



جامعة بجاية  
Tasdawit n Bgayet  
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université A. MIRA-Bejaia  
Faculté de Technologie Département de Génie Civil

# Mémoire fin de Cycle

En vue de l'obtention du Diplôme Master en Génie Civil

Option : structure

**Thème : Etude de l'évolution des paramètres géotechniques  
d'un remblai à base de sédiment traité**

**Présenté par :**

Mr : OATMANI Hani

Mr : BROUK Lounas

**Encadré par :**

Mr : KHEFFACHE Toufik

**Membres du jury :**

Mme : L. BOUKEMOUCHE

Mr : N. OUDNI

Soutenus le : 01/07/2025

Année universitaire : 2024/2025

---

---

# **remerciements**

*Nous souhaitons avant tout remercier dieu tout-puissant de nous avoir accordé la patience, la persévérance et la force nécessaires pour mener à bien ce travail.*

*Nous tenons à exprimer notre profonde reconnaissance à nos familles pour leur soutien morale, leur présence constante et leurs encouragements tout au long de notre parcours universitaire.*

*Nos remerciements les plus distingués vont à notre encadrant, Monsieur **KHEFFACHE. T** (Doctor of Enginnering-university of Bejaia, Algeria), pour son accompagnement précieux, ses conseils avisés et ses remarques pertinentes qui ont grandement contribué à la réalisation de ce mémoire.*

*Nous adressons également nos sincères remerciements aux memebres du jury, pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant d'évaluer ce travail.*

*Nous souhaitons également exprimer notre reconnaissance à l'ensomble des enseignants qui, par la qualité de leur enseignement, ont participé activement à notre formation.*

*Enfin, nous remercions toutes les personnes qui nous ont soutenus, aidés ou accompagnés, de près comme de loin dans la réalisation de ce projet de fin d'études.*

# Dédicace

A ma famille

Pilier discret de ma vie, refuge de mes doutes et source inépuisable de courage.merci pour votre amour, votre patience et votre présence indéfectible.vos encouragements sincères et votre foi mon éclairés meme dans les silences de mes incetitudes.

je vous dédier ce travail, modeste fruit d'années de labeur et de persévérance, a vous qui m'avez accompagné sans relache, dans le silence des sacrifices, dans la chaleur d'un amour incnditionnel, et à votre soutien dans l'obmre sans jamais rien attendre en retour.

Cette réussite est aussi la votre, elle porte l'emreinte de vos dévouements, votre tendresse et de vos prières murmurées. Ce travail vous appartient autant qu'à moi car chaque pages rédiger, chaque pas acomplit porte un peu de vous.

A mon binome,

A toi, camarad de route dans ce long voyage académique, merci pourta confience, ta rigueur et l'énergie que tu a investie dans chaque étape.merci pour ton angagement, et cette complicité naturelle qui a transformé les efforts en souvenirs, les difficultés en défis, et les heures de travaille en traces de réussites partagée.

Ce projet est le fruit de notre collaboration, mais aussi le témoignage d'un respect mutuel et d'un esprit d'équipe sincère, je suis fière de l'avoir partagé avec toi.

Mais aujourd'hui, je tiens aussi de me remercier moi-meme

Oui, je me dédie ce travail à moi-même, pour avoir tenu bon, quand c'était difficile, pour les efforts diployé dans lombre, pour les instans de solitude transformé en forces, pour avoir percisté quand tout semblais flou.merci a moi pour n'avoir jamais cessé d'y croire et pour ne pas avoir abandonné quand le découragement menaçait, pour avoir cru en mes rêves, même quand ils semblaient lointains.

Merci à moi, pour les nuits sans sommeil, les efforts répétés, et cette volonté de transformer chaque obstacle en force.

Ce mémoire est plus qu'un simple document .il est la preuve que la foi, la volonté et l'amour peuvent faire naitre des accomplissement durables.Parce que derrière chaque réussite, il y a un combat silencieux ,et j'ai mené le mien avec foi, avec cœur, et avec constance.

*"Sommetimes you have to be your own biggest supporter." [8.D]*

*Brouk lounas*

# Dédicace

À la mémoire de mon père,

Parti trop tôt, alors que j'étais encore enfant... Ton souvenir ne m'a jamais quitté. Même en ton absence, tu as toujours été une source de force et d'inspiration. Ce travail, je te le dédie avec tout mon cœur.

À ma mère,

Pour ton amour infini, ton courage, tes sacrifices et ton soutien constant. Tu as été à la fois mère et père, et c'est grâce à toi que j'ai pu arriver jusqu'ici. Merci du fond du cœur.

À mes frères et à ma sœur,

Merci pour votre soutien, votre affection et vos encouragements tout au long de mon parcours.

À mon binôme,

Pour l'esprit d'équipe, la complicité et l'implication partagée tout au long de ce projet. Ce mémoire est aussi le reflet de notre travail commun.

***Batmani Hani***

---

## Liste des symboles

C : Cohésion [kPa]

Cu : Coefficient d'uniformité [-]

Cc : Indice de compressibilité [-]

Cs : Indice de recompression [-]

Cv : Vitesse de consolidation [ $\text{m}^2/\text{min}$ ]

T : le temps [s]

Eoed : Module de déformation œdométrique [kPa]

Qu : Contrainte de rupture uniaxiale [kPa]

d10 : Diamètre des grains à 10 % de passants [ $\mu\text{m}$ ]

$\Delta H$  : Tassement [mm]

$\Delta H_{50}$  : Tassement à 50% [mm]

T<sub>50</sub> : Temps pour avoir 50% de tassement [s]

E : Module d'élasticité [MPa]

IC : Indice de consistance [-]

IP : Indice de plasticité [%]

IPI : Indice Portant Immédiat [-]

ICBR : Indice CBR après immersion [-]

n : Porosité [%]

k : Perméabilité [m/s]

e : Indice des vides [-]

Rc : Résistance à la compression simple [MPa]

Rt : Résistance à la traction [MPa]

Rtb : Résistance à la traction indirecte [MPa]

W : Teneur en eau [%]

WL : Limite de liquidité [%]

WP : Limite de plasticité [%]

Wnet : Teneur en eau naturel de sédiment [%]

---

$\sigma$ : Contrainte normale [kPa]

$\tau$  : Contrainte tangentielle [kPa]

$\varphi$ : Angle de frottement interne [°]

$\rho_d$  : Masse volumique du sol sec [g/cm<sup>3</sup>]

$\rho_s$  : Masse volumique des particules solide [g/cm<sup>3</sup>]

$\phi$ : Diamètre [cm]

$\sigma_t$  : Résistance à la traction indirecte [MPa]

$\Delta L$  : Déplacement horizontal [mm]

$\sigma_p$  : la contrainte préconsolidation [kPa]

$S$  : La surface [mm<sup>2</sup>], [cm<sup>2</sup>]

$R_t$  : Résistance à la traction [MPa]

$F_r$  : La force maximale à la rupture [N]

$\Phi$  : Le diamètre de l'éprouvette [cm]

---

# Liste des figures

Figure 1.1 .Cycle de vie sédimentaire [Horowitz, A. J. (1991).]

Figure 1.2 : Exemples de courbes granulométriques. (1) Limon argileux, (2) Limon, (3) Argile sableuse, (4) Sable grossier mal gradué, (5) Sable alluvionnaire, (6) Grave alluvionnaire

Figure 1.3 : Diagramme triangulaire des sols fins [METER Group].

Figure 1.4 : illustration du Processus d'envasement [CEDRE. (2006)].

Figure 1.5 : Les différentes couches de la chaussée routière [ConcreteDispatch].

Figure 1.6 : Les déchets de constructions

Figure 1.7 : La chaux

Figure 1.8 : chaux vive.

Figure 1.9 : La différence entre la chaux vive et la chaux éteinte [Sherwood, P. (1993)].

Figure 1.10 : matériaux autocompactants [CEMEX France].

Figure 1.11 : Procédé de préparation d'un remblai autocompactant [Google patents].

Figure 2.1 : Localisation du point de prélèvement des sédiments.

Figure 2.2. Points de prélèvements.

Figure 2.3 : séchage et concassage des sédiments.

Figure 2.4: Matériel utilisé pour les Limites d'Atterberg.

Figure 2.5: Déroulement d'essai Limites d'Atterberg.

Figure 2.6: Limites d'Atterberg et indice de plasticité.

Figure 2.7: matériel d'essai d'affaissement.

Figure 2.8: préparation du sol.

Figure 2.9: mode opératoire de l'essai.

Figure 2.10. : Dispositif de l'essai CBR.

Figure 2.11: le mode opératoire de l'essai CBR.

Figure 2.12: Dispositif de cisaillement direct.

Figure 2.13 : L'essai pycnomètre.

Figure 2.14: matériel utilisé dans l'essai œdométrique.

---

Figure 2.15: montage de la cellule et déroulement de l'essai œdométrique.

Figure 2.16: matériel utilisé dans l'essai de compression simple.

Figure 2.17 : Schéma de principe d'essai de compression diamétrale.

Figure 3.1 : Exemple de détermination de la limite de liquidité pour le cas de 10% d'ajout de déchet de béton.

Figure 3.2 : Evolution de l'enfoncement en fonction de la force cas (10 % DB + 4 % chaux (3 jours)).

Figure 3.3 : Evolution de l'enfoncement en fonction de la force cas (12 % DB + 4 % chaux (3 jours)).

Figure 3.4 : Evolution de l'enfoncement en fonction de la force cas (4 % DB + 4 % chaux (4 jours)).

Figure 3.5 : Evolution de l'enfoncement en fonction de la force cas (12 % DB + 4 % chaux (4 jours)).

