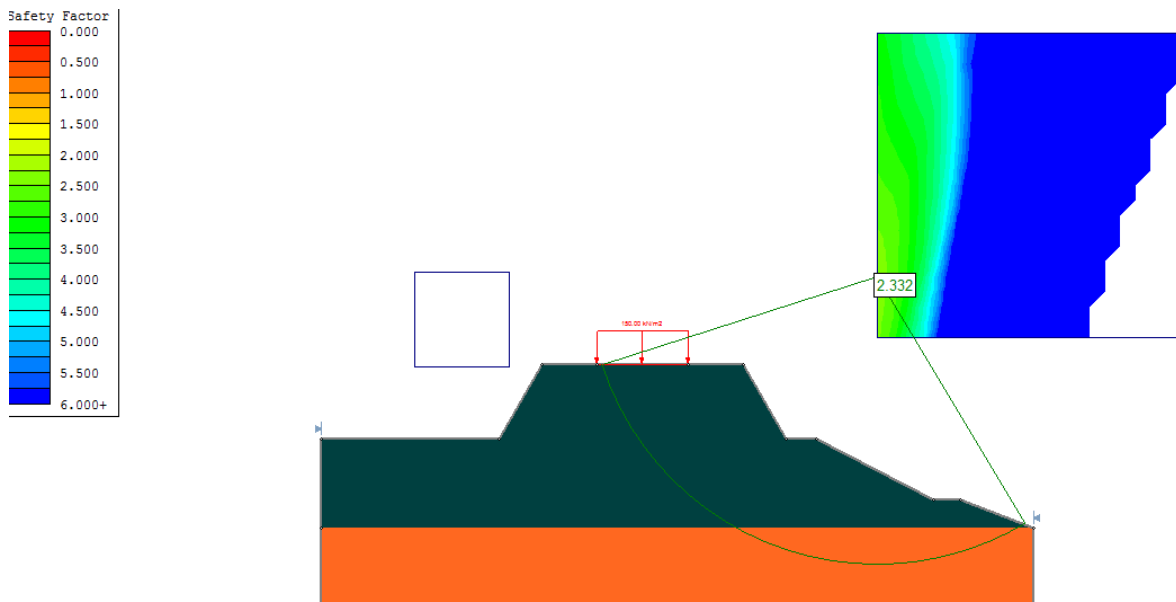


Figure 100: Calcul de F_s par la méthode Bishop simplifiée de la marne+CIM+MK (6% 9j) avec surcharge

❖ **Cas 3 : H=25m ; Pente=45°**

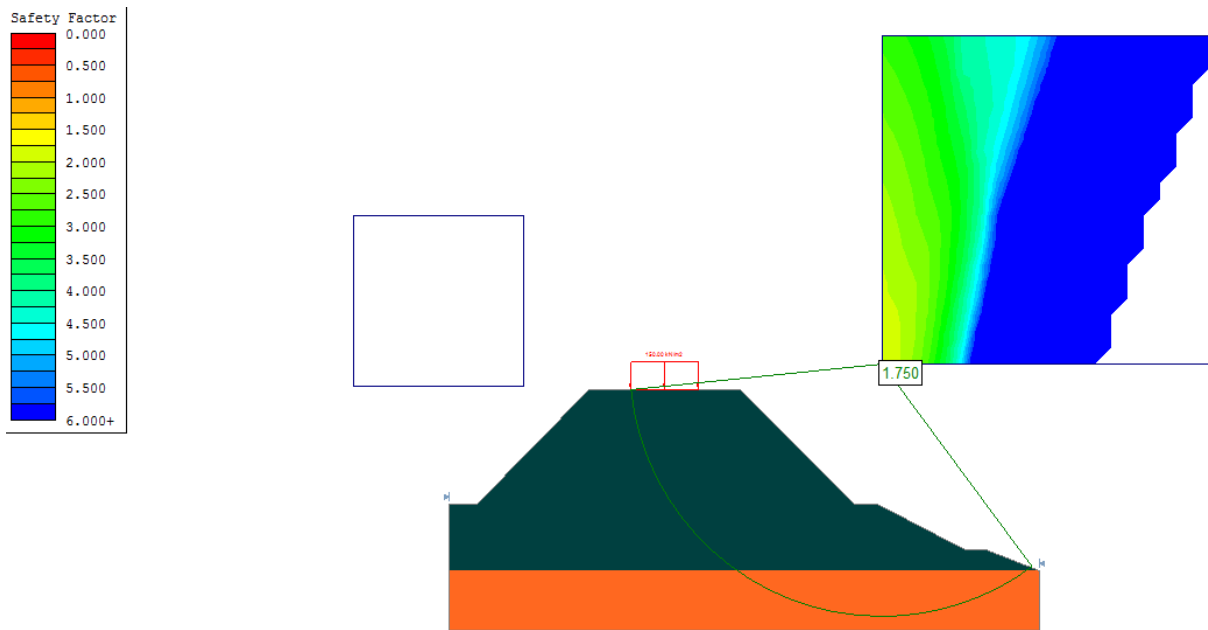


Figure 101: Calcul de F_s par la méthode Bishop simplifiée de la marne+CIM+MK (6% 28j) avec surcharge

