

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 : BOUHEMAME NESRINE

**THEME : Etude expérimentale du comportement des
sédiments de barrage traités avec du Ciment et Métakaolin**

Sous la direction de : Pr. NOUAOURIA Mohamed Salah

Juillet 2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

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

Je tiens tout d'abord à remercier mon directeur de mémoire, **Pr. NOUAOURIA Mohamed Salah**, pour son encadrement et pour la confiance et l'attention qu'il m'a accordées tout au long de ce travail.

Je remercie aussi **Dr. Bouteldja Fathe**, pour son aide et son encouragement pour ce travail.

Je remercie également l'honorable jury qui a bien voulu examiner mon travail.

Je remercie aussi le Doctorant **Nouaouria Abdesslam** qui m'a beaucoup aidé dans la réalisation de ce travail.

Je tiens à remercier particulièrement tous les membres du Département de Génie Civil
Pour leurs soutiens et leurs aides.

Je remercie aussi le laboratoire de **LNHC** « Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction, D'Annaba » de m'avoir accueillie pendant ma période de stage.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents qui n'ont pas cessé de me soutenir et me donner le meilleur d'eux même tout au long de ma formation,

Ma famille,

Ma copine Hamlaoui Asma qui a partagé avec moi les bons et les mauvais moments durant mes études,

Tous les étudiants de ma promotion et à tous les personnes que j'aime.

RESUME

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

L'objectif de ce travail est d'étudier la caractérisation du sédiment prélevé dans la retenue du barrage de Ain Dalia. Dans le cadre de valorisation de ce sédiment, il est compacté et traité avec un nouveau liant hydraulique composé de Métakaolin broyé et calcinées et de Ciment. Pour mener ce travail, des essais de résistance à la compression non confinée, des essais triaxial ont été effectués pour différentes périodes de durcissement. Les éprouvettes ont été préparées avec une teneur en liant qui variant entre 0-9 % du poids sec total. Les résultats montrent que les propriétés mécaniques de sédiment traité ont connus une amélioration importante.

Mots clés :

Sédiment, caractérisation, valorisation, Métakaolin, Ciment, amélioration.

ABSTRACT

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

The objective of this work is to study the characterization of the sediment collected in the reservoir of the Ain Dalia dam. As part of the recovery of this sediment, it is compacted and treated with a new hydraulic binder composed of crushed and calcined Metakaolin and Cement. To carry out this work, tests of unconfined compressive strength, triaxial tests were carried out for different hardening periods. The test pieces were prepared with a binder content which varied between 0-9 % of the total dry weight. The results show that the mechanical properties of treated sediment have improved significantly.

Key words:

Sediment, characterization, recovery, Metakaolin, Cement, improvement.

ملخص

تحسين التربة بتقنية التثبيت الكيميائي متداولة بكثرة في مجال مشاريع الطرق حيث يعتبر استبدال عوامل التثبيت التقليدية مثل الجير والاسمنت بمواد أخرى حديثة أقل تكلفة وأقل تأثيراً للبيئة مسألة جد مهمة في الوقت الراهن.

الهدف من هذا العمل هو دراسة خصائص الرواسب المتجمعة في خزان سد عين داليا. كجزء من استعادة هذه الرواسب ، يتم ضغطها ومعالجتها باستخدام رابط هيدروليكي جديد يتكون من الميثاكاولين المسحوق والمكلس والأسمنت. لتنفيذ هذا العمل ، تم إجراء اختبارات مقاومة الانضغاط غير المحصورة واختبارات ثلاثية المحاور لفترات تصلب مختلفة. تم تحضير قطع الاختبار بمحتوى رابطة يتراوح بين 0-9 ٪ من إجمالي الوزن الجاف. أظهرت النتائج أن الخواص الميكانيكية للرواسب المعالجة قد تحسنت بشكل ملحوظ.

الكلمات المفتاحية:

الرواسب، التوصيف، الاسترداد، الميثاكاولين، الأسمنت، التحسين.

SOMMAIRE

RESUME	II
INTRODUCTION GENERALE	1
<u>CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES SEDIMENTS DES BARRAGES.....</u>	<u>3</u>
1. INTRODUCTION.....	3
2. DEFINITION.....	3
3. Processus de sédimentation.....	3
3.1. Erosion	5
3.2. Types d'érosion	7
3.2.1 Erosion en nappe	7
3.2.2 Erosion linéaire	8
3.2.3 Erosion par ravinement	9
3.2.4 Erosion en masse	10
3.2.5 Erosion des berges	11
3.2.6 Erosion éolienne	11
3.3. Transport solide	13
3.3.1 Transport solide par charriage	13
3.3.2 Le Transport solide en suspension	13
4. SITUATION GEOGRAPHIQUE ET CARACTERISTIQUES GENERALES DU BARRAGE DE AIN DALIA (SOUK-AHRAS)	14
4.1. Site du barrage de Ain Dalia (Souk-Ahras).....	14
4.2. Caractéristiques techniques du Barrage de Ain	15
4.3. Le Bassin versant de Ain Dalia	17
5. Problèmes posés par la sédimentation	17
5.1. Réduction de la capacité	18
5.2. Sécurité de l'ouvrage	18
5.3. Blocage des vannes	18
5.4. Accélération de l'eutrophisation	19
5.5. Sédimentation dans les canaux d'irrigation	19
6. PATHOLOGIES LIEES AUX SOLS FINS	20
6.1. Problème d'érosion	20
6.2. Retrait-gonflement des couches compactées	21
6.3. Tassement dans le corps de remblai	22
6.4. Risque de glissement de talus naturel	23
6.5. Insuffisance de la portance	23
7. CONCLUSION	25
<u>CHAPITRE II : TRAITEMENT DES SOLS FINS</u>	<u>27</u>
1. INTRODUCTION	27

2. LE TRAITEMENT CHIMIQUE DES SOLS	27
2.1. Définition	27
2.2. Avantages du traitement	27
2.2.1 Techniques	27
2.2.2 Economiques	27
2.2.3 Environnementaux	27
3. LES PRODUITS DE TRAITEMENT.....	28
3.1. La chaux	29
3.2. Les liants hydrauliques	30
3.2.1 Pouzzolane naturelle	27
3.2.2 Dolomie	33
3.2.3 Laitiers de haut fourneau	34
3.2.4 Les cendres volantes	35
3.2.5 Fumée de silice	36
3.2.6 Autres produits	37
4. CIMENT PORTLAND.....	40
5. METAKAOLIN	41
5.1. Définition	41
5.2. Le fonctionnement du métakaolin	42
5.3. Les avantages du métakaolin	43
6. LES FIBRES VEGETALES	44
6.1. Définition	44
6.2. Classification Des Fibres Végétales	45
6.3. Avantages et inconvénients des fibres végétales	46
6.4. Caractéristiques Physiques Et Mécaniques Des Fibres Végétales.....	46
6.5. Caractéristiques Chimiques Des Fibres Végétales	47
6.6. Utilisation Des Fibres Dans La Construction	47
7. ACTIONS DES PRODUITS DE STABILISATION SUR LE COMPORTEMENT DES SOLS FINS	48
8. TECHNIQUES DE STABILISATION DE SOLS SUR TERRAIN	50
8.1. Préparation du sol	50
8.2. Epannage	50
8.3. Malaxage	51
8.4. Compactage	52
8.5. Réglage	53
8.6. Planche d'essai	53
9. CONCLUSION	55
 <u>CHAPITRE III : TRAVAUX EXPERIMENTAUX</u>	<u>57</u>
1. INTRODUCTION	57
2. OBJECTIF DE L'ETUDE EXPERIMENTALE	57

3. IDENTIFICATION DU SEDIMENT.....	57
3.1. Essai de Los angeles	57
3.1.1 Appareillage	57
3.1.2 Mode opératoire	58
3.2. Analyse granulométrique	58
3.2.1 Appareillage	59
3.2.2 Mode opératoire	59
3.3. Essai au bleu de méthylène (VBS) selon la norme AFNOR NF P 94-068	64
3.4. Limites d'Atterberg	66
3.5. Classification du matériau selon le GTR	69
3.6. Classification du matériau selon AASHTO	71
4. MATERIAUX ET CONFECTION DES EPROUVETTES	72
4.1. Métakaolin	72
4.2. Ciment	73
4.3. Choix des dosages	73
4.4. Compactage statique	74
4.5. Essai triaxial	76
4.5.1 Principe de l'essai triaxial	76
4.5.2 Les types d'essais	78
4.5.3 Mode opératoire et procédure de l'essai	79
4.6. Essai de compression simple	97
4.6.1 Mode opératoire et procédure de l'essai	97
4.6.2 Résultats de l'essai	100
5. ANALYSE DES RESULTATS	102
6. CONCLUSION	105
<u>CHAPITRE V : ETUDE NUMERIQUE</u>	<u>107</u>
1. INTRODUCTION	107
2. PRESENTATION DU LOGICIEL	107
3. RESULTATS D'ANALYSE	108
4. CONCLUSION	112
CONCLUSION GENERALE	118

LISTE DES FIGURES

FIGURE 1 : Cycle géologique	4
FIGURE 2 : Processus de sédiment.....	5
FIGURE 3 : Diagramme de Hjulström	6
FIGURE 4 : Facteurs d'érosion	7
FIGURE 5 : Erosion en nappe	8
FIGURE 6 : Erosion linéaire	9
FIGURE 7 : Erosion par ravinement	10
FIGURE 8 : Erosion en masse	10
FIGURE 9 : Erosion des berges	11
FIGURE 10 : Erosion éolienne	12
FIGURE 11 : Modes de transport des particules dans un courant	12
FIGURE 12 : Modes de transport solide en hydraulique fluviale	14
FIGURE 13 : Barrage de Ain Dalia	15
FIGURE 14 : Vue géographique sur le barrage de Ain Dalia (wilaya de Souk Ahras)	15
FIGURE 15 : Problèmes posés par la sédimentation	18
FIGURE 16 : Problème d'érosion	21
FIGURE 17 : Retrait-gonflement des couches compactées	22
FIGURE 18 : Tassement dans le corps de remblai	22
FIGURE 19 : Risque de glissement de talus naturels	23
FIGURE 20 : Difficulté de la traficabilité des engins sur les sols fins	24
FIGURE 21 : Traitement des sols aux liants hydrauliques	28
FIGURE 22 : Domaine d'utilisation des sols traités dans les couches de chaussée	29
FIGURE 23 : Chaux	29
FIGURE 24 : Liant hydraulique routier	30
FIGURE 25 : Etapes de la fabrication du ciment	31
FIGURE 26 : Pouzzolane naturelle	33
FIGURE 27 : Dolomie naturelle	33
FIGURE 28 : Laitier, option écologique aux liants hydrauliques	35
FIGURE 29 : Emploi des cendres volantes en technique routière	35
FIGURE 30 : Fumée de silice	36
FIGURE 31 : Poussière des fours à ciment	37
FIGURE 32 : Carbure de calcium	38
FIGURE 33 : Poudre de marbre	39
FIGURE 34 : Phosphogypse	39
FIGURE 35 : Cendre de la balle de riz	40
FIGURE 36 : Ciment Portland	41
FIGURE 37 : Métakaolin	41
FIGURE 38 : transformation du métakaolin	42
FIGURE 39 : Tests effectués par AMEC Earthand Environmental	44
FIGURE 40 : les différentes formes de fibre	45
FIGURE 41 : Scarification des sols	50
FIGURE 42 : Epandage de liant	51
FIGURE 43 : Malaxage du liant avec le sol	52
FIGURE 44 : Compactage	52
FIGURE 45 : Réglage d'une couche compactée avec niveleuse	53
FIGURE 46 : Planche d'essai	54
FIGURE 47 : Appareil de Los Angeles	58
FIGURE 48 : Sédiment avant et après broyage	58
FIGURE 49 : Série de tamis avec machine vibrante.....	60
FIGURE 50 : Courbe granulométrique du sédiment de barrage de Ain Dalia	62
FIGURE 51 : Agitateur mécanique	63
FIGURE 52 : Sédimentométrie avec densimètre	64
FIGURE 53 : Dispositif pour l'essai VBS	65
FIGURE 54 : Résultat de l'essai VBS	65
FIGURE 55 : Classification du sol selon la valeur de bleu de méthylène	66
FIGURE 56 : Limites d'Atterberg	66
FIGURE 57 : Détermination de la limite de liquidité	67
FIGURE 58 : Vue générale du pénétromètre à cône	67

FIGURE 59 : Détermination de la limite de plasticité	68
FIGURE 60 : Seuils d'Argilosité	69
FIGURE 61 : Métakaolin	72
FIGURE 62 : Ciment	73
FIGURE 63 : Photos la machine de compactage UNIFRAME	74
FIGURE 64 : Préparation d'éprouvette pour l'essai triaxial	75
FIGURE 65 : Eprouvette compactées à la presse UNIFRAME	75
FIGURE 66 : Appareil triaxial du laboratoire (LGCH) Guelma	76
FIGURE 67 : Eprouvette de l'essai triaxial	77
FIGURE 68 : Eléments principaux de l'appareil triaxial	77
FIGURE 69 : Exemple de préparation d'un échantillon de sédiment sur l'appareil triaxial	78
FIGURE 70 : Echantillon témoins du sédiment de barrage	80
FIGURE 71 : Relation déviateur-déformation du sol témoins	80
FIGURE 72 : Détermination des paramètres de cisaillement de l'échantillon témoins	81
FIGURE 73 : Echantillons témoins après cisaillement	82
FIGURE 74 : Echantillons du sédiment traité par 2%MK+4% Ciment	82
FIGURE 75 : Relation déviateur-déformation pour 2% MK+ 4% Ciment (9 jours)	83
FIGURE 76 : Détermination des paramètres de cisaillement de sédiment traité par 2% MK+ 4% Ciment (9 jours)	84
FIGURE 77 : Echantillons du sédiment traité par 2% MK + 4% Ciment (9 jours) après cisaillement	84
FIGURE 78 : Echantillons du sédiment traité par 3%MK+6% Ciment	85
FIGURE 79 : Relation déviateur-déformation pour 3% MK+ 6% Ciment (9 jours)	85
FIGURE 80 : Détermination des paramètres de cisaillement de sédiment traité par 3% MK+ 6% Ciment (9 jours)	86
FIGURE 81 : Echantillons du sédiment traité par 3% MK + 6% Ciment (9 jours) après cisaillement	87
FIGURE 82 : Echantillons du sédiment traité par 2%MK+4% Ciment	87
FIGURE 83 : Relation déviateur-déformation pour 2% MK+ 4% Ciment (28 jours)	88
FIGURE 84 : Détermination des paramètres de cisaillement de sédiment traité par 2% MK+ 4% Ciment (28 jours)	89
FIGURE 85 : Echantillons du sédiment traité par 2% MK + 4% Ciment (28 jours) après cisaillement	89
FIGURE 86 : Echantillons du sédiment traité par 3%MK+ 6% Ciment	90
FIGURE 87 : Relation déviateur-déformation pour 3% MK+ 6% Ciment (28 jours)	90
FIGURE 88 : Détermination des paramètres de cisaillement de sédiment traité par 3% MK+ 6% Ciment (28 jours)	91
FIGURE 89 : Echantillons du sédiment traité par 3% MK + 6% Ciment (28 jours) après cisaillement	92
FIGURE 90 : Echantillons du sédiment traité par 6% Ciment	92
FIGURE 91 : Relation déviateur-déformation pour 6% Ciment (28 jours)	93
FIGURE 92 : Détermination des paramètres de cisaillement de sédiment traité par 6% Ciment (28 jours)	94
FIGURE 93 : Echantillons du sédiment traité par 6% Ciment (28 jours) après cisaillement	94
FIGURE 94 : Echantillons du sédiment traité par 9% Ciment	95
FIGURE 95 : Histogramme du sédiment traité par 9% Ciment (28 jours) après cisaillement	96
FIGURE 96 : Echantillons du sédiment traité par 9% Ciment (28 jours) après compression simple non confinée	96
FIGURE 97 : Echantillon du sédiment préparé pour la compression simple	97
FIGURE 98 : Echantillons du sédiment avant la compression simple	98
FIGURE 99 : Vue générale de la machine de compression simple	99
FIGURE 100 : Préparation de l'échantillon pour l'essai de compression simple	100
FIGURE 101 : Résultats de la résistance à la compression simple après 9 jours	101
FIGURE 102 : Résultats de la résistance à la compression simple après 28 jours	102
FIGURE 103 : Résultat d'analyse par la méthode de Bishop-sédiment naturel 0%	108
FIGURE 104 : Résultat d'analyse par la méthode de Bishop-sédiment traité par 9% (Ciment+MK)	109
FIGURE 105 : Résultat d'analyse par la méthode de Bishop-sédiment traité 9% (Ciment+MK) +charge	109
FIGURE 106 : Résultat d'analyse par la méthode de Bishop-sédiment traité par 9%(Ciment+MK)	

+charge +séisme	110
FIGURE 107 : Résultat d'analyse par la méthode de Bishop-sédiment traité par 6%ciment	110

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU 1 : Caractéristiques morphométriques et hydrologiques du barrage de Ain Dalia	16
TABLEAU 2 : Barrage de Ain Dalia en chiffres	17
TABLEAU 3 : Avantages et inconvénients des fibres végétales.....	46
TABLEAU 4 : Actions des liants	49
TABLEAU 5 : Analyse granulométrique et sédimentométrie	60
TABLEAU 6 : Tableau récapitulatif de l'essai VBS	64
TABLEAU 7 : Résultats de la limite de liquidité	67
TABLEAU 8 : Résultats de la limite de plasticité	68
TABLEAU 9 : Classification du sol en fonction de l'indice de plasticité.....	69
TABLEAU 10 : Limites d'Atterberg de certaines argiles d'après (Monaco A. et chasseurfiere B.1976)	69
TABLEAU 11 : Classification des sols fins selon GTR	70
TABLEAU 12 : Tableau synoptique de classification des matériaux selon leur nature.....	70
TABLEAU 13 : Définition des classes de sols selon le système AASHTO	71
TABLEAU 14 : Tableau de classification AASHTO	72
TABLEAU 15 : Quantités de chaque composant des mélanges sol – liant	73
TABLEAU 16 : Synthèse des proportions des liants ajoutés et les temps de cure pour l'essai triaxial	79
TABLEAU 17 : Résultats de l'essai triaxial témoins du sédiment (sol naturel)	81
TABLEAU 18 : Résultats de l'essai triaxial pour 2% MK+ 4% Ciment (9 jours).....	83
TABLEAU 19 : Résultats de l'essai triaxial pour 3% MK+ 6% Ciment (9 jours)	86
TABLEAU 20 : Résultats de l'essai triaxial pour 2% MK+ 4% Ciment (28 jours)	88
TABLEAU 21 : Résultats de l'essai triaxial pour 3% MK+ 6% Ciment (28 jours)	91
TABLEAU 22 : Résultats de l'essai triaxial pour 6% Ciment (28 jours)	93
TABLEAU 23 : Résultats de l'essai de compression simple pour 9% Ciment (28 jours).....	95
TABLEAU 24 : Synthèse des proportions des liants ajoutés et les temps de cure pour l'essai de compression simple	98
TABLEAU 25 : Quantités de chaque composante des mélanges sol – liant	98
TABLEAU 26 : Résultats de la résistance à la compression simple après 9 jours	101
TABLEAU 27 : Résultats de la résistance à la compression simple après 28 jours	101
TABLEAU 28 : Résultats des paramètres de cisaillement de sédiment traité	102
TABLEAU 29 : Résistances au cisaillement maximales avant et après traitement	103
TABLEAU 30 : Les données et les résultats du logiciel.	108
TABLEAU 31 : Facteurs de sécurité des remblais par la méthode de Bishop	111

NOTIONS ET SYMBOLES

CU : Essais triaxial consolidés-non drainés.

UU : Essais triaxial non consolidés-non drainés.

CD : Essais triaxial consolidés-drainés.

VBS : Essais de bleu de méthylène.

IP : Indice de plasticité.

Lp : Limite de plasticité.

LL : Limite de liquidité.

Cu : Coefficient d'uniformité.

Cc : Coefficient de courbure.

Wopt : La teneur en eau optimum.

φ : Angle de frottement interne

c : Cohésion.

ρ_s : Masse volumique des particules solides.

ρ_d : max Masse volumique sèche maximale.

ρ_h : Masse volumique humide.

σ_3 : Contrainte principale mineure.

σ_1 : Contrainte principale majeure.

τ_{max} : Résistance au cisaillement maximale.

C : Ciment.

MK : Métakaolin.

Q : Quantités de chaque composante des mélanges sol – liant.

Fs : Coefficient de sécurité.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Ces dernières années, l'envasement des barrages en Algérie devient de plus en plus inquiétant et fréquent. Plus de 32.106 m³ de vase se déposent chaque année au fond des retenues. Le barrage de Ain Dalia n'a pas échappé à ce problème, puisqu'il est envasé actuellement à plus de 45% de sa capacité initiale. C'est pourquoi il est d'une extrême urgence de procéder aux travaux de dragage afin de sauver cet ouvrage.

Le dragage lui-même pose deux problèmes : économique dont le cout de l'opération est très élevé. L'autre problème c'est bien l'impact des sédiments évacués par le drague sur la faune et la flore d'un côté et sur la géométrie du cours d'eau en aval d'un autre côté. Mais devant la grande quantité de vase rejetée en aval du barrage de sérieux problèmes d'environnement sont apparus.

Il serait alors plus judicieux de mener une réflexion pour une utilisation rationnelle de la vase qui peut être valorisée dans plusieurs domaines. Dans cette étude, nous avons mené une série d'analyses physiques et chimique sur un échantillon de vase prélevé dans la retenue du barrage de Ain Dalia.

Ce travail permet d'étudier le comportement mécanique du sédiment de dragage de Ain Dalia.

L'objectif de cette étude est le traitement des sédiments de dragage en vue de les utiliser comme matériau de construction.

Ce mémoire est scindé en une introduction générale, quatre chapitres.

Le premier chapitre présente un contexte général et bibliographique sur les sédiments des barrages.

Le deuxième chapitre expose le traitement des sols fins.

Le troisième chapitre est dédié aux études expérimentales et la présentation des essais de caractérisation des sédiments générales du barrage de Ain Dalia.

Le quatrième chapitre de cette partie contient une modalisation du comportement d'un remblai de route constitué du sol de sédiment de barrage de Ain Dalia.

Finalement, le travail est clôturé par une conclusion générale qui récapitule les principaux résultats obtenus ainsi que les perspectives de ce travail sont présentées et en fin une annexe contenant les résultats des essais triaxiaux réalisés sur le sol étudié.

CHAPITRE I :
GÉNÉRALITÉS SUR LES
SÉDIMENTS DES
BARRAGES

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES SEDIMENTS DES BARRAGES

1. INTRODUCTION

La problématique du phénomène de la sédimentation des barrages réside dans le mécanisme et la distribution des sédiments dans une retenue. C'est généralement, en négligeant cette étape que certains barrages se sont envasés beaucoup plus vite que prévu. Il se trouve que dans la région du Maghreb, toutes les conditions sont réunies pour que les courants de densité apparaissent en périodes de crues dans les retenues de barrages. L'eau de crue qui arrive dans la retenue chargée en sédiments, engendre un courant de turbidité qui plonge à l'entrée de la retenue et se propage sous forme de lame turbide bien individualisée à une seule interface jusqu'au pied du barrage.

2. DEFINITION

Un sédiment se caractérise par la nature minéralogique de ses constituants, par leur taille, par leur état de surface et par leur éventuelle cimentation. De ces caractéristiques, on peut avoir des indications sur le mode de mise en place du sédiment et de son évolution postérieurement au dépôt. Stockant des substances chimiques, les sédiments sont indicateurs de la pollution du milieu.

D'un point de vue descriptif sommaire, les sédiments rencontrés sont essentiellement constitués de particules fines de la taille des argiles ; on peut rencontrer localement des passages beaucoup plus grossiers, allant jusqu'à des graves sableuses ou plus couramment des passages sableux.

3. Processus de sédimentation

Rappelons d'abord ce qu'est le cycle géologique. Les roches peuvent être classées en trois grands groupes qui sont les roches ignées ou magmatiques, les roches sédimentaires et les roches métamorphiques. Les roches ignées résultent du refroidissement et de la cristallisation de magmas, issus soit du manteau, soit de la fusion de roches métamorphiques. Les roches métamorphiques résultent de la modification, par l'action de la chaleur et de la pression, de roches ignées ou sédimentaires, lesquelles proviennent de la lithification par diagenèse de sédiments.

Comme ces sédiments proviennent de la désagrégation de roches sédimentaires, métamorphiques ou magmatiques, l'ensemble de ces phénomènes forme un cycle appelé cycle géologique (Figure1).

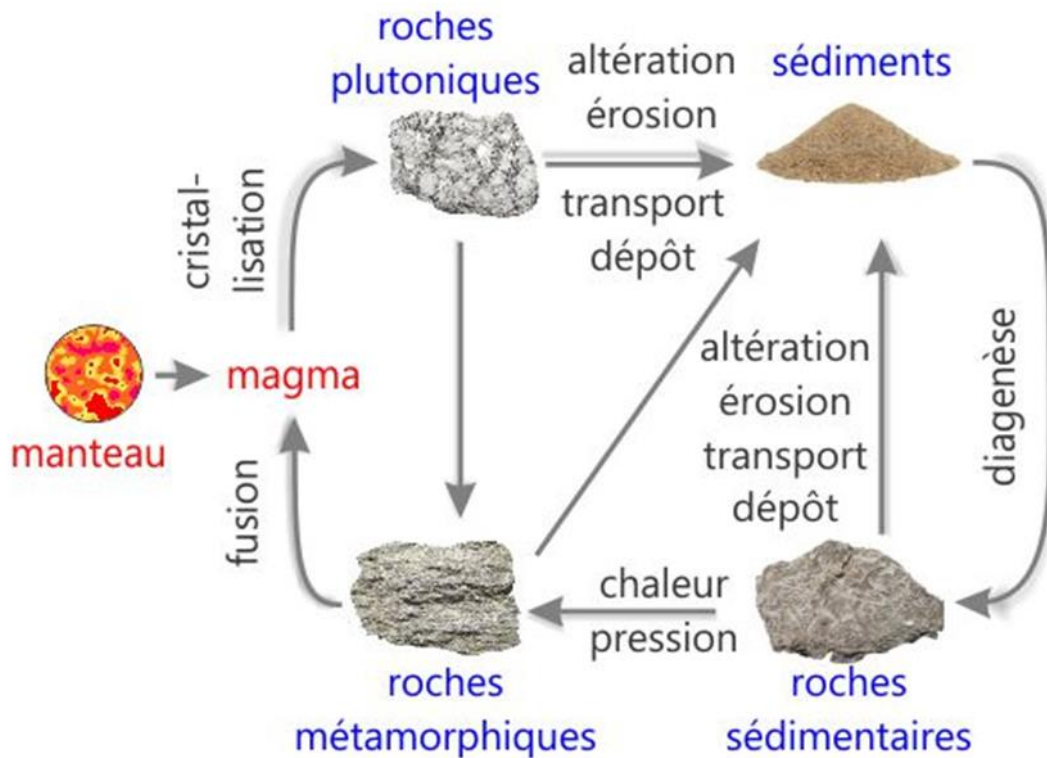


Figure 1 : Cycle géologique

Au sein du cycle géologique, les processus sédimentaires comprennent l'altération, l'érosion, le transport, le dépôt et la diagenèse. Les sédiments détritiques, formés de grains issus de la dégradation de roches préexistantes, transportés et déposés dans un bassin de sédimentation, constituent l'illustration la plus évidente de cette partie du cycle géologique.

Dans le cas des sédiments biogènes et chimiques, résultats de la précipitation organique et/ou chimique, les constituants sont amenés au bassin sédimentaire sous la forme d'ions solubles. Une exception notable est cependant fournie par les sédiments d'origine volcanique, où les particules sont injectées directement dans le milieu de dépôt.

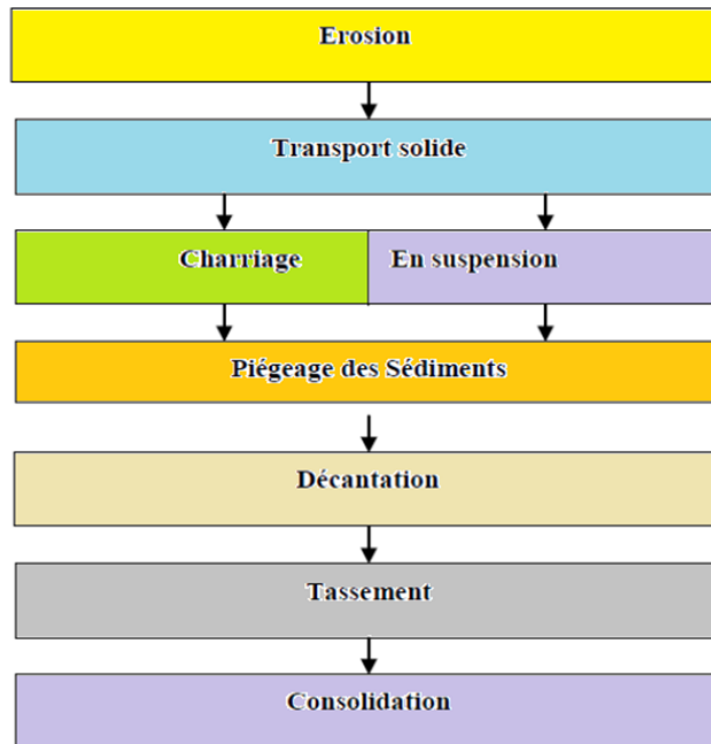


Figure 2 : Processus de sédiment

3.1 Erosion

L'érosion correspond à la mobilisation des produits de l'altération. Une fois libérés, ces produits sont transportés par l'air, l'eau, la glace (...), laissant certaines "formes d'érosion" caractéristiques sur le massif rocheux soumis à l'altération. L'érosion les plus courantes: l'érosion par le vent, par l'eau courante, par la glace, par la mer et la dissolution par l'eau douce. On pourrait à la limite y rajouter la gravité qui provoque des chutes de matériaux en montagne.