Figure 3.6 : Résultats des essais de cisaillement direct pour le sédiment brut.

Figure 3.7 : Résultats des essais de cisaillement direct pour 4% DB+4% CHAUX.

Figure 3.8 : Résultats des essais de cisaillement direct pour 10% DB+4% CHAUX.

Figure 3.9 : Résultats des essais de cisaillement direct pour 12% DB+4% CHAUX.

Figure 3.10 : Comparaison entre les déférant ajoutes.

Figure 3.11 : courbe de consolidation pour 4% DB+ 4% chaux.

Figure 3.12 : courbe de consolidation pour 10% DB+ 4% chaux.

Figure 3.13 : courbe de consolidation pour 12% DB+ 4% chaux.

Figure 4.1 : découpage des moules à l'aide d'un tour mécanique.

Figure 4.2 : étapes de préparation des moules.

Figure 4.3: Présentation du spécimen d'éprouvettes confectionnées.

Figure 4.4 : évolution de la déformation ( $\Delta h$ ) en fonction de la durée (s) sur tt les éprouvettes de compression pour les déférents taux d'ajouts de déchets de construction broyés.

Figure 4.5 : courbe de résistance en compression en fonction de  $\Delta/h$  à 28 jours de cure pour les déférents mélanges de sédiment avec les déchets de construction broyés.

Figure 4.6 : histogramme de l'évolution de la résistance à la compression des sédiments, en fonction de taux d'ajouts de déchets de construction.

---

Figure 4.7 : exemple des ruptures des éprouvettes pour les mélanges à base des déchets de construction broyés.

Figure 4.8 : évolution de la déformation ( $\Delta h$ ) en fonction de la durée (s) sur toutes les éprouvettes de compression pour les différents taux d'ajouts de déchets de construction broyés avec 4% de chaux.

Figure 4.9 : courbe de résistance en compression en fonction de  $\Delta/h$  à 28 jours de cure pour les différents mélanges de sédiment avec les déchets de constructions broyées additionnés à 4% de chaux.

Figure 4.10 : histogramme comparatif de l'évolution de la résistance à la compression des sédiments, en fonction de taux d'ajouts de déchets de construction et les mélanges de base de chaux combinée à ces ajouts pour toutes les éprouvettes testées.

Figure 4.11 : exemple des ruptures des éprouvettes pour les mélanges à base des déchets de construction avec un taux de 4% de chaux.

Figure 4.12 : évolution de la contrainte  $\sigma$  en fonction de déformation relative sur les éprouvettes de traction pour tous les mélanges.

Figure 4.13 : exemple des ruptures des éprouvettes pour les mélanges à base des déchets de béton sur les essais de traction.

Figure 4.14 : exemple des ruptures des éprouvette pour les mélanges à base des déchets de béton et un taux de 4% de chaux sur les essais de la traction.

Figure 4.15 : évolution de la déformation relative pour chaque échantillon traité aux ajouts de déchets et au liant hydraulique.

Figure 4.16 : histogramme d'évolution de la résistance à la traction pour tous les échantillons étudiés.

Figure 4.17 : histogramme comparative de l'évolution de la résistance à la traction des sédiments, en fonction de taux d'ajouts de déchets de béton et l'ajout de 4% de chaux.

---

# Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Classe granulométrique.

Tableau 1.2 : type des sols.

Tableau 2.1 : Degré de plasticité des sols (Magnan 1997).

Tableau 3.1 : Résultats de mesure des limites d'Atterberg pour le cas 10% d'ajout de déchets de béton.

Tableau 3.2 : Les valeurs des caractéristiques de plasticité des remblais auto-compactant.

Tableau 3.3: Résultats pour le cas 10 % DB + 4 % chaux (3 jours).

Tableau 3.4 : Résultats pour le cas 12 % DB + 4 % chaux (3 jours).

Tableau 3.5 : résultats pour le cas 4 % DB + 4 % chaux (4 jours).

Tableau 3.6 : Résultats pour le cas 12 % DB + 4 % chaux (4 jours).

Tableau 3.7 : Récapitulatif des résultats des essais CBR.

Tableau 3.8 : Les valeurs de contrainte  $\tau$  maximale pour chaque échantillon.

Tableau 3.9 : la cohésion et l'angle de frottement.

Tableau 3.10 : Les valeurs obtenues pour chaque formulation l'essai œdométrique.

Tableau 3.11 : Classification du sol selon l'indice de compressibilité.

Tableau 3.12 : Classification du sol selon l'indice de gonflement.

Tableau 4.1 : Résultats des résistances à la compression en fonction des ajouts de déchets de construction broyés.

Tableau 4.2 : Résultats à la compression simple en fonction des ajuts de déchets de béton avec 4% de chaux.

Tableau 4.3 : Résultats de traction ( $R_t$ ) pour les différents des échantillons

## **Table des matières**

Introduction Générale .....	1
-----------------------------	---

Chapitre 1 : Etude bibliographique .....	2
1.1 : Introduction .....	3
1.2 : Origine et formation des sédiments.....	3
1.2.1 : Origine naturelle .....	3
1.2.2 : Origine anthropique.....	4
1.2.3 : Cycle de vie sédimentaire .....	4
1.3 : Composition des sédiments .....	5
1.3.1 : La phase minérale .....	5
1.3.2 : La phase organique .....	5
1.3.3 : L'eau interstitielle .....	6
1.3.4 : Autres constituants.....	6
1.4 : Propriétés physiques des sédiments .....	6
1.4.1 : Granulométrie.....	6
1.4.2 : Limites d'Atterberg.....	8
1.4.3 : Teneur en eau naturelle et densité .....	9
1.4.4 : Porosité et perméabilité .....	9
1.4.5 : Teneur en matière organique .....	9
1.5 : Problématique des sédiments de dragage .....	10
1.5.1 : Accumulation des sédiments.....	10
1.5.2 : Le dragage.....	10
1.5.3 : Problème de gestion des sédiments extraits.....	11
1.5.4 : Valorisation comme alternative.....	11
1.5.5 Cas des sédiments algériens .....	11
1.6 : Gestion et valorisation des sédiments .....	11
1.6.1 : Modalités de gestion des sédiments .....	12
1.6.1.1 : Stockage terrestre .....	12
1.6.1.2 : Immersion en mer .....	12
1.6.1.3 : Traitement et valorisation .....	12
1.6.2 : Étapes du processus de valorisation .....	12
1.6.3 : Valorisation en techniques routières .....	13
1.6.4 : Autres pistes de valorisation .....	14
1.6.5 : Enjeux et freins à la valorisation .....	14

1.7 : Les sédiments de oued Soummam .....	14
1.7.1 : Origine des sédiments .....	14
1.7.2 : Caractérisation chimique des sédiments .....	15
1.7.3 : Propriétés physiques des sédiments .....	15
1.8 : Déchets de construction.....	16
1.8.1 : Définition et origine .....	16
1.8.2 : Variantes des déchets de construction .....	16
1.8.3 : Stabilisation des sols avec déchets de construction .....	17
1.9 : La chaux et son utilisation dans la stabilisation des sols .....	18
1.9.1 : Définition de la chaux .....	18
1.9.2 : Types de chaux .....	19
1.9.3 : Mécanismes de stabilisation à la chaux .....	20
1.9.4 : Avantages de la stabilisation à la chaux .....	21
1.9.5 : Limites et précautions .....	21
1.10 : Les matériaux autocompactants (MAC) .....	22
1.10.1 : Composition et types de matériaux autocompactants .....	22
1.10.2 : Avantages des matériaux autocompactant.....	23
1.10.3 : Applications des matériaux autocompactants .....	24
1.10.4 : Propriétés techniques .....	24
1.10.5 : Limites et précautions .....	24
1.11 : Conclusion.....	25
Chapitre 2 : Matériels et méthodes .....	26
2.1 Introduction .....	27
2.2 Matériaux utilisés .....	27
2.2.1 Localisation du site de prélèvement .....	27
2.3 Caractérisation du matériau.....	28
2.3.1 Caractérisation physico-chimique .....	29
2.3.2 Teneur en eau a l'état naturel.....	29
2.3.3 Visualisation des échantillons .....	30
2.4 Présentation des essais au laboratoire .....	30
2.4.1 Limites d'Atterberg (NF P 94-051).....	30
2.4.1.1 But de l'essai .....	30

2.4.1.2 Dispositif expérimental et mode opératoire .....	30
2.4.1.3 Mise en place des échantillons .....	31
2.4.1.4 Importance de l'essai.....	32
2.4.2 Essai d'affaissement ou de tassement (NF P 94-117) .....	33
2.4.2.1 But de l'essai .....	33
2.4.2.2 Dispositif expérimental et mode opératoire .....	33
2.4.2.3 Mise en place des échantillons .....	34
2.4.2.4 importance de l'essai .....	34
2.4.3 Essai CBR – Portance (NF P 94-078) .....	34
2.4.3.1 Principe de l'essai.....	34
2.4.3.2 Matériel utilisé.....	35
2.4.3.3 Mode opératoire .....	36
2.4.3.4 But de l'essai .....	37
2.4.4 Essai de cisaillement à la boîte (NF P 94-071-1) .....	38
2.4.4.1 But de l'essai .....	38
2.4.4.2 Dispositif expérimental et mode opératoire .....	38
2.4.4.3 Mode opératoire et mesure .....	39
2.4.4.4 mise en place des échantillons dans la boîte de cisaillement .....	39
2.4.5 Essai au pycnomètre (NF P 94-054).....	39
2.4.5.1 But de l'essai .....	39
2.4.5.2 Dispositif expérimental et mode opératoire .....	40
2.4.5.3 Mise en place des échantillons .....	41
2.4.5.4 importance de l'essai .....	41
2.4.6 Essai œdométrique (NF P 94-090-1) .....	41
2.4.6.1 But de l'essai .....	41
2.4.6.2 Dispositif expérimental et mode opératoire .....	41
2.4.6.3 Mise en place des échantillons .....	42
2.4.6.4 importance de l'essai .....	42
2.4.7 Essai de compression simple (NF P 94-077).....	43
2.4.7.1 But de l'essai .....	43
2.4.7.2 Dispositif expérimental et mode opératoire .....	43
2.4.7.3 Mise en place des échantillons .....	43