❖ **Cas 4 : H=25m ; Pente=60°**

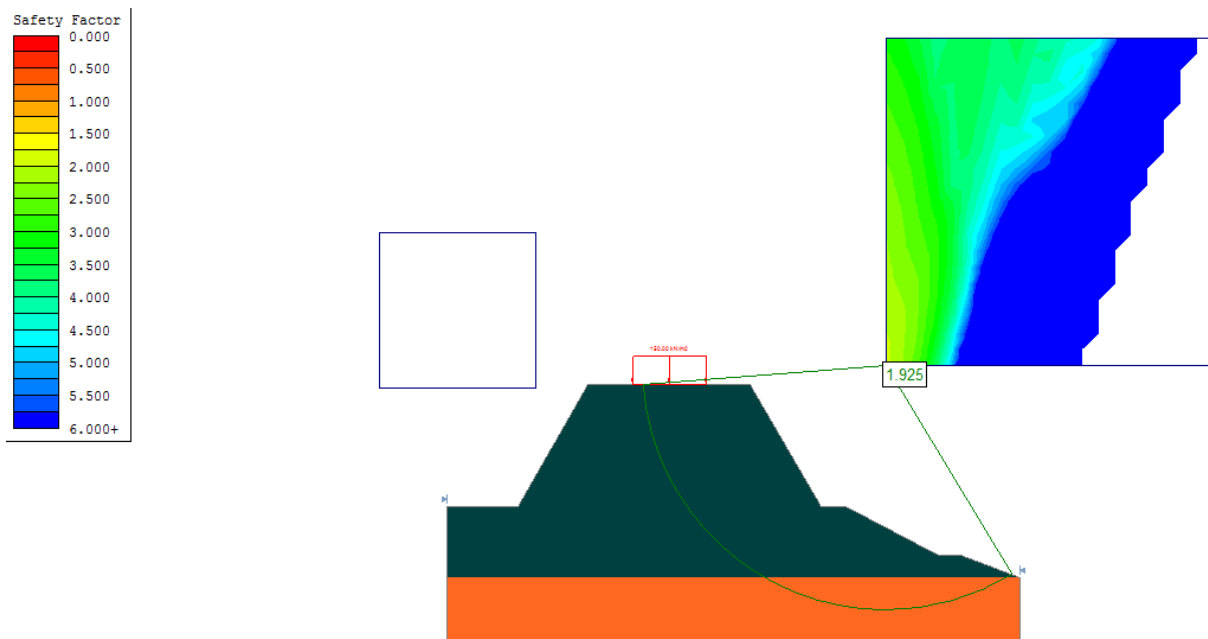


Figure 102: Calcul de F_s par la méthode Bishop simplifiée de la marne+CIM+MK (6% à 28j) avec surcharge

❖ **Cas 5 : H=30m ; Pente=45°**

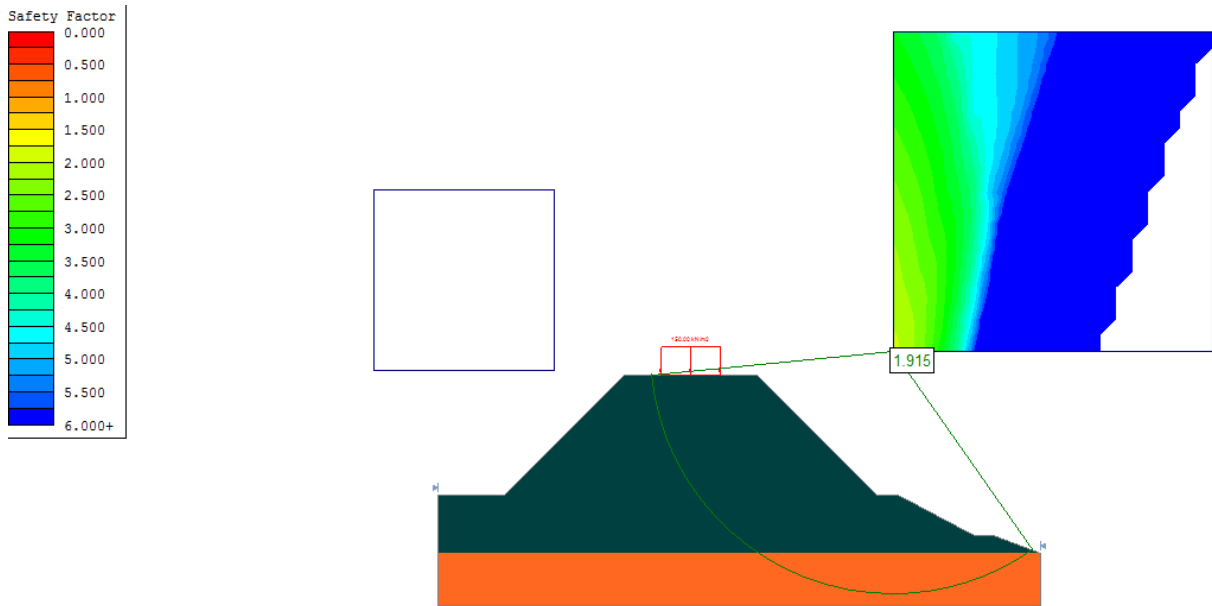


Figure 103: Calcul de F_s par la méthode Bishop simplifiée de la marne+CIM+MK (9% à 9j) avec surcharge