La granulométrie des particules sédimentaires a donc une influence majeure sur leur transport (et sur leur vitesse de sédimentation). Ces relations sont synthétisées par le diagramme de Hjulström (Figure 3). Ce graphe (essentiellement basé sur des expériences en laboratoire) montre la vitesse minimale d'un courant nécessaire pour mobiliser, transporter et déposer des grains de quartz de granulométrie variable. Si l'on examine d'abord la partie supérieure de ce graphe (érosion des particules), la portion de la courbe représentant l'érosion des particules moyennes à grossières (sable fin à galets) semble logique: la vitesse du courant nécessaire pour mobiliser des grains augmente avec leur granulométrie. Pour les particules fines, par contre, la courbe montre une augmentation de la vitesse du courant avec la diminution de la granulométrie. Ce comportement paradoxal est la conséquence de la cohésion élevée des particules fines, surtout liée à un effet électrostatique. La partie inférieure du

le graphe montre la relation entre la granulométrie des particules et la vitesse du courant lors de leur dépôt.

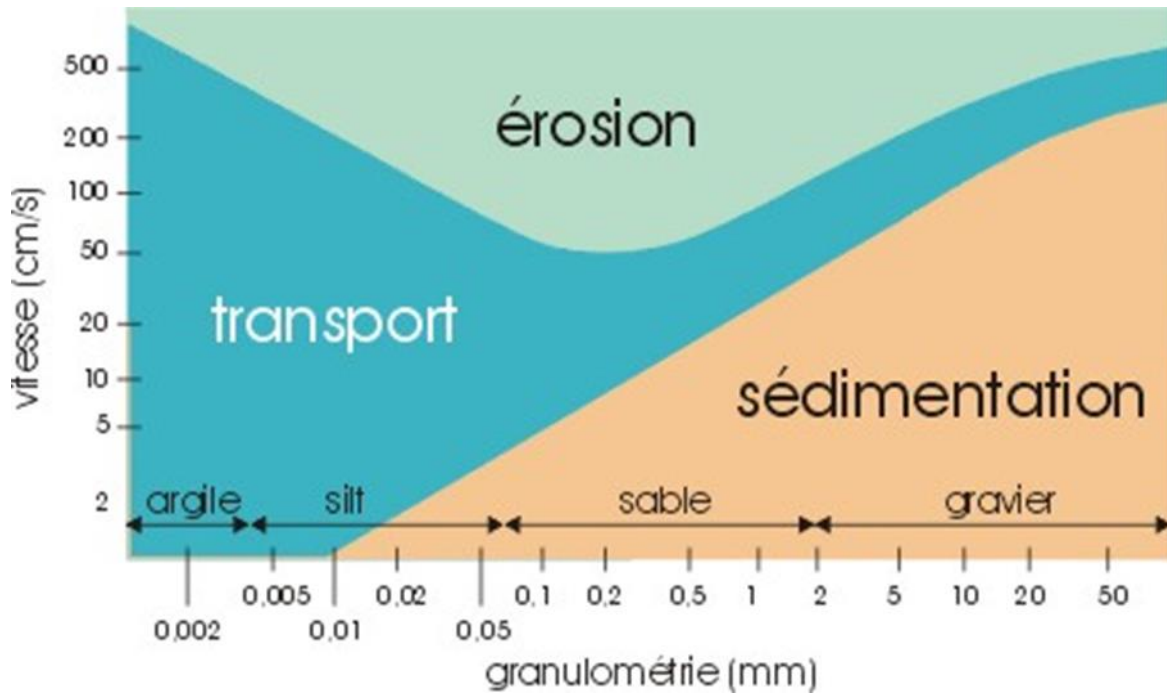


Figure 3 : Diagramme de Hjulström

Les principaux facteurs responsables de l'érosion sont :

- L'érosivité du climat : intensité et quantité des précipitations
- La présence d'une pente, sa longueur et son degré d'inclinaison
- La capacité d'infiltration de l'eau dans le sol et la stabilité structurale du sol, et donc finalement la nature du sol.

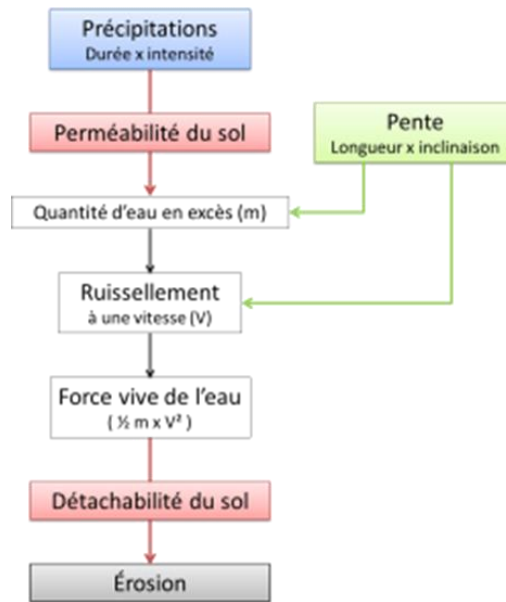


Figure 3 : Facteurs d'érosion

3.2 Types d'érosion

L'érosion des sols se caractérisent sous diverses formes :

- Erosion en nappe
- Erosion linéaire
- Erosion par ravinement
- Erosion en masse
- Erosion des berges
- Erosion éolienne

Comparaison entre les différents types d'érosion

3.2.1 Erosion en nappe

C'est le stade initial de la dégradation des sols par érosion. Cette érosion en nappe entraîne la dégradation du sol sur l'ensemble de sa surface, autrement dit c'est une forme d'érosion diffuse. De ce fait, elle est peu visible d'une année à l'autre.

Le signe le plus connu de l'érosion en nappe est donc la présence de plages de couleur claire aux endroits les plus décapés. Également, il y a un autre symptôme de l'érosion en nappe est la remontée des cailloux en surface par les outils de travail du sol (Figure 5).



Figure 5 : Erosion en nappe

3.2.2 Erosion linéaire

L'érosion linéaire est exprimée par tous les creusements linéaires qui entaillent la surface du sol suivant diverses formes et dimensions (griffes, rigoles, ravines, etc.). En fait, L'érosion linéaire apparaît lorsque le ruissellement en nappe s'organise, En effet, sur un bassin versant ou une parcelle, l'érosion en rigole succède à l'érosion en nappe par concentration du ruissellement dans les creux. A ce stade, les rigoles ne convergent pas mais forment des ruisselets parallèles.



Figure 6 : Erosion linéaire

3.2.3 Erosion par ravinement

Est la forme culminante de l'érosion du sol. Les dégâts causés sont d'autant plus importants que la stabilisation et la réparation de cette forme d'érosion sont les plus coûteux de tous les travaux de lutte contre l'érosion. Comme pour les autres processus de l'érosion hydrique, cette forme d'érosion déprécie considérablement la valeur et la productivité des terres agricoles. Les ravins et les ravines, sont responsables de la mobilisation et du transport des sédiments vers l'aval des bassins-versants. En plus de leur contribution substantielle à l'envasement des barrages, ils occasionnent une perte directe du patrimoine foncier.



Figure 7 : Erosion par ravinement

3.2.4 Erosion en masse

Alors que l'érosion en nappe s'attaque à la surface du sol, le ravinement aux lignes de drainage du versant, les mouvements de masse concernent un volume à l'intérieur de la couverture pédologique. On attribue à l'érosion en masse tout déplacement de terre selon des formes non définies, comme les mouvements de masse, les coulées de boue et les glissements de terrain.



Figure 8 : Erosion en masse

3.2.5 Erosion des berges

Résulte du sapement et de l'affouillement des berges des cours d'eau naturels et des canaux de drainage.



Figure 9 : Erosion des berges

3.2.6 Erosion éolienne

L'érosion éolienne se manifeste dans les climats arides là où les pluies sont $<$ à 600 mm sur des sols dénudés et en présence des vents avec des vitesses dépassant un seuil de l'ordre de 20 km/h ou de 6m/s sur sols secs. elle peut avoir lieu également dans des climats humides lorsque certains mois de l'année sont particulièrement secs, en plus que le sol soit préparé par des techniques culturales qui pulvérisent la surface du sol.



Figure 10 : Erosion éolienne

3.3 Transport solide

Plusieurs modes de transport ont été observés (**Figure.11**): il s'agit du roulement et de la traction le long du fond ou du substrat, de la saltation (transport par bonds, suite à des chocs successifs) et du transport en suspension. Les particules en mouvement par roulement, traction et saltation constituent la charge de fond ("bedload"), généralement formée de galets et de sable. La charge en suspension est surtout constituée d'argile et de silt (ceci étant vrai à la fois pour les écoulements d'air et d'eau). La charge en suspension des écoulements turbulents est beaucoup plus importante que celle des écoulements laminaires.

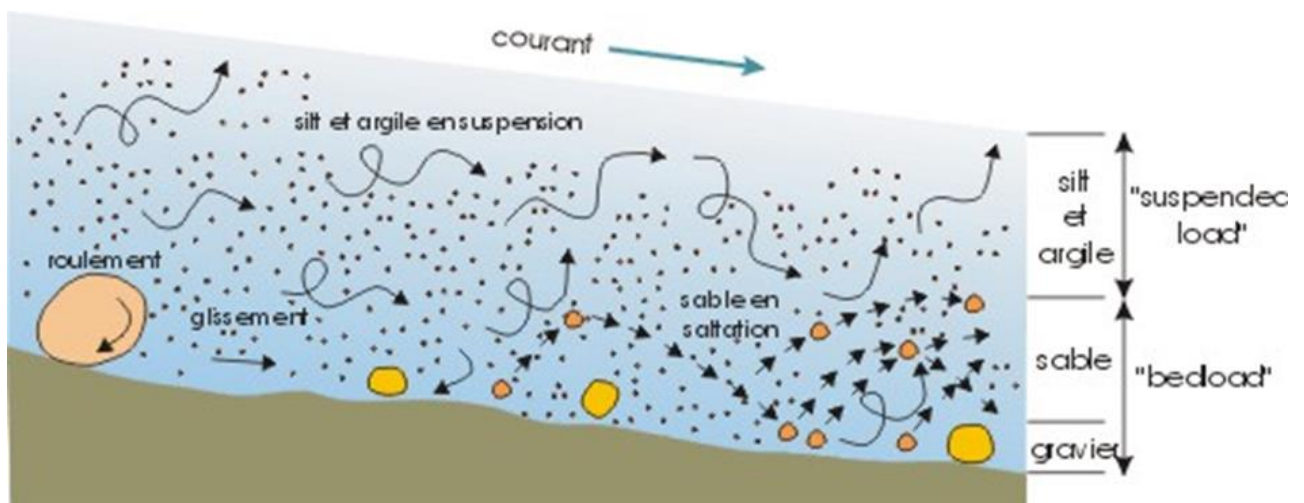


Figure 11 : Modes de transport des particules dans un courant

Dans de nombreux pays du monde, le transport des sédiments dans le réseau hydrographique des bassins versants et leur dépôt dans les retenues pose aux exploitants des barrages des problèmes dont la résolution ne peut qu'être onéreuse. Non seulement la capacité utile est progressivement réduite au fur et à mesure que les sédiments se déposent dans la retenue mais encore l'enlèvement de la vase est une opération délicate et difficile, qui bien souvent exige que la retenue soit hors service, ce qui est pratiquement impossible dans les pays arides et semi-arides. Dans l'un et l'autre cas, il en résulte des dommages considérables à l'environnement et une mise en péril de l'économie du projet. A titre d'exemple, MADDOK(1969), dans un rapport sur la relation de l'aspect économique avec l'envasement, a déduit que les dommages provoqués par l'envasement des retenues au Etats Unis avaient coûté la somme de 50.106 \$ en 1948.

3.3.1 Transport solide par charriage

Les flux de sédiments sablo-graveleux, transportés par charriage au fond des cours d'eau, déterminent des évolutions morphologiques aux enjeux souvent très forts. Des mesures des flux transitant lors des crues (ou chasses simulant des crues) en différents endroits du réseau hydrographique sont très précieuses pour évaluer la dynamique des flux instantanés, évaluer et caler des formules semi-empiriques de transport solide adaptées, permettant ensuite de prédire plus fidèlement les évolutions morphologiques à l'aide de modèles numériques.

3.3.2 Le Transport solide en suspension

La suspension de fond désigne l'ensemble des sédiments se déplaçant sur la colonne d'eau avec une vitesse proche de la vitesse de l'eau et en équilibre direct avec l'hydrodynamique locale. Une distinction est ainsi faite avec la suspension de lessivage («wash load»), qui ne dépend pas de la capacité de transport locale de l'écoulement mais des apports amont. Couramment, on parle de matière en suspension (MES) pour la suspension de lessivage. Nous discuterons dans ce document uniquement de la mesure de charge de fond (charriage et suspension).

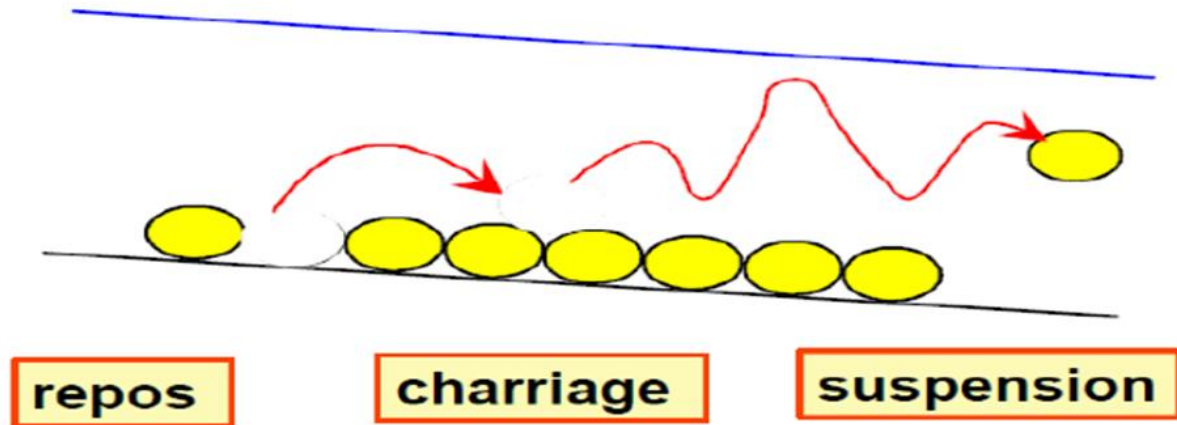


Figure 12 : Modes de transport solide en hydraulique fluviale

4. Situation géographique et caractéristiques générales du barrage de Ain Dalia (Souk-Ahras)

Le bassin de Medjerda situé dans une région à vocation agricole, et en plus il est trop aggloméré, ce qui demande la construction des barrages. Cette compte quatre barrages, à savoir le barrage de Teffech (en exploitation), le barrage sur l'oued Djedra et le barrage sur l'oued El Ghanem (en projet), en fin le barrage de Ain Dalia qui est notre projet d'étude.

4.1 Site du barrage de Ain Dalia (Souk-Ahras)

Le barrage Ain Dalia, distant d'une dizaine de kilomètres au sud de la ville de Souk-Ahras, a une forme de quadrilatère et est destiné à l'alimentation en eau potable. Le barrage Foum El-Khanga est situé sur l'Oued-Charef, distant de vingt kilomètres au sud-ouest de la ville De Sedrata ; il a une forme triangulaire et est destiné à l'irrigation agricole (**Figure .13**).



Figure 13 : Barrage de Ain Dalia

La **figure .14** donne une vue générale du barrage de Ain Dalia



Figure 14 Vue géographique sur le barrage de Ain Dalia (wilaya de Souk Ahras)

4.2 Caractéristiques techniques du Barrage de Ain Dalia

Les principales caractéristiques morphométriques et hydrologiques du barrage de Ain Dalia sont résumées dans le **Tableau 1**.

Tableau 1 : Caractéristiques morphométriques et hydrologiques du barrage de Ain Dalia

	Barrage Ain Dalia
Superficie du bassin versant	193 km ²
Altitude du bassin versant	700 m à 1317 m
Précipitation moyenne	700 mm/an
Apport moyen annuel	50 millions de m ³
Capacité brute	82 millions de m ³
Capacité utile	73.4 millions de m ³
But principal de la construction	70 millions de m ³ pour l'alimentation en eau potable de quatre Wilayas: Souk-Ahras, Tébessa, Oum El Bouaghi et Guelma

Description du barrage de Ain Dalia

Type : remblai à noyau et recharges en enrochements

Niveau crête : 715.50 m NGA

Hauteur au-dessus du fond de la vallée : 55 m

Longueur de la crête : 30 m

Largueur de la crête : 9 m

Nature des fondations : Marnes + Grès

Retenue

Capacité totale : 82,00 millions de m³

Volume annuel régularisable : 45,00 millions de m³

Envasement moyen annuel : 10 ,75 millions de m³/an

Hydrologie

Superficie du bassin versant : 193 K m²

Pluviométrie inter annuelle moyenne sur le BV : 700 mm

Apport inter annuel moyen : 50.00 millions de m³ (1.6 m³/sec)

Hauteur totale : 40.60 m

Diamètre : 11.20 m

Niveau des prises : 686.00 – 693.90 – 701.8 m NGA

Nous présentons dans le **tableau.2** caractéristiques en chiffres du barrage de Ain Dalia.

Tableau 2 : Barrage de Ain Dalia en chiffres

Le barrage en chiffres	
Année de construction	1984
Année de Mise en eau	1988
Capacité	82,0 million m ³
Capacité dernier levé (2004)	76.08 million m ³
Apport moyen annuel	50.00 hm ³
Envasement annuel	0.75 hm ³ /an
Surface du bassin versant	193 km ²
Hauteur	62 m
Longueur	300 m
Côte retenue Normale (R.N)	710 m
Côte Plus Hautes Eaux (P.H.E)	712 m
Déversoir à seuil libre	365 m ³ /s

4.3 Le Bassin versant de Ain Dalia

Le sous bassin versant de Medjerda est l'un parmi les cinq sous bassins qui constituent le grand bassin de Medjerda-Mellegue, ce dernier situe au Sud-Est du Nord d'Algérie, d'une superficie de 7870 Km² (partie Algérienne); le sous bassin d'intérêt prend le code 12 01 d'après l'ABH; La région d'étude est située dans le territoire de la wilaya de Souk-Ahras entre les méridiens de 7°37'Est et 8°25' et les parallèles 36°05' et 36°27' Nord. Elle est bordée au Nord par le bassin des côtiers constantinois Est, à l'Est par la Tunisie, à l'Ouest par le bassin de Seybouse et au Sud par les sous bassins de Mellegue amont (12 04) et Mellegue aval (12 05). Le bassin de Medjerda est drainée par l'oued Medjerda et ses affluents, alimentant le barrage de Ain Dalia dont l'eau est destinée à l'alimentation en eau potable de la ville de Souk-Ahras et d'autres villes limitrophes tel que: Taoura, Drea, Ouled-Driss, Zaarouria, Henancha, Kheddara (à Bordj M'Raou) et Ouillen (à Boukebch)

5. Problèmes posés par la sédimentation

La sédimentation dans les barrages pose d'énormes problèmes au niveau du réservoir lui-même, mais aussi en amont et en aval du réservoir. Elle entraîne la réduction de la

capacité utile du barrage. Le blocage des organes de vidange. La sédimentation peut mettre la stabilité de l'ouvrage en danger.

Elle peut aussi accélérer l'eutrophisation du lac. Les sédiments en suspension dans l'eau distribuée par les canaux, à partir des barrages, se déposent dans ces ouvrages, réduisent leur débitance, et rendent difficile leur exploitation (**figure.15**).

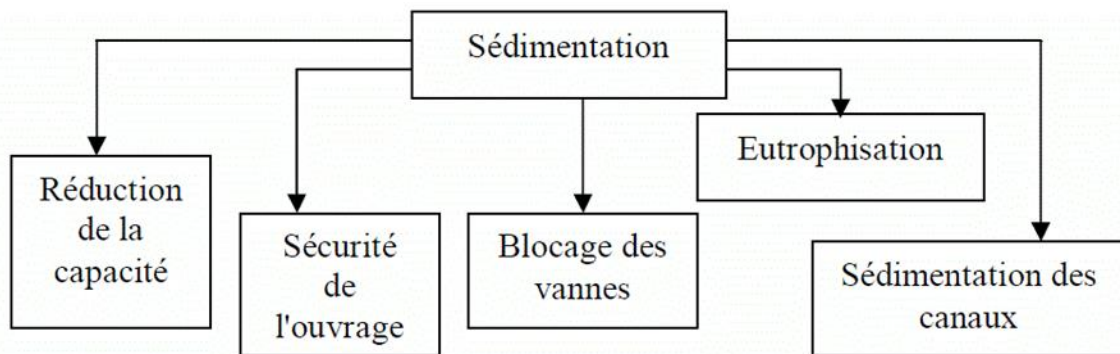


Figure 15 : Problèmes posés par la sédimentation

5.1 Réduction de la capacité

La réduction de la capacité de stockage de l'eau est sans aucun doute la conséquence la plus dramatique de l'envasement. Chaque année, le fond vaseux évolue et se consolide avec occupation d'un volume considérable de la retenue.

5.2 Sécurité de l'ouvrage

La sédimentation des retenues a un impact sur la sécurité des barrages, par la mise en danger de la stabilité de l'ouvrage du fait de l'augmentation de la force hydrostatique produite par le remplacement accéléré du volume d'eau par la vase. Ceci se traduit par l'accroissement de la masse spécifique qui peut atteindre 1,8 t/m³. Ce cas a été signalé aux barrages des Zardézas, et K'sob.

Nous pouvons dire que si le taux de comblement d'une retenue dépasse 50% de la capacité initiale et la vase est en contact de l'ouvrage, dans ce cas, il faut prendre au sérieux la stabilité du barrage. C'est le cas des barrages de Oued El Fodda, et de Foum El Gherza.

5.3 Blocage des vannes

La présence des courants de densité dans une retenue accélère la sédimentation, et peut avoir comme impact l'obturation des organes de vidange. La non maîtrise du mécanisme des courants de densité peut avoir un effet néfaste sur les vannes de fond.

En effet, l'ouverture tardive des vannes de fond, par rapport à l'arrivée des courants de densité, favorise la consolidation des vases près des pertuis de vidange et rend plus difficile leurs manœuvres. Comme exemple, on peut citer le cas du barrage d'Oued El Fodda dont la vanne de fond a été bloquée depuis 1948 suite à la consolidation rapide de la vase. Actuellement, elle se trouve sous 40 m de hauteur de vase. La vanne du barrage de Foum El Gherza s'est obturée durant la période 1981-1989. Celle du barrage de Zardezas a été bloquée durant les années 90.

Des exemples ont été donnés par (Remini B., 2003)

- _ Barrage de Oued el Fodda (Chlef): la vanne de fond a été bloquée depuis 1949 et se trouve maintenant sous plus de 40 m de vase.
- _ Barrage Chambon (France) : la vanne a été obturée en 1955, la solution adoptée a été la construction d'une nouvelle vanne de vidange, achevée en 1962.
- _ Barrage Foum el Gherza (Biskra): la vanne de fond a été bloquée de 1982 à 1989.

5.4 Accélération de l'eutrophisation

Une fois déposées, les particules solides se tassent, et se consolident suivant leur nature, et les conditions physico-chimiques du milieu. Du fait de l'eutrophisation qui en résulte, la qualité de l'eau se dégrade très sérieusement.

Plusieurs cas ont été signalés dans la région de l'Afrique du nord. En effet, les déficits en oxygène, enregistrés près du fond du barrage El Khattabi (Maroc) au cours de la saison d'été, ont provoqué une activité de biodégradation dans les zones profondes (2001).

5.5 Sédimentation dans les canaux d'irrigation

Un autre problème délicat posé par la sédimentation qui s'étend cette fois-ci à l'aval du barrage. En effet, l'irrigation par l'eau chargée provoque le dépôt des sédiments dans les canaux. La section mouillée diminue avec le temps et le débit d'écoulement par conséquent.

Ce problème impose leur entretien, et leur dévasement d'une manière périodique.

6. Pathologies liées aux sols fins

Les sols fins sont considérés très cohérents à teneur en eau moyenne et faible, et collants ou glissants à l'état humide. Le temps de réaction aux variations de l'environnement hydrique et climatique est relativement long et la perméabilité pouvant varier selon la granulométrie, la plasticité et la compacité, le temps de réaction peut tout de même varier assez largement.

Cette perméabilité souvent très faible rend les variations de teneur en eau en place très lentes. Une augmentation de teneur en eau assez importante est nécessaire pour changer notablement leur consistance. Dans le cas où la plasticité est très élevée, ces sols fins deviennent presque imperméables : s'ils changent de teneur en eau, c'est extrêmement lentement et avec d'importants retraits ou gonflements. Leur emploi en remblai n'est normalement pas envisagé .

6.1 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.16). Les phénomènes d'érosion peuvent être externes ou internes. L'érosion interne intervient au sein de l'ouvrage tandis que l'érosion externe affecte la surface externe en contact avec l'eau. Cette partie concerne principalement la caractérisation de l'érosion interne des sols dans les ouvrages hydrauliques. Selon Boudlal, l'effet d'un écoulement d'eau, une redistribution des particules fines peut se produire dans le sol. Le squelette solide constitué de grains de grande taille reste stable, tandis que les particules fines migrent suivant le sens d'écoulement.

La masse du sol solide ne change pas, mais la migration des particules fines provoque un changement de porosité induisant ainsi un changement de la perméabilité locale. Ce mécanisme d'initiation est la cause de rupture de la structure des remblais par érosion.



Figure 16 : Problème d'érosion

6.2 Retrait-gonflement des couches compactées

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

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

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

L'amplitude de phénomène retrait-gonflement doit être évaluée afin de prendre les mesures nécessaires pour réduire au maximum le changement de volume dû à la fluctuation de la teneur en eau dans le corps du remblai.



Figure 17 : Retrait-gonflement des couches compactées

6.3 Tassement dans le corps de remblai

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



Figure 18 : Tassement dans le corps de remblai

6.4 Risque de glissement de talus naturel

Ces phénomènes apparaissent lorsque la valeur des efforts de cisaillement dépasse la résistance au cisaillement du sol. La diversité des formes de glissement est fonction de la complexité des facteurs qui les entraînent. L'augmentation de la fréquence des phénomènes de glissement est liée principalement à la nature du matériau mis en place et les dimensions du remblai. Les glissements sont très fréquents dans les remblais construits avec les matériaux plastiques. La première indication d'une rupture est généralement une fissure au niveau de la chaussée formée le long de la surface supérieure du remblai.



Figure 19 : Risque de glissement de talus naturels

6.5 Insuffisance de la portance

La couche de sol compactée doit répondre à la fois à des objectifs de court terme (vis-à-vis de la phase de réalisation de l'infrastructure) et de long terme (lorsque l'ouvrage est en service). Selon les cas de chantier, on cherche à assurer, avec la couche de sol compactée, l'ensemble ou certaines des fonctions qui vont limiter les déformations au sein de la structure (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.



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

7 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté une synthèse bibliographique sur les sédiments de leur origine à leur utilisation en technique routière. On a pu montrer ainsi les difficultés liées à l'emploi de ces sols comme matériaux de constructions d'infrastructures routières. Cette étude bibliographique a permis également de faire l'état des recherches sur le comportement complexe des sédiments.

Cette complexité s'accroît davantage lorsqu'on cherche le compactage et l'ajout de liants hydrauliques à ce sol, tels que relatés dans la littérature, pouvant améliorer leurs propriétés mécaniques et les rendre utilisables en construction d'infrastructures routières. C'est ce que nous allons aborder dans le prochain chapitre.

.

CHAPITRE II :
TRAITEMENT DES SOLS
FINS

CHAPITRE II : TRAITEMENT DES SOLS FINS

1. INTRODUCTION

Le traitement est une opération qui consiste à mélanger un sol naturel avec de la chaux et/ou un liant hydraulique. Il permet, en améliorant ses caractéristiques, d'utiliser un sol qui était impropre à l'état naturel. Par ailleurs, cette technique conduit à préserver l'environnement. Nous commençons par décrire le traitement chimique des sols fins, ainsi que les avantages et inconvénients du traitement techniques, économiques et environnementaux. Après cela, nous parlerons sur les produits de traitement et leurs actions de stabilisation sur le comportement des sols fins. Enfin, une partie sur la durabilité de traitement des sols fins et les techniques de stabilisation de ces sol sur terrain.

2. LE TRAITEMENT CHIMIQUE DES SOLS

2.1 Définition

Les traitements chimiques mettent en jeu un réactif pour dégrader ou extraire la pollution. Il s'agit par exemple d'oxydation, de réduction, de lavage par solvants ou tensioactifs.

2.2 Avantages du traitement

2.2.1 Techniques

Le traitement des sols en place est économique dans la mesure où tout en étant un facteur de rapidité du chantier, elle évite les coûts du déblaiement, de la mise en décharge, du transport.

Cette technique assure également un bon comportement vis-à-vis des effets environnementaux (cycles séchage- humidification, gel-dégel et température chaude).

2.2.2 Economiques

Le traitement du sol en place, en limitant le transport de matériaux réduit la pollution et la consommation d'énergie liée aux transports. Il évite aussi l'extraction de granulats qui sont des ressources naturelles non renouvelables.