2.4.7.4 Importance de l'essai.....	44
2.4.8 Essai brésilien (compression diamétrale – NF P 98-232-3) .....	44
2.4.8.1 But de l'essai .....	44
2.4.8.2 Dispositif expérimental et mode opératoire .....	44
2.4.8.3 Mise en place des échantillons .....	45
2.4.8.4 importance de l'essai.....	45
2.5 Conclusion.....	46
Chapitre 3 : Etude de l'évolution des caractéristiques géotechniques des remblais auto-compactant .....	47
3.1 Introduction .....	48
3.2 Campagne d'essais à effectuer .....	48
3.3 Etude de la sensibilité à l'eau .....	49
3.3.1 Présentation des résultats .....	49
3.3.2Interprétation des résultats .....	51
3.4 Etude de l'évolution de la portance du remblai auto-compactant. ....	52
3.4.1 Conditions de préparation et de cure des échantillons avant l'essai CBR .....	52
3.4.2 Etude des de la portance de remblais auto compactant à bas de sédiment et de déchets de la construction.....	53
3.4.3 Etude des de la portance de remblais auto compactant à base de sédiment, de déchets de la construction avec introduction de la chaux.....	53
3.4.4 Résultats des essais CBR selon les formulations et le temps de cure.....	53
3.4.5 Analyse des résultats.....	57
3.5 Essai de cisaillement direct .....	58
3.5.1 Principe de l'essai .....	58
3.5.2 Résultats expérimentaux.....	58
3.5.3 Détermination des paramètres de cisaillement ( $c$ , $\phi$ ).....	61
3.5.4 Analyse et interprétation .....	62
3.6 Étude du comportement en compression – Essai œdométrique .....	63
3.6.1 Introduction.....	63
3.6.2 Présentation de l'essai et protocole .....	63
3.6.3 Analyse des résultats expérimentaux.....	65
3.6.4 Interprétation finale et commentée des résultats œdométriques .....	66

a) Comportement du sédiment brut .....	66
b) Effet de la stabilisation (chaux + déchets de béton) .....	67
c) Comparaison des formulations.....	67
d) Recommandation d'usage.....	67
3.7 Conclusion .....	68
Chapitre 4 : Etude de l'évolution des caractéristiques mécaniques des remblais auto-compactant.....	69
4.1 Introduction.....	70
4.2 Etape de préparation des éprouvettes .....	70
4.2.1 Principe.....	70
4.2.2 Fabrication des éprouvettes .....	70
4.2.3 Étapes de confection des éprouvettes .....	72
4.3 Evaluation de la résistance mécanique .....	73
4.3.1 Compression simple (uniaxial) .....	73
4.3.2 : Traction indirecte.....	79
4.4 Conclusion .....	84
Conclusion générale .....	86
Références Bibliographiques.....	88



## Introduction Générale

Dans un contexte mondial marqué par la raréfaction des ressources naturelles, la dégradation des milieux aquatiques et l'augmentation des besoins en infrastructures durables, la gestion des sédiments issus des milieux fluviaux et estuariens devient une problématique environnementale, technique et économique majeure. En Algérie, comme dans de nombreux pays, les opérations de dragage menées dans les rivières, ports ou barrages pour maintenir leur fonctionnalité hydraulique génèrent chaque année des volumes importants de sédiments, dont l'évacuation constitue un défi croissant.

Traditionnellement considérés comme des déchets à éliminer, ces matériaux sont aujourd'hui réévalués pour leur potentiel en tant que ressources alternatives dans le domaine du génie civil. Cette valorisation s'inscrit dans une démarche d'économie circulaire visant à substituer, partiellement ou totalement, les matériaux naturels par des sédiments traités, tout en répondant aux exigences techniques des projets de construction, notamment routiers.

La présente étude s'inscrit dans cette dynamique innovante et s'intéresse à combiner deux déchets le sédiment et les déchets de béton issus de la construction afin d'élaborer des remblais auto-compactant qui répond aux exigences de l'employabilité dans le domaine de la construction. Elle s'intéresse particulièrement aux sédiments de l'Oued Soummam, un cours d'eau emblématique de la région de Béjaïa, soumis à une forte érosion et à une pression anthropique importante suite à diverses activités. Ces sédiments, à dominante fine (limons et argiles), présentent des propriétés géotechniques qui, après traitement, pourraient répondre aux critères de performance requis pour des applications en remblais routiers ou en matériaux auto-compactant.

L'objectif principal de ce travail est donc de caractériser les sédiments de l'Oued Soummam, d'étudier leur comportement à l'état naturel et après stabilisation à l'aide d'agents valorisants tels que la chaux et les déchets de construction, et d'évaluer leur aptitude à être utilisés dans des solutions constructives durables. La recherche s'appuie à la fois sur une revue bibliographique approfondie, une campagne expérimentale en laboratoire conforme aux normes géotechniques en vigueur, et une analyse des performances mécaniques des matériaux obtenus.

Cette étude se structure autour de plusieurs axes : une étude bibliographique des sédiments et de leur valorisation, la présentation des matériaux utilisés et des méthodes expérimentales mises en œuvre, l'analyse des résultats obtenus, et enfin une discussion critique des potentialités et limites de l'utilisation des sédiments traités dans le domaine des travaux publics. À travers cette approche, ce travail ambitionne de contribuer à la réflexion sur une gestion plus durable des ressources géotechniques et sur la promotion de matériaux de construction alternatifs respectueux de l'environnement.

## **Chapitre 1 : Etude bibliographique**

## 1.1 Introduction

Les sédiments représentent une composante essentielle du cycle géologique et environnemental de la Terre. Ils se forment par l'accumulation progressive de particules solides provenant de la dégradation des roches, de matières organiques, de résidus minéraux, et de polluants. Ces particules sont transportées par des agents naturels tels que l'eau, le vent, la glace ou la gravité, pour ensuite être déposées dans divers milieux : rivières, lacs, estuaires, mers et océans. Ce processus sédimentaire constitue un moteur de remodelage constant du paysage terrestre. [1]

Dans les environnements aquatiques, notamment les zones portuaires, fluviales ou estuariennes, l'accumulation des sédiments peut entraîner des phénomènes d'envasement, affectant la navigabilité, le débit des cours d'eau, et la capacité des retenues hydrauliques. Cette accumulation nécessite des opérations de dragage périodiques, souvent coûteuses et complexes. [2]

Aujourd'hui, dans un contexte de transition écologique et de raréfaction des ressources naturelles, l'idée de transformer les sédiments de dragage en ressources valorisables, notamment dans le domaine du génie civil, s'impose comme une piste prometteuse. La construction routière, qui consomme de grandes quantités de matériaux granulaires, offre une opportunité concrète de réutilisation des sédiments après traitement, notamment en remblais ou en couches de forme. [3]

Dans ce chapitre, nous allons explorer de manière approfondie la nature, la genèse, la composition, les propriétés et la problématique liée aux sédiments, en mettant l'accent sur les sédiments issus de l'Oued Soummam, objets de notre étude expérimentale.

## 1.2 Origine et formation des sédiments

La formation des sédiments est un processus complexe, multi-échelle et multifactoriel, qui résulte de l'interaction entre des phénomènes naturels et anthropiques. Deux grandes catégories d'origine peuvent être distinguées : l'origine naturelle et l'origine anthropique. [4]

### 1.2. Origine naturelle

Les processus naturels sont à l'origine de la majorité des particules sédimentaires. Parmi ces processus, on distingue :

- **L'altération et l'érosion des roches** : Sous l'effet de l'eau, du vent, du gel-dégel et des agents biologiques, les roches mères subissent une désagrégation physique (altération mécanique) ou chimique (dissolution, hydrolyse, oxydation). Ces particules fines sont ensuite mobilisées par les eaux de ruissellement et les cours d'eau.
- **Les apports organiques** : La décomposition de la matière végétale et animale contribue également à la formation de sédiments riches en matière organique.
- **Les précipitations minérales** : Dans certains environnements riches en ions dissous, des minéraux comme les carbonates peuvent précipiter et se déposer, formant des sédiments chimiques ou biochimiques. [5]

- **Les apports volcaniques** : Les cendres et autres pyroclastiques peuvent être transportés sur de longues distances avant de se déposer, notamment dans les lacs et les bassins fluviaux.

### 1.2.2 Origine anthropique

Les activités humaines modifient fortement les processus naturels de production et de transport sédimentaire. On peut citer notamment :

- **L'agriculture intensive** : Le déboisement, le labour et la culture sur pente accélèrent l'érosion des sols, provoquant une hausse des charges en matières en suspension dans les cours d'eau.
- **L'urbanisation** : L'imperméabilisation des sols, la construction d'infrastructures et l'absence de végétation de couverture favorisent l'écoulement rapide des eaux et l'érosion localisée.
- **Les rejets industriels et domestiques** : Les effluents urbains et industriels transportent des particules fines, des métaux lourds, des hydrocarbures et d'autres polluants qui se retrouvent piégés dans les sédiments.
- **Les travaux hydrauliques** : La construction de barrages, de canaux et de digues modifie la dynamique fluviale et favorise le piégeage des sédiments en amont des ouvrages [6].