❖ **Cas 6 : H=30m ; Pente=60°**

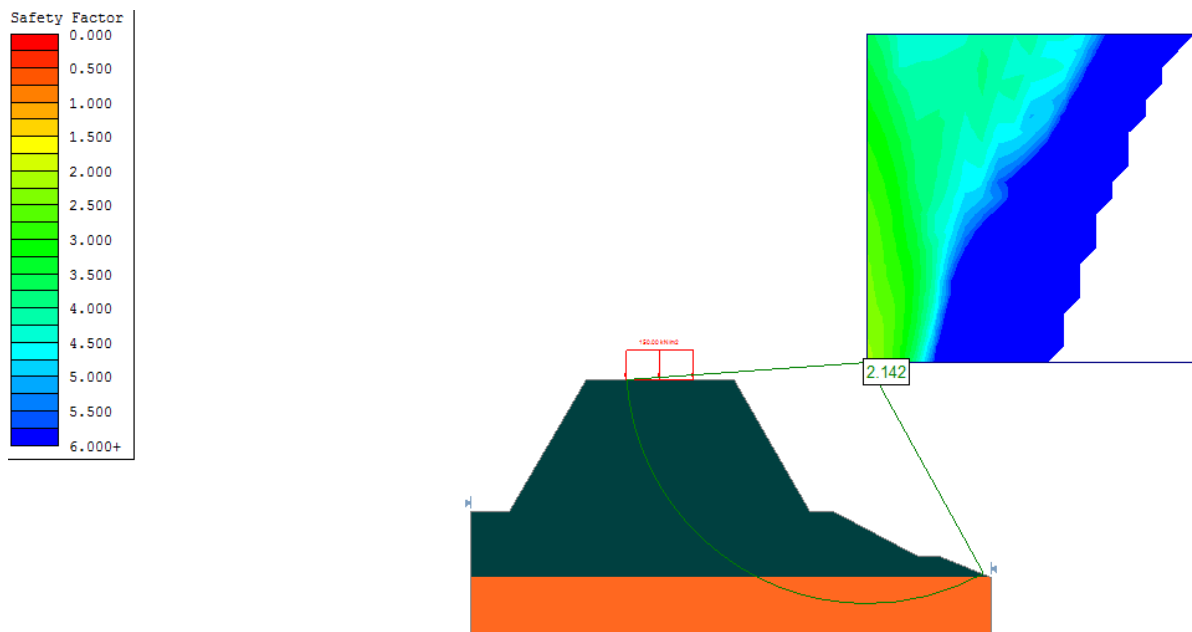


Figure 104: Calcul de F_s par la méthode Bishop simplifiée de la marne+CIM+MK (9% à 9j) avec surcharge

Une synthèse des résultats, en fonction des différentes hauteurs du remblai et pentes du remblai, est rapportée dans le tableau suivant.

Tableau 36: Synthèse des résultats obtenus par SLIDE

Hauteurs	Pentes	Marne naturelle		Marne+CIM+MK (6% 9J)		Marne+CIM+MK (6% 28J)		Marne+CIM+MK (9% 9J)	
		Fs (q=0 kN/m ²)	Fs (q=150 kN/m ²)	Fs (q=0 kN/m ²)	Fs (q=150 kN/m ²)	Fs (q=0 kN/m ²)	Fs (q=150 kN/m ²)	Fs (q=0 kN/m ²)	Fs (q=150 kN/m ²)
12 m	45°	0,935	0,731	2,733	2,219	2,607	2,21	3,007	2,56
	60°	0,907	0,701	2,888	2,332	2,762	2,331	3,222	2,728
25 m	45°	0,635	0,543	2,034	1,764	1,98	1,75	2,3	2,029
	60°	0,597	0,483	2,227	1,906	2,192	1,925	2,594	2,274
30 m	45°	0,57	0,499	1,854	1,652	1,822	1,649	2,119	1,915
	60°	0,53	0,427	2,047	1,782	2,04	1,807	2,422	2,142

A partir du tableau précédent, nous avons présenté les résultats sous forme d'histogrammes. Ces derniers sont présentés dans les figures suivantes :

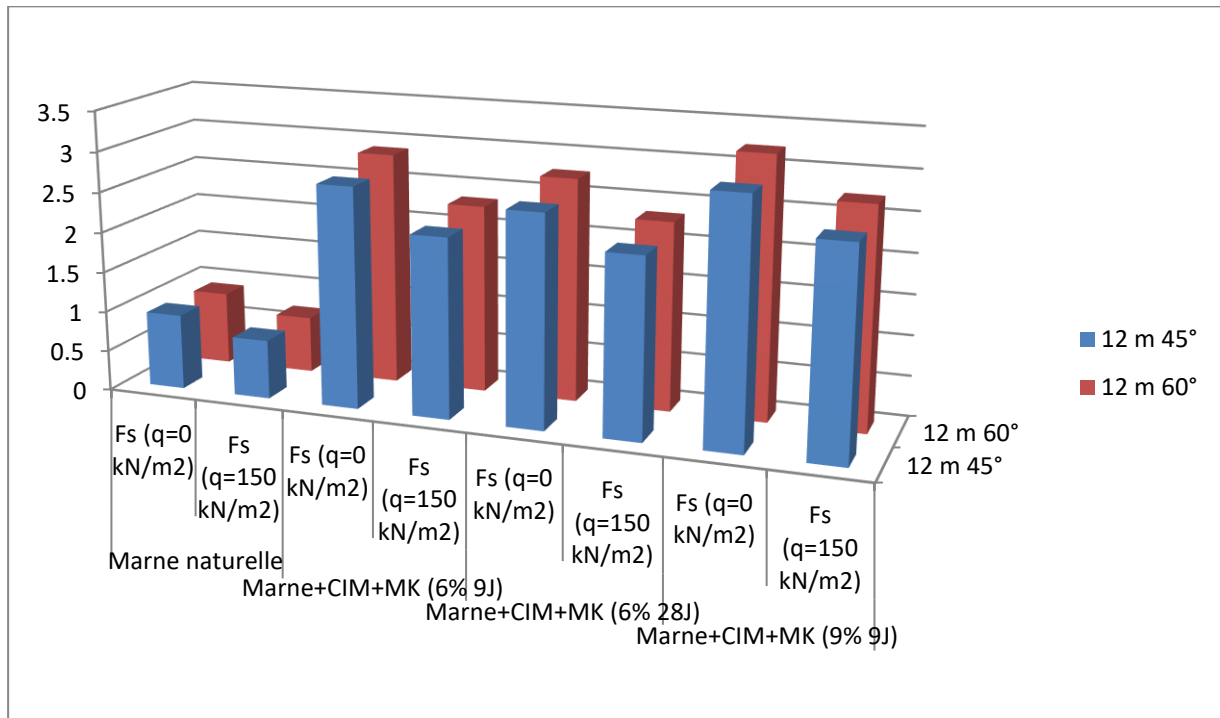


Figure 105: Coefficient de sécurité en fonction de la pente avant et après traitement avec et sans chargement (H=12m)