2.2.3 Environnementaux

Le travail à température ambiante avec la limitation de transport réduit sensiblement la pollution atmosphérique. La réutilisation des matériaux en place limite aussi

l'exploitation des ressources naturelles non renouvelables. Ce qui contribue significativement à préserver l'environnement.

3. LES PRODUITS DE TRAITEMENT

La stabilisation chimique est une technique intéressante pour améliorer les propriétés physiques et mécaniques des sols argileux. Aujourd'hui les divers produits et techniques font partie d'une pratique courante des grands ouvrages du Génie Civil à l'échelle mondiale. Le recours massif à cette technique qui valorise les matériaux en place ce qui entraîne une diminution notable des coûts est due principalement aux facteurs suivants tels que la raréfaction des gisements naturels de matériaux nobles, le souci écologique croissant imposant de préserver d'une part les ressources naturelles existantes et de limiter d'autre part la mise en dépôt des matériaux impropres à la réutilisation en remblais ou en couches de forme. Les ajouts cimentaires et les produits chimiques les plus utilisés sont le ciment, la chaux, les cendres volantes, L'objectif principal du malaxage des ajouts cimentaires avec le sol est l'amélioration de ses propriétés physico-mécaniques ainsi que sa durabilité.



Figure 21 : Traitement des sols aux liants hydrauliques

Les différentes propriétés qui peuvent être améliorées sont la résistance à la compression, la plasticité, la compressibilité, la perméabilité, le potentiel de gonflement et le potentiel de glissement. 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.

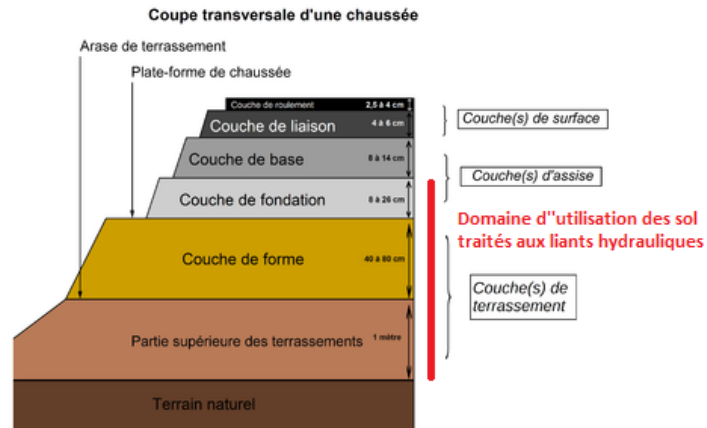


Figure 22 : Domaine d'utilisation des sols traités dans les couches de chaussée

3.1 La chaux

La chaux vive est obtenue par décarbonatation du calcaire (CO_3Ca) à une température d'environ 900°C .



La chaux vive réagit au contact de l'eau avec un fort dégagement de chaleur et se transforme en chaux éteinte.



La réaction est réversible car l'hydratation par l'humidité ambiante et le CO_2 de l'atmosphère vont permettre à la chaux une prise à l'air, d'où le terme de chaux aérienne.



Figure 23 : Chaux

La chaux aérienne peut exister sous trois formes : chaux vive, chaux éteinte, lait de chaux. Les caractéristiques des chaux aériennes prises en compte sont : la forme (vive, éteinte ou lait), la teneur en chaux libre, la granularité (tamisât 2 mm, 0,2 mm et 0,08 mm), la réactivité (essai de réactivité à l'eau, la vitesse d'hydratation de la chaux, le test global de qualité de la chaux).

La chaux est couramment symbolisée par sa formule chimique : CaO . Il existe divers matériaux appelés chaux qui se différencient entre eux par leur teneur en impuretés. (normes NF P 153310 et NF P 153312). Les chaux sont codifiées ainsi :

- chaux aérienne calcique vive: CL3Q
- chaux aérienne calcique éteinte: CL3S
- chaux hydraulique naturelle: NHL

3.2 Les liants hydrauliques

Un liant hydraulique est un produit qui durcit par hydratation et conserve ensuite sa résistance et sa stabilité même sous l'eau. Ce phénomène d'agglomération des éléments granulaires du sol est appelé "prise hydraulique" et confère au sol une cohésion permanente. La qualité de la réaction dépend de la nature du matériau, du type et de la quantité de liant, de la compacité à la mise en œuvre, de la température du milieu et de l'âge du mélange. Il y a d'une part les ciments classiques et d'autre part les liants spéciaux routiers (LSR).



Figure 24 : Liant hydraulique routier

Les ciments sont normalisés dans leur constitution et leur utilisation (norme NF P 153301). Le ciment est constitué en majeure partie de clinker (produit de la cuisson du mélange nommé "cru" : 80% calcaire + 20% argile).

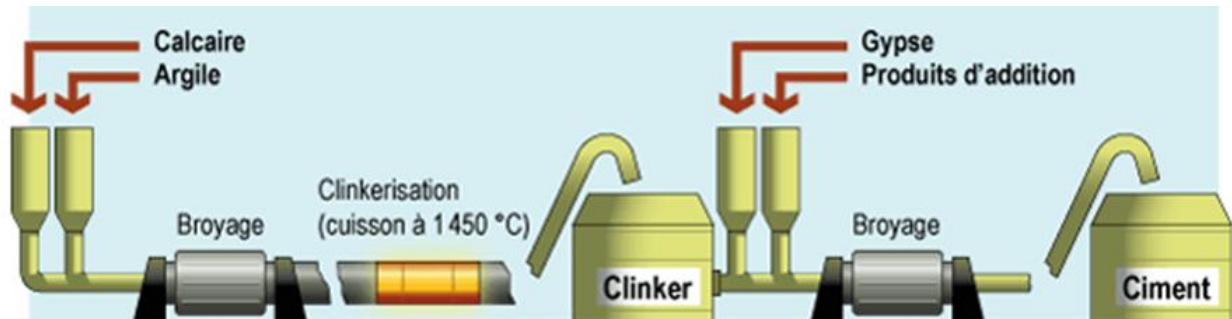


Figure 25 : Etapes de la fabrication du ciment

Les constituants ajoutés au clinker au moment du broyage sont notamment : des laitiers de hauts fourneaux, des pouzzolanes, des cendres volantes des centrales thermiques fonctionnant au charbon, des fumées de silice, ainsi qu'une proportion de l'ordre de 3 % de gypse destiné à régulariser la cinétique de la prise hydraulique.

Le produit final entre en réaction quasi instantanément avec l'eau et forme un gel qui, en s'hydratant progressivement, se transforme en espèces cristallines rigides, résistantes, insolubles et stables, qui agglomèrent les éléments grenus du sol.

Les liants hydrauliques courants sont subdivisés selon la normalisation en vigueur en cinq types en fonction de leur composition :

- CEM I: ciment Portland;
- CEM II: ciment Portland composé;
- CEM III : ciment de haut fourneau;
- CEM IV : ciment pouzzolanique;
- CEM V : ciment composé.

Les liants spéciaux routiers sont des liants hydrauliques routiers (LHR) spécialement formulés pour certaines opérations de terrassement ou de construction d'assises, tant en terme de facilité d'usage que de performances. Les LHR sont utilisés pour traitement de sols fins, travaux en arrière-saison, matériaux argileux, craies, calcaires sablonneux, portance rapide. Ils sont classés en fonction de leur utilisation (norme NF P153108):

Les constituants des ciments sont codés comme suit :

- clinker Portland: **K**
- laitier granulé de hautfourneau: **S**
- laitier d'aciérie à l'oxygène: **Sb**
- pouzzolane naturelle: **P**
- pouzzolane naturelle calcinée: **Q**
- cendres volantes siliceuses : **V**
- cendres volantes siliceuses de lit fluidisé: Va à durcissement normal »
- cendres volantes calciques : **W**
- cendres volantes calciques non éteintes : **Wa**
- schiste calciné: **T**
- calcaire: avec teneur en carbone organique < 0,5 %: L avec teneur en carbone organique < 0,2 %: LL
- chaux aérienne calcique vive: CL3Q

3.2.1 Pouzzolane naturelle

Les pouzzolanes sont exploitées pour la production des ciments composés. Ceux sont des matériaux naturels ou artificiels riches en silice et en alumine capables de réagir avec la chaux en présence de l'eau et de former à l'issue de cette réaction des produits manifestant des propriétés liantes.

Les avantages du remplacement partiel du ciment par les matériaux pouzzolaniques sont divers. Ils participent au renforcement de la résistance aux attaques chimiques et la durabilité, à la réduction des réactions alcalins agrégats et du retrait au séchage.

Ils permettent la réduction de la quantité de clinker utilisée dans la composition du ciment Les ciments aux pouzzolanes sont obtenus en mélangeant les produits pouzzolaniques finement broyés avec le portland.



Figure 26 : Pouzzolane naturelle

3.2.2 Dolomie

La dolomie est une roche sédimentaire carbonatée d'origine marine, riche en calcium, en magnésium et en oligo-éléments. On ne peut parler de dolomie que lorsqu'elle contient un minimum de 50 % de dolomite, carbonate double de calcium et de magnésium de formule $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$. L'autre composant est la calcite, un carbonate de calcium de formule CaCO_3 . On parle aussi de calcaire dolomitique ou de calcaire magnésien.

Exploitées en carrières, les dolomies constituent de bons matériaux de construction. On leur préfère cependant les calcaires, qui, bien que moins résistants, se travaillent plus facilement et possèdent un débit plus régulier. Un traitement chimique permet d'en extraire le magnésium.



Figure 27 : Dolomie naturelle

Les dolomies sont généralement le résultat d'un phénomène affectant des sédiments préexistants. La formation primaire de ces roches par dépôt de vases calcomagnésiennes sur les fonds marins est en effet très rare. Cette dolomitisation primaire a été observée dans des plaines côtières basses (golfe Persique), où l'eau de mer pénètre dans une boue calcaire et s'évapore, ou lors de l'arrivée d'eaux riches en carbonate de calcium dans des lagunes où l'évaporation intense favorise les fortes teneurs en sels de magnésium. Par précipitation du gypse $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$, le calcium est soutiré et le magnésium se concentre dans la saumure. Celle-ci réagit avec les sédiments calcaires aragonitiques ; il y a formation de protodolomite, qui est une calcite riche en magnésium, puis recristallisation en dolomite, où les atomes de calcium et de magnésium sont distribués régulièrement. On suppose que la photosynthèse opérée par certaines algues a pu activer ce phénomène, mais on ne connaît pas dans les dépôts marins actuels l'équivalent des dolomies ; on attribue cependant ce mode de formation hypothétique aux dolomies qui apparaissent, dans les terrains sédimentaires, en petits bancs alternant de façon régulière avec des argiles et des roches salines (gypse, anhydrite, sel gemme). La dissolution de ces dolomies par des eaux séléniteuses (ayant circulé sur du gypse) produit des roches d'aspect très irrégulier, avec de nombreuses vacuoles qu'on appelle cargneules. D'autres phénomènes plus localisés de dolomitisation peuvent se produire, surtout dans des roches contenant des squelettes d'animaux qui mobilisent beaucoup de magnésium, comme les coraux.

3.2.3 Laitiers de haut fourneau

Sous-produits de l'industrie sidérurgique lors de la fabrication de la fonte dans les hauts fourneaux, les laitiers sont formés de constituants non ferreux, des fondants et des cendres de coke. Leur composition en oxydes et leur structure vitreuse obtenue par trempe à l'eau leur confèrent des propriétés hydrauliques latentes, ce qui permet d'envisager leur utilisation en tant qu'ajout dans les ciments.

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



Figure 28 : Laitier, option écologique aux liants hydrauliques

3.2.4 Les cendres volantes

Les cendres volantes sont le résidu finement divisé résultant de la combustion du charbon pulvérisé. Elles constituent un produit minéral pulvérulent, consécutif du dépoussiérage des fumées rejetées par les centrales thermiques, qui utilisent du charbon broyé comme combustible en présence ou non de matériaux de co-combustibles. Ces cendres sont obtenues par précipitation électrostatique ou mécanique de particules pulvérulentes contenues dans les gaz de fumée des chaudières.



Figure 29 : Emploi des cendres volantes en technique routière

Le principal intérêt des cendres volantes est leur impact environnemental réduit. Ce sont des produits énergétiques dans la mesure où leur utilisation peut se faire en substitution du ciment. Le remplacement d'une partie du ciment par une cendre volante lors de la fabrication du béton, ainsi que son utilisation dans la fabrication de certains ciments composés, constituent une solution complémentaire pour diminuer de manière importante les émissions de CO₂.

De plus, les cendres volantes ont une action de protection vis-à-vis de l'alcali-réaction (réaction de dégradation interne du béton survenant par formation d'un gel expansif à partir de silice amorphe et d'alcalins tels que le sodium et le potassium, en présence d'eau). L'utilisation des cendres volantes peut limiter ces réactions grâce à l'incorporation des fines inhibitrices. Des essais doivent cependant être effectués au cas par cas pour vérifier l'efficacité des cendres selon la nature des granulats.

3.2.5 Fumée de silice

La fumée de silice est obtenue pendant la production du silicium et des alliages de Ferro silicium. Ces produits sont fabriqués dans un four à arc, en réduisant le quartz par un apport approprié de carbone, à une température d'environ 2 000 °C.



Figure 30 : Fumée de silice

La fumée de silice est extraite en surface du four de réduction par des ventilateurs principaux et résulte de la condensation du gaz SiO , intermédiaire réactionnel du procédé de carboréduction. Elle est ensuite récupérée et filtrée dans un filtre à manches, avant d'être densifiée pour en faciliter la manipulation.

Les caractéristiques de la fumée de silice dépendent de plusieurs facteurs. Le type de production en four à arc (Si ou FeSi) peut par exemple influencer sur la teneur en SiO_2 et les différentes impuretés de la fumée de silice. Le mélange de réducteurs utilisé dans le four peut, quant à lui, conduire à des colorations différentes du produit (de gris clair à gris foncé), sans pour autant en changer les performances. Enfin, la dernière étape de densification permet d'ajuster la densité apparente du produit.

3.2.6 Autres produits

Plusieurs autres produits qui ont été employés dans la stabilisation des sols :

- **Poussière des fours à ciment** : qui est le coproduit de la fabrication du ciment et le responsable de 10% de la pollution en Algérie. La poussière de ciment est collectée du gaz d'échappement des fours, elle contient d'après Jegandan et al du clinker des grains crues partiellement calcinées et de la cendre combustible. Elle possède les mêmes caractéristiques d'un liant hydraulique, comme elle peut jouer le rôle d'un activant si on l'associe à un autre produit latent. La valorisation de cette poussière a été le sujet de plusieurs travaux.



Figure 31 : Poussière des fours à ciment

- **Carbure de calcium** : qui se présente sous la forme de cailloux gris, il résulte d'une opération de synthèse industrielle à partir de la chaux et du charbon pour la fabrication de l'acétylène. La fabrication du carbure de calcium nécessite deux éléments : la chaux vive et le carbone, selon la réaction suivante :

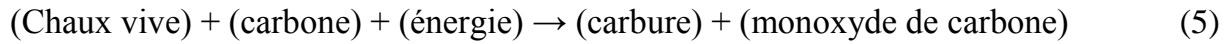
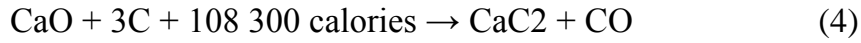


Figure 32 : Carbure de calcium

- ***Poudre de marbre*** : qui provient d'une roche métamorphique dérivée du calcaire, existant dans une grande diversité de coloris. Elle désigne un carbonate de calcium tissu compact ou cristallin qui réagit aux acides plus ou moins siliceux ou argileux.



Figure 33 : Poudre de marbre

- ***Phosphogypse*** : est un sous-produit issu de la fabrication de l'acide phosphorique lors des traitements des phosphates naturels par l'acide sulfurique, il est considéré toxique et très polluant. Produit par ASMIDAL, le traitement de 4 tonnes du phosphate naturel par 2 tonnes d'acide sulfurique engendrent 5 tonnes de Phosphogypse qui sont soit rejetés en mer, soit mis en terriil.

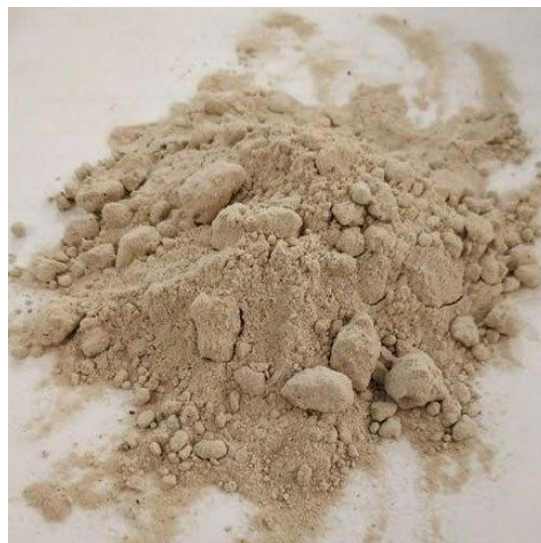


Figure 34 : Phosphogypse

- *Cendre de la balle de riz* : issue de la combustion d'un coproduit dérivé de la transformation du riz. Cette balle est constituée de l'ensemble des bractées qui renferment le grain après avoir protégé la graine pendant sa croissance. La composition chimique de cette cendre se constitue essentiellement par une forte teneur en silice.



Figure 35 : Cendre de la balle de riz

4. ciment Portland

Le ciment Portland est un matériau finement divisé, qui résulte de l'inter-broyage du clinker et du gypse. Le clinker est un produit hydraulique composant de quatre phases principales de l'oxyde : silicate tricalcique (C3S), silicate dicalcique (C2S), aluminat tricalcique (C3A) et alumino ferrite tétracalcique (C4AF). Les deux phases de silicate de calcium sont les plus importantes en ce qui concerne la stabilisation des sols.

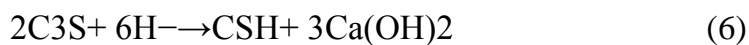




Figure 36 : Ciment Portland

5. Métakaolin

5.1 Définition

Le métakaolin est un constituant du béton utilisé et connu depuis un bon nombre d'années, et reconnu par les organismes de normalisation CSA et ASTM.



Figure 37 : Métakaolin

Lorsqu'on substitue 20 % du ciment dans un mélange de béton, on obtient une amélioration des performances qui se traduit par des résistances à 28 jours plus élevées et par une durée de vie prolongée, tout en réduisant le bilan de CO₂ du béton.

Le métakaolin est une poudre blanche très fine obtenue à partir de la transformation d'un minéral appelé kaolinite.

➤ Lorsque le kaolin est chauffé, il se transforme en métakaolin



Figure 38 : transformation du métakaolin

Le kaolin est une argile blanche qu'on trouve à l'état naturel non purifié. Une fois débarrassé des substances indésirables, il est utilisé comme constituant des papiers fins blancs, comme additif dans les peintures, dans les plastiques, dans les céramiques et dans le caoutchouc.

La première utilisation connue du métakaolin remonte à 1963 lorsqu'il fût utilisé dans le béton du barrage Jupia au Brésil. Il est apparu sur le marché de l'Amérique du Nord au milieu des années 1980. La croissance de son utilisation par la suite est grâce à l'engouement des utilisateurs pour les bénéfices qu'il apporte au béton. Aujourd'hui, c'est un additif reconnu qui a fait ses preuves dans toutes sortes d'applications de béton.

5.2 Le fonctionnement du métakaolin

La réaction pouzzolanique

La réaction obtenue lors du processus d'hydratation entre l'eau et le ciment produit un dérivé secondaire indésirable, l'hydroxyde de calcium, mieux connu sous le nom de chaux libre. Les pouzzolanes réagissent avec la chaux libre en présence d'eau. Il en

résulte un nouveau composé possédant d'excellentes caractéristiques comme liant. L'avantage obtenu par la substitution d'une portion du ciment par une pouzzolane est donc l'obtention d'un béton plus résistant et beaucoup plus durable.

Plus la réaction chimique est intense, plus le béton devient résistant. Comparée à la réaction chimique obtenue en présence des autres pouzzolanes, celle obtenue en présence de métakaolin est plus intense.

5.3 Les avantages du métakaolin

La réaction pouzzolanique

Lorsqu'on l'utilise comme ajout cimentaire, le métakaolin offre plusieurs avantages.

- Augmentation de la résistance à la compression et à la flexion.
- Augmentation de la durabilité.
- Production d'un béton ayant des caractéristiques environnementales de développement durable.
- Réduction des émissions de gaz à effet de serre comparativement à un béton entièrement fait de ciment Portland.
- Perméabilité réduite (y compris la perméabilité aux ions chlorure), donc protection supplémentaire contre la corrosion des armatures en fer induite par l'utilisation de sel de déglacage.
- Réduction importante de l'efflorescence (poudre blanche qui apparaît parfois à la surface du béton ou du mortier; ces dépôts de sel se transportent à la surface par l'humidité).
- Réduction de la réaction alcali granulat, un enjeu de taille dans les travaux d'infrastructure.
- Amélioration de la plasticité et des caractéristiques de mise en place du béton.
- Production d'un béton plus blanc qui facilite le contrôle des bétons colorés.
- Amélioration des caractéristiques de réflexion du soleil, réduit l'effet d'îlot de chaleur et contribue à l'obtention de structures plus stables sur le plan énergétique.

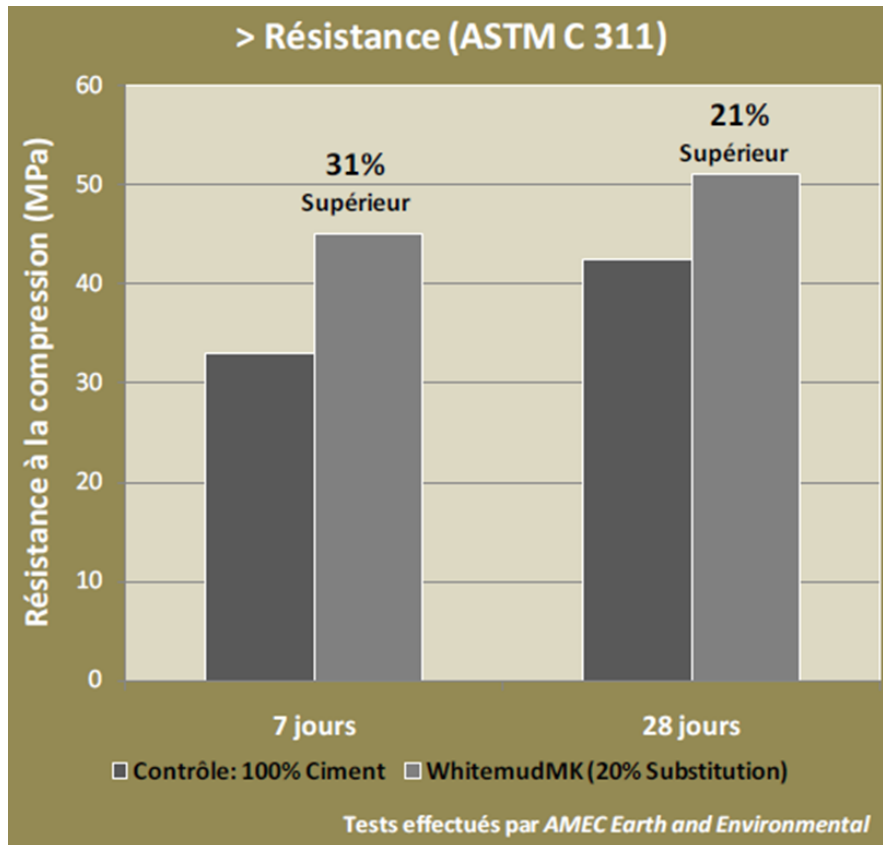


Figure 39 : Tests effectués par AMEC Earthand Environmental

6. LES FIBRES VEGETALES

6.1 Définition

Une fibre végétale est une expansion cellulaire morte qui est composée principalement de cellulose, d'hémicellulose, de lignine et de pectines. Elle est soit isolée soit regroupée avec d'autre en un faisceau.

Il est primordial de ne pas confondre fibre unitaire (ou fibre élémentaire) et faisceau de fibre. Une fibre unitaire correspond à une cellule élémentaire fibreuse. Qui, regroupée avec d'autre. Forme un faisceau de fibre : le lien interstitiel entre les fibres unitaires étant composé principalement de pectines et d'hémicellulose (figure 40) ce sont généralement ces faisceaux des fibres qui sont communément appelés «fibres végétales»

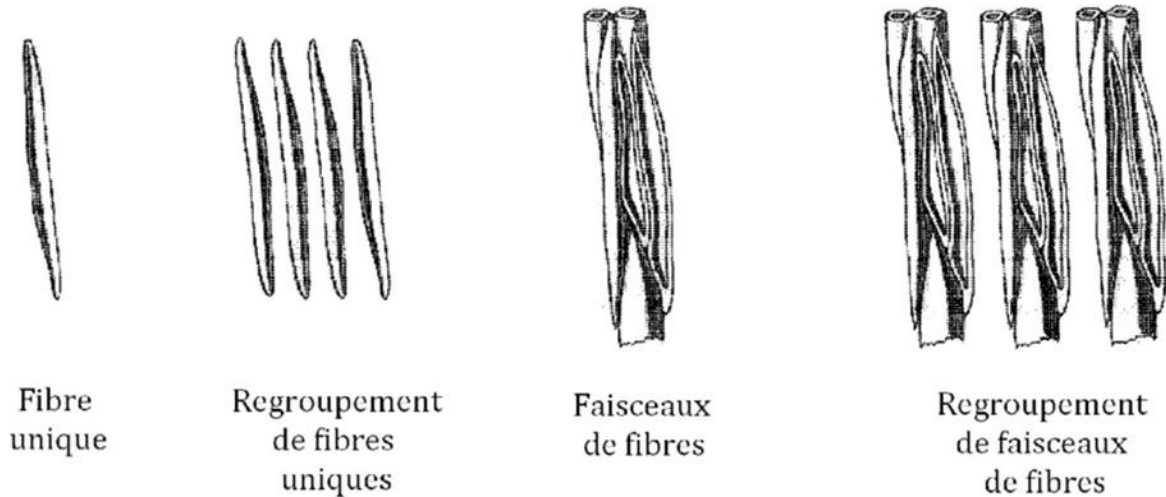


Figure 40: les différentes formes de fibre

6.2 Classification Des Fibres Végétales

A. Les fibres de feuilles

Ces fibres sont obtenues grâce au rejet des plantes monocotylédones. Les fibres sont fabriquées par chevauchement de paquet qui entoure le long des feuilles pour les renforcer ces fibres sont dures et rigides. Les types de fibres de feuilles les plus cultivées sont la fibre de sisal, de henequen et d'abaca.

B. Les Fibres de Tiges

Les fibres de tige sont obtenues dans les tiges des plantes dicotylédones. Elles ont pour rôle de donner une bonne rigidité aux tiges de plantes.

Les fibres de tige sont commercialisées sous forme de paquet de cor et en toute longueur. Elles sont par la suite séparées individuellement par un processus de défilage. Les fibres, une fois séparées, sont utilisées dans la fabrication des cordes ou de textile ou bien dans le renforcement du ciment et béton.

Les fibres de tige les plus utilisées sont les fibres de jute, de lin, de ramie de sunn, de kenaf, d'urena et de chanvre.

C. Les Fibres de Bois

Les fibres de bois proviennent du broyage des arbres tels que les bambous ou les roseaux. Elles sont généralement courtes. Plusieurs chercheurs ont montré l'efficacité de ces fibres dans le renforcement des ciments.

D. Les Fibres de Surface

Les fibres de surface entourent en général la surface de la tige, de fruits ou de grains. Les fibres de surface des grains constituent le groupe le plus important dans cette famille de fibres. Nous citons entre autre le coton et la noix de coco (coco). Les fibres de coco ont donné de bons résultats pour la résistance à la flexion du ciment de fibre Il est à noter que, les fibres de palmier, qui entourent son tronc, appartiennent à cette famille de fibres.

6.3 Avantages et inconvénients des fibres végétales

Malgré leurs avantages, les fibres végétales présentent quelques inconvénients (tableau .3). En effet, compte tenu de leur caractère naturel, leurs performances et leurs propriétés mécaniques sont dispersées.

Tableau 3 : Avantages et inconvénients des fibres végétales

Avantages	Inconvénients
Faible cout	Fort comportement hydrophile
Propriétés mécanique spécifiques importantes	Faible stabilité dimensionnelle
Biodégradabilité	Biodégradabilité
Non abrasif	Faible teneur thermique (<230°C)
Bilan CO2 faible	Comportement anisotropique
Demande peu d'énergie pour être produite	Variation de la qualité dépendant des conditions de la plante
Pas de résidu après incinération	Demande un contrôle pour une application industrielle
Bonne isolation thermique et acoustique	Renfort discontinu
Ressource renouvelable	
Faible densité	

6.4 Caractéristiques Physiques Et Mécaniques Des Fibres Végétales

Généralement une fibre végétale est caractérisée physiquement par son diamètre sa densité et son teneur en eau et son pourcentage d'absorption d'eau. Et elle est caractérisée mécaniquement par sa résistance à la traction, son élongation à la rupture et son module d'élasticité.

Dans leur étude concernant les fibres végétales, ont constaté que la résistance à la traction et le module d'élasticité des fibres végétales sont proportionnelle à leur teneur en cellulose. Ainsi, ils ont remarqué que la résistance dépend de la forme des spirales des filaments ils constatent que les fibres à grand angle spiral ont une grande déformabilité, mais une faible résistance, tandis que les fibres à faible angle spirale ont une faible déformabilité et une grande résistance.

6.5 Caractéristiques Chimiques Des Fibres Végétales

Les fibres végétales sont caractérisées par leur composition chimique qui influe énormément sur leur durabilité et spécialement dans les milieux alcalins.