### 1.2.3 Cycle de vie sédimentaire

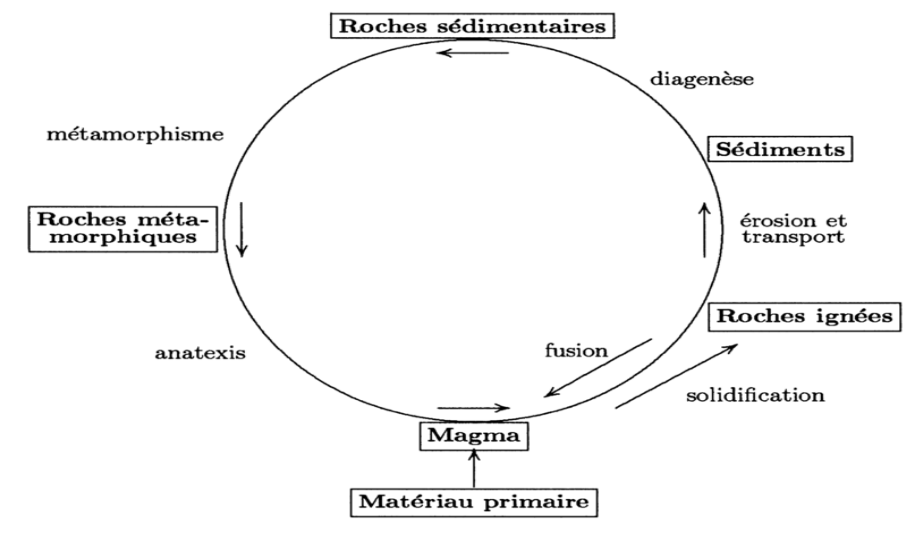


Figure 1.1 .Cycle de vie sédimentaire [Horowitz, A. J. (1991).]

Le cycle des sédiments comporte plusieurs étapes

- **La production** : Détachement des particules par altération ou par action anthropique.
- **Le transport** : Par suspension, traction ou saltation selon la granulométrie et la vitesse de l'écoulement.
- **Le dépôt** : Dans les zones de faible énergie (zones calmes des rivières, estuaires, deltas, barrages).

- **La transformation** : Modification progressive des propriétés physiques et chimiques des sédiments au cours du temps (diagenèse, compaction, interactions biologiques ou chimiques) [7].

Ce cycle permet de mieux comprendre l'origine des sédiments que l'on retrouve aujourd'hui dans les bassins sédimentaires, les estuaires ou les zones portuaires, et il souligne l'importance d'une gestion intégrée de la ressource sédimentaire, qui prend en compte l'amont (bassins versants) comme l'aval (zones de dépôt).

### 1.3 Composition des sédiments

Les sédiments sont des matériaux hétérogènes composés d'un mélange complexe des composants solides, liquides et parfois gazeux. Leur composition dépend de l'origine des particules, du milieu de dépôt, des conditions environnementales et du temps de résidence dans le milieu sédimentaire. Cette composition détermine directement les propriétés physico-chimiques et mécaniques du matériau sédimentaire, ce qui est essentiel dans le cadre d'une valorisation technique, comme dans la construction routière. [8]

#### 1.3.1 La phase minérale

La phase minérale constitue la fraction dominante des sédiments. Elle est constituée de :

- **Grains de sable (0,063 mm à 2 mm)** : Particules siliceuses d'origine détritique, généralement inertes, contribuant à la stabilité mécanique des sédiments.
- **Limon (0,002 mm à 0,063 mm)** : Particules fines d'origine variée, qui influencent la perméabilité et la cohésion du sédiment.
- **Argile (< 0,002 mm)** : Minéraux à structure feuilletée, à fort pouvoir de rétention d'eau, très réactifs physico chimiquement.
- **Débris rocheux et minéraux accessoires** : Par exemple, feldspaths, micas, calcite, ou oxydes de fer, apportant des propriétés spécifiques au mélange. [8]

La proportion relative de ces éléments définit la granulométrie globale du sédiment, et influence sa plasticité, sa porosité et sa capacité de portance.

#### 1.3.2 La phase organique

Les sédiments contiennent des matières organiques issues de :

- La décomposition de plantes aquatiques ou terrestres (cellulose, lignine). [8]
- La dégradation de microorganismes ou d'animaux morts.
- Des polluants organiques (hydrocarbures, solvants) provenant de rejets urbains ou industriels.

La matière organique est très importante à caractériser, car elle :

- Affecte la cohésion et la stabilité des sédiments (surtout en cas de forte humidité).
- Interagit avec les liants hydrauliques utilisés dans le traitement (effet retardateur sur la prise).
- Influence la dégradabilité des matériaux dans le temps.

Dans certains cas, une trop forte teneur organique peut empêcher la valorisation directe des sédiments sans prétraitement (débactérisation, oxydation, stabilisation chimique).

### 1.3.3 L'eau interstitielle

Les sédiments contiennent une proportion importante d'eau, qui remplit les vides entre les particules solides. Cette eau peut être classée en plusieurs types :

- **Eau libre ou gravitationnelle** : Facilement drainable, elle n'est que faiblement retenue par les forces capillaires.
- **Eau capillaire** : Retenue dans les pores par des forces de tension superficielle.
- **Eau liée ou hygroscopique** : Fixée à la surface des particules argileuses par attraction électrostatique, difficilement évacuable [9].

La quantité et la nature de l'eau interstitielle influencent fortement :

- Le comportement mécanique des sédiments (résistance, tassement).
- Leur réactivité chimique vis-à-vis des traitements (chaux, ciment).
- Leur stabilité dimensionnelle (gonflement ou retrait).

### 1.3.4 Autres constituants

En plus des trois phases principales, certains sédiments peuvent contenir :

- **Métaux lourds (plomb, mercure, cadmium)** : Liés à la pollution industrielle. [10]
- **Composés organiques persistants (pesticides, PCBs)** : Problématiques pour l'environnement.
- **Gaz** : En décomposition, certains sédiments produisent du méthane, du CO<sub>2</sub> ou de l'H<sub>2</sub>S.

La présence de ces éléments exige des précautions particulières dans l'optique d'une valorisation, notamment en ce qui concerne la lixiviation et la toxicité potentielle.

## 1.4 Propriétés physiques des sédiments

Les propriétés physiques des sédiments conditionnent leur comportement mécanique, hydrique et chimique. Elles jouent un rôle fondamental dans le choix des techniques de valorisation, en particulier dans les travaux de terrassement et de construction routière. Une bonne connaissance de ces propriétés est indispensable pour évaluer la performance des sédiments en tant que matériaux de substitution.

### 1.4.1 Granulométrie

La granulométrie décrit la distribution des dimensions des grains constituant un matériau. Elle est déterminée par : [3]

- Tamisage (pour les particules > 80 µm)
- Sédimentation ou granulométrie laser (pour les fines < 80 µm)

Elle permet de distinguer :

- Cailloux : > 20 mm

- Graviers : 2 mm à 20 mm
- Sables grossiers à fins : 2 mm à 0,063 mm
- Limons : 0,063 mm à 0,002 mm
- Argiles : < 0,002 mm

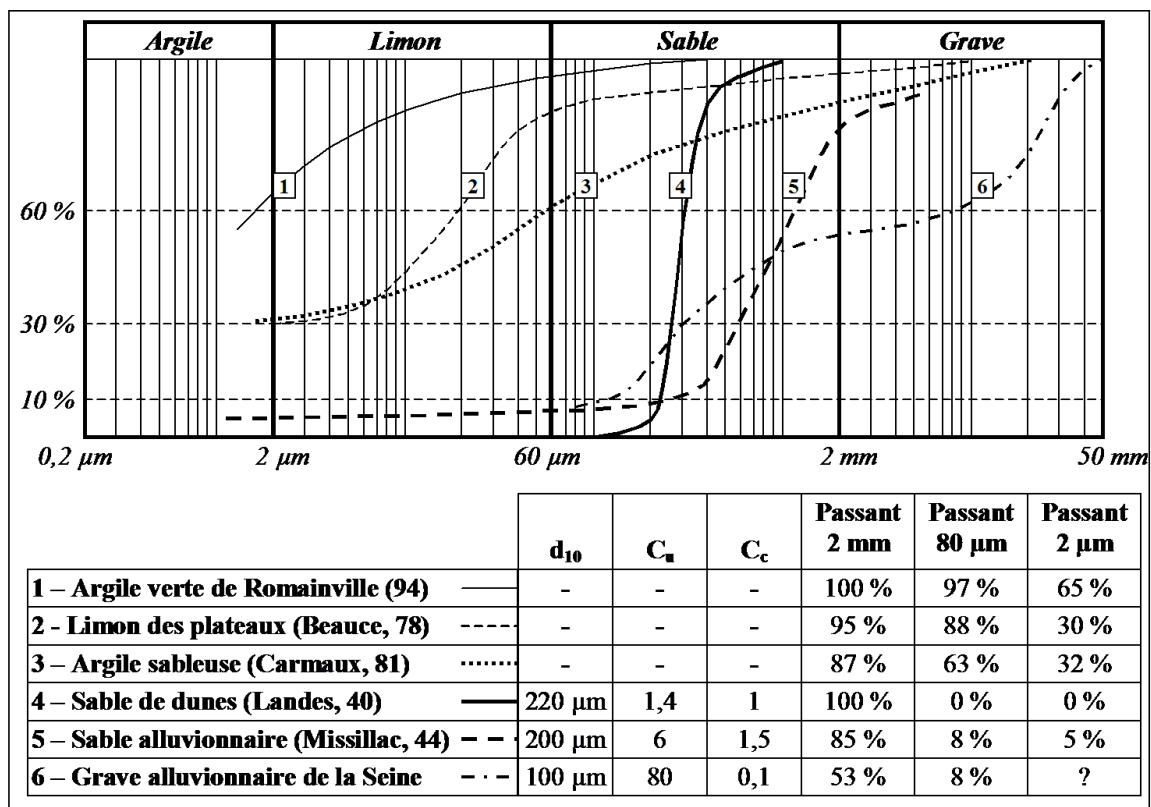


Figure 1.2 : Exemples de courbes granulométriques. (1) Limon argileux, (2) Limon, (3) Argile sableuse, (4) Sable grossier mal gradué, (5) Sable alluvionnaire, (6) Grave alluvionnaire