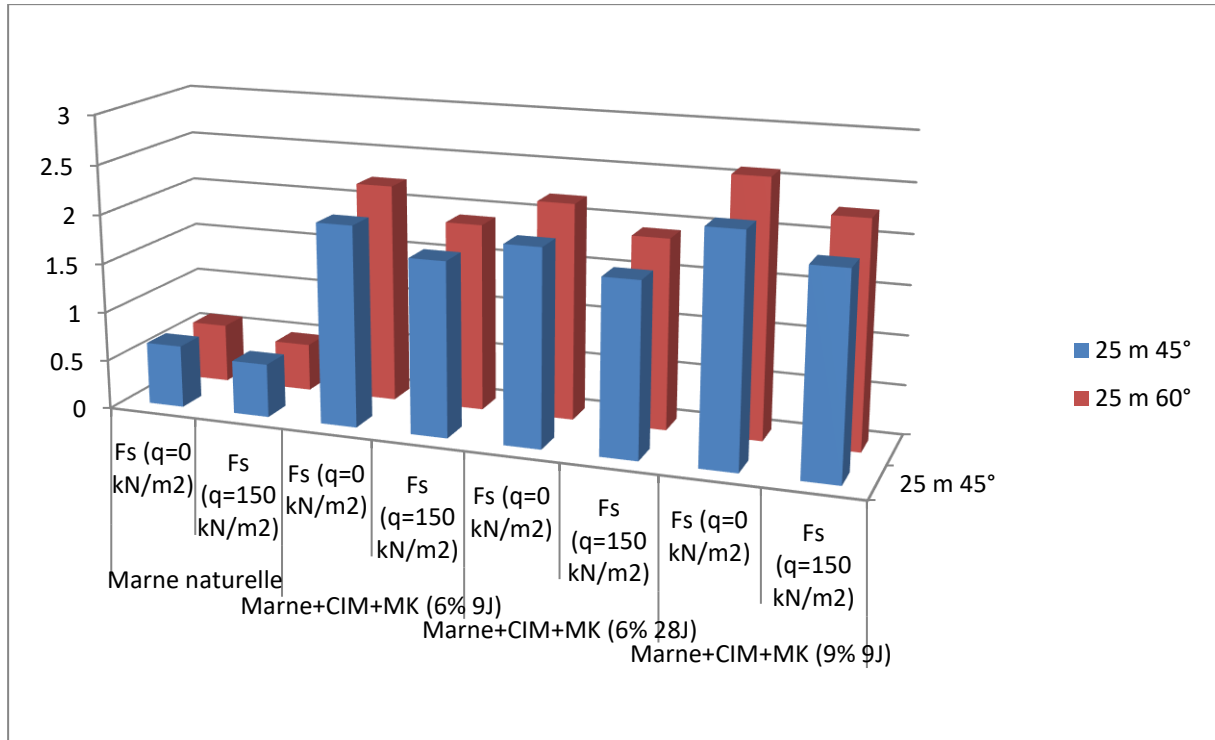


Figure 106: Coefficient de sécurité en fonction de la pente avant et après traitement avec et sans chargement (H=25m)