La composition chimique des fibres végétales est formée de trois principaux constituants à savoir : la cellulose, l'hémicellulose et la lignine.

A. La Cellulose

C'est la principale composante des fibres végétales. C'est un polymère naturel du premier plan. Généralement, les fibres végétales sont constituées par une chaîne de fibres en cellulose.

B. Hémicellulose

L'hémicellulose présente dans toutes les parois de ces fibres, est un polysaccharide à chaîne courte ramifiée et repliée sur elle-même. C'est le constituant responsable de l'élasticité des fibres et qui permet aux parois de s'allonger pendant la croissance.

C. Lignine

La lignine constitue la colle qui lie les fibres végétales entre elles ainsi que leurs parois. C'est un polymère tridimensionnel provenant de la copolymérisation de trois alcools phénylpropénoïques.

6.6 Utilisation Des Fibres Dans La Construction

Les fibres de toute nature sont très employées dans différents ouvrages dans le but d'améliorer leurs performances mécaniques et physiques. L'utilisation des fibres végétales dans le renforcement des ciments est relativement récente. En effet, beaucoup de recherches sont en cours dans le but d'arriver à substituer les fibres d'amiante par les fibres végétales. Actuellement, les fibres végétales sont de plus en plus utilisées dans les dalles et la production des tuiles et les dallages de parking ainsi que dans le renforcement du plâtre.

Par ailleurs, l'utilisation des fibres de polymère, de carbone et d'acier est de plus en plus pratiquée dans plusieurs domaines et spécialement dans la fabrication des panneaux et dans la restauration et la réparation des ouvrages anciens endommagés.

7. ACTIONS DES PRODUITS DE STABILISATION SUR LE COMPORTEMENT DES SOLS FINS

La chaux

a. Actions immédiates

- Modification de l'état hydrique : la chaux vive et la chaux éteinte abaissent la teneur en eau alors que le lait de chaux permet une élévation de la teneur en eau.

Il faut noter que l'abaissement de la teneur en eau peut être supérieur à celui provoqué par la chaux à cause de conditions atmosphériques évaporantes. L'assèchement qui se produit lors du malaxage peut être préjudiciable pour le traitement de la CDF, mais il peut être compensé par un arrosage complémentaire.

- Modification de la fraction argileuse

Réduction de l'argilosité par floculation : actions sur les charges électriques des particules fines. Le phénomène se traduit par une réduction de l'indice de plasticité (sol rigide, frottant), une augmentation de la résistance au cisaillement du sol (élévation de l'IPI → rigidité), et une modification des caractéristiques de compactage.

L'énergie de compactage nécessaire est réduite avec la réduction de ρ_d . Un matériau moins dense est plus facile à compacter qu'un matériau qui a une densité plus importante et donc qui va offrir une plus grande résistance au coup asséné par le compacteur. La figure 3 représente l'influence du traitement à la chaux sur les caractéristiques de compactage et exprime bien cette relation entre les paramètres de densité, de teneur en eau et le compactage, car on peut y visualiser le déplacement du point de l'optimum ; optimum signifiant la condition idéale pour un compactage optimal.

b. Actions à long terme

- Action pouzzolanique : phénomène de cimentation (cristallisation de la fraction argileuse)

- Action de syntaxie (pralinage des grains) : augmentation de la résistance des grains par obturation des pores.

Les liants hydrauliques

a. Actions immédiates

- Modification de l'état hydrique : assèchement par apport de matière sèche.

- Modification fraction argileuse : floculation des minéraux argileux.

b. Actions à long terme

La prise hydraulique confère au matériau traité une résistance en traction prédominante dans leur comportement. En effet le matériau traité au liant hydraulique (MTLH) est assimilable au béton de ciment, employé dans la construction des bâtiments ; ce dernier a une forte résistance en compression et une faible résistance en traction. Les effets de sollicitation du MTLH au sein de la structure de chaussée sont considérés vis-à-vis du fluage, or c'est précisément la résistance en traction qui va clairement limiter cet allongement de la couche. La prise hydraulique se déroule en 3 étapes :

- 1) démarrage de la prise (phase dormante*) : mise en solution puis gel * c'est le temps du délai de maniabilité pour la mise en œuvre (de 2h à 24h voir 48h)
- 2) développement de la cristallisation du gel (rigidification)
- 3) durcissement (poursuite de la croissance de la résistance)

"En traitement de sol, les durées de prise et de durcissement interviennent pour évaluer, d'une part, le temps au bout duquel il est possible de solliciter mécaniquement le matériau traité (notamment la possibilité d'être circulé par les engins de chantier) et, d'autre part, les délais d'étude nécessaires pour caractériser les résistances pouvant être escomptées à long terme avec la formule du mélange retenue." (GTS)

Les liants hydrauliques permettent de fabriquer des matériaux dont le niveau de performances (défini généralement par une résistance en traction et un module) peut varier en jouant sur le type de liant et le dosage.

Tableau 4 : Actions des liants

	CHAUX	LH
Actions immédiates	- abaissement teneur en eau - rigidité par flocculation (résistance au cisaillement)	- assèchement par apport matière sèche - flocculation
Actions à long terme	- prise pouzzolanique (cimentation) - syntaxie (pralinage)	- prise hydraulique (résistance en traction)

8. TECHNIQUES DE STABILISATION DE SOLS SUR TERRAIN

Les opérations courantes et principales concernent la préparation du sol (scarification, humidification), l'épandage du produit, le malaxage, l'ajustement de l'état hydrique (arrosage), le réglage, et enfin le compactage.

8.1 Préparation du sol

- décohésion du matériau par foisonnement
- élimination de la fraction grossière : scarification, criblage, concassage
- homogénéisation du matériau par tri (chargement et dépôt)
- humidification (changement état hydrique)



Figure 41 : Scarification des sols

8.2 Epandage

Indiqué par le laboratoire en poids au m², le pourcentage de produit à épandre se situe entre 2 et 4% du poids du sol sec.

Le débit de l'épandeur doit être correctement réglé. La vérification du dosage est possible avec une méthode simple : faire passer l'épandeur sur une toile de 1 m² posée sur le sol et peser la quantité de produit étendue sur celle-ci. Le résultat doit correspondre, à plus ou moins 10 %, aux normes du laboratoire.



Figure 42 : Epannage de liant

8.3 Malaxage

Le nombre de passages du malaxeur à déterminer sur chantier, dépend à la fois de la nature du sol et de la puissance de l'engin.

Trois catégories de malaxeurs sont utilisées :

- pour les sols caillouteux ou graveleux, les malaxeurs à axes verticaux. Ils sont équipés de rotors comprenant trois lames d'inclinaisons différentes (parfois à angles réglables pour mieux s'adapter à la nature du sol). Certains modèles récents peuvent recevoir, à l'avant, des socs qui effectuent un défonçage préalable. Leur rendement est de l'ordre de 1 000 à 3 000 m²/jour.
- pour les sols fins, les malaxeurs à axe horizontal. Les dents des rotors tendent maintenant à être verrouillées par des goupilles, afin de permettre un remplacement plus rapide lorsqu'elles sont endommagées. Leur rendement est de l'ordre de 4 000 à 10 000 m²/jour.
- pour les sols présentant des éléments grossiers, les charrues à disques.

Lorsque l'on utilise les deux types de malaxeurs, le passage du malaxeur à axes verticaux se fait toujours en premier.



Figure 43 : Malaxage du liant avec le sol

8.4 Compactage

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. La qualité de la CDF est liée à son compactage, notamment pour sa résistance à la fatigue qui varie selon la densité en fond de couche.



Figure 44 : Compactage

8.5 Réglage

Il s'agit du nivellement du matériau traité à l'épaisseur conforme.



Figure 45 : Réglage d'une couche compactée avec niveleuse

8.6 Planche d'essai

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

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.



Figure 46 : Planche d'essai

9. CONCLUSION

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

CHAPITRE III :
TRAVAUX
EXPERIMENTAUX

CHAPITRE III : TRAVAUX EXPERIMENTAUX

1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous présentons une description détaillée du sédiment dragué et son utilisation. Nous présenterons ici les différentes techniques de caractérisation du sédiment ainsi que la méthodologie d'étude. Cette méthodologie sert à bien tracer le chemin qui mène à la faisabilité ou non de ce matériau.

Notre recherche a ciblé principalement les sédiments du barrage de Ain Dalia dans le but d'assurer la faisabilité technique de l'utilisation de ces déchets dans les travaux routiers.

2. OBJECTIF DE L'ETUDE EXPERIMENTALE

Les principaux problèmes liés aux sols de manière générale se manifestent par une faible résistance au cisaillement et à la compression. Ces sols ont donc besoin d'une amélioration pour augmenter leur stabilité mécanique et améliorer leur performance.

Notre étude expérimentale a pour objectif principal d'évaluer les effets des ajouts de métakaolin broyé et de ciment. Les essais ont été réalisés à l'aide de l'appareil triaxial et de la machine de compression simple (uniframe).

3. IDENTIFICATION DU SEDIMENT

Nous avons utilisé le sédiment disponible au niveau de notre laboratoire (Figure 48). Ce sol a fait l'objet de plusieurs travaux dans les années précédentes. Pour rappel, ce sédiment a été prélevé dans le barrage de Ain Dalia de la wilaya de Souk Ahras.

3.1 Essai de Los angeles

Cet essai s'applique aux granulats d'origine naturelle ou artificielle utilisés dans les travaux de Génie-Civil. Dans notre cas, cet essai nous a permis de broyer une quantité du matériau de sédiment pour obtenir un sol fin.

3.1.1 Appareillage

- Des charges de boulets (constituées de boules sphériques pesant entre 420 et 445 g en acier Z 30C ($\varnothing = 47 \text{ mm} \pm 1 \text{ mm}$)).
- Un moteur d'au moins 0,75kw assurant au tambour de la machine une vitesse de rotation régulière comprise entre 30 et 33 tours / mm.

- Un bac destiné à recueillir les matériaux après essai.
- Un compte tour de type relatif arrêtant automatiquement le moteur au nombre de tours voulus.



Figure 47 : Appareil de Los Angeles

3.1.2 Mode opératoire

- Placé dans un tambour contenant 11 boulets d'acier.
- Au cours de l'essai, le tambour effectue 500 tours à une vitesse de rotation comprise entre 31 et 33 tours/min.
- La friction des granulats entre eux et des granulats contre les boulets et les parois du tambour provoque leur dégradation plus ou moins accrue.



Figure 48 : Sédiment avant et après broyage

3.2 Analyse granulométrique

La composition granulaire du sol est déterminée à travers deux essais granulométriques: tamisage humide et sédimentométrie selon les normes NF P18-560 et NF P94-057 successivement.

La méthode de l'essai de sédimentométrie consiste à mesurer, à différents temps, la densité d'une suspension à l'aide d'un densimètre.

3.2.1 Appareillage

a) Tamisage

- Etuve à 105 °C.
- Série de tamis.
- Machine vibrante.
- Balance d'une capacité d'un kilogramme et d'une précision de 0.1 g.

b) Sédimentométrie

- Densimètre.
- Deux burettes en verre de 2.5 litres graduées de 500 en 500 cm³.
- Chronomètre.
- Balance.
- Bêchers.
- Agitateur manuel pour homogénéiser la suspension avant l'essai.
- Thermomètre d'exactitude 0.5 °C.

3.2.2 Mode opératoire

a) L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série de tamis, emboîtés les uns sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas (Tableau 5). L'échantillon est préparé par séchage à la température de 105 °C. Après séchage, le matériau étudié est placé en partie supérieure des tamis et les classements des grains s'obtiennent par vibration de la colonne de tamis (Figure 49).



Figure 49 : Série de tamis avec machine vibrante

Chaque refus de tamis est pesé à l'aide d'une balance de précision, préalablement stabilisée sur un plan parfaitement horizontal, tarée et à l'abri des mouvements d'air. Il est également essentiel que la balance de précision soit étalonnée par un organisme certifié avec une périodicité adaptée. Les données sont notées sur une feuille (Tableau5).

Tableau 5 : Analyse granulométrique (tamisage et sédimentométrie)

D	Tamis vides (g)	sédiments	refus partiels (g)	refus cumulés (g)	refus cumulés %	passant %
16	456	456	0	0	0	100
14	396	403	7	7	1.03	98.97
10	649	668	19	26	3.84	96.16
6.3	593	627	34	60	8.86	91.14
5	402	420	18	78	11.52	88.48
4	645	673	28	106	15.66	84.34
3.15	406	433	27	133	19.65	80.35

2	388	456	68	201	29.69	70.31
1.25	343	420	77	278	41.06	58.94
1	333	368	35	313	46.23	53.77
0.8	324.9	356	31.1	344.1	50.83	49.17
0.63	316.1	347	30.9	375	55.39	44.61
0.5	302	311	9	384	56.72	43.28
0.4	298.6	322	23.4	407.4	60.18	39.82
0.315	281.9	304	22.1	429.5	63.44	36.56
0.25	283.5	314	30.5	460	67.95	32.05
0.2	277.1	295	17.9	477.9	70.59	29.41
0.16	274.8	291	16.2	494.1	72.98	27.02
0.125	269.9	283	13.1	507.2	74.92	25.08
0.1	267.6	281	13.4	520.6	76.90	23.10
0.08	262.1	274	11.9	532.5	78.66	21.34
0.02235						17.30
0.01143						15.23
0.00935						14.12
0.00727						13.04
0.00522						12.97
0.00376						11.85
0.00271						10.74
0.00194						9.67
0.00114						8.51
0.00048						7.72

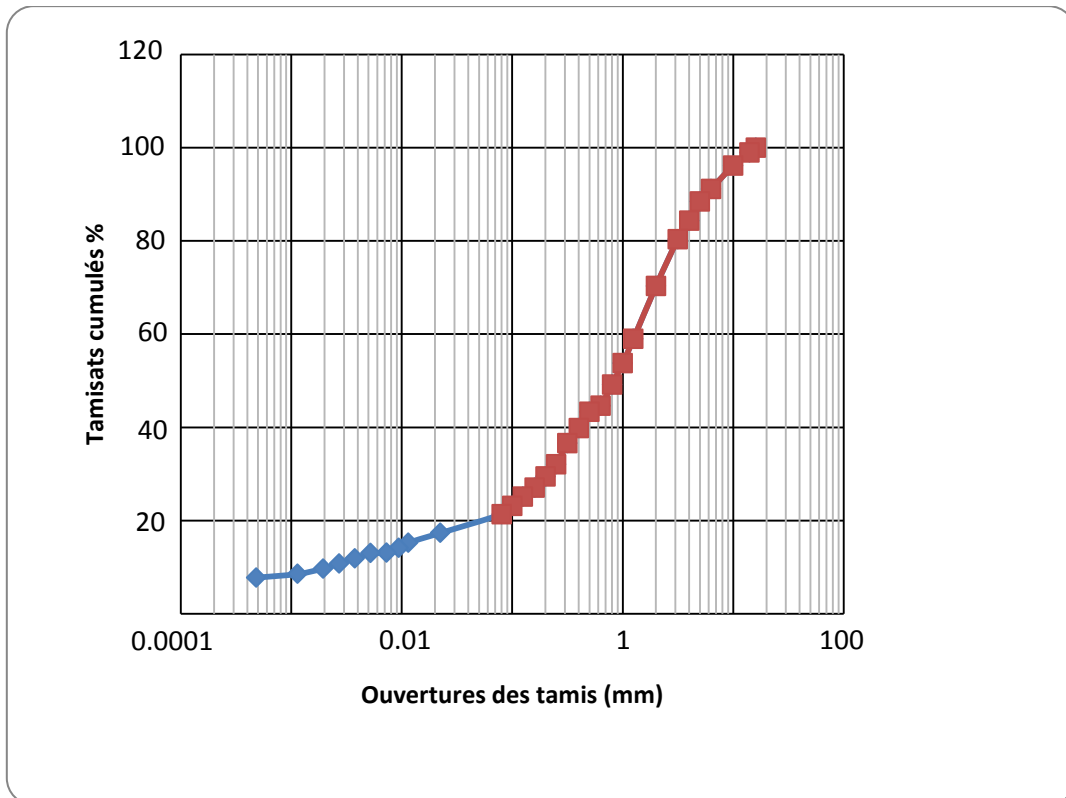


Figure 50: Courbe granulométrique du sédiment de barrage de Ain Dalia

A partir de la courbe granulométrique, on peut déterminer :

- Coefficient d'uniformité C_u (coefficient de Hazen)

- $C_u = D_{60}/D_{10} = 1.4/0.003 = 467$

Avec D_y : ouverture des tamis laissant passer $y\%$ du poids des grains.

D_{10} est appelé diamètre efficace.

$C_u < 2$ granulométrie uniforme ou serrée

$C_u > 2$ granulométrie étalée

- Coefficient de courbure C_c

- $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} * D_{60}) = (0.2)^2 / (0.003 * 1.4) = 10$.

Le coefficient d'uniformité C_u présente une idée sur l'uniformité de la courbe granulométrique.

Le coefficient C_c permet d'apprécier la forme de la courbe granulométrique. C'est un autre paramètre permettant d'estimer la distribution granulométrique de l'échantillon. Dans notre cas, $C_c = 10$ ce qui présente un sol mal gradué.

b) Le matériau dont on a déterminé les caractéristiques doit subir un traitement dont les étapes sont les suivantes :

- Tamisage à 80 μm sous l'eau, siphonage de l'eau, étuvage;
- Destruction de la matière organique (eau oxygénée à 110 volumes) ;
- Imbibition pendant 15 heures dans 500 cm^3 ;
- Dispersion de la suspension à l'hexamétaphosphate de sodium.
- Mettre à agiter un échantillon de suspension (bécher) pendant 15 minutes environ par agitateur mécanique (figure 51).



Figure 51 : Agitateur mécanique

- Préparer une éprouvette contenant une solution d'hexamétaphosphate de sodium à 4g/l.
- Mettre le densimètre dans l'éprouvette et mettre en marche le chronomètre ($t = 0$).
- Faire les lectures de densité et de température aux temps : 30 secondes, 1, 2, 5, 10, 20, 40 et 80 minutes, 4 et 24 heures.

L'essai doit être effectué pour les trois premières lectures sans retirer le densimètre de la solution, puis le nettoyer et le plonger dans la burette d'eau distillée.



Figure 52: Sédimentométrie avec densimètre

3.3 Essai au bleu de méthylène (VBS) selon la norme AFNOR NF P 94-068 :

Les résultats de l'essai de bleu de méthylène sont résumés dans le tableau 6.

Tableau 6 : Tableau récapitulatif de l'essai VBS.

Poids sol (g)	60
Fraction 0/1 (mm)	0.01
Volume bleu (cm ³)	205
B	2.05
VBS	3.6

B : masse de bleu introduite (solution à 10/l) : $B = V \cdot 0,01$

$VBS = B/m_0 \cdot C \cdot 100$ Si : $D_{max} > 5mm$

$VBS = (B/m_0) \cdot 100$ Si : $D_{max} < 5mm$

Donc : $VBS = (2.05/56.87) \cdot 100 = 3.6$

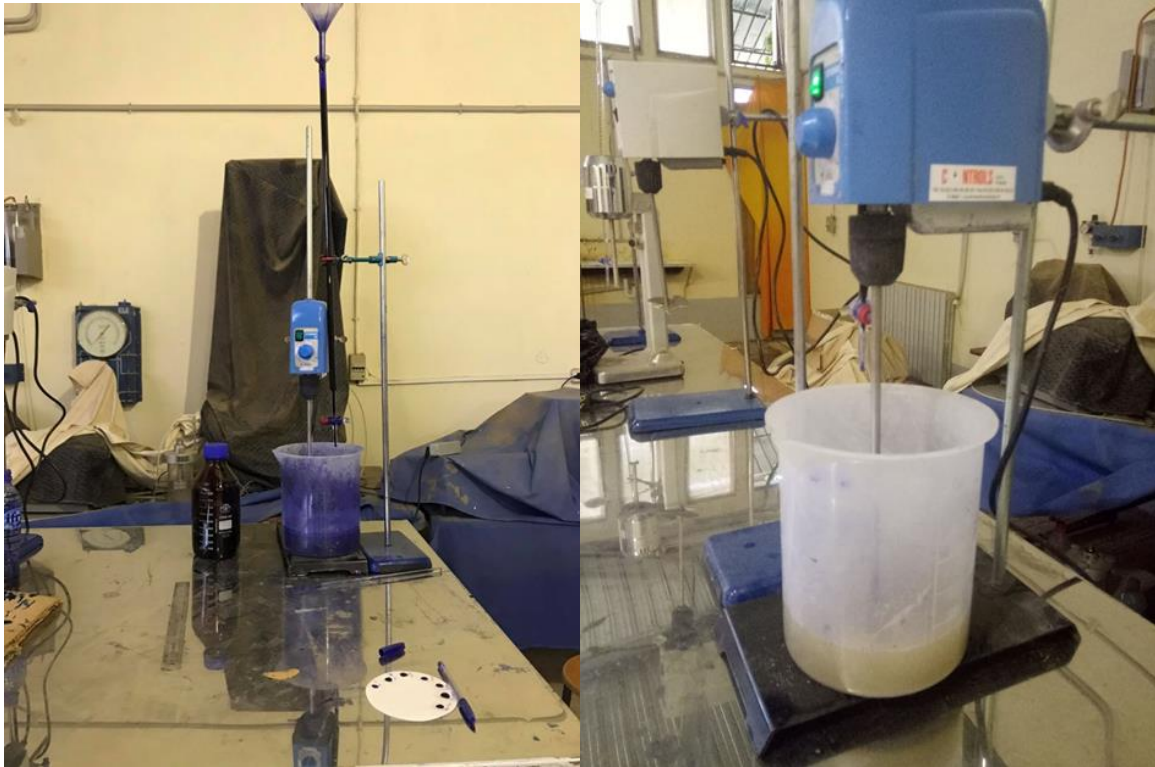


Figure 53 : Dispositif pour l'essai VBS

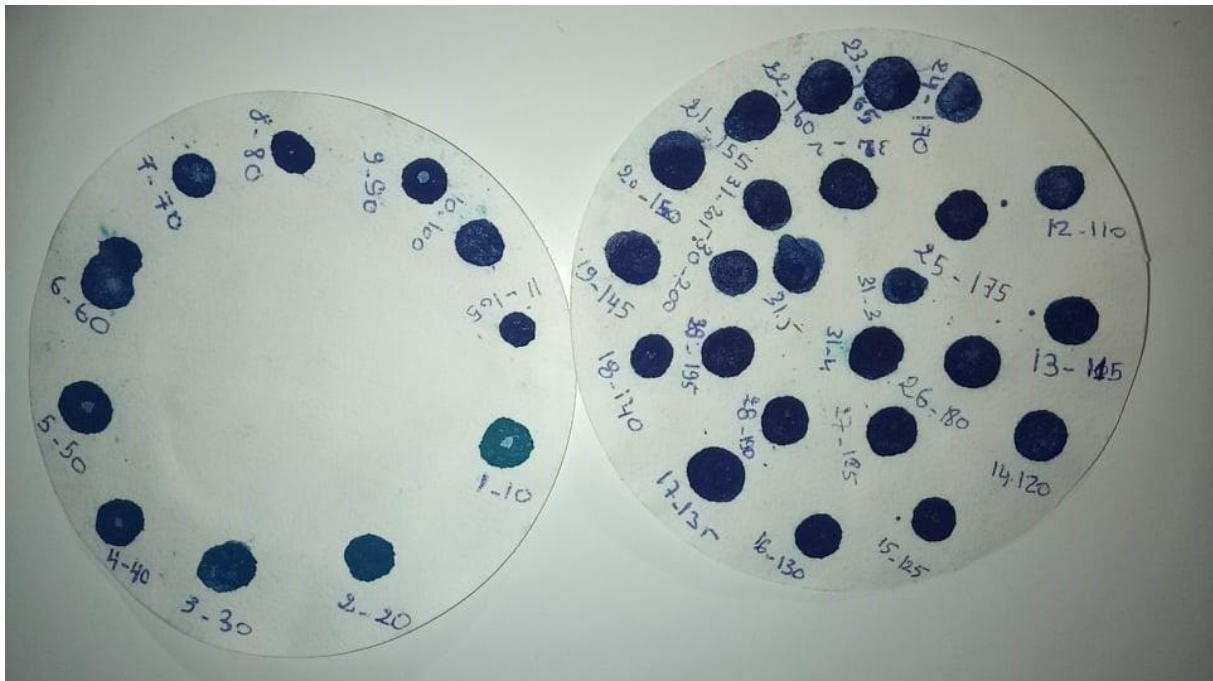


Figure 54 : Résultat de l'essai VBS

La valeur de bleu (VBS) s'exprime par la quantité de bleu en grammes consommée par 100 grammes de fines. La figure 54 montre la classification du sol selon la valeur de bleu de méthylène.

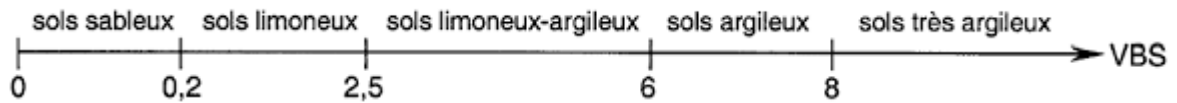


Figure 55 Classification du sol selon la valeur de bleu de méthylène

D'après les résultats trouvés et rapportés au tableau 4.4, le sol étudié est considéré comme sol limoneux argileux.

3.4 Limites d'Atterberg

Le diagramme montré à la figure 56 donne une idée sur la variation de la consistance d'un sol fin selon la variation de la teneur et les limites de liquidité, limite de plasticité et limite de rétrécissement correspondantes.

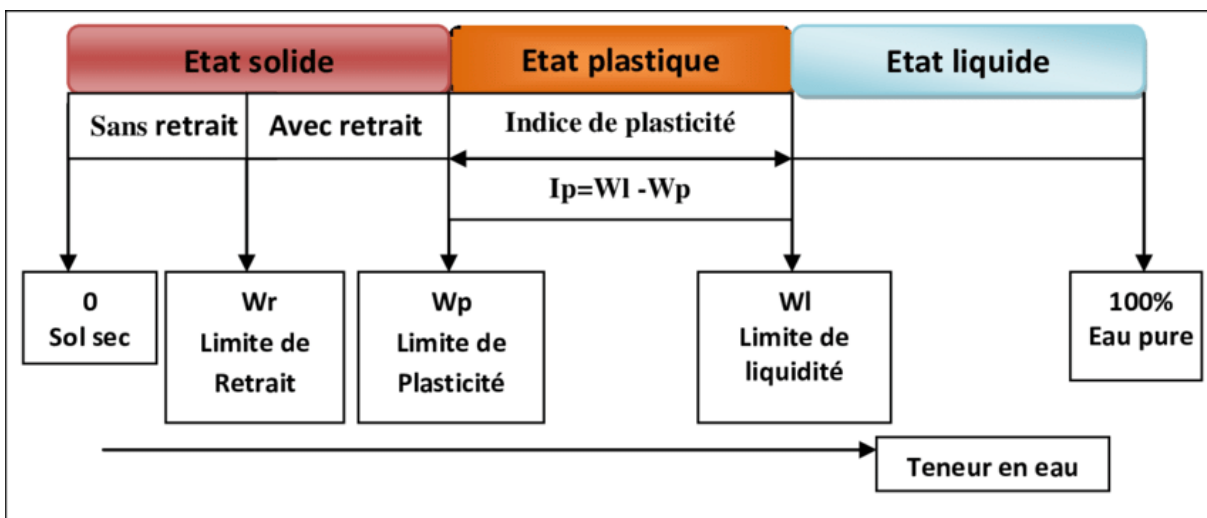


Figure 56 : Limites d'Atterberg

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 fixé, l'enfoncement d'un cône, sous son poids propre, dans un échantillon de sol remanié. Il est réalisé sur la fraction passant à travers le tamis d'ouverture 400µm.

Cet essai est effectué uniquement sur les éléments fins du sol et consiste à faire varier la teneur en eau de l'élément en observant sa consistance. Il permet également de faire une classification du sol.

Le tableau 7 résume l'ensemble des résultats obtenus à l'aide de l'essai de pénétromètre à cône.

Tableau 7 : Résultats de la limite de liquidité

	Pénétration (mm)	w(%)
Essai 1	12.2	47.57
Essai 2	15.2	49.75
Essai 3	26.4	61.22

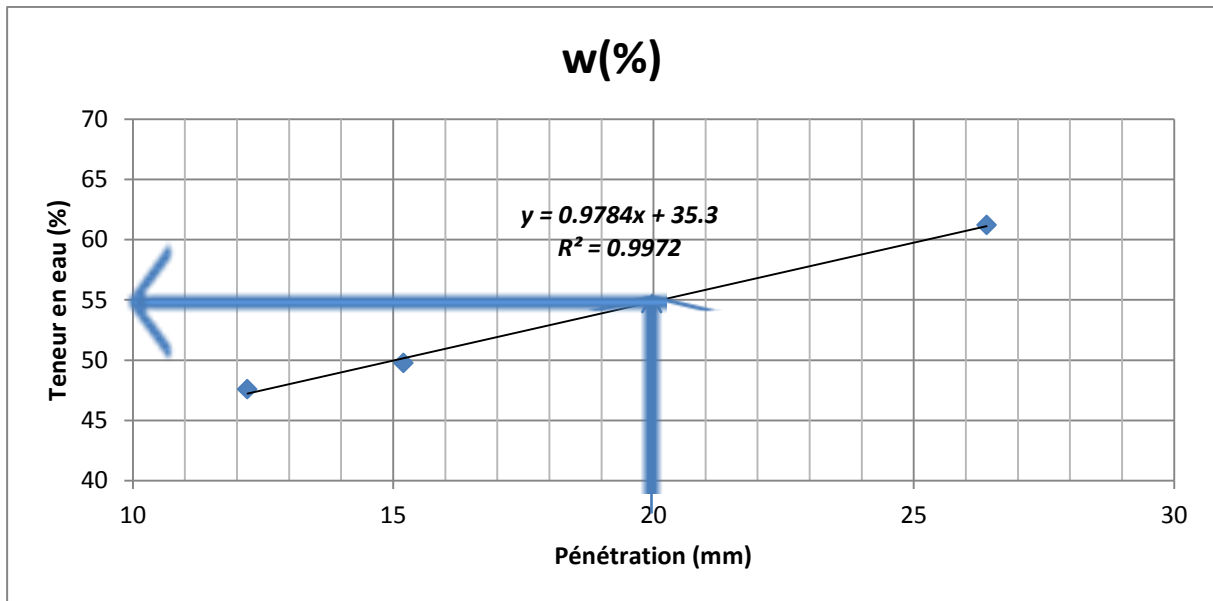


Figure 57 : Détermination de la limite de liquidité

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

Donc : $W_L = 55 \%$.