Les sédiments fins comme ceux de l'Oued Soummam présentent généralement une granulométrie dominée par les limons et les argiles (> 80 %), ce qui leur confère :

- Une grande cohésion naturelle
- Une perméabilité très faible
- Une tendance au gonflement et au retrait

Exemple de distribution typique :

Tableau 1.1 : Classe granulométrique

Classe granulométrique	Pourcentage
Sable (> 63 $\mu$ m)	15%
Limon (2- 53 $\mu$ m)	60%
Argile (< 2 $\mu$ m)	25%

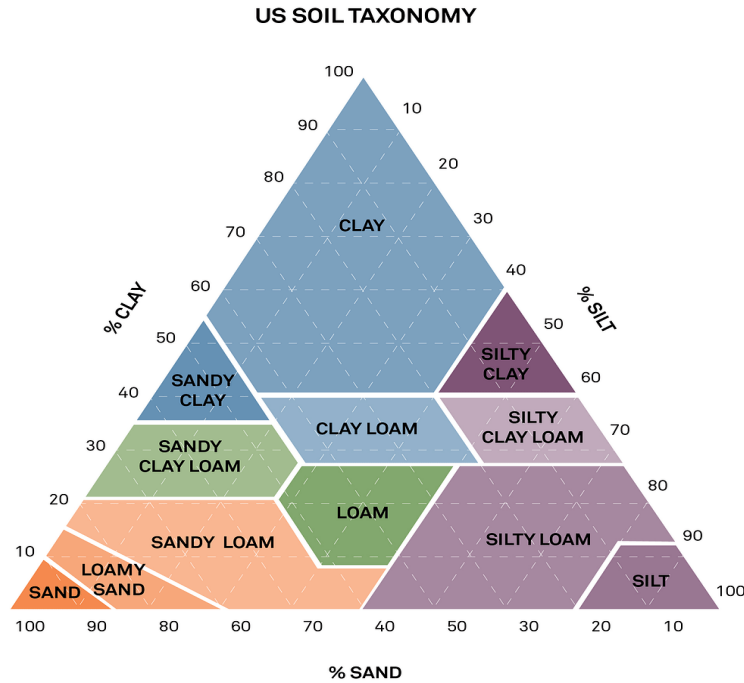


Figure 1.3 : Diagramme triangulaire des sols fins [METER Group].

#### 1.4.2 Limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg définissent les états limites de consistance des sols fins : [11]

- **Limite de plasticité (WP)** : Teneur en eau à partir de laquelle le sol passe de l'état semi-solide à l'état plastique.
- **Limite de liquidité (WL)** : Teneur en eau à partir de laquelle le sol passe de l'état plastique à l'état liquide.
- **Indice de plasticité ( $IP = WL - WP$ )** : Mesure de la plage de consistance plastique.

Ces paramètres permettent de classer les sédiments selon leur comportement plastique et leur sensibilité à l'eau. Par exemple :

Tableau 1.2 : type des sols

Type de sol	WL (%)	WP (%)	IP (%)
Argile faiblement plastique	35	20	15
Limon plastique	40	22	18

Les sédiments étudiés présentent généralement un indice de plasticité compris entre 10 et 20 %, ce qui indique une plasticité faible (peu plastique), acceptable après traitement pour un usage en remblai.

#### 1.4.3 Teneur en eau naturelle et densité

- **Teneur en eau naturelle ( $w$ )** : Mesurée directement sur les échantillons, elle reflète l'état hydrique du sédiment à sa sortie de l'environnement aquatique. [9]
  1. Sédiments dragués : 50 à 120 %, selon leur texture.
- **Densité des particules solides ( $\rho_s$ )** : Généralement entre 2,60 et 2,75 pour les sédiments minéraux.
- **Densité apparente ( $\rho_d$ )** : Elle dépend du degré de compactage et de l'humidité.

Ces valeurs sont essentielles pour :

- Calculer les caractéristiques de compactage (Proctor, Optimum Proctor Modifié /Proctor Modifié).
- Estimer la portance des remblais.
- Ajuster les dosages de liants hydrauliques. [9]

#### 1.4.4 Porosité et perméabilité

- Porosité ( $n$ ) : Pourcentage de vide dans le matériau, souvent  $> 40$  % dans les sédiments fins. [6]
- Perméabilité ( $k$ ) : Très faible pour les argiles ( $< 10^{-9}$  m/s), moyenne à faible pour les limons.

La faible perméabilité est à double tranchant :

- Avantage : Limite les infiltrations d'eau dans les remblais.
- Inconvénient : Ralentit le drainage et le séchage naturel.

Des traitements mécaniques ou chimiques (chaulage) sont donc souvent nécessaires pour améliorer ces propriétés.

#### 1.4.5 Teneur en matière organique

Mesurée généralement par calcination (perte au feu) ou analyse au carbone organique total (TOC), elle varie entre 2 % et 10 % pour les sédiments fluviaux.

La matière organique influence :

- La plasticité (par interactions avec les argiles).
- La stabilité à long terme.
- La réaction avec les liants (inhibition possible de la prise). [7]

## 1.5 Problématique des sédiments de dragage

### 1.5.1 Accumulation des sédiments

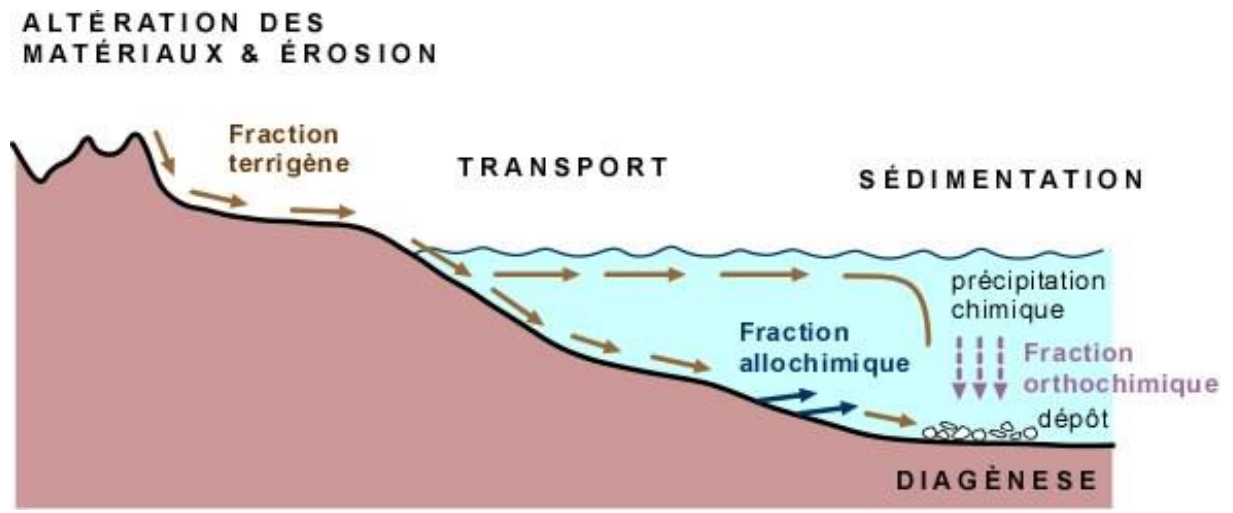


Figure 1.4 : illustration du Processus d'envasement [CEDRE. (2006)]

Dans les zones portuaires, les rivières, les barrages et les estuaires, les sédiments s'accumulent de façon continue sous l'effet :

- De l'érosion des bassins versants,
- Des apports fluviaux (sables, limons, matières organiques),
- Des rejets anthropiques (effluents domestiques, agricoles, industriels).

Ce phénomène, bien que naturel, est accentué par les activités humaines telles que la déforestation, l'urbanisation et l'agriculture intensive, qui augmentent considérablement la charge en matières en suspension transportées vers les milieux aquatiques. À long terme, cette accumulation réduit :

- La profondeur utile des cours d'eau et des ports (gêne à la navigation),
- La capacité de stockage des barrages (perte de volume d'eau),
- L'efficacité hydraulique des canaux de drainage (risque d'inondation accru).

### 1.5.2 Le dragage

Pour maintenir les fonctionnalités hydrauliques et portuaires, les autorités recourent régulièrement au dragage, opération qui consiste à extraire les sédiments accumulés sur le fond d'un plan d'eau. Il existe plusieurs techniques de dragage : [12]

- 1) Dragage mécanique (pelle, godet, benne preneuse),
- 2) Dragage hydraulique (pompage avec refoulement),
- 3) Dragage par succion ou injection d'eau.

Ces opérations sont coûteuses, complexes à planifier et génèrent de grandes quantités de résidus, parfois très humides, difficilement manipulables.