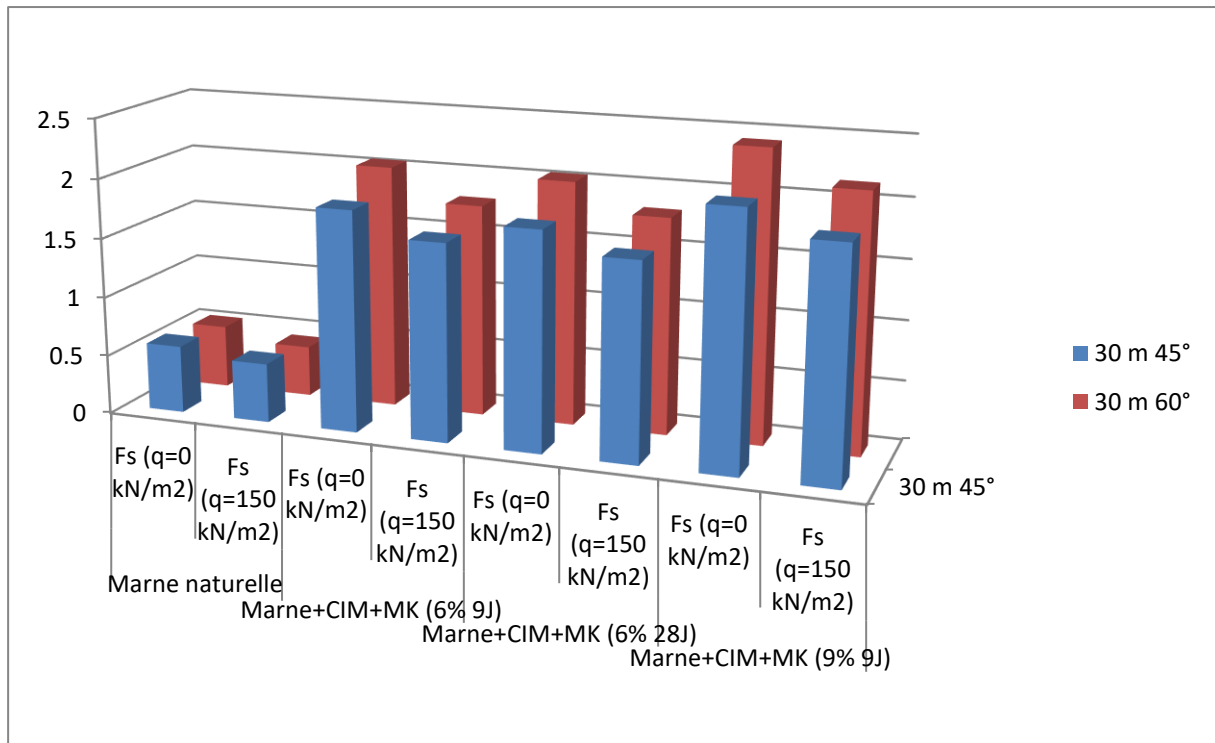


Figure 107: Coefficient de sécurité en fonction de la pente avant et après traitement avec et sans chargement (H=30m)

Pour l'ensemble des résultats, on remarque que plus la pente est raide plus le coefficient de sécurité diminue. Le remblai est instable ($F_s < 1,5$) dans le cas de l'utilisation de la marne naturelle sans et avec surcharges, pour les différentes hauteurs

(12, 25, 30 m) et pour différentes pentes (45°, 60°). Par contre pour le sol traité (CIM+MK) sans et avec surcharge pour tous les cas le Fs est nettement supérieure à 1,5. Donc le traitement de remblai permet de concevoir des remblais avec des pentes plus raides ce qui réduit le volume de matériaux mis en place en remblai et également la surface occupée par le remblai notamment pour les chantiers d'accès difficile et d'emprise limitée.

Nous observons également que la surcharge diminue elle aussi le coefficient de sécurité pour la marne naturelle et traitée.

A 9 jours et à 28 jours pour 6% de traitement mixte (CIM+MK), on a obtenu des coefficients de sécurité équivalents quelque soit la hauteur du remblai.

A 9% le coefficient de sécurité est plus grand par rapport à 6% de dosage car les caractéristiques du sol sont meilleures.

Finalement, le talus du remblai est stabilisé grâce à l'action des agents stabilisants qui ont amélioré les paramètres mécaniques de sol et cela pour les hauteurs et les pentes testées et il a rendu le remblai moins vulnérable au risque de glissement de terrain.

5. CONCLUSION

Nous avons montré à travers l'étude numérique réalisée dans ce chapitre, que le traitement de la marne qui est initialement inadaptée à l'utilisation dans les remblais routier, permet de palier ce problème en améliorant leurs caractéristiques mécaniques. Nous avons utilisé le logiciel SLIDE pour modéliser un modèle de talus de remblai avec trois hauteurs différentes (12m, 25m, 30m) et deux pentes différentes (45°, 60°). Les résultats ont montré la stabilité au glissement des talus pour tous les cas géométriques de remblai qui ont été initialement instables pour la marne à l'état naturelle.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le traitement chimique des sols est aujourd'hui une méthode approuvée. Elle est devenue incontournable dans les travaux de terrassement des chantiers des infrastructures de transport. En effet, elle offre de nombreux avantages, tant en termes d'amélioration des caractéristiques mécaniques des matériaux traités, que sur le plan économique. Cependant, cette technique peut s'avérer complexe, notamment lors de la réalisation de l'étude de formulation. La composition des sols étant extrêmement variable, il est nécessaire donc de redéfinir à chaque fois le type de traitement à privilégier et du dosage à appliquer. De plus, certains perturbateurs de traitement, tels que les sulfates ou les matières organiques, sont néfastes pour la prise hydraulique, ce qui conduit à réaliser des études plus approfondies, pour être certain d'obtenir le résultat attendu. De plus, de nombreuses recherches sont actuellement en cours pour élargir la gamme de sols pouvant être traités et développer de nouveaux produits de traitement.

Notre étude rentre dans le cadre de la valorisation des matériaux locaux dans les ouvrages en terre des infrastructures de transport grâce à l'utilisation de la technique de traitement des sols. Cela permet de faire des économies dans le coût des projets ainsi que de protéger l'environnement. L'objectif de ce travail est d'étudier l'influence d'un nouveau traitement chimique sur la stabilité d'un grand remblai construit avec une marne argileuse de caractéristiques mécaniques médiocres à l'état naturelle. Cette marne a été traitée par un nouveau co-produit composé de métakaolin et le ciment. Des essais triaxiaux (UU) et de compression non confinée ont été réalisés sur la marne compactée pour comprendre l'évolution des paramètres de stabilité. L'étude numérique basée sur un modèle de grand remblai a permis de mieux comprendre le comportement vis-à-vis du risque de glissement de terrain de la marne naturelle et traitée.