Figure 58 : Vue générale du pénétromètre à cône

Concernant la limite de plasticité W_p , l'essai consiste à la recherche de la teneur en eau pour laquelle un rouleau de sol, de dimension fixée et confectionné manuellement, se fissure, (norme NF P94-051). Il est effectué, comme pour la limite de liquidité, sur la fraction passant à travers le tamis d'ouverture $400 \mu\text{m}$. La figure 58 et le tableau 8 montrent les échantillons sur lesquels sont effectués les essais de limite de plasticité et les résultats correspondants sont :

Tableau 8 : Résultats de la limite de plasticité

N°	Poids humide (g)	Poids sec (g)	w (%)	Wp (%)
1	1.9	1.6	18.75	17.98
2	2.2	1.9	15.78	
3	1.8	1.5	20	
4	2.7	2.3	17.39	

La limite de plasticité est la moyenne des teneurs en eau correspondante qui est égale à $W_p = 17.98 \%$.



Figure 59 : Détermination de la limite de plasticité

I_p est l'indice de plasticité ; c'est la différence entre les deux limites de liquidité et de plasticité, il caractérise la largeur ou la zone ou le sol étudié à un comportement plastique.

$$I_p = W_L - W_p = 55 - 17,98 = 37.02 \%$$

D'après le diagramme de plasticité (Droite de Casagrande), le sol est considéré comme argile plastique.

D'après ce qui est trouvé, on peut donner la classification du sol étudié comme le montre le tableau 9.

Tableau 9 : Classification du sol en fonction de l'indice de plasticité

Indice de plasticité	Etat du sol
0-5	Non plastique
5-15	Peu plastique
15-40	Plastique
>40	Très plastique

Le diagramme de la figure 60 montre les différents intervalles d'argilosité.



Figure 60 : Seuils d'Argilosité

Ce sol est une argile plastique (voir tableau 9 et figure 59).

Le tableau 10 montre les résultats des limites d'Atterberg pour quatre différents minéraux d'argile.

Tableau 10 : Limites d'Atterberg de certaines argiles d'après (Monaco A. et chasseurfiere B.1976)

	Smectite	Attapulгите	illite	Kaolinite
WL	100 à 1000	150 à 270	60 à 90	30 à 75
WP	50 à 100	100 en moyenne	25 à 60	20 à 40
IP	75 à 125	20 en moyenne	25 à 50	10 à 40

D'après le tableau 10, on note que le sol étudié est une argile de type Kaolinite.

3.5 Classification du matériau selon le GTR

En tenant compte des résultats de limites d'Atterberg et du bleu de méthylène, le sol en

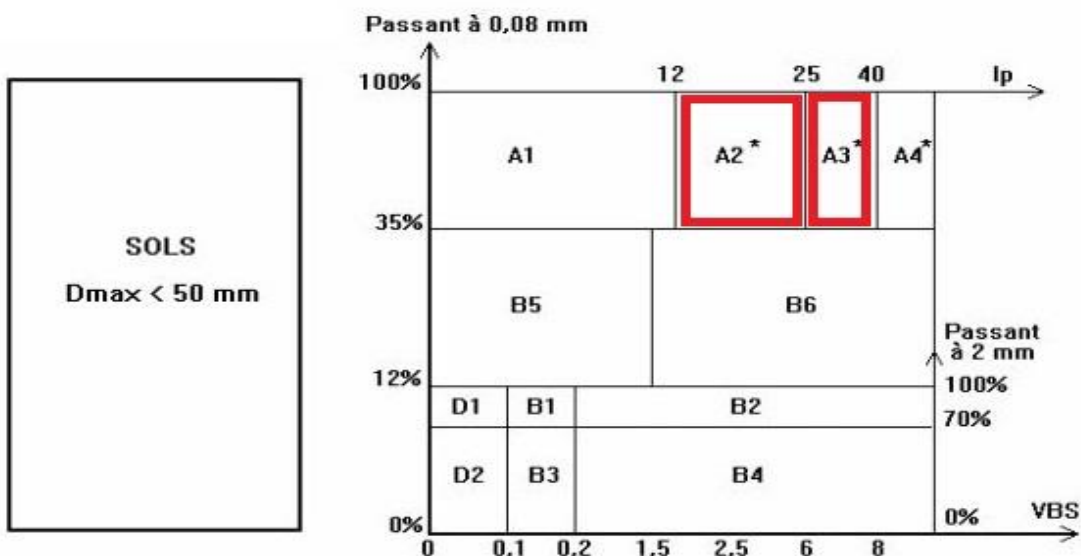
question peut être classifié selon GTR, comme le montre le tableau 11.

Tableau 11 : Classification des sols fins selon GTR

Classe A		Classification des sols fins				
Classement selon la nature			Classement selon l'état hydrique			
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	Paramètres d'état	Sous classe fonction de l'état	
D _{max} ≤ 50 mm et Tamisat à 80 μm > 35%	A Sols fins	VBS ≤ 2,5 ⁽¹⁾ OU I _p ≤ 12	A₁ Limos peu plastiques, loess, sils alluvionnaires, sables fins peu pollués, arènes peu plastiques...	IPI ⁽¹⁾ ≤ 3 OU W _n ≥ 1,25 W _{OPN}	A ₁ th	
				3 < IPI ⁽¹⁾ ≤ 8 OU 1,10 ≤ W _n < 1,25 W _{OPN}	A ₁ h	
				8 < IPI ≤ 25 OU 0,9 W _{OPN} ≤ W _n < 1,1 W _{OPN}	A ₁ m	
				0,7 W _{OPN} ≤ W _n < 0,9 W _{OPN} W _n < 0,7 W _{OPN}	A ₁ s A ₁ ts	
		12 < I _p ≤ 25 ⁽¹⁾ OU 2,5 < VBS ≤ 6	A₂ Sables fins argileux, limons, argiles et marnes peu plastiques arènes...	IPI ⁽¹⁾ ≤ 2 OU I _c ⁽¹⁾ ≤ 0,9 OU W _n ≥ 1,3 W _{OPN}	A ₂ th	
				2 < IPI ⁽¹⁾ ≤ 5 OU 0,9 ≤ I _c ⁽¹⁾ < 1,05 OU 1,1 W _{OPN} ≤ W _n < 1,3 W _{OPN}	A ₂ h	
				5 < IPI ≤ 15 OU 1,05 < I _c ≤ 1,2 OU 0,9 W _{OPN} ≤ W _n < 1,1 W _{OPN}	A ₂ m	
				1,2 < I _c ≤ 1,4 OU 0,7 W _{OPN} ≤ W _n < 0,9 W _{OPN} I _c > 1,3 OU W _n < 0,7 W _{OPN}	A ₂ s A ₂ ts	
		25 < I _p ≤ 40 ⁽¹⁾ OU 6 < VBS ≤ 8	A₃ Argiles et argiles marnieuses, limons très plastiques...	IPI ⁽¹⁾ ≤ 1 OU I _c ⁽¹⁾ ≤ 0,8 OU W _n ≥ 1,4 W _{OPN}	A ₃ th	
				1 < IPI ⁽¹⁾ ≤ 3 OU 0,8 ≤ I _c ⁽¹⁾ < 1 OU 1,2 W _{OPN} ≤ W _n < 1,4 W _{OPN}	A ₃ h	
				3 < IPI ≤ 10 OU 1 < I _c ≤ 1,15 OU 0,9 W _{OPN} ≤ W _n < 1,2 W _{OPN}	A ₃ m	
				1,15 < I _c ≤ 1,3 OU 0,7 W _{OPN} ≤ W _n < 0,9 W _{OPN} I _c > 1,3 OU W _n < 0,7 W _{OPN}	A ₃ s A ₃ ts	
		I _p > 40 ⁽¹⁾ OU VBS > 8	A₄ Argiles et argiles marnieuses, très plastiques...	Valeurs seuils des paramètres d'état, à définir à l'appui d'une étude spécifique		
				A ₄ th		
				A ₄ h		
				A ₄ m A ₄ s		

Deux cas de classification peuvent être se présentés et cela peut être clairement montré au tableau 12.

Tableau 12 Tableau synoptique de classification des matériaux selon leur nature



Ce sol est de classe A₂ selon VBS et de classe A₃ selon l'IP, nous pouvons alors dire que c'est **un sol argileux**.

3.6 Classification du matériau selon 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.

Le tableau suivant indique les fractions de sol reconnues par l'AASHTO. Bien que les blocs doivent être exclus des échantillons à classer, il faut néanmoins noter leur pourcentage relatif. Les particules fines sont siliceuses si la valeur de I_p est inférieure à 10, et argileuses si elle est supérieure à 10.

Tableau 13 : Définition des classes de sols selon le système AASHTO

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

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

Les sols grenus sont classés dans catégories A-1 à A-3 de la catégorie A-1 sont bien étalés alors que ceux de la catégorie A-3 sont des sables propres et à granulométrie uniforme. Quant à ceux de la catégorie A-2, ils contiennent un pourcentage significatif de particules fines (jusqu'à 35 % de particules passant le tamis n° 200).

Dans les catégories A-4 à A-7, On trouve des limons et des argiles ; leur classification repose sur les limite d'Atterberg. Les zones contenant les valeurs de w_L et de I_p propose à chacun des groupes A-4 à A-7 et des sous-groupes de A-2. On classe généralement les sols fortement organiques (les tourbes, par exemple) dans le groupe A-8. Comme dans système USCS, les sols A-8 sont classés d'après un examen visuel.

Tableau 14 : Tableau de classification 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
Group Classification	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5
(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%)

Ce sol est de classe A2-7 selon le passent à 0.075 mm, W_L et W_p , nous pouvons alors dire que c'est un sol argileux.

4 MATERIAUX ET CONFECTION DES EPROUVETTES

4.1 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 61), dont les caractéristiques principales ont été présentées précédemment dans le chapitre 2.

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



Figure 61 : Métakaolin

4.2 Ciment

Le ciment utilisé dans cette étude est un ciment CPJ-CEM II/A de classe de résistance 42,5 (Figure 62). 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 62 : Ciment

4.3 Choix des dosages

Les quantités respectives des différents matériaux (sédiments et produits de traitement) ont été préparées à la teneur en eau optimale et la masse volumique sèche maximale de l'essai Proctor. Le sol a été mis en premier lieu à l'étuve pour séchage pendant une période de 24 heures. Puis, le sédiment a été mélangé à sec avec les produits de traitement à savoir le Métakaolin d'une part et le ciment d'autre part. Après avoir mélangé le tout à sec, nous avons ajouté une quantité d'eau qui correspond à la teneur en eau optimale Proctor normal. Le malaxage est réalisé jusqu'à l'obtention d'un mélange parfaitement homogène.

Les mélanges sont :

- 1) Sédiment + 6% (4% Ciment+2% MK)
- 2) Sédiment + 9% (6% Ciment+3% MK)

Les quantités sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau 15 : Quantités de chaque composant des mélanges sol – liant.

dosage %	w %	ρ_d (g/cm ³)	Q sédiments + Q MK+ Q ciment (g)	Q sédiments (g)	Q ciment (g)	Q MK (g)	Q eau (g)
0	20	1.600	706.86	706.86	0	0	141
6	22	1.600	706.86	664.45	28.2743	14.14	155
9	24	1.600	706.86	643.24	42.41	21.2	170

6	22	1.600	706.86	664.44	42.42	0	155
9	24	1.600	706.86	643.23	63.63	0	177

Une fois les mélanges préparés, les éprouvettes sont compactés selon le mode de compactage statique à l'aide de la presse UNIFRAME (Voir figure 63).

4.4 Compactage statique

Le compactage, (opération préalable à l'utilisation des sols argileux en géotechnique) a été étudié depuis longtemps (cf. Proctor, 1933). Cependant, l'hétérogénéité de l'échantillon obtenu par cet essai ne permet pas de l'utiliser pour des études de laboratoire complètes D'autres essais ont donc été développés (Olivier, M. et Mesbah A., 1986, Venkatarama Reddy, B. V. and Jagadish, K. S.), où le compactage est quasistatique ou appelé aussi compactage statique avec contrainte de compression axiale ou vitesse de déplacement imposée, par opposition au compactage dynamique de l'essai Proctor.

Ce type du compactage présenté sur la figure. 63, est effectué par introduire le matériau, préalablement mélangé avec une teneur en eau donnée, dans un moule donné, puis placé dans entre deux pistons mobiles ou l'un fixe et l'autres mobile. A l'aide d'une contrainte appliquée, ou un déplacement imposée (compactage à vitesse constante), le compactage se fait en haut en bas pour avoir une meilleure compacité. L'intérêt majeur de ce procédé est d'obtenir des éprouvettes représentatives et homogènes.

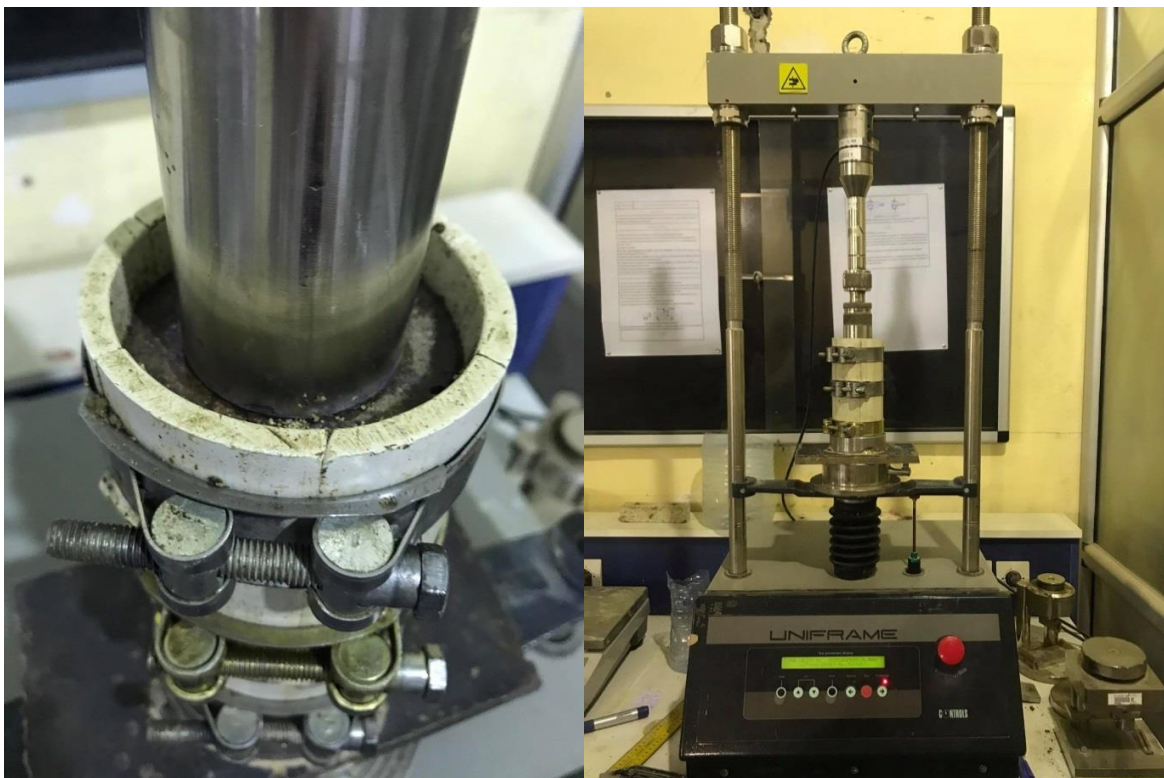


Figure 63 : Photos la machine de compactage UNIFRAME

Une fois les mélanges préparés, les éprouvettes sont compactées (figure 65) selon le mode de compactage statique à l'aide de la presse UNIFRAME (figure 63). Les éprouvettes obtenues sont illustrées dans la figure 65, pour la réalisation de l'essai triaxial (UU) disponible au niveau de notre laboratoire, ces éprouvettes cylindriques doivent être normalisées avec une trousse coupante (figure 64), enfin la hauteur des éprouvettes est réglée à l'aide d'un fil métallique.



Figure 64 : Préparation d'éprouvette pour l'essai triaxial



Figure 65 : Eprouvette compactées à la presse UNIFRAME

4.5 Essai triaxial

L'essai triaxial est une méthode de laboratoire courante pour déterminer les caractéristiques mécaniques des matériaux granulaires, en particulier celles des sols (par ex. le sable, l'argile), des roches et des poudres.



Figure 66 : Appareil triaxial du laboratoire (LGCH) Guelma

4.5.1 Principe de l'essai triaxial

L'essai triaxial consiste à appliquer à une éprouvette cylindrique de rapport $H/D = 2$, une contrainte hydrostatique (ou radiale) constante et une contrainte déviatorique (ou axiale) croissante.

Sur sa surface latérale, l'éprouvette est recouverte d'une membrane souple et imperméable (en latex ou néoprène en général). Elle est montée dans une enceinte étanche avec embases supérieures et inférieures et disques drainants ou non selon le type d'essais à réaliser.

Le piston de chargement vertical s'appuie sur le chapeau supérieur.

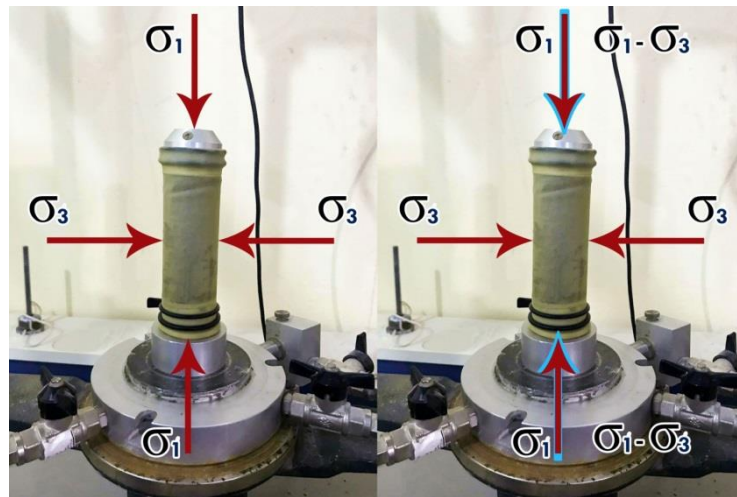


Figure 67 : Epreuve de l'essai triaxial

La cellule est ensuite remplie d'eau que l'on met sous pression. Cette pression dite de confinement (σ_3) s'applique tout autour de l'éprouvette et sans effort vertical, elle se trouve dans des conditions dites « isotropes ».

Après saturation et consolidation éventuelles de l'échantillon, on impose à l'éprouvette une déformation axiale à vitesse constante. Le piston s'enfonce alors et appuie sur l'éprouvette de section S en faisant croître la force F que l'on mesure tout en maintenant le confinement constant.

On obtient $F/S = q = \sigma_1 - \sigma_3$

Avec $\sigma_1 =$ contrainte axiale totale.

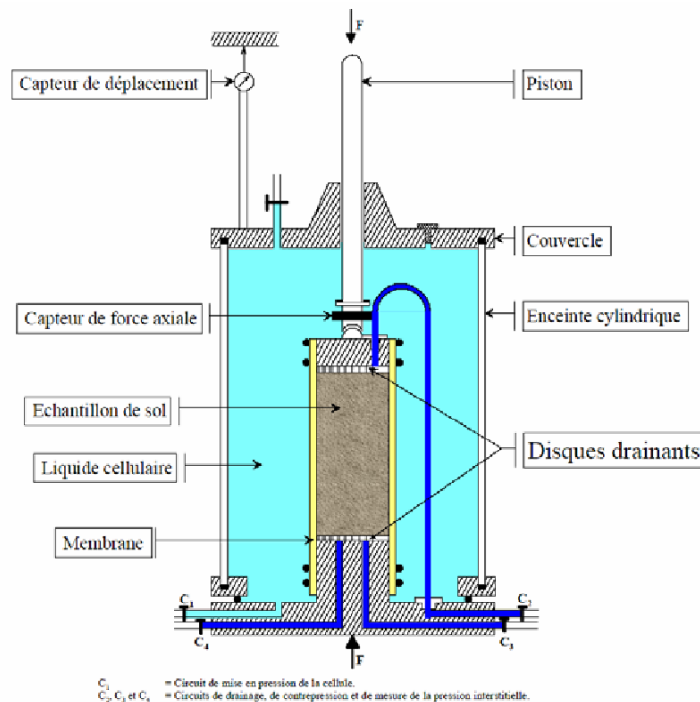


Figure 68 : Eléments principaux de l'appareil triaxial

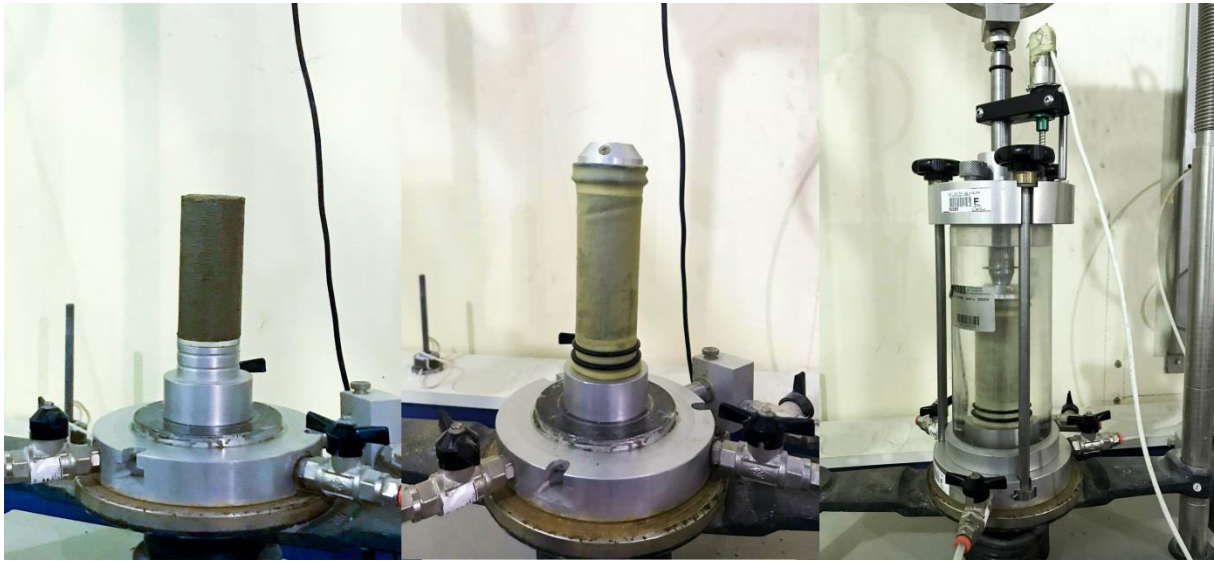


Figure 69 : Exemple de préparation d'un échantillon de sédiment sur l'appareil triaxial

Dans l'approche automatique de l'essai, les procédures sont asservies via un logiciel d'application sous un environnement convivial **Windows XP**. Un PC gère en permanence les consignes et établit en temps réel les tableaux et graphes recherchés.

L'essai triaxial se réalise en général sur 3 à 4 éprouvettes de même taille. Il se décompose (sauf pour les essais UU*) en 3 phases : saturation, consolidation puis cisaillement.

4.5.2 Les types d'essais

À vrai dire, il existe trois principales modalités de l'essai :

Essai en conditions consolidées drainées (CD)

Dans un essai consolidé drainé, l'échantillon subit une consolidation et est cisailé par compression suffisamment lentement pour que la surpression interstitielle due à l'écrasement se dissipe. On place des blocs poreux en partie supérieure et inférieure de la membrane⁵ de confinement pour permettre l'évacuation de l'eau. Le taux de compression axiale est maintenu constant, c'est-à-dire que l'essai est asservi à vitesse de déformation constante. L'idée est de permettre que la pression interstitielle soit le plus souvent en équilibre avec les contraintes appliquées. L'essai est donc d'autant plus long que l'échantillon est peu perméable, car les débits de transfert sont faibles et l'équilibre des pressions est ralenti d'autant.

Essai en conditions consolidées et non-drainées (CU)

Dans un essai consolidé et non-drainé, l'échantillon est maintenu dans une cellule étanche, de sorte que l'eau interstitielle ne peut s'en évacuer ; en d'autres termes, la teneur en eau de l'échantillon est maintenue constante, le plus souvent à 100 % (saturation).

Essai en conditions non-consolidées et non-drainées (UU)

L'essai non-consolidé et non-drainé consiste à appliquer le chargement rapidement, à vitesse de déformation constante. On utilise cette variante pour estimer les « caractéristiques de court terme » d'un sol (celles qui intéressent généralement la stabilité des terrains en cours de travaux).

Si l'échantillon est fait d'un matériau présentant initialement une cohésion suffisante, on peut procéder à un essai de compression simple, sans pression de confinement. Ce type d'essai est moins onéreux et demande bien moins de préparation, mais comme la pression de confinement in situ est évidemment non-nulle, les résultats de cet essai sont par nature sécuritaires, et peut-être inutilement. C'est fondamentalement ce type de test qu'on exécute sur les éprouvettes de béton.

4.5.3 Mode opératoire et procédure de l'essai

Les essais réalisés sur le sédiment de barrage de Ain Dalia sont au nombre de 18. Avant d'avoir entamé ces essais, nous avons réalisé des essais préliminaires pour bien maîtriser l'essai triaxial qui est parmi les essais de cisaillement principaux en mécanique des sols, car il offre une gamme de différents types d'essais tels que l'essai UU, CD et CU.

Les essais conduits sur le sol en question sont cités de la manière suivante :

Tableau 16 : 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	/	/	/
	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

a- **Echantillon 01** : Echantillon témoins du sédiment de barrage



Figure 70 : Echantillon témoins du sédiment de barrage

Après la mise en place de l'échantillon dans l'appareil triaxial, nous procédons directement à la rupture de chaque spécimen du même échantillon sous une contrainte de confinement de ($\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$), ($\sigma_3 = 200 \text{ kPa}$), ($\sigma_3 = 300 \text{ kPa}$) respectivement. Les relations déviateur-déformation sont rapportées dans la figure 70.

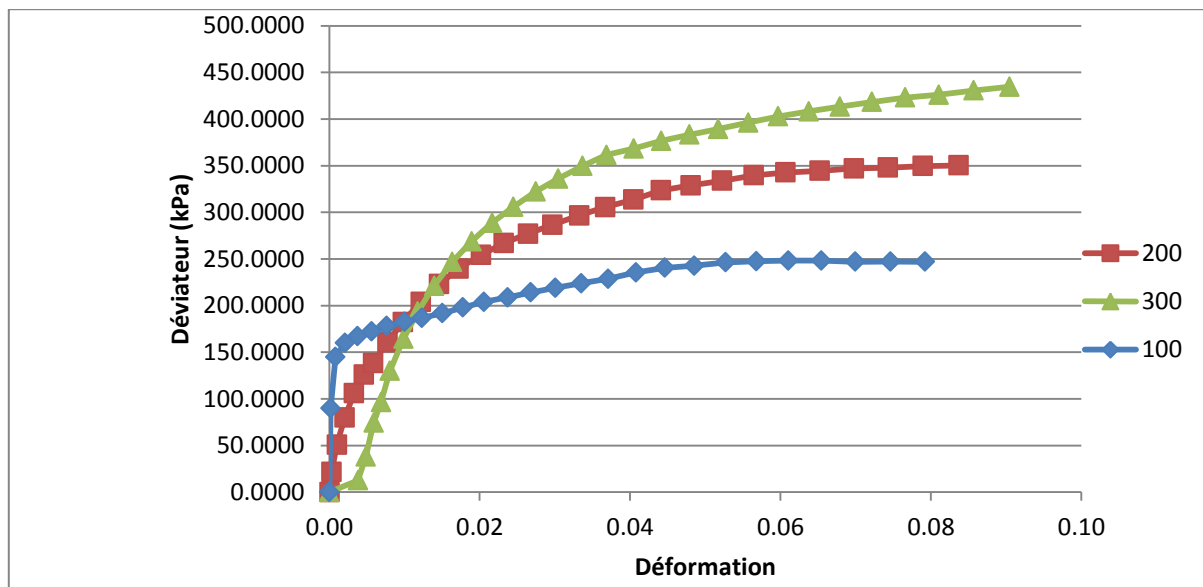


Figure 71 : Relation déviateur-déformation du sol témoins

Les détails des trois essais sont indiqués au tableau 17.

Tableau 17 Résultats de l'essai triaxial témoins du sédiment (sol naturel)

	σ_3 (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)$ (kPa)	σ_1 (kPa)
Test 1	100	248.17	348.17
Test 2	200	350.33	550.33
Test 3	300	434.48	734.48

La figure 72 présente les résultats des trois essais. D'après les cercles de Mohr montrés dans cette figure, nous avons déterminé une cohésion $c = 57.38$ kPa et un angle de frottement interne $\varphi = 18^\circ$.