### 1.5.3 Problème de gestion des sédiments extraits

Une fois extraits, les sédiments de dragage posent un véritable défi environnemental et logistique. Deux options traditionnelles sont utilisées :

- Immersion en mer : interdite ou strictement réglementée dans de nombreux pays, surtout en présence de polluants.
- Mise en décharge terrestre : mobilise de grandes surfaces, coûteuse, et peu durable.

Ces approches soulèvent plusieurs problèmes :

- Impact écologique sur les milieux récepteurs (marins ou terrestres),
- Risque de dispersion de contaminants (métaux lourds, matières organiques toxiques),
- Coûts élevés de transport, stockage et traitement, surtout pour les sédiments à haute teneur en eau.

### 1.5.4 Valorisation comme alternative

Face à ces limites, une approche innovante et durable consiste à envisager la valorisation des sédiments, c'est-à-dire leur réutilisation après traitement dans des applications économiques :

- Travaux publics : remblais, couches de forme, matériaux compactés.
- BTP : briques, bétons allégés, éléments de préfabrication.
- Aménagement paysager : modelés topographiques, buttes artificielles.
- Génie écologique : barrières de confinement, substrats végétalisables.

Cette voie permet de :

- Réduire les volumes mis en décharge,
- Limiter l'exploitation de ressources naturelles (graviers, sables),
- Réduire l'empreinte carbone des matériaux de construction,
- Créer de nouveaux débouchés économiques, notamment au niveau local.

### 1.5.5 Cas des sédiments algériens

En Algérie, de nombreux sites souffrent d'un envasement chronique, notamment en Kabylie, dans les bassins versants montagneux soumis à une forte érosion. Les exemples incluent :[13]

- Le barrage de Kherrata (Wilaya de Béjaïa) : réduction notable de capacité en moins de 30 ans.
- L'oued Soummam : fleuve côtier important, mais fortement chargé en sédiments fins.

Chaque année, des milliers de mètres cubes de matériaux sont extraits lors des dragages de maintenance, mais peu de filières de valorisation sont actuellement mises en place, malgré le potentiel géotechnique intéressant de ces sédiments

## 1.6 Gestion et valorisation des sédiments

La gestion durable des sédiments extraits lors des opérations de dragage est devenue une priorité environnementale et économique à l'échelle mondiale. Cette problématique prend une

dimension particulière dans les pays où les infrastructures hydrauliques sont exposées à un fort envasement, comme c'est le cas en Algérie. L'objectif n'est plus seulement de se débarrasser des sédiments, mais de les intégrer dans une démarche de valorisation raisonnée, en tenant compte de leurs propriétés physiques, chimiques et géotechniques.

### 1.6.1 Modalités de gestion des sédiments

Les sédiments extraits peuvent être gérés selon plusieurs approches, qui diffèrent par leur impact environnemental, leur coût et leur niveau de durabilité.

#### 1.6.1.1 Stockage terrestre

Le stockage sur terre est la méthode la plus répandue, notamment pour les sédiments non pollués. Il se fait généralement dans :

- Des bassins de décantation (zone de déshydratation naturelle),
- Des centres de stockage spécifiques, parfois assimilés à des installations de traitement des déchets inertes.

Inconvénients :

- Nécessite des surfaces importantes,
- Risque de lixiviation de polluants dans le sol,
- Ne favorise pas la valorisation.

#### 1.6.1.2 Immersion en mer

Anciennement très utilisée, cette solution est aujourd'hui fortement encadrée voire interdite dans certains pays. Elle n'est autorisée que si les sédiments sont conformes à des critères de qualité environnementale stricts.

Problèmes :

- Perturbation des écosystèmes marins,
- Risque de résuspension des contaminants,
- Acceptabilité sociale faible.

#### 1.6.1.3 Traitement et valorisation

Cette solution s'inscrit dans une logique d'économie circulaire. Elle implique un traitement préalable des sédiments (séparation, stabilisation, séchage...) en vue de leur réutilisation dans diverses applications. Elle est encouragée par les directives européennes et les politiques nationales de gestion des déchets.

### 1.6.2 Étapes du processus de valorisation

La valorisation des sédiments repose généralement sur une série d'opérations : [10]

- **Caractérisation** : Étude physico-chimique et géotechnique (granulométrie, pollution, plasticité, etc.)
- **Prétraitement** :
  - ✓ *Déshydratation* : naturelle ou mécanique (filtre-presse, centrifugeuse)

- ✓ *Désagrégation* : séparation des grains fins
- **Traitement :**
  - ✓ *Stabilisation* : ajout de liants (chaux, ciment) pour améliorer la portance et la durabilité
  - ✓ *Inertage* : encapsulation des polluants
- **Mise en œuvre :**
  - ✓ Utilisation directe comme matériau de remblai, de sous-couche routière, ou matière première pour briques et blocs.

### 1.6.3 Valorisation en techniques routières

L'une des voies les plus prometteuses est la valorisation des sédiments en technique routière, en raison de la grande quantité de matériaux utilisés dans ce secteur. Les sédiments, après traitement, peuvent être employés dans : [3]

- **Les remblais routiers** : en remplacement partiel des sols naturels.
- **Les couches de forme** : couche située entre le sol support et la chaussée.
- **Les couches de fondation** : après traitement pour garantir une portance suffisante.

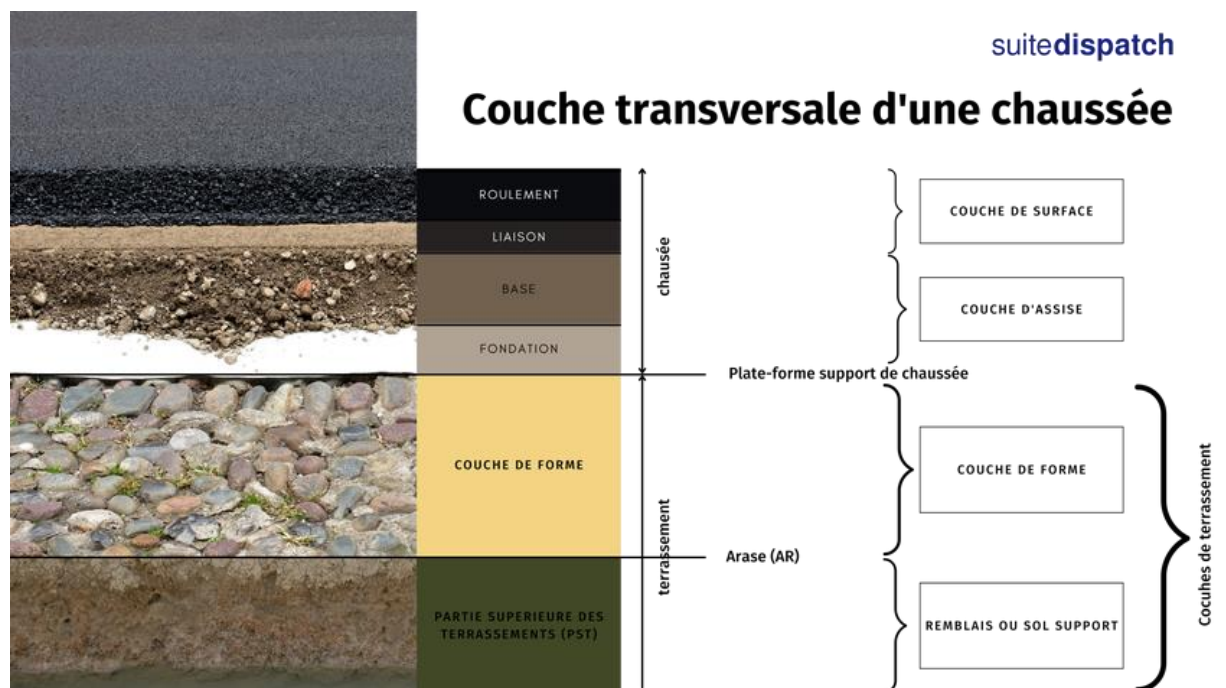


Figure 1.5 : Les différentes couches de la chaussée routière [ConcreteDispatch].

Exemples de traitement :

- **Traitement à la chaux vive ou éteinte** : améliore la plasticité, diminue la teneur en eau, accroît la compacité.

- **Traitement au ciment** : augmente la résistance mécanique et la durabilité.

Des études ont démontré que les sédiments fins, peu plastiques et moyennement humides, comme ceux de l'Oued Soummam, présentent une bonne aptitude à être traités et compactés pour les applications routières

#### 1.6.4 Autres pistes de valorisation

En complément des travaux routiers, d'autres domaines d'application se développent :

- **Bâtiment** : incorporation dans la fabrication de briques crues ou cuites, blocs en terre stabilisée, éléments de remplissage.
- **Génie civil** : remblais techniques, matériaux d'étanchéité, barrières anti-infiltration.
- **Requalification de sites** : réaménagement de carrières, modelage de terrains.

#### 1.6.5 Enjeux et freins à la valorisation

Malgré son potentiel, la valorisation des sédiments se heurte encore à plusieurs obstacles :

- Manque de réglementation spécifique dans certains pays,
- Variabilité importante des propriétés des sédiments,
- Coûts initiaux élevés de traitement,
- Acceptabilité technique des maîtres d'œuvre et des entreprises,
- Contraintes de transport et de stockage temporaire.

Toutefois, ces freins tendent à diminuer avec le développement de normes adaptées (NF P 94-100, EN 13242...) et la montée en compétence des laboratoires géotechniques spécialisés.