Sur la base des résultats obtenus lors de l'étude expérimentale et numérique, les conclusions suivantes ont pu être tirées :

- il y a une tendance à l'augmentation de la résistance de cisaillement maximale pour les trois contraintes appliquées pour les deux traitements (CIM ; CIM+MK).
- il y a une augmentation de la cohésion de la marne suite au traitement, cela est dû à la création de nouvelles liaisons cimentaires entre les particules de sol.
- l'angle de frottement interne après traitement augmente aussi.
- les résistances à la compression simple des éprouvettes de marne augmentent en fonction de temps de cure, du type de traitement (CIM+MK et CIM) et du dosage en liant appliqué (6% ou 9%). Le traitement au CIM a donné les résistances les plus élevées.
- l'analyse numérique par SLIDE de la stabilité d'un remblai marneux a montré que le coefficient de sécurité « Fs » a augmenté pour les différentes hauteurs et pentes ce qui signifie que le traitement a rendu le remblai moins vulnérable au risque de glissement de terrain.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Lakhdari Kahina. Amélioration de la résistance mécanique à l'action de l'eau d'un sable par incorporation des stabilisants. Mémoire de Master. Université Mouloud Mammeri-Tizi-Ouzou (2016).
- [2] Barka Zeineb, Ait Brahim Nehla. Etude du comportement d'une marne argileuse traitée pour valorisation dans les projets routiers. Mémoire de Master. Université 8 Mai 1945-Guelma (2017).
- [3] Site internet: <http://keepschool.com/fiches-de-cours/lycee/svt-biologie/sols-proprietes-formation.html#>
- [4] Guefaifia Lamia, Benrdjem Hiba. Traitement et renforcement d'un sol fin par différentes techniques d'amélioration : étude expérimentale et numérique. Mémoire de Master. Université 8 Mai 1945-Guelma (2020).
- [5] Guide technique pour la réalisation des remblais et des couches de forme (GTR). Editions du SETRA-LCPC, Fascicules I & II, 2000, 98.
- [6] Bensaifi El amin. Etude du comportement des marnes et des matériaux argileux gonflants : traitement et réutilisation dans les projets routiers. Thèse de Doctorat. Université 8 mai 1945-Guelma (2021).
- [7] Boumzaout Nada, Benamara Meryem, Nouredine Khaoula. Amélioration d'un sol argileux par le laitier de haut fourneau activé par la poudre de dolomie. Mémoire de Master. Université 8 mai 1945-Guelma (2019).
- [8] Abdelhadi El Hachemi. Argile Minéraux Argileux : propriétés physico-chimiques et propriétés colloïde. Mémoire de Master. Université Abdelmalek Essaadi de Tétouan-Maroc (2013).
- [9] Krikou Mohammed el-akhdar. Caractérisation et amélioration des propriétés mécaniques de l'argile de DIDOUCHE (Constantine) par ajout de Liants (La chaux).Mémoire de Master. Université L'arbi Ben Mhidi-Oum El Bouaghi (2018).
- [10] Bourhail Ferial. Etude Comparative sur le Comportement des sols fins traités à la Chaux. Mémoire de Master. Université L'arbi Ben Mhidi-Oum El Bouaghi (2019).
- [11] Berrabah Fouad. Étude du comportement des remblais renforcés par des géosynthétiques sur sols marécageux. Mémoire de Master. Université Mohamed Khider– Biskra (2010).

- [12] F.Lamas, C. Irigaray, C.Oteo,J. Chacon.Selection of the most appropriate method to determine the carboate contenet for engineering purposes with particular regard to marls. Enginnering Geology (2005).
- [13] Charles Pomerol. MARNES. Encyclopédie Universalis (en ligne). consulté le 1 Juin 2021. URL : <https://www.universalis.fr/encyclopedie/marnes/>.
- [14] Alili Boudjema. Caractérisation mécanique et minéralogique des marnes de la Grande Kabylie (Application aux marnes du Sud et de l'Ouest). Mémoire de Master. Université Mouloud Mammeri-Tizi-Ouzou (2015).
- [15] Oudni selma. Effet du traitement des sols limoneux par la chaux sur lrs caractéristiques de compactage. Mémoire de Master.Université L'arbi Ben Mhidi-Oum El Bouaghi (2018).
- [16] Aissaoui Nesrine, Bencheikh Mohammed et Ouadja Gbati Malick. Traitement des sols fins en vue de leur utilisation dans les remblais routiers. Mémoire de Master . Université 8 mai 1945-Guelma (2015).
- [17] Site internet: <https://www.lafarge.fr/fabrication-du-ciment>.
- [18] Catherine Fantozzi-Merle. Etude de matériau à base de liant hydraulique contenant les polluants organiques modèles : propriété structurales et de transfert. Thèse de Doctorat. Ecole doctorale de chimie-Lyon (2013).
- [19] Azddine Karouite. Utilisation des cendres volantes pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction. Mémoire de Master. Ecole HASSANIA des Travaux publics-Maroc (2003).
- [20] Clément Houzé. Etude de la valorisation des laitiers de l'industrie sidérurgique et de production des alliages silicomanganèse. Thèse de Doctorat. Université Paris-Est (2013).
- [21] Harbi Radhia. Propriétés physico-mécaniques et durabilité des Mortiers avec additions minérales. Thèse de Doctorat. Université 8 mai 1945-Guelma (2018).
- [22] Ali Behnood. Soil and clay stabilization with calcium- and non-calcium-based additives: Astate-of-the-art review of challenges, approaches and techniques. Transportation Geotechnics. 17:14-32 (2018).
- [23] Suksun Horpibulsuk, Chayakrit Phetchuay, Avirut Chinkulkijniwat, Arnon Cholaphatsorn. Strength development in silty clay stabilized with calcium carbide residue and fly ash. Soils and Foundations. 53:477-486 (2013).
- [24] Nick Zemke Emmet Woods. rice husk ash. California Polytechnic State University (2009).