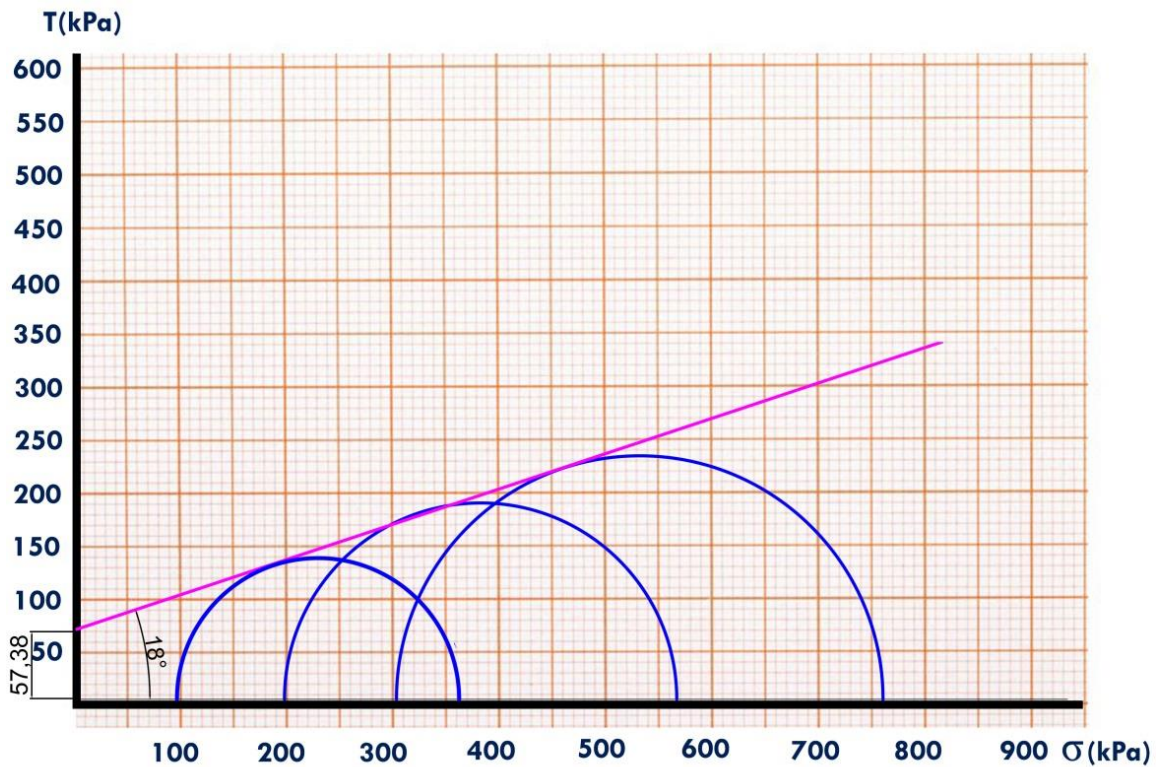


Figure 72 : Détermination des paramètres de cisaillement de l'échantillon témoins



Figure 73 : Echantillons témoins après cisaillement

b- **Echantillon 02** : 94% Sédiment + 2% Métakaolin + 4% Ciment (9 jours)



Figure 74 : Echantillons du sédiment traité par 2%MK+4% Ciment

Les relations déviateur-déformation sont illustrées dans la figure 75

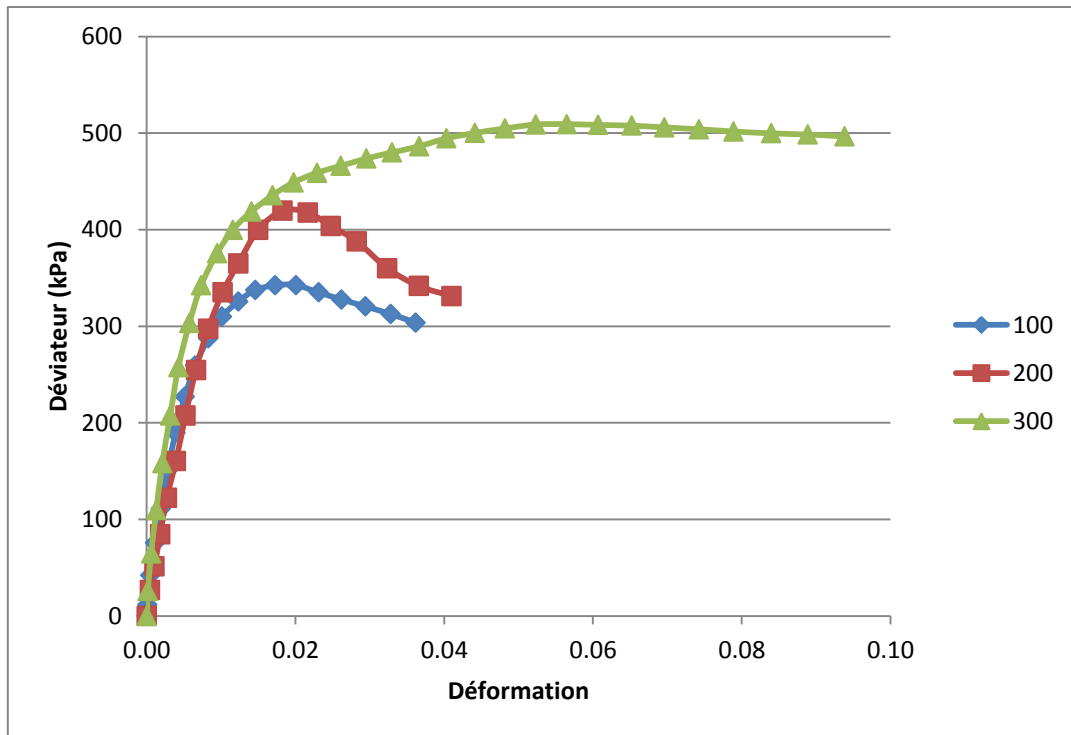


Figure 75 : Relation déviateur-déformation pour 2% MK+ 4% Ciment (9 jours)

Tous les détails concernant les trois essais triaxiaux sont illustrés dans le tableau 18.

Tableau 18 : Résultats de l'essai triaxial pour 2% MK+ 4% Ciment (9 jours)

	σ_3 (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)$ (kPa)	σ_1 (kPa)
Test 1	100	342.47	442.47
Test 2	200	419.6	619.6
Test 3	300	508.9	808.9

Les cercles de Mohr sont montrés à la figure 76. D'après cette figure, nous avons déterminé les paramètres de cisaillement, à savoir la cohésion $c = 95.93$ kPa et l'angle de frottement interne $\varphi = 17^\circ$.

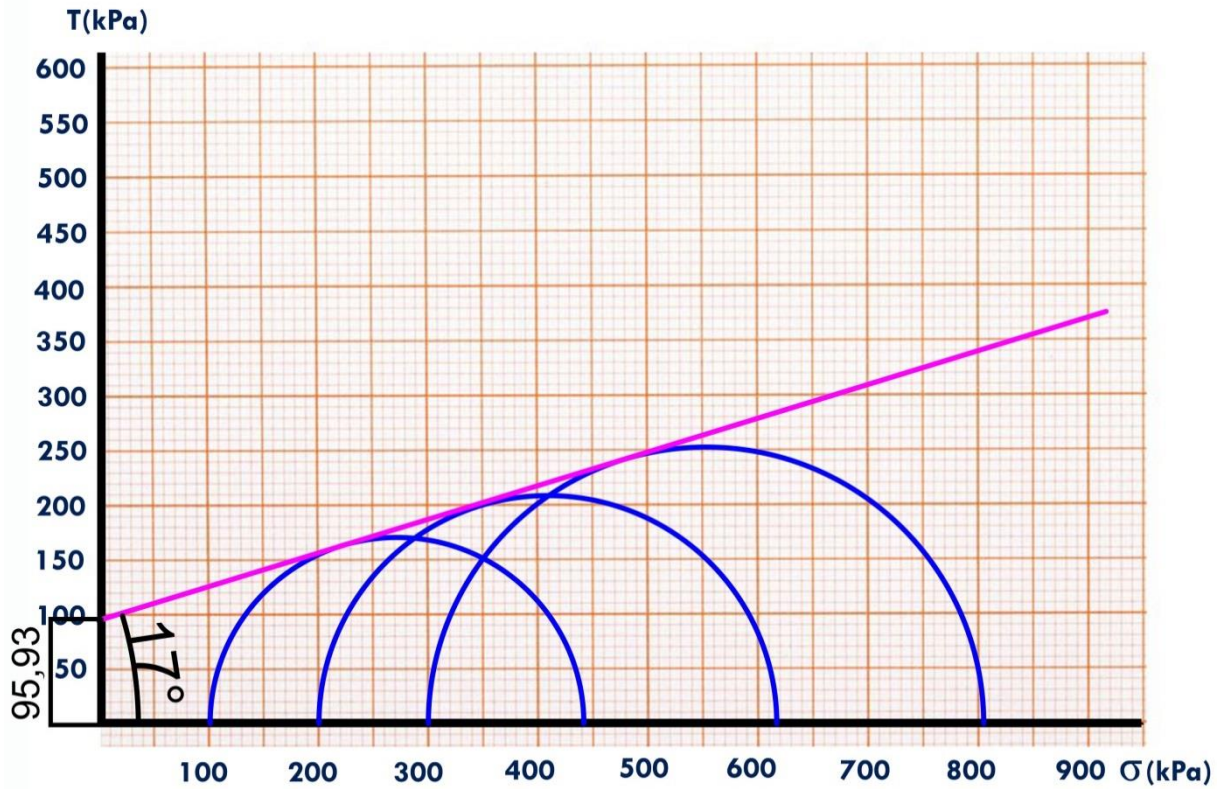


Figure 76 : Détermination des paramètres de cisaillement de sédiment traité par 2% MK+ 4% Ciment (9 jours)



Figure 77 : Echantillons du sédiment traité par 2% MK + 4% Ciment (9 jours) après cisaillement

c- **Echantillon 03** : 91% Sédiment + 3% Métakaolin + 9% Ciment (9 jours)



Figure 78 : Echantillons du sédiment traité par 3%MK+6% Ciment

Les relations déviateur-déformation sont illustrées dans la figure 79.

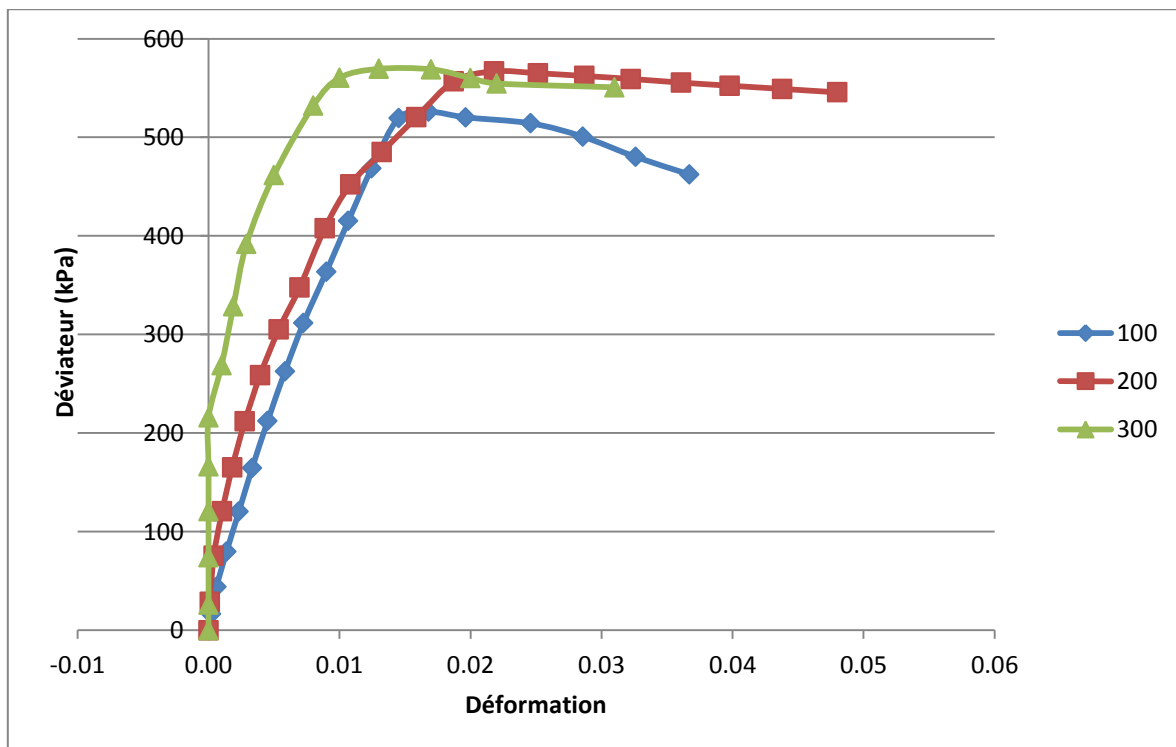


Figure 79 : Relation déviateur-déformation pour 3% MK+ 6% Ciment (9 jours)

Tous les détails concernant les trois essais triaxiaux sont illustrés dans le tableau 19.

Tableau 19 : Résultats de l'essai triaxial pour 3% MK+ 6% Ciment (9 jours)

	σ_3 (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)$ (kPa)	σ_1 (kPa)
Test 1	100	525.97	625.97
Test 2	200	566.92	766.92
Test 3	300	560.29	860.29

Les cercles de Mohr sont montrés à la figure 80. D'après cette figure, nous avons déterminé les paramètres cisaillement, à savoir la cohésion $c = 226.06$ kPa et l'angle de frottement interne $\varphi = 6^\circ$.

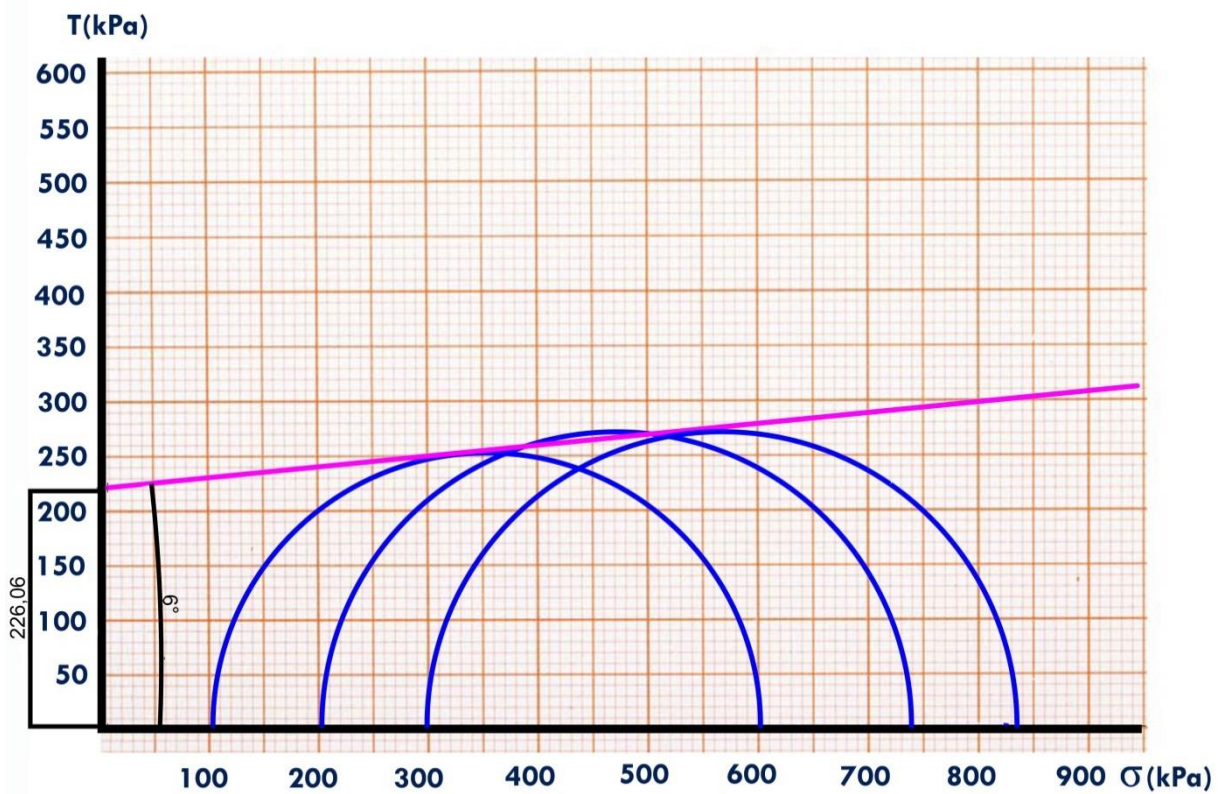


Figure 80 : Détermination des paramètres de cisaillement de sédiment traité par 3% MK+ 6% Ciment (9 jours)

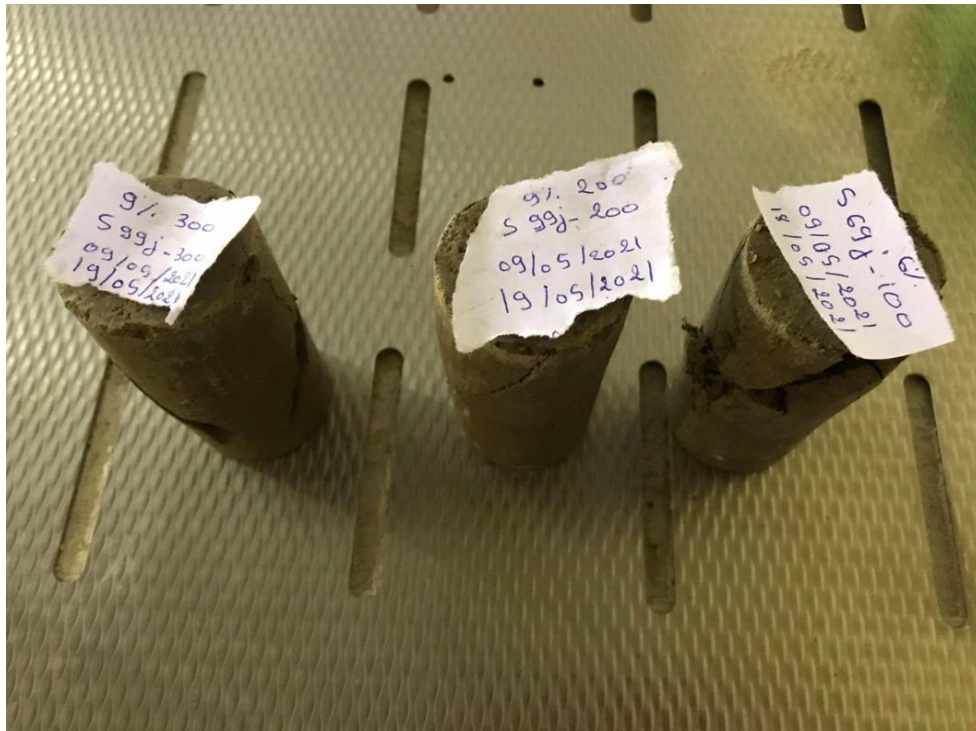


Figure 81 : Echantillons du sédiment traité par 3% MK + 6% Ciment (9 jours) après cisaillement

d- Echantillon 04 : 94% Sédiment + 2% Métakaolin + 4% Ciment (28jours)



Figure 82 : Echantillons du sédiment traité par 2%MK+4% Ciment

Les relations déviateur-déformation sont illustrées dans la figure 83.

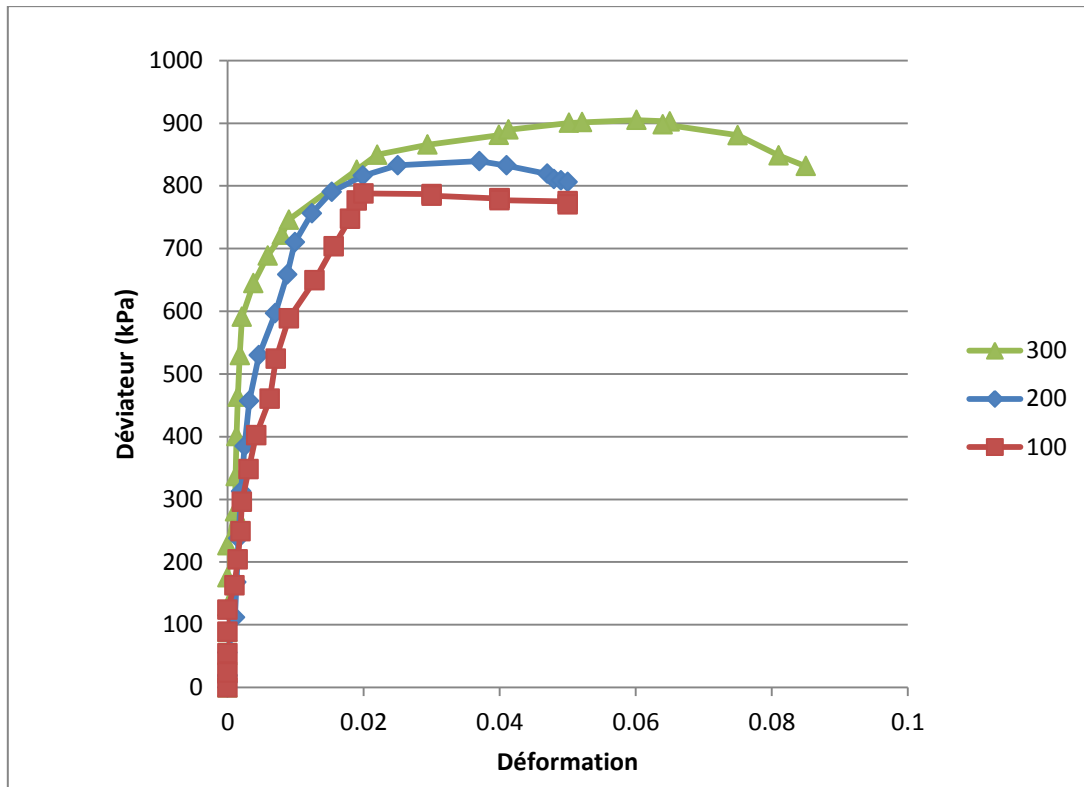


Figure 83 : Relation déviateur-déformation pour 2% MK+ 4% Ciment (28 jours)

Tous les détails concernant les trois essais triaxiaux sont illustrés dans le tableau 20.

Tableau 20 : Résultats de l'essai triaxial pour 2% MK+ 4% Ciment (28 jours)

σ_3 (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)$ (kPa)	σ_1 (kPa)
Test 1	100	787.756
Test 2	200	839.53
Test 3	300	904.93

Les cercles de Mohr sont montrés à la figure 84. D'après cette figure, nous avons déterminé les paramètres cisaillement, à savoir la cohésion $c = 281.35$ kPa et l'angle de frottement interne

$$\varphi = 14^\circ.$$

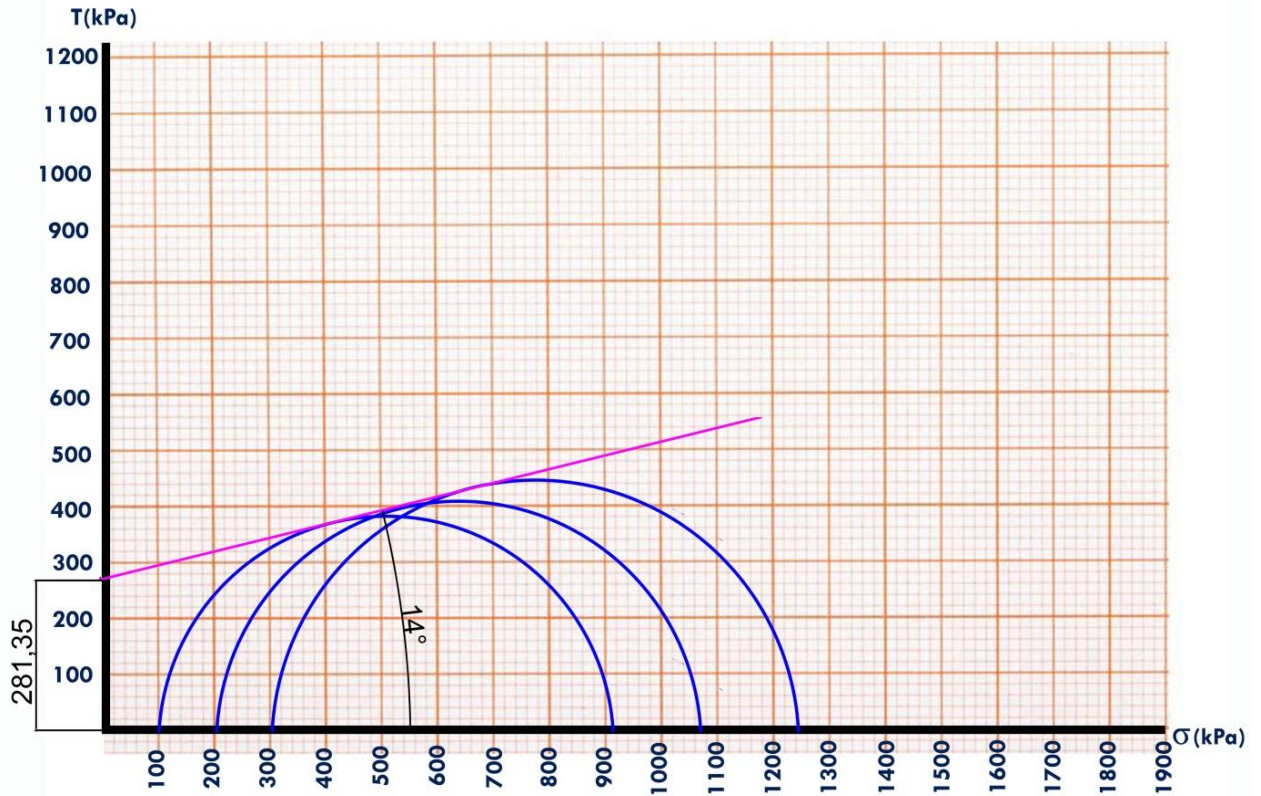


Figure 84 : Détermination des paramètres de cisaillement de sédiment traité par 2% MK+ 4% Ciment (28 jours)



Figure 85 : Echantillons du sédiment traité par 2% MK + 4% Ciment (28 jours) après cisaillement

e- **Echantillon 05** : 91% Sédiment + 3% Métakaolin + 6% Ciment (28 jours)



Figure 86 : Echantillons du sédiment traité par 3%MK+ 6% Ciment

Les relations déviateur-déformation sont illustrées dans la figure 87.

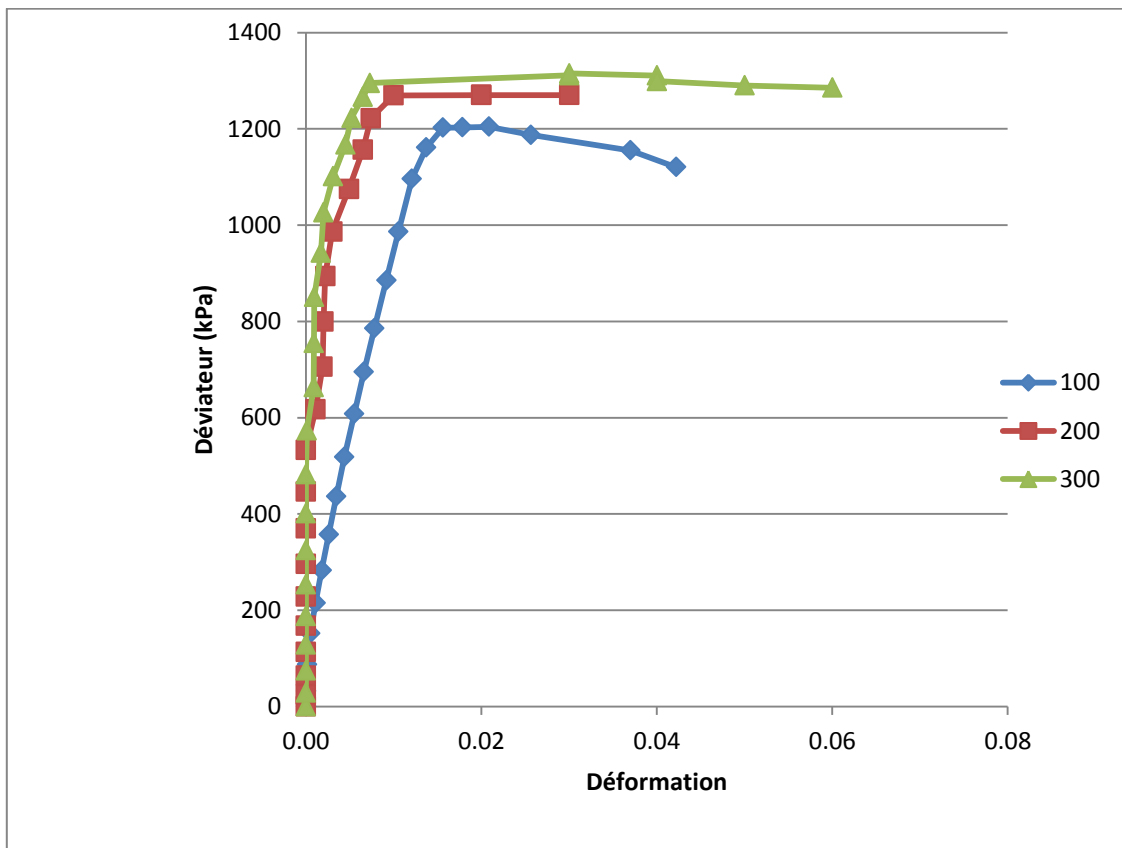


Figure 87 : Relation déviateur-déformation pour 3% MK+ 6% Ciment (28 jours)

Tous les détails concernant les trois essais triaxiaux sont illustrés dans le tableau 21.