### 1.7 Les sédiments de oued Soummam

Dans cette étude, les sédiments proviennent spécifiquement d'un site situé en Algérie, à savoir l'Oued Soummam, une zone particulièrement concernée par l'accumulation de sédiments en raison de l'érosion et des activités humaines. Ce site est choisi non seulement pour leur importance géographique et hydraulique, mais aussi pour les caractéristiques uniques de leurs sédiments, qui les rendent adaptés à des tests de valorisation en génie civil, notamment pour la construction de remblais routiers.

#### 1.7.1 Origine des sédiments

Les sédiments utilisés dans cette étude ont été extraits des zones de dragage autour de l'Oued Soummam, un fleuve majeur de la Kabylie, alimentant plusieurs zones agricoles et urbaines.

- ✓ **L'Oued Soummam** : L'accumulation de sédiments dans cette rivière est amplifiée par l'urbanisation croissante et les activités agricoles le long du fleuve. Les sédiments de l'Oued Soummam sont principalement composés de limons et d'argiles fines.

### 1.7.2 Caractérisation chimique des sédiments

La caractérisation chimique des sédiments est une étape cruciale pour évaluer leur potentiel de réutilisation et leur compatibilité avec des liants tels que la chaux ou le ciment. Les tests réalisés ont permis de déterminer plusieurs paramètres clés :

- **Analyse minéralogique** : Cette analyse révèle la présence prédominante de minéraux argileux (kaolinite, illite) et de minéraux siliceux dans les sédiments, ce qui influence leur comportement en matière de compaction et leur interaction avec les liants.
- **Teneur en carbonates** : La présence de carbonates dans les sédiments de l'Oued Soummam est relativement faible, ce qui peut faciliter leur traitement avec de la chaux sans risque de réaction indésirable.
- **Concentration en métaux lourds et autres contaminants** : Les sédiments de cette zone ne présentent pas de niveaux élevés de contamination par des métaux lourds comme le plomb (Pb), le cadmium (Cd), ou le mercure (Hg), ce qui les rend adaptés à une valorisation dans des applications de génie civil.

### 1.7.3 Propriétés physiques des sédiments

Les sédiments du site présentent des propriétés physiques distinctes mais comparables, marquées par une prédominance de fines particules.

- **Granulométrie** :

Sédiments de l'Oued Soummam : 70% à 80% de fines, avec une proportion notable d'argiles ( $< 0,002$  mm).

- **Limites d'Atterberg** :

Les sédiments de l'Oued Soummam ont une limite de liquidité (WL) d'environ 33%, indiquant un comportement plastique similaire mais légèrement plus stable

- **Teneur en matière organique** : [7]

Les sédiments présentent une faible à moyenne teneur en matière organique environ (2-5%), ce qui est favorable pour leur utilisation dans les remblais après traitement.

## 1.8 Déchets de construction



*Figure 1.6 : Les déchets de constructions*

### 1.8.1 Définition et origine

Les déchets de construction, aussi appelés déchets de chantier ou déchets inertes, sont issus des diverses activités du secteur du bâtiment et des travaux publics (BTP), notamment la construction neuve, la rénovation, la démolition, et l'entretien des infrastructures. Ils représentent une part importante des déchets produits à l'échelle mondiale. Selon plusieurs études, ces déchets constituent près de 30 à 40 % du volume total des déchets générés dans de nombreux pays, ce qui en fait une problématique environnementale majeure.[14]

Ces matériaux se caractérisent généralement par leur faible dégradabilité et leur stabilité chimique. Contrairement aux déchets industriels ou domestiques, les déchets de construction sont en majorité non dangereux et non biodégradables. Ils incluent principalement les gravats de béton, les briques, les tuiles, les pierres, les mortiers, les fragments de céramique, ainsi que des restes d'asphalte. On y trouve parfois des matériaux métalliques, plastiques, du bois ou du plâtre, selon la nature des travaux effectués.

La gestion de ces déchets représente un enjeu crucial pour les collectivités et les entreprises du BTP. Leur enfouissement en décharge est coûteux et néfaste pour l'environnement. C'est pourquoi leur valorisation dans le cadre de projets de stabilisation des sols constitue une alternative prometteuse, à la fois économique et respectueuse de l'environnement.

### 1.8.2 Variantes des déchets de construction

Les déchets de construction peuvent être classés en différentes catégories selon leur composition, leur état physique et leur aptitude à être recyclés ou réutilisés. On distingue principalement les catégories suivantes : [14]

- **Déchets minéraux** : Ce sont les plus courants. Ils regroupent le béton concassé, les briques, les pierres, les céramiques, les tuiles, le mortier durci, etc. Ces matériaux inertes et granulaires sont particulièrement adaptés à une réutilisation en génie civil, notamment dans les couches de fondation routière ou la stabilisation des sols.
- **Déchets bitumineux** : Issus de la démolition de revêtements routiers, ils comprennent les enrobés bitumineux recyclables. Après traitement, ils peuvent être réincorporés dans les chaussées ou mélangés aux sols pour certaines applications.
- **Déchets métalliques** : Composés de barres d'armature, de tôles, de câbles et d'autres éléments en fer ou en aluminium. Ils sont peu utilisés dans les travaux de stabilisation de sol mais sont fréquemment recyclés à part.
- **Déchets organiques ou composites** : Bois, plastiques, isolants, etc. Ils sont généralement moins adaptés à la stabilisation des sols en raison de leur nature chimique instable et de leur faible résistance mécanique.

Le tri, le concassage et la granulométrie des déchets jouent un rôle essentiel dans leur aptitude à être utilisés comme matériau d'amélioration des sols. Par exemple, les déchets de béton concassés à une granulométrie contrôlée (0/31,5 mm ou 0/20 mm) peuvent se comporter de manière similaire à des graves naturelles.

### 1.8.3 Stabilisation des sols avec déchets de construction

La stabilisation des sols est une technique qui vise à améliorer les propriétés physiques et mécaniques des sols naturels afin de les rendre plus adaptés aux exigences des projets de construction. Lorsqu'un sol présente une portance insuffisante, une plasticité excessive, ou une forte compressibilité, il est nécessaire de le traiter pour garantir la stabilité et la durabilité des ouvrages. [15]

L'utilisation de déchets de construction dans ce contexte s'est imposée comme une solution innovante et durable. Mélangés à des sols faiblement portants, ces matériaux recyclés permettent d'obtenir un gain significatif en termes de compacité, de résistance à la compression et de stabilité volumétrique. Leurs avantages sont multiples :

- **Amélioration mécanique** : L'ajout de granulats recyclés augmente la densité sèche maximale et la résistance au cisaillement du sol traité. Cela est particulièrement utile dans les remblais, les plateformes ou les fondations de routes.
- **Réduction de la plasticité** : Les sols argileux, très plastiques et sujets au retrait-gonflement, voient leur comportement s'améliorer grâce à l'introduction de particules minérales inertes.
- **Diminution de l'humidité** : Certains matériaux comme les bétons concassés ont une capacité à absorber l'eau, ce qui contribue à diminuer l'indice de plasticité des sols humides.

Dans certains cas, l'efficacité de la stabilisation est renforcée par l'ajout de liants hydrauliques tels que la chaux vive, la chaux éteinte ou le ciment. Ce traitement chimique permet de fixer les particules fines et de former une matrice rigide au sein du sol. Les déchets de construction jouent alors un rôle de squelette granulaire, apportant structure et résistance à l'ensemble.[14]

En outre, cette technique présente des avantages écologiques notables. Elle permet de réduire le volume de déchets à stocker en décharge, de limiter l'exploitation des carrières, et de diminuer les émissions de gaz à effet de serre liées au transport et à la production de matériaux neufs. D'un point de vue économique, elle représente également un gain non négligeable, en particulier dans les zones urbaines où les gisements de matériaux naturels sont rares ou coûteux.

## 1.9 La chaux et son utilisation dans la stabilisation des sols

### 1.9.1 Définition de la chaux

La chaux est un matériau minéral d'origine naturelle, obtenu par la calcination du calcaire, une roche sédimentaire riche en carbonate de calcium ( $\text{CaCO}_3$ ). Sous l'effet de la chaleur, le carbonate se décompose pour donner de l'oxyde de calcium ( $\text{CaO}$ ), plus communément appelé *chaux vive*. Ce processus, appelé décarbonatation ou calcination, libère également du dioxyde de carbone ( $\text{CO}_2$ ) selon la réaction suivante [15]



Figure 1.7 : La chaux

La chaux vive est un matériau réactif qui, au contact de l'eau, subit une réaction exothermique en formant de l'hydroxyde de calcium ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ), appelé *chaux éteinte*. Cette dernière est plus stable et peut être utilisée dans divers domaines, notamment la construction, la fabrication de mortiers et bétons, l'industrie chimique, et surtout la stabilisation des sols en génie civil.

La chaux est utilisée depuis l'Antiquité. Les Romains s'en servaient déjà pour construire des routes et des ouvrages hydrauliques. Aujourd'hui, son rôle s'est étendu à l'ingénierie des sols, où elle permet de traiter des terrains difficiles en améliorant leurs propriétés mécaniques et hydrauliques.

### 1.9.2 Types de chaux

Il existe plusieurs formes de chaux, classées en fonction de leur composition chimique, leur méthode de fabrication et leur réactivité. En stabilisation des sols, on utilise principalement :

- **Chaux vive (CaO)**

La chaux vive est obtenue immédiatement après la cuisson du calcaire. C'est un matériau très réactif, caustique, qui dégage une chaleur importante lors de son hydratation. Elle est efficace pour le traitement de sols très humides car elle absorbe l'eau et favorise le dessèchement rapide du sol. Toutefois, son maniement nécessite des précautions particulières (gants, lunettes, ventilation), en raison de sa forte alcalinité et de son potentiel irritant.