- [25] S. D. Nagrale, Dr. Hemant Hajare, Pankaj R. Modak. Utilization Of Rice Husk Ash, International Journal of Engineering Research. 2:001-005 (2012).
- [26] Sachin N. Bhavsar Hiral B. Joshi Priyanka K. Shrof Patel Ankit J. Impact of Marble Powder on Engineering Properties of Black Cotton Soil. International Journal for Scientific Research & Development. V 2 (2014).
- [27] Jair J.A. Baldovino, Ronaldo L.S. Izzo, Juliana L. Rose, Matheus D.I. Domingos. Strength, durability, and microstructure of geopolymers based on recycled-glass powder waste and dolomitic lime for soil stabilization. Construction and Building Materials. V 271 (2021).
- [28] Aminaton Marto, Nor Zurairahetty Mohd Yunus ,Faizal Pakir, Nima latifi, Ahmad Hakimi Mat Nor and Choy Soon Tan. Stabilization of Marine Clay by Biomass Silica (non-traditional) Stabilizers. Applied Mechanics and Materials. 695: 93-97 (2014).
- [29] Zhang Tongwei, Yue Xibing, Deng Yongfeng , Zhang Dingwen, Liu Songyu. Mechanical behaviour and micro-structure of cement-stabilised marine clay with a metakaolin agent. Construction and Building Materials. 37:51-57 (2014).
- [30] Yongfeng Deng, Xibing Yue, Songyu Liu , Yonggui Chen, Dingwen Zhang. Hydraulic conductivity of cement-stabilized marine clay with metakaolin and its correlation with pore size distribution. Engineering Geology. 193:46-152 (2015).
- [31] Merrouche Nora, Lahmar Abbou Fatiha. Étude théorique et expérimentale des kaolins (Étude par DFT). Mémoire de Master. Université Abderahmane Mira-Béjaia (2015).
- [32] Baghdad Abdelmalek. Caractérisation géologique, géotechnique et technologique des argiles de la wilaya de Jijel (Algérie nord orientale). Thèse de Doctorat. Université Mohamed Seddik BenYahia-Jijel (2017).
- [33] Zen Soumia. Etude des propriétés physico-chimiques des argiles de l'Est-Algérien. Application à l'adsorption des colorants de tannerie. Thèse de Doctorat. Université 8 mai 1945-Guelma (2015).
- [34] Rabehi Bahia. Evaluation des propriétés réfractaires et cimentaires du kaolin de Djebel Debbagh. Thèse de Doctorat. Université M'hamed Bougara-Boumerdes (2014).
- [35] Ouled kouider Rania, Laouar Meriem. Influences de traitement à la chaux sur certaines caractéristiques d'une Marne de la région de Ghardaïa. Mémoire de Master. Université-Ghardaïa (2020).

[36] Boukemmoum Nour El Houda, Nouaouria Abdessalam. Valorisation des sédiments de barrages: Cas du barrage de Ain Dalia (Souk Ahras). Mémoire de Master. Université 8 Mai 1945-Guelma (2019).

[37] Hussein Algali. Caractérisation des Instabilités dans les Milieux Granulaires - Etude Expérimentale et Simulation. Thèse de Doctorat. Université Paul Verlaine- Metz (2008).

[38] Benmbarek Mounya. Etude de stabilité du talus de la mine de Rouina (wilaya d'Ain Defla) Par l'utilisation de logiciel Slide. Mémoire de Master. Université Abderahmane Mirra-Béjaia (2015).

[39] Benmechta Chems Eddine. Etude de la stabilité du glissement de la route CW 15 Sidi Aissa. Mémoire de Master. Université Badji Mokhtar-Annaba (2019).

ANNEXES

Echantillon 01 : Marne naturelle (témoin)

100		200		300	
Déformation	S1-S3 (kPa)	Déformation	S1-S3 (kPa)	Déformation	S1-S3 (kPa)
0	0	0	0	0	0
0,0003	6,8763	0,0002	7,0427	0,0004	9,48
0,0013	20,297	0,0009	21,7246	0,0015	10,1
0,0026	29,6237	0,0019	31,4854	0,0031	12,92
0,0042	37,0495	0,0031	40,9098	0,0049	13,84
0,0061	43,8153	0,0046	49,3857	0,0067	16,33
0,0081	50,5487	0,0061	58,1357	0,0088	17,23
0,0104	56,6221	0,0079	66,2358	0,0108	41,28
0,0129	61,417	0,0097	73,3957	0,0127	66,16
0,0155	65,8705	0,0116	81,1204	0,015	84,38
0,0181	69,9932	0,0134	87,6219	0,0176	97,51
0,021	71,0101	0,0154	93,774	0,0203	108,08
0,0241	74,7562	0,0179	100,1482	0,0234	116,07
0,0273	76,6378	0,0206	105,5759	0,0266	119,68
0,0306	78,8035	0,0232	110,3761	0,03	123,26
0,034	88,4935	0,0261	113,9315	0,0335	125,87
0,0377	89,6587	0,0289	119,545	0,0372	129,96
0,0414	93,5077	0,0319	121,8582	0,0409	134,61
0,0453	95,8181	0,035	122,6457	0,0449	135,85
0,0492	96,9024	0,038	123,4425	0,0489	138,59
0,0534	100,3334	0,0412	126,55	0,0531	139,18
0,0577	103,4064	0,0447	125,8018	0,0574	140,34
0,062	102,9283	0,0481	128,2617	0,0617	140,88
0,0664	103,3258	0,0516	128,9588	0,0661	142,87
		0,0552	130,1971	0,0707	143,64
		0,059	132,5676	0,0753	143,23
		0,0628	135,4768	0,08	145,11
		0,0665	138,0744	0,0847	144,37
		0,0705	141,7603		