Tableau 21 : Résultats de l'essai triaxial pour 3% MK+ 6% Ciment (28 jours)

	σ_3 (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)$ (kPa)	σ_1 (kPa)
Test 1	100	1204.37	1304.37
Test 2	200	1270.13	1470.13
Test 3	300	1315.05	1615.05

Les cercles de Mohr sont montrés à la figure 88. D'après cette figure, nous avons déterminé les paramètres cisaillement, à savoir la cohésion $c = 463.12$ kPa et l'angle de frottement interne $\varphi = 12^\circ$.

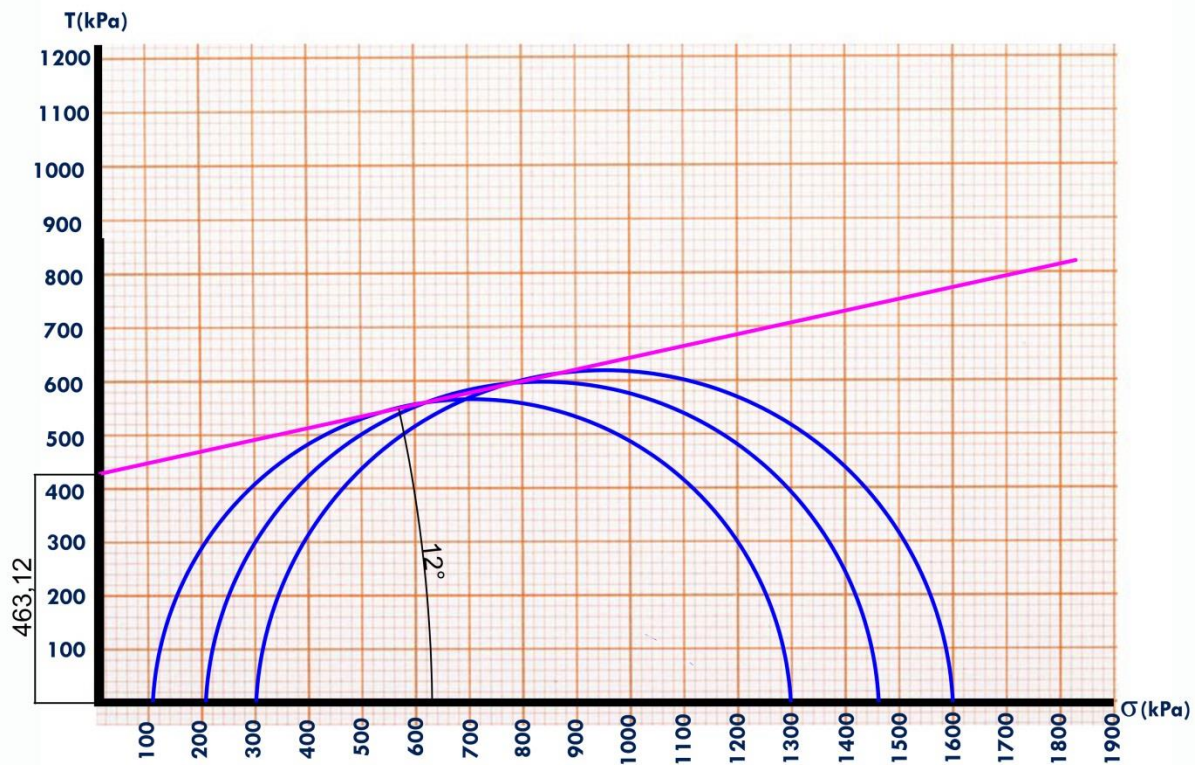


Figure 88 : Détermination des paramètres de cisaillement de sédiment traité par 3% MK+ 6% Ciment (28 jours)



Figure 89: Echantillons du sédiment traité par 3% MK + 6% Ciment (28 jours) après cisaillement

f- **Echantillon 06 : 94% Sédiment + 6% Ciment (28jours)**



Figure 90 : Echantillons du sédiment traité par 6% Ciment

Les relations déviateur-déformation sont illustrées dans la figure 91.

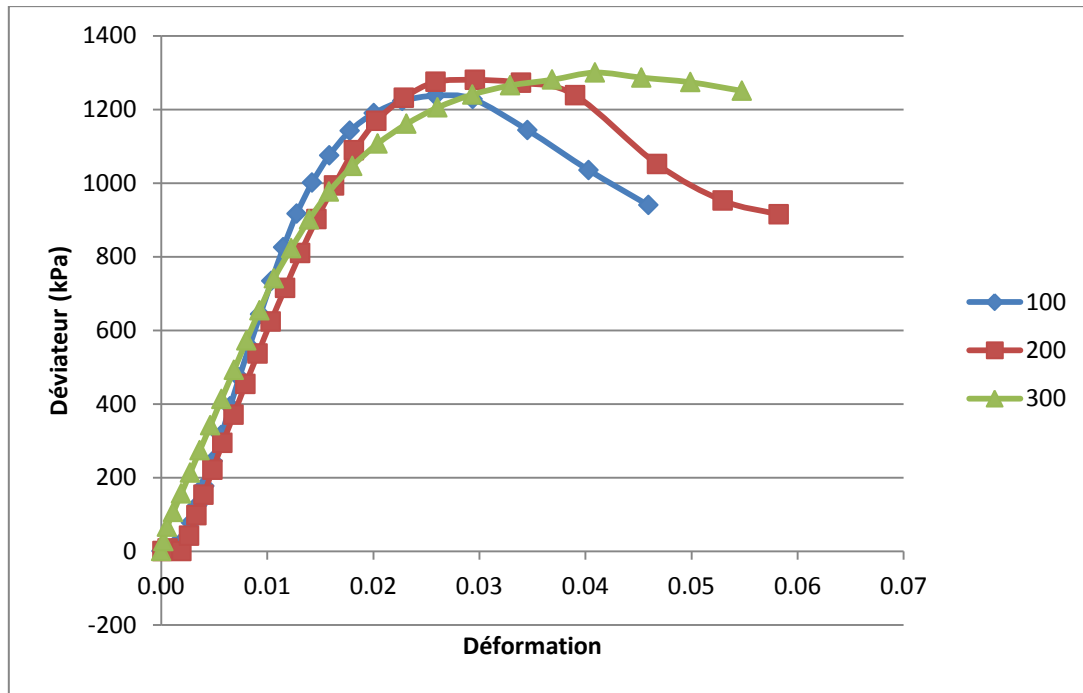


Figure 91 : Relation déviateur-déformation pour 6% Ciment (28 jours)

Tous les détails concernant les trois essais triaxiaux sont illustrés dans le tableau 22.

Tableau 22 : Résultats de l'essai triaxial pour 6% Ciment (28 jours)

	σ_3 (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)$ (kPa)	σ_1 (kPa)
Test 1	100	1237.35	1377.35
Test 2	200	1280.02	1480.02
Test 3	300	1300.02	1600.02

Les cercles de Mohr sont montrés à la figure 92. D'après cette figure, nous avons déterminé les paramètres cisaillement, à savoir la cohésion $c = 512.57$ kPa et l'angle de frottement interne $\varphi = 8^\circ$.

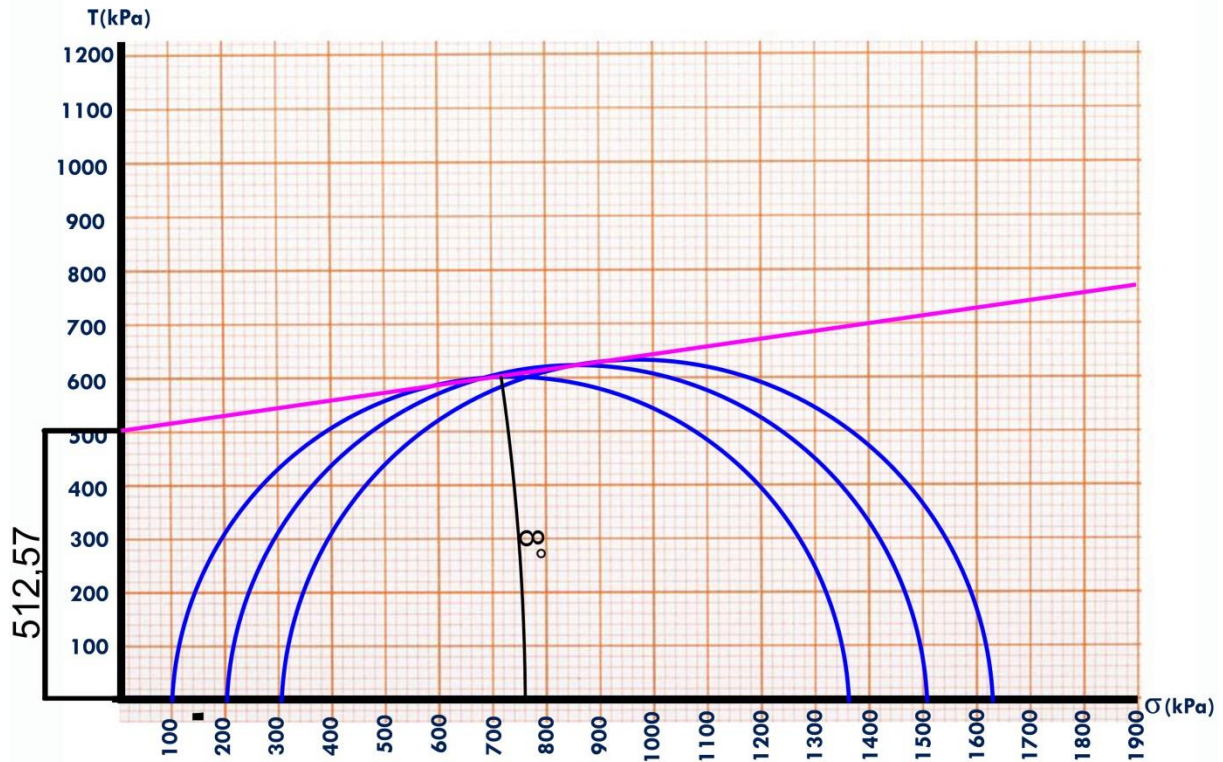


Figure 92 : Détermination des paramètres de cisaillement de sédiment traité par 6% Ciment (28 jours)



Figure 93: Echantillons du sédiment traité par 6% Ciment (28 jours) après cisaillement

g- **Echantillon 07 : 91% Sédiment + 9% Ciment (28 jours)**



Figure 94 : Echantillons du sédiment traité par 9% Ciment

Tous les détails concernant la compression simple de cet essai sont illustrés dans le tableau 23.

Tableau 23 : Résultats de l'essai de compression simple pour 9% Ciment (28 jours)

9% (28j)	1	2	3
Rc (kpa)	159	181	162

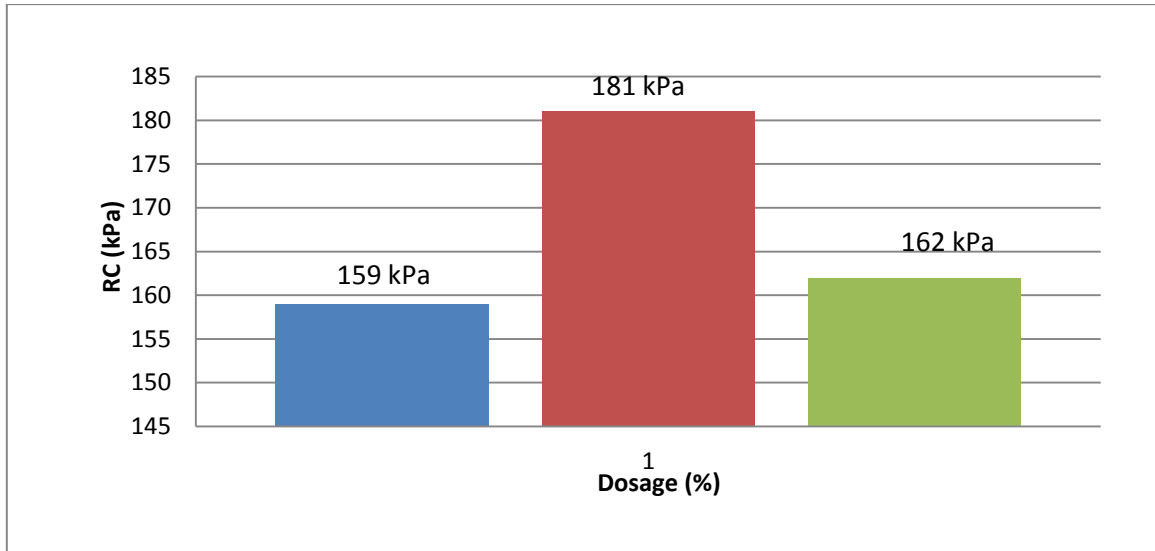


Figure 95: Histogramme du sédiment traité par 9% Ciment (28 jours) après cisaillement



Figure 96: Echantillons du sédiment traité par 9% Ciment (28 jours) après compression simple non confinée

4.6 Essai de compression simple

Il s'agit de la compression d'un cylindre 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 deux âges (9, 28 jours).



Figure 97 : Echantillon du sédiment préparé pour la compression simple

4.6.1 Mode opératoire et procédure de l'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 : $H=15$ cm et $\varnothing=7,7$ cm (figure 3.98). Au total, 18 éprouvettes ont été confectionnées pour des différents dosages et différents temps de cure.



Figure 98: Echantillons du sédiment avant la compression simple

Tableau 24: Synthèse des proportions des liants ajoutés et les temps de cure pour l'essai de compression simple

Combinaisons	CIM (%)	MK(%)	Temps de cure (j)
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 composante du mélange sont synthétisées dans le tableau 25.

Tableau 25 : Quantités de chaque composante des mélanges sol - liant

Dosage %	w %	rho d (g/cm ³)	Q sédiment+ Q MK+Q ciment (g)	Q sédiment (g)	Q ciment (g)	Q MK (g)	Q eau (g)
0	20	1.60	1060.29	1060.29	0	0	212
6	22	1.60	1060.29	996.67	42.4115	21.21	233
9	24	1.60	1060.29	964.86	63.62	31.8	254
6	22	1.60	1060.29	996.68	63.61	0	233
9	24	1.60	1060.2	964.87	95.42	0	254



Figure 99: Vue générale de la machine de compression simple

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.
- Le sédiment a été mélangé à sec avec les produits de traitement
- Ajouté une quantité d'eau et malaxer jusqu'à l'obtention d'un mélange parfaitement homogène.
- Compacté le mélange selon le mode de compactage statique à l'aide de la presse UNIFRAME (figure 100).
- La quantité du mélange, déterminée au préalable pour atteindre la densité voulue, est introduite en deux fois dans le moule de compactage.
- Après le démoulage, les éprouvettes ont été immédiatement sellées à l'aide d'un papier film afin de prévenir l'évaporation de l'eau contenu dans les mélanges.
- 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 (voir figure 100).

- A l'échéant des temps de cure (9, 28 jours), les essais de compression simple ont été réalisés selon la norme NF P94-077.
- L'éprouvette du sol est placée sur le plateau d'une presse à chargement axial. Après la mise en contact des deux plateaux de la presse avec l'éprouvette, le chargement axial est appliqué avec une vitesse de déplacement constante de 1,00 mm/min (figure 100).
- La force maximale F_{max} de rupture est affichée par la machine. La résistance à la compression simple R_c est la contrainte à la rupture résultant du rapport entre la force de rupture F_{max} et la section transversale de l'éprouvette A :

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



Figure 100 : Préparation de l'échantillon pour l'essai de compression simple

4.6.2 Résultats de l'essai

Les tableaux et les figures suivantes synthétisent les résultats des essais de compression simple après 9 jours sur des échantillons du sédiment naturel et sédiment traité avec 6% (Ciment + Métakaolin) ,9% (Ciment + Métakaolin) ,6% Ciment et 9% Ciment .

Tableau 26 : Résultats de la résistance à la compression simple après 9 jours

Dosage (%)	Compression simple (kPa)		
0			26
6	1035	1260	
9	1185	1705	

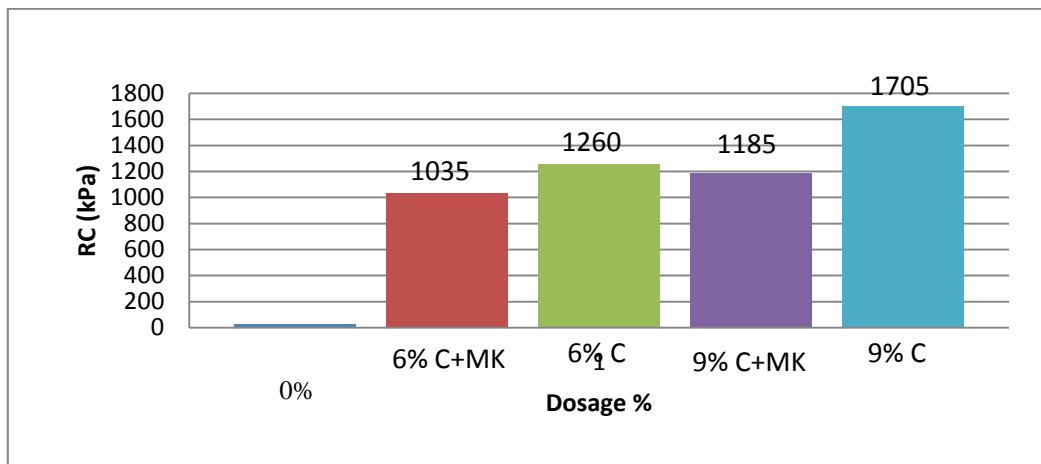


Figure 101 : Résultats de la résistance à la compression simple après 9 jours

Pour une durée de 9 jours et un dosage de 6% et 9% la résistance à la compression augmente. ainsi que l'écart en pourcentage est augmenter (passant de 17.85% et 30.49%)

Les tableaux et les figures suivantes synthétisent les résultats des essais de compression simple après 28 jours sur des échantillons du sédiment naturel et sédiment traité avec 6% (Ciment + Métakaolin) ,9% (Ciment + Métakaolin) ,6% Ciment et 9% Ciment .

Tableau 27: Résultats de la résistance à la compression simple après 28 jours

Dosage (%)	Compression simple (kPa)		
0			26
6	/	/	
9	1483.225	1726.085	

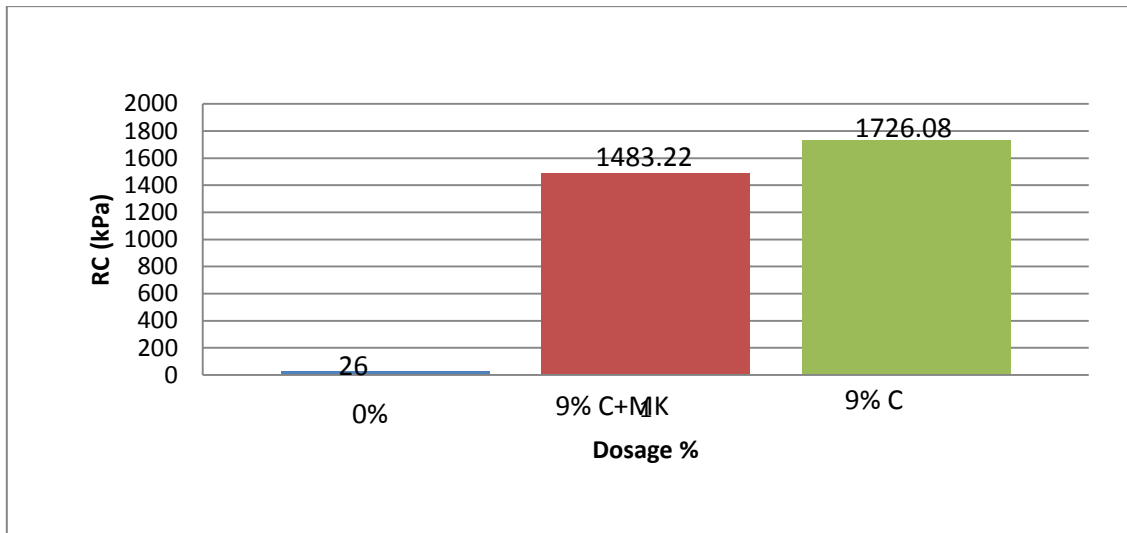


Figure 102 : Résultats de la résistance à la compression simple après 28 jours

A partir des résultats présentés et illustrés par les histogrammes nous pouvons dire qu'il y a une tendance à l'augmentation de la résistance à la compression pour les trois contraintes appliquées dans le traitement pour le Ciment+MK. On remarque aussi une augmentation de la résistance en fonction de l'augmentation du dosage de 0% à 9%. Les résultats montrent également l'effet positif de l'augmentation du dosage sur la résistance à la compression. ainsi que l'écart en pourcentage est augmenter (passant de 14.07%)

5. ANALYSE DES RESULTATS

Maintenant, nous procédons à l'analyse des résultats d'essais triaxiaux réalisés sur différents échantillons.

Analyse des résultats des essais triaxiaux réalisés sur des échantillons témoins et du sol traité par Ciment+Métakaolin et Ciment

A partir des cercles de Mohr, nous déduisons l'angle de frottement « ϕ » et la cohésion « c » pour le sédiment traité et naturel. Le tableau suivant donne les valeurs de l'angle de frottement et la cohésion qui sont déterminés à partir des cercles.

Tableau 28: Résultats des paramètres de cisaillement de sédiment traité

	0%	Ciment +MK				Ciment
		9 jours		28 jours		28 jours
		6%	9%	6%	9%	6%
C_u (kPa)	57.38	95.93	226.06	281.35	463.12	512.57
Φ (°)	18	17	6	14	12	8

Vu le manque du temps alloué à la réalisation de ce mémoire de Master et aux difficultés rencontrées durant le travail expérimental, nous nous sommes contentés de réaliser un nombre limité d'essais triaxiaux au Laboratoire de Génie Civil et d'Hydraulique de l'Université 8 Mai 1945 Guelma.

Nous notons clairement que la valeur de la cohésion augmente en augmentant le dosage de traitement (Métakaolin + Ciment) pour la même durée de cure, que ce soit pour 9 jours ou bien 28 jours. Maintenant si on fixe le dosage et on varie la durée de cure, nous remarquons clairement qu'il y a une amélioration nette dans la cohésion. Par contre, l'angle de frottement interne diminue suite au traitement au Métakaolin + Ciment, que ce soit avec la durée de cure de 9 jours ou bien de 28 jours.

Pour le traitement au Ciment seul, à 28 jours la cohésion est trouvée égale à 512.57 kPa, avec une faible valeur d'un angle de frottement interne égal 8°, ce qui est logique car le ciment est sous forme de poudre participant à la diminution du frottement dans le sol.

Nous avons montré les contraintes de cisaillement maximales pour l'ensemble des essais dans le tableau 29.

Tableau 29: Résistances au cisaillement maximales avant et après traitement

	σ (kPa)	τ_{\max} (kPa)
Sol naturel	100	124.085
	200	175.165
	300	217.240
Sol traité 6% (9jours)	100	171.235
	200	209.800
	300	254.450
Sol traité 6% (28jours)	100	393.878
	200	419.765
	300	452.460
Sol traité 9% (9jours)	100	262.985
	200	283.110
	300	280.145
Sol traité 9% (28jours)	100	602.185
	200	635.065
	300	657.525
Sol traité C6% (28jours)	100	618.675
	200	640.010
	300	650.010

D'après le tableau 29 nous remarquons que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation du dosage.

6. CONCLUSION

En vue de valorisation de sédiment de barrage de Ain Dalia, nous avons conduit des essais triaxiaux non consolidés non drainés sur ce sol non traité, ensuite nous avons procédé à son traitement en deux façons, à savoir par un mélange de Métakaolin + ciment et par ciment seul respectivement.

Dans ce chapitre, nous avons présenté les résultats des essais réalisés au laboratoire afin d'évaluer l'efficacité de l'ajout des produits de traitement sur les propriétés mécaniques de cisaillement de sédiment traité.

Les essais triaxiaux réalisés sur ce type de sol sont au nombre de 18 essais, sans compter les essais préliminaires permettant à l'étudiante de se familiariser à ces essais qui sont les essentiels dans la pratique de la mécanique des sols.

Les résultats ont montré que l'ajout des produits de traitement au sol conduit à une amélioration de la cohésion du sol, tout en diminuant l'angle de frottement. Cette amélioration est due à la réaction pouzzolanique des produits de traitement qui est en relation direct avec leur quantité (dosage) dans le sédiment.

CHAPITRE I V :
ETUDE NUMERIQUE

CHAPITRE V : ETUDE NUMERIQUE

1. INTRODUCTION

Après l'étude de l'effet des produits de traitement sur les propriétés mécaniques du sédiment, nous avons mené une étude numérique par le logiciel **SLIDE** sur la stabilité d'un remblai. Ce dernier est construit par notre sédiment naturel et traité respectivement. Il sera question de montrer l'effet des différents paramètres sur la stabilité de ce remblai.

Le programme **SLIDE** de la compagnie **Rocscience** utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique basé sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

2. PRESENTATION DU LOGICIEL

SLIDE 6.0 est le logiciel d'analyse de stabilité de pente le plus complet disponible, avec la méthode d'équilibre limite, susceptible de traiter plusieurs problèmes, à savoir les infiltrations d'eau souterraine, la réduction rapide, la sensibilité, l'analyse probabiliste et la conception de support. Tous types de sols et talus rocheux, remblais, barrages en terre et murs de soutènement pouvant être analysés. Les capacités de CAO de pointe vous permettent de créer et de modifier très facilement des modèles complexes.

SLIDE 6.0 possède des capacités d'analyse probabiliste étendues que nous pouvons mapper des distributions statistiques à presque tous les paramètres d'entrée, y compris les propriétés des matériaux, les propriétés de support, les charges et l'emplacement de la nappe phréatique. L'indice de probabilité de défaillance / fiabilité est calculé et fournit une mesure objective du risque de défaillance associé à une conception de pente. L'analyse de sensibilité vous permet de déterminer l'effet de variables individuelles sur le facteur de sécurité de la pente.

Actuellement, ils existent plusieurs logiciels pour l'analyse des glissements de terrain, mais qui se différencient chacun par ces méthodes de résolution et ces paramètres de modélisation.

SLIDE 6.0 utilise la méthode de l'équilibre limite pour déterminer le coefficient de sécurité F_s selon le principe suivant :

$$Fs = \frac{\text{la somme des moments résistants}}{\text{la somme des moments moteurs}}$$

Les données nécessaires à saisir et les résultats livrés par le logiciel sont résumés dans le tableau 30.

Tableau 30 : Les données et les résultats du logiciel

Données fournies au logiciel	Résultats livrés par logiciel
La méthode de calcul.	Le facteur de sécurité avant et après le confortement.
Les paramètres géotechniques de chaque couche.	Les cercles de ruptures.
Les surcharges si nécessaires.	Les sollicitations sur les tranches.
Géométrie du talus.	La résistance au cisaillement en fonction en fonction de la longueur du talus.
La grille des centres de ruptures.	
Le niveau de la nappe phréatique.	
Le types de confortement et ce après l'analyse de stabilité	

3. RESULTATS D'ANALYSE

Caractéristiques géométriques de remblai :

- hauteur H=5m
- Pente de talus du remblai 0.5 avec un angle de 26.56°
- Un sol non homogène (deux couches : Sédiments + sable)

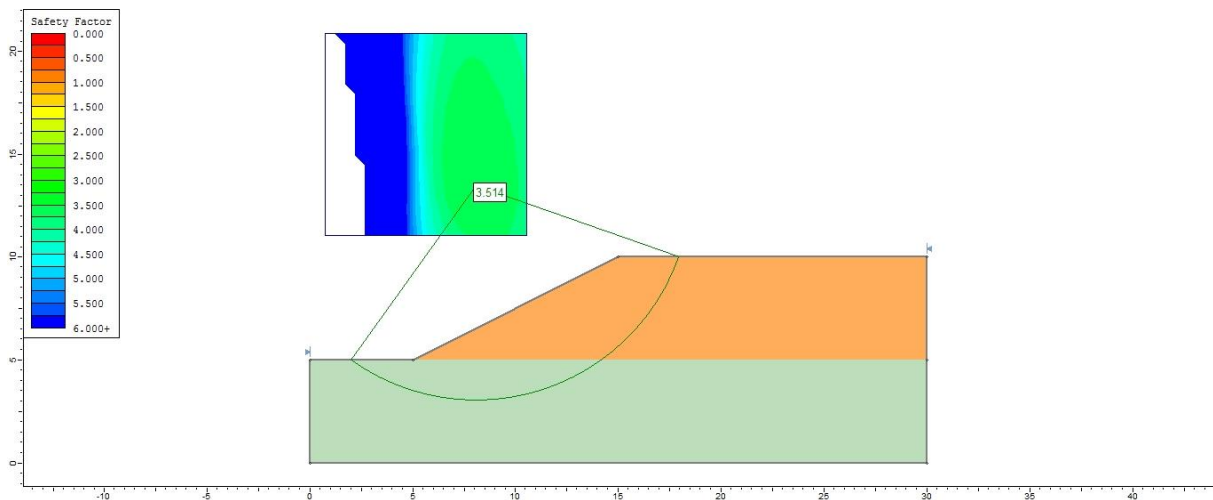


Figure 103 : Résultat d'analyse par la méthode de Bishop-sédiment naturel 0%

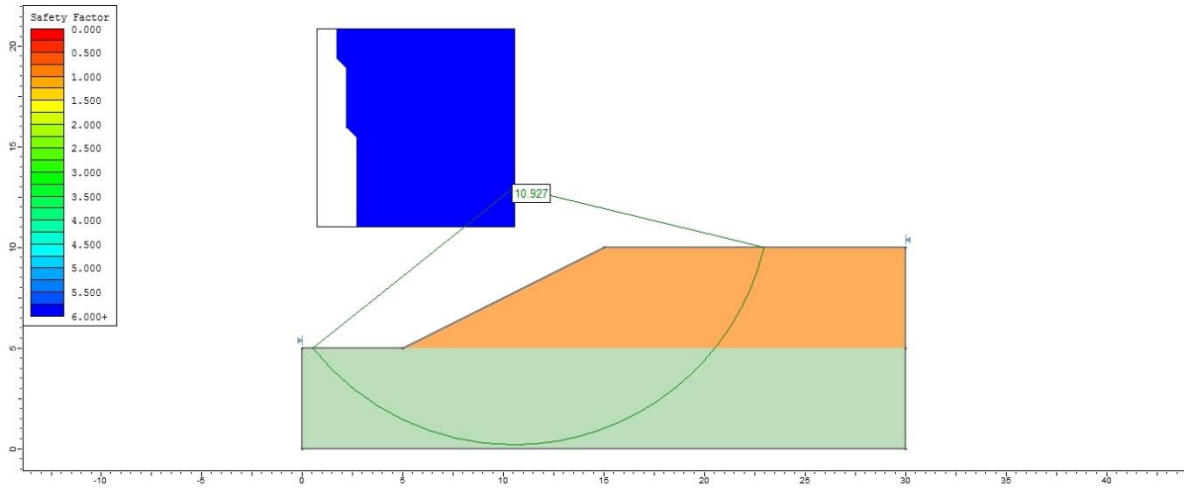


Figure 104 : Résultat d'analyse par la méthode de Bishop-sédiment traité par 9% (Ciment+MK)

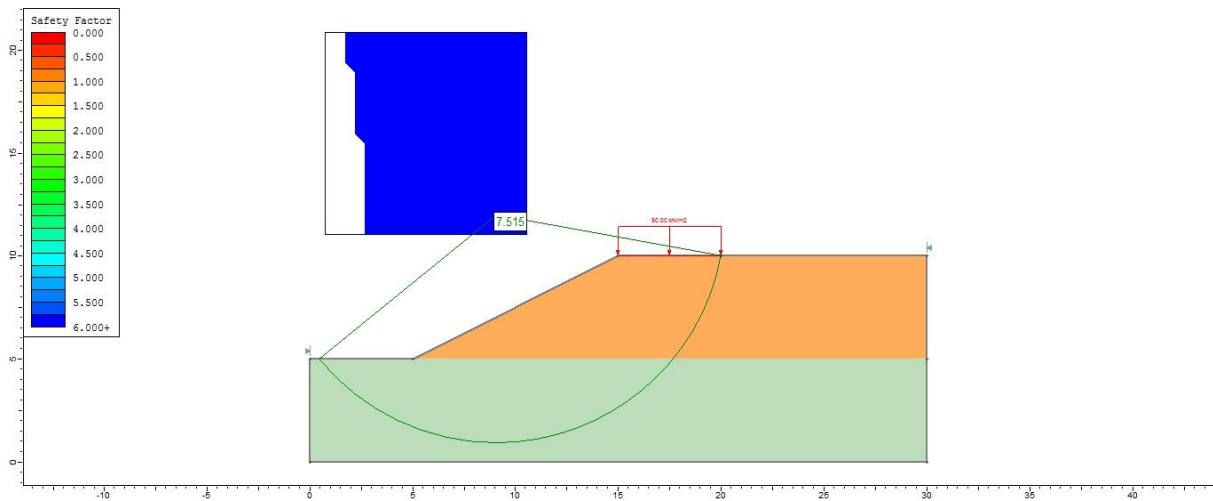


Figure 105 : Résultat d'analyse par la méthode de Bishop-sédiment traité 9%(Ciment+MK)+charge

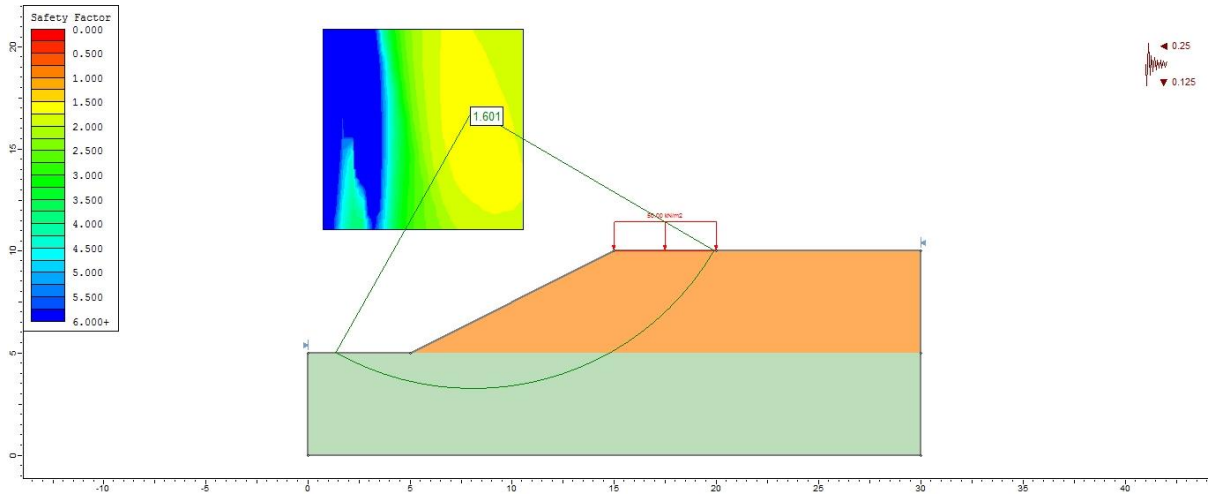


Figure 106 : Résultat d'analyse par la méthode de Bishop-sédiment traité par 9%(Ciment+MK) +charge +séisme

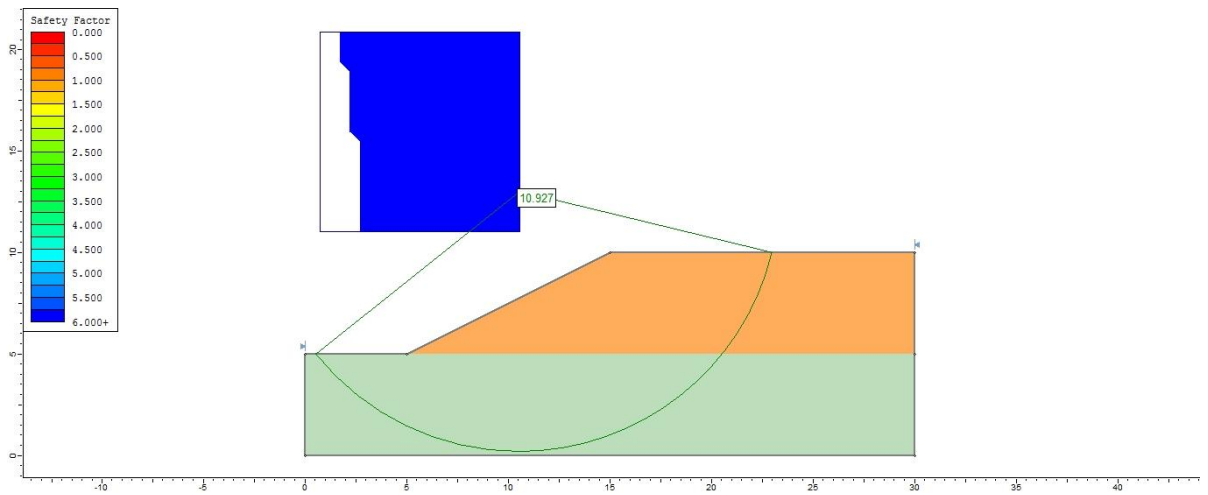


Figure 107 : Résultat d'analyse par la méthode de Bishop-sédiment traité par 6%ciment

Le tableau 31 illustre un résumé de différents coefficients de sécurités obtenus par la méthode de Bishop.

Tableau 31 : Facteurs de sécurité des remblais par la méthode de Bishop

	0%	9%	9%+charge	9%+charge+séisme	6%C
Fs	3.514	10.927	7.515	1.601	10.927

A partir de ce tableau, on remarque que $F_s > 1,5$ pour tous les valeurs du tableau 31, ce qui montre que quelque soit les conditions de chargement, le talus est toujours stable.

4. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons effectué une modélisation avec le logiciel "SLIDE 6.0" pour étudier la stabilité d'un remblai formé de sédiment de barrage de Ain Dalia, avec la méthode de Bishop simplifiée, qui a permis de localiser les surfaces critiques du glissement et définir les coefficients de sécurité.

Nous avons présenté les résultats des coefficients de sécurité obtenus par le calcul du logiciel SLIDE 6.0 pour notre remblai constitué de sédiment naturel et sédiment traité avec 9% (Ciment+MK) et 6% Ciment respectivement. Ces résultats ont montré que notre talus est stable **Fs > 1.5**.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

L'envasement est un phénomène naturel très complexe qu'il faut étudier de l'amont à l'aval du barrage, il est devenu actuellement une réelle menace pour l'infrastructure hydraulique, tant au niveau de la réduction rapide de la capacité utile du barrage qu'à celui de la sécurité de l'ouvrage lui-même.

Des quantités importantes sont évacuées périodiquement par les vannes de fond des barrages et posent de graves problèmes à l'aval de l'ouvrage. Au lieu de rejeter la vase issue du dragage dans le milieu naturel comme un déchet, on lui donne une valeur par son réutilisation dans le domaine de Génie Civil.

Nous avons présenté dans ce mémoire une étude expérimentale et numérique au sein des laboratoires pédagogiques et de recherche (LGCH) de notre université.

En vue de valorisation de sédiment de barrage de Ain Dalia, nous avons conduit des essais triaxiaux non consolidés non drainés sur ce sol non traité. Ensuite, nous avons procédé à son traitement par Ciment et Métakaolin.

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

- Les résultats obtenus dans le chapitre III ont permis de mettre en évidence l'influence du traitement sur le comportement physique et mécanique de sédiment traitée. On a pu ainsi montrer que les deux formulations utilisés (Ciment+Métakaolin ; Ciment) ont étaient capables de changer le comportement de sédiment.
- les résultats obtenus par l'étude numérique montrent que le remblai de sédiment naturel et traité est stable $F_s > 1.5$.
- les facteurs de sécurité sont les plus élevés pour le remblai traité au Ciment+MK et Ciment et les plus élevés pour le remblai non traité 0%.

Enfin, ce travail nous a permis de mieux comprendre les rôles spécifiques de traitement de sol fin.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Boudlal, O., & Melbouci, E. B. (2012). Étude macroscopique du comportement des multicouches (argile-marne) de la Grande Kabylie (Algérie): étude expérimentale à l'appareil triaxial. *European journal of environmental and civil engineering*, 16(6), 669-682.
- BOUKEMMOUM Nour El Houda et NOUAOURIA Abdessalam.2019. Valorisation des sédiments de barrages Cas du barrage de Ain Dalia (Souk Ahras), Mémoire De Master, l'Université 8 Mai 1945 de Guelma.
- Bensaifi El amin.2020. Etude du comportement des marnes et des matériaux argileux gonflants : traitement et réutilisation dans les projets routiers, Thèse De Doctorat, l'Université 8 Mai 1945 de Guelma.
- Boualem REMINI.2020.La sédimentation dans les barrages mécanismes et soutirages de densité, Article de doctorat, L'Université Saad Dahlab-Blida.
- Baley.C, fibres naturelles de renfort pour matériaux composites, AM6(AM5130) :P1-12, 2004.
- BLEDZKI, A. K and GASSAN. J.1999. Composites reinforced with cellulose based fibers, *ELSEVIER, Progress in polymère science*, volume 24, pp.221-274
- BOUMZAOUT NADA et BENAMARA MERYEM et NOUREDDINE KHAOULA.2019. Amélioration d'un sol argileux par le laitier de haut fourneau activé par la poudre de dolomie, Mémoire De Master, l'Université 8 Mai 1945 de Guelma.
- BENMECHTA CHEMS EDDINE.2019. ETUDE DE LA STABILITÉ DU GLISSEMENT DE LA ROUTE CW 15 SIDI AISSA), Mémoire Master, Université Badji mokhtar de Annaba.
- COUTTS, R.S.P, Flax fibers as reinforcement in cement mortar? *The international journal of cement composites and lightweight concrete*, vol.5N°4, pp. 257-262, 1983.
- Cours Géologie SÉDIMENTATION DANS LES BARRAGES DE L'AFRIQUE DU NORD
- Da. Silva, Etat de la connaissance scientifique sur les fibres végétales, FRD (fibres Recherche développement), Troyes, P90, 2008.
- D.G.Hepworth, the manufacture and mechanical testing of thermosetting naturel fibre composites, *journal of materials science*, 2000.
- Duy Cuong NGUYEN.2016. Caractérisation de l'interface fibre/matrice.

Application aux composites polypropylène/chanvre. Thèse De Doctorat, l'Université De Technologie De Troyes.

- Fiches techniques génie hippique : Traitement des sols à la chaux ou au ciment.
- Isis BRABET.2012. Le traitement des sols pour la couche de forme , plateforme de chaussée, Mémoire Présenté en vue d'obtenir LE DIPLOME D'INGENIEUR CNAM, Conservatoire National Des Arts Et Métiers PARIS.
- GUEFAIFIA Lamia et BENRDJEM Hiba.2020. Traitement et renforcement d'un sol fin par différentes techniques d'amélioration : étude expérimentale et numérique, Mémoire De Master, l'Université 8 Mai 1945 de Guelma.
- KHELIFI Zakia.2017. Contribution à l'étude du comportement des sols renforcés à l'aide des fibres végétales d'alfa, Thèse De Doctorat, l'Université Aboubekr Belkaïd– Tlemcen – Faculté de Technologie.
- KHENFER, M. M.1990. Caractérisation structurale et rhéologique des ciments et des plâtres renforcés de fibres cellulosiques, Thèse De Doctorat, l'Université De Bordeaux.
- KRIKER. A. 2005. Caractérisation des fibres de palmier dattier et propriétés des bétons et mortiers renforcés par ces fibres en climat chaud et sec, Thèse de doctorat d'état, ENP, Alger, BLEDZKI, A. K and GASSAN. J, Composites reinforced with cellulose based fibers, ELSEVIER, Progress in polymère science.
- LÊ Thị Ngọc Hà.2009. Comportement des sols fins utilisés en couverture étanche des installations de stockage de déchets : Approche expérimentale et numérique, Thèse De Doctorat, l'Université Grenoble I – Joseph Fourier.
- LCPC-SETRA, G. T. R. (1992). Guide Technique pour la réalisation des remblais et des couches de forme, fascicule I, principes généraux, 166 p.
- Mr KAZI AOUAL Mohammed Rafik et Mr. KENADIL Abderrahmen.2016. Effet du mode de compactage sur le comportement mécanique et hydrique des sols fins, Mémoire De Master, l'Université Aboubekr Belkaid Tlemcen.
- Myriam OLIVIER.2015.Le matériau terre Essai de compactage statique pour la fabrication de briques de terre compressées, Article de doctorat, 'Ecole Nationale Des Travaux Publics de l'Etat (ENTPE).
- Mme AGOUNI Mouna.2013. Caractérisation physico-chimiques et étude des Cyanobactéries dans le barrage d'Ain El Dalia (Région de Souk Ahras). , Mémoire De Master, l'Université Mohamed Chérif Messaadia – Souk-Ahras.
- Marie Courtel, B. Camenen. Estimation du transport solide par charriage : calage méthodologique sur plusieurs rivières alpines et application au suivi d'une opération de restauration. [Rapport de recherche] irstea. 2012, pp.19. fihal-02597874ff

- Melle Behar Nawel et Melle Chouli Chahra.2018. Valorisation des fibres naturelles dans le renforcement des chaussées « A Ouled Fares-Chelif », Mémoire De Master, l'Université Djilali Bounaama Khemis Miliana.
- Nabila BOUALLA.2011. Etude de l'influence de l'ajout de la pouzzolane sur les caractéristiques physico- chimiques des ciments, memoireonline, Université des sciences et de la technologie d'Oran
-
- PHILIPPE REIFFSTECK,MOULAY ZERHOUNI,JEAN-LUC AVERLAN, Essais de laboratoire pour la mécanique des sols et la géotechnique .
- Prof.F.Boulvain,.2021.Une introduction aux processus sédimentaires, Université de Liège
- Remini Boualem et Hallouche Wassila.2019. La sédimentation dans les barrages algériens, Article de doctorat, L'Université De Blida.
- SWAMY, R. H. S, AHUJA, B. M, KRISHAMOORTHY, S, Behaviorof concrete reinforced with jute, coir, bamboo fibers, The international journal of cemen composite and light weight concrete, volume 5, p 13 N°1, 1984.
- TRAN Van Duy.2013. Étude de l'amélioration des sols par traitement à la chaux, Mémoire de Master, Université de Liège Faculté des Sciences Appliquées.
- Consulté le 07 juillet 2021 <https://www.acpresse.fr/les-cendres-volantes/>
- Consulté le 07 juillet 2021 <https://jardinage.ooreka.fr/astuce/voir/490171/dolomie>
- Dictionnaire Larousse, consulté le 07 juillet 2021 <https://www.larousse.fr/encyclopedie/divers/dolomie/44332>
- Consulté le 07 juillet 2021 <https://www.infociments.fr/la-fumee-de-silice-laddition-incontournable-pour-des-betons-durables>
- dictionnaire_environnement, consulté le 07 juillet 2021, https://www.actu-environnement.com/ae/dictionnaire_environnement/definition/laitiers_de_hauts-fourneaux.php4
- www.planete-tp.com, Traitement des sols publié le 20 novembre 2007 (consulté le 06 juillet 2021).

Annexe

a- Echantillon 01 : Echantillon témoins du sédiment de barrage

100 KPa		200 KPa		300 KPa	
DEPL VER (mm)	$\sigma 1 - \sigma 3$ (KPa)	DEPL VER	$\sigma 1 - \sigma 3$ (KPa)	DEPL VER	$\sigma 1 - \sigma 3$ (KPa)
0.00	0.00	0.00	0.00	0	0.00
0.0148	90.00	0.0265	21.51	0.2874	12.53
0.0678	144.76	0.0848	50.66	0.3659	38.16
0.1718	159.91	0.1718	80.05	0.4454	74.42
0.3118	167.00	0.2757	105.99	0.5186	96.28
0.4666	172.19	0.386	126.04	0.6077	129.94
0.6353	177.94	0.4879	138.41	0.7445	164.34
0.8347	182.37	0.648	160.41	0.8867	193.44
1.0235	186.81	0.8198	182.30	1.0521	221.14
1.2505	191.74	1.0203	203.72	1.2314	246.56
1.4775	197.86	1.225	222.90	1.4276	268.79
1.7129	203.92	1.4425	239.53	1.6334	288.75
1.9749	208.66	1.6907	254.17	1.8466	305.88
2.2316	213.99	1.9442	266.89	2.0725	322.24
2.5042	218.93	2.2157	277.08	2.2974	336.12
2.7906	223.80	2.4893	286.59	2.5392	349.54
3.0886	228.59	2.7863	296.54	2.78	361.39
3.3962	235.54	3.0759	305.55	3.0547	368.27
3.7165	240.47	3.3899	313.50	3.3294	376.54
4.0422	242.70	3.6996	323.46	3.6137	383.23
4.3901	246.29	4.0316	328.85	3.9022	389.27
4.7305	247.55	4.3784	333.83	4.2023	396.03
5.0859	248.17	4.7348	339.58	4.5025	402.73
5.4507	248.15	5.088	342.68	4.809	408.17
5.8262	246.96	5.4677	344.48	5.1219	413.23
6.2165	247.14	5.8506	347.09	5.4423	418.17
6.6016	247.04	6.2303	347.96	5.7774	422.97
		6.6196	349.61	6.1126	426.02
		7.0195	350.33	6.4637	430.59
				6.8232	434.48

b- Echantillon 02 : 94% Sédiment + 2% Métakaolin + 4% Ciment (9 jours)

100 KPa		200 KPa		300 KPa	
DEPL VER	$\sigma 1 - \sigma 3$ (KPa)	DEPL VER	$\sigma 1 - \sigma 3$ (KPa)	DEPL VER	$\sigma 1 - \sigma 3$ (KPa)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.0074	11.75	0.035	26.79	0.0127	26.00
0.0381	42.04	0.0837	51.46	0.0487	64.52
0.0933	75.69	0.1463	84.71	0.106	109.70

0.1559	111.13	0.2174	122.34	0.1728	158.16
0.2333	150.50	0.316	160.46	0.2609	207.40
0.3213	189.47	0.4189	207.65	0.351	257.45
0.4263	227.07	0.5313	254.68	0.4741	303.31
0.5409	259.33	0.6629	297.38	0.6056	342.61
0.6873	287.39	0.8198	335.11	0.7806	375.52
0.84	309.83	0.9896	364.98	0.9546	399.82
1.0203	325.64	1.2038	399.82	1.1614	418.72
1.2123	337.37	1.4679	419.60	1.3947	435.57
1.4329	342.40	1.7395	417.84	1.6323	448.99
1.6641	342.47	1.9887	403.64	1.8901	458.92
1.9166	335.07	2.2698	387.90	2.1542	466.06
2.1722	327.69	2.5965	360.17	2.4374	473.63
2.4384	320.61	2.9401	341.62	2.7206	479.94
2.7206	312.60	3.2933	331.25	3.0229	486.37
3.0017	303.75			3.3241	494.51
				3.6402	500.15
				3.9732	504.74
				4.3158	508.91
				4.6595	508.50
				5.0095	508.42
				5.3818	507.69
				5.7435	505.88
				6.1274	503.92
				6.5114	501.67
				6.9314	499.74
				7.3345	498.46
				7.7428	496.59

b- Echantillon 03 : 91% Sédiment + 3% Métakaolin + 9% Ciment (9 jours)

100 KPa		200 KPa		300 KPa	
DEPL VER	$\sigma 1 - \sigma 3$ (KPa)	DEPL VER	$\sigma 1 - \sigma 3$ (KPa)	DEPL VER	$\sigma 1 - \sigma 3$ (KPa)
0.00	0.00	0	0.00	0	0.00
0.0169	16.30	0.0084	28.84	0.0116	25.99
0.0509	44.06	0.0339	75.64	0.0371	73.89
0.1145	79.61	0.0869	120.82	0.0922	120.77
0.193	120.20	0.1506	165.30	0.1697	165.98
0.2778	164.61	0.2312	211.84	0.2556	215.78
0.3765	212.22	0.3277	258.55	0.3489	268.87
0.4868	262.66	0.4465	305.06	0.4518	328.67

0.6045	311.75	0.5791	347.69	0.5494	391.76
0.7498	363.57	0.7382	407.62	0.6661	461.74
0.8899	415.23	0.9015	452.24	0.7848	532.14
1.0384	468.46	1.102	485.10	0.9111	560.29
1.2102	519.33	1.3215	520.45	1.0532	560.20
1.4011	525.97	1.5591	556.72	1.2091	560.11
1.6376	520.25	1.8158	566.92	1.3916	560.01
2.0513	514.15	2.0927	565.02	1.5846	554.58
2.3822	500.66	2.3896	562.19	1.8126	550.73
2.7195	480.10	2.6835	559.22		
3.061	462.34	3.0027	555.48		
		3.3124	552.36		
		3.6455	549.09		
		3.9944	545.63		

**c- Echantillon 04 : 94% Sédiment + 2% Métakaolin + 4% Ciment
(28jours)**

100 KPa		200 KPa		300 KPa	
DEPL VER	$\sigma 1 - \sigma 3$ (KPa)	DEPL VER	$\sigma 1 - \sigma 3$ (KPa)	DEPL VER	$\sigma 1 - \sigma 3$ (KPa)
0	0.00	0	0.00	0.01	0.00
0.0084	23.94	0.0169	7.37	0.018	22.86
0.0434	54.39	0.0848	18.73	0.0615	51.57
0.0965	88.83	0.1983	17.78	0.1272	88.24
0.158	123.83	0.3203	19.90	0.2089	129.14
0.2365	162.48	0.3966	55.36	0.298	175.50
0.3224	203.82	0.4369	111.59	0.3956	226.34
0.4253	249.04	0.4804	168.05	0.5016	280.42
0.5282	296.01	0.5398	237.55	0.6151	337.09
0.6427	348.05	0.6141	312.99	0.735	400.61
0.7509	402.44	0.6936	384.61	0.8676	463.26
0.8655	460.36	0.7859	456.94	1.0097	529.93
0.9885	524.19	0.8909	529.62	1.1741	591.01
1.1147	588.42	1.0097	596.55	1.3597	644.69
1.2515	649.32	1.1444	658.30	1.5676	688.54
1.4011	703.47	1.2961	710.02	1.7935	721.70
1.5835	747.34	1.4711	756.19	2.0577	745.88
1.7914	776.47	1.6673	790.49	2.3302	825.59
2.0396	787.75	1.8879	816.26	2.6262	849.60
2.3207	786.91	2.1266	832.71	2.9295	865.70
2.6209	784.34	2.3907	839.53	3.2477	880.99
2.9603	780.03	2.6781	832.64	3.584	889.66
3.2764	779.95	2.9963	819.26	3.9287	900.36
3.5914	777.10	3.3262	810.88	4.2713	901.47
3.9181	775.24	3.6571	808.59	4.6361	904.93
4.2628	770.16	3.9976	806.35	5.0212	902.87

5.3998	898.16
5.7774	880.93
6.1752	848.54
6.6154	831.45

d- Echantillon 05 : 91% Sédiment + 3% Métakaolin + 6% Ciment (28 jours)

100 KPa		200 KPa		300 KPa	
DEPL VER	$\sigma 1 - \sigma 3$ (KPa)	DEPL VER	$\sigma 1 - \sigma 3$ (KPa)	DEPL VER	$\sigma 1 - \sigma 3$ (KPa)
0.00	0.00	0	0.00	0	0.00
0.0021	32.46	0.0074	25.13	0.0127	28.76
0.0106	87.06	0.0254	64.27	0.0371	74.63
0.0403	151.91	0.0498	113.59	0.0784	128.70
0.088	215.10	0.0837	167.84	0.1283	187.89
0.1431	283.17	0.1209	228.16	0.1856	253.39
0.2057	357.04	0.1622	296.01	0.2545	324.57
0.2747	436.65	0.2015	370.20	0.3298	401.38
0.3468	517.97	0.2428	446.64	0.4041	482.02
0.4359	607.70	0.2938	532.55	0.4868	573.40
0.5218	695.09	0.3447	617.20	0.5706	663.08
0.6173	785.59	0.403	706.03	0.6639	755.21
0.7254	885.32	0.4709	799.60	0.7679	850.97
0.8336	986.23	0.5441	893.78	0.8941	942.53
0.9556	1096.04	0.63	986.53	1.0426	1026.40
1.085	1161.17	0.7286	1074.88	1.207	1101.24
1.2356	1202.25	0.8495	1156.30	1.4043	1167.16
1.4096	1203.13	0.9927	1222.12	1.6249	1222.46
1.6504	1204.37	1.189	1269.43	1.8678	1266.14
2.028	1187.28	1.4308	1270.13	2.1383	1295.04
2.9263	1155.09	1.7543	1270.10	2.431	1311.10
3.3379	1120.51	2.8712	1270.05	2.7545	1315.05
				3.0971	1310.89
				3.5055	1299.02
				4.0984	1290.07
				4.6987	1285.52

f- Echantillon 06 : 94% Sédiment + 6% Ciment (28jours)

100 KPa		200 KPa		300 KPa	
DEPL VER	$\sigma 1 - \sigma 3$ (KPa)	DEPL VER	$\sigma 1 - \sigma 3$ (KPa)	DEPL VER	$\sigma 1 - \sigma 3$ (KPa)
0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.00

0.0403	8.86	0.0498	7.12	0.018	27.35
0.1081	15.57	0.1559	0.00	0.0466	66.66
0.1845	32.94	0.2174	42.03	0.0943	106.53
0.2322	77.43	0.2736	97.58	0.1569	157.06
0.2831	124.60	0.3288	153.37	0.2259	213.33
0.3383	176.89	0.3977	221.38	0.3012	274.38
0.4019	244.29	0.4751	294.18	0.3839	341.71
0.4666	314.62	0.56	370.19	0.4698	412.87
0.5366	393.32	0.6523	454.31	0.5674	492.05
0.6067	472.18	0.7477	536.67	0.665	572.56
0.6851	555.41	0.8474	623.71	0.7668	654.37
0.7711	643.86	0.9588	715.02	0.8803	740.74
0.858	733.63	1.0765	809.38	1.015	823.00
0.9503	825.27	1.2017	902.18	1.155	901.27
1.0543	916.85	1.3375	993.27	1.3088	976.36
1.1731	1000.51	1.4913	1088.41	1.4913	1046.04
1.3078	1075.22	1.6663	1168.92	1.6896	1107.31
1.469	1141.88	1.8773	1231.52	1.9155	1160.70
1.6546	1189.27	2.1224	1274.53	2.1563	1205.12
1.8773	1222.74	2.4289	1280.02	2.4289	1240.42
2.1351	1237.35	2.7842	1272.14	2.7227	1265.01
2.4246	1228.16	3.2021	1238.27	3.0504	1280.57
2.851	1143.69	3.8364	1051.40	3.3867	1300.02
3.3273	1034.75	4.3445	952.43	3.7473	1286.36
3.7908	939.73	4.7783	914.78	4.1313	1273.74
				4.5322	1250.35