Echantillon 02 : marne+4%CIM+2%MK à 9jours de cure

100		200		300	
Déformation	S1-S3 (kPa)	Déformation	S1-S3 (kPa)	Déformation	S1-S3 (kPa)
0	0	0	0	0	0
0,00005	33,2	0,00001	10,3	0,000037	31,7
0,00027	85,4	0	41,2	0,000215	87,7
0,0007	142,1	0,00001	89,9	0,000634	149,5
0,0013	202,9	0,00001	145,1	0,001306	207,2
0,00202	268,8	0,00001	206,9	0,002094	268,8
0,00279	339,6	0,00007	270,6	0,003045	334,3
0,00375	412,7	0,00081	338	0,004199	402
0,00475	484,7	0,00186	405,3	0,005493	466,3
0,006	559,5	0,00315	476,9	0,007003	535
0,00742	627	0,00456	541,2	0,008628	601,3
0,00911	689,1	0,00617	604,2	0,010391	663,9
0,01118	742,6	0,0081	671,2	0,012561	720,2
0,01352	780,7	0,01025	747,5	0,014935	769,2
0,01654	794,4	0,01275	803,4	0,017574	807,9
0,02031	765,6	0,01551	824,6	0,020657	832,5
0,02616	648,7	0,01881	825,9	0,024033	839
0,03221	515,5	0,02229	823,2	0,027826	829,2
0,03667	476,7	0,02598	791,8	0,032013	806,2
0,04057	467,3	0,02966	776,9	0,036404	774,4
0,04451	464,8	0,03342	771,2	0,04129	727,9
0,04861	463,7			0,046948	647
				0,052481	583,5
				0,057265	556,1
				0,062251	538,8
				0,066997	528,9
				0,071718	519,6
				0,076679	507,2

Echantillon 03 : Marne+4%CIM+2%MK à 28 jours de cure

100		200		300	
Déformation	S1-S3 (kPa)	Déformation	S1-S3 (kPa)	Deformation	S1-S3 (kPa)
0	0	0	0	0	0
0,00006	11,58526	0,0001	26,28603	0,00037	30,58668
0,00042	49,6769	0,00038	71,72634	0,00078	67,87478
0,00094	92,90045	0,00085	128,551	0,00154	110,5944
0,00150	147,3414	0,00146	188,08	0,00234	157,2118
0,00212	215,7126	0,00227	250,8777	0,00328	209,2129
0,00273	294,6381	0,00317	316,3152	0,00433	267,7937
0,00342	380,4224	0,00424	386,1956	0,00549	330,7705
0,00492	473,6911	0,00547	457,3837	0,00668	394,2077
0,00578	574,0243	0,00678	532,9636	0,008	464,7059
0,00686	680,2294	0,00811	604,3489	0,00939	533,1692
0,00814	778,2072	0,00968	676,2854	0,01096	602,8276
0,00990	876,0912	0,01149	744,4478	0,01272	673,0542
0,01293	954,3265	0,01354	806,0549	0,01459	741,4331
0,02385	950,2563	0,01581	860,8185	0,01652	806,1796
0,02888	538,7011	0,0183	903,8382	0,01872	869,2342
0,03299	458,3457	0,02134	933,1624	0,02115	926,6882
0,03702	425,4509	0,02442	955,5806	0,02371	975,9413
0,03702	410,1714	0,0279	969,9134	0,02671	1017,023
0,04086	402,3959	0,03144	954,3322	0,02983	1045,785
		0,03536	990,0653	0,03348	1063,176
		0,03953	973,6834	0,03729	1067,037
		0,04359	973,1842	0,0414	1066,743
		0,04771	971,3065	0,04553	1062,741
		0,0522	962,6278	0,04994	1054,958
		0,05695	940,9249	0,05446	1045,561
		0,0621	901,2116	0,059	1034,518
		0,06786	835,7621	0,06378	1020,342
		0,07293	804,8394	0,06858	988,9253
				0,07359	974,2168

Echantillon 04 : Marne+6%CIM+3%MK à 9 jours de cure

100		200		300	
Déformation	S1-S3 (kPa)	Déformation	S1-S3 (kPa)	Déformation	S1-S3 (kPa)
0	0	0	0	0	0
0,00013	1,8773	0,0001	26,2124	0,0001	21,9305
0,00042	45,9824	0,0004	70,5042	0,0004	66,6862
0,00098	102,5377	0,0009	125,6602	0,001	116,2428
0,00152	166,2252	0,0014	188,5394	0,0017	170,607
0,00216	236,385	0,002	261,0028	0,0025	232,1523
0,00289	312,3426	0,0027	340,8224	0,0033	299,96
0,00377	392,8159	0,0035	426,3907	0,0043	372,4769
0,00464	477,5079	0,0043	515,5549	0,0052	447,8754
0,00564	572,873	0,0052	612,8717	0,0064	529,6562
0,0066	668,071	0,0061	705,9577	0,0077	607,6025
0,0077	766,3892	0,0073	797,4463	0,009	691,6243
0,00892	866,2545	0,0087	889,7682	0,0104	777,7512
0,01038	960,9873	0,0103	977,6062	0,0119	865,3623
0,01218	1046,333	0,0119	1061,035	0,0135	953,2425
0,01422	1119,524	0,0138	1135,96	0,0153	1038,816
0,01672	1174,831	0,0161	1201,431	0,0172	1119,968
0,02015	1186,604	0,0188	1251,575	0,0194	1193,057
0,03399	621,5364	0,022	1280,325	0,0218	1260,194
0,03806	599,0579	0,0257	1290,787	0,0245	1312,015
		0,0303	1258,952	0,0276	1347,446
		0,0366	1133,123	0,0313	1362,098
				0,0364	1303,597
				0,0424	1195,932
				0,048	1118,75