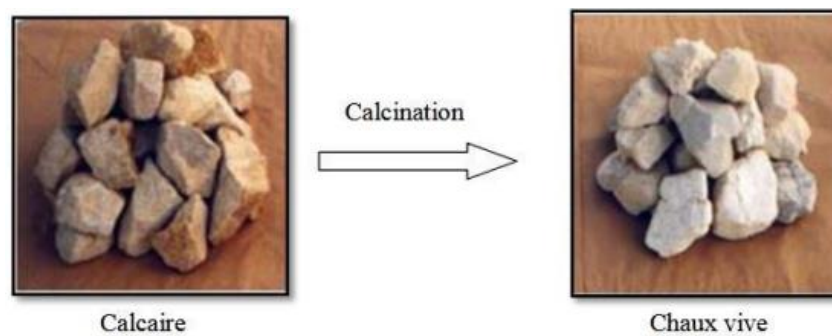
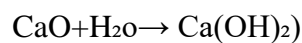


Figure I.8 : chaux vive.

- **Chaux éteinte (Ca(OH)<sub>2</sub>)**

Aussi appelée chaux hydratée, elle résulte de la réaction de la chaux vive avec de l'eau selon la réaction suivante :



La chaux éteinte est moins agressive et plus stable que la chaux vive. Elle est couramment utilisée pour la stabilisation des sols argileux, notamment en milieux urbains ou agricoles, où les conditions de sécurité sont strictes. Elle permet une modification chimique durable du sol.

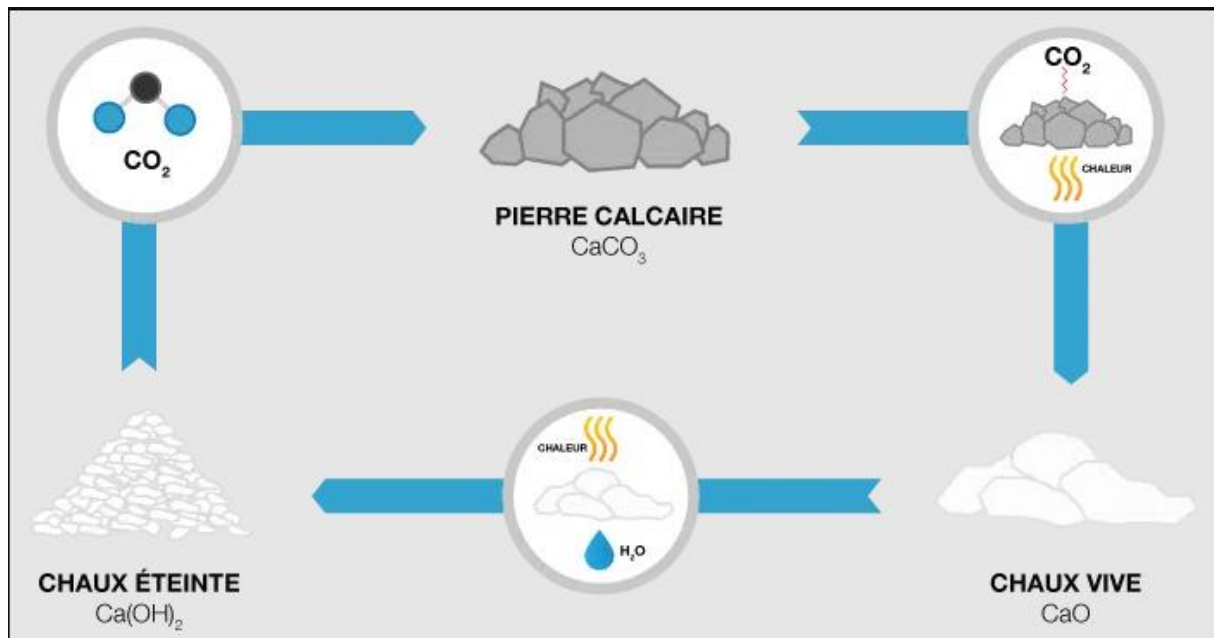


Figure 1.9 : La différence entre la chaux vive et la chaux éteinte [Sherwood,P.(1993)].

- **Chaux hydraulique**

La chaux hydraulique est produite à partir de calcaires contenant des impuretés siliceuses et alumineuses. Elle possède la capacité de durcir même en présence d'humidité, ce qui la distingue des chaux aériennes. Bien qu'elle soit davantage utilisée dans les mortiers ou les bétons, elle peut aussi être incorporée dans des mélanges de stabilisation, notamment en milieu saturé.

### 1.9.3 Mécanismes de stabilisation à la chaux

La stabilisation à la chaux est une technique de traitement in situ ou en centrale, qui consiste à mélanger de la chaux (vive ou éteinte) à un sol naturel afin d'en améliorer les propriétés. Cette méthode est particulièrement efficace pour les sols fins à teneur élevée en argile, qui posent des problèmes de portance, de plasticité ou de gonflement.[16]

On distingue trois mécanismes principaux qui expliquent les effets positifs de la chaux sur le sol :

- **Dessèchement du sol**

Lorsqu'on ajoute de la chaux vive à un sol humide, la réaction exothermique qui se produit lors de l'hydratation entraîne une évaporation partielle de l'eau. Ce phénomène réduit l'humidité du sol et améliore sa maniabilité pour les travaux de terrassement ou de compactage. [16]

- **Floculation–agglomération**

Immédiatement après l'introduction de la chaux, les cations calcium libérés se substituent aux actions échangeables (sodium, potassium, magnésium) sur les surfaces des particules argileuses. Cela modifie la structure du sol : les feuillets argileux, initialement dispersés, se regroupent en flocs plus grossiers et plus stables. Le sol devient alors moins plastique, moins cohésif, et plus facilement compactable.

- **Réactions pouzzolaniques**

À moyen et long terme (quelques jours à plusieurs semaines), la chaux réagit chimiquement avec les composés siliceux et alumineux du sol pour former des produits cimentaires (notamment les silicates et aluminates de calcium hydratés). Ces composés confèrent au sol une cohésion plus importante et une meilleure résistance mécanique. Ces réactions améliorent aussi la durabilité du sol face à l'eau et aux variations de température.

#### **1.9.4 Avantages de la stabilisation à la chaux**

- **Amélioration rapide de la maniabilité des sols** : en particulier pour les sols très humides.
- **Réduction de la plasticité et du gonflement** : ce qui est essentiel pour prévenir les désordres liés aux sols argileux expansifs.
- **Augmentation de la portance** : le sol devient plus apte à supporter des charges lourdes.
- **Durabilité** : les réactions pouzzolaniques assurent une amélioration permanente.
- **Économie de matériaux** : la stabilisation permet d'utiliser les sols en place, réduisant le besoin d'importer des matériaux granulaires.

Les domaines d'application sont variés : construction de routes, plates-formes industrielles, remblais techniques, traitement de couches de forme, ou encore stabilisation de berges et digues.

#### **1.9.5 Limites et précautions**

Bien que très utile, la stabilisation à la chaux ne convient pas à tous les types de sols. Les sols très sablonneux ou riches en matière organique réagissent peu, car ils contiennent peu de silices et d'alumines réactives. Il est donc essentiel de réaliser des essais en laboratoire avant toute application sur chantier (limite de plasticité, analyse granulométrique, CBR, etc.).

Par ailleurs, l'utilisation de la chaux vive nécessite des précautions de sécurité importantes : port d'équipements de protection individuelle (EPI), protection des voies respiratoires et des yeux, gestion des poussières.

## 1.10 Les matériaux autocompactants (MAC)



*Figure 1.10 : matériaux autocompactants [CEMEX France].*

Les matériaux autocompactants (MAC) représentent une innovation majeure dans le domaine des matériaux de remblayage. Contrairement aux remblais traditionnels qui nécessitent une compaction mécanique pour garantir leur stabilité, les matériaux autocompactants sont conçus pour se mettre en place et se densifier sous l'effet de leur propre poids. Ce caractère autocompactant permet de réduire considérablement les besoins en matériel, en main-d'œuvre, et d'accélérer les délais de chantier. Leur usage est particulièrement préconisé pour les travaux en milieu urbain dense, où l'accessibilité est restreinte et les contraintes logistiques importantes. [17]

### 1.10.1 Composition et types de matériaux autocompactants

Les matériaux autocompactants sont constitués d'un mélange précis de différents composants qui assurent leurs propriétés physiques et mécaniques :

- **Granulats** : sables, gravillons, fillers issus de l'industrie ou du recyclage.
- **Liant hydraulique** : principalement du ciment ou des liants alternatifs comme les cendres volantes.
- **Eau** : pour favoriser l'hydratation et la fluidité du mélange.
- **Adjuvants** : superplastifiants pour augmenter la fluidité sans excès d'eau, agents de viscosité pour éviter la ségrégation, et agents expansifs pour limiter le retrait.

On distingue deux grandes catégories de matériaux autocompactants :

1. **matériaux autocompactants essorables** : caractérisés par l'évacuation d'une partie de l'eau en excès par drainage, générant une portance initiale rapide.
2. **matériaux autocompactants non essorables** : ne comportant pas de phase de drainage, l'eau reste piégée et l'acquisition de la résistance se fait uniquement par la prise du liant, cette catégorie se répartie en deux classes :
  - Ceux dont la granulométrie est inférieure ou égale à 6.3 mm
  - Ceux dont la granulométrie est supérieure à 6.3 mm

Les Matériaux Autocompactants Essorables de Structure sont une sous-catégorie de MAC capables d'assurer à la fois les fonctions de remblai et de matériau structural, avec des résistances équivalentes à un béton classique. [18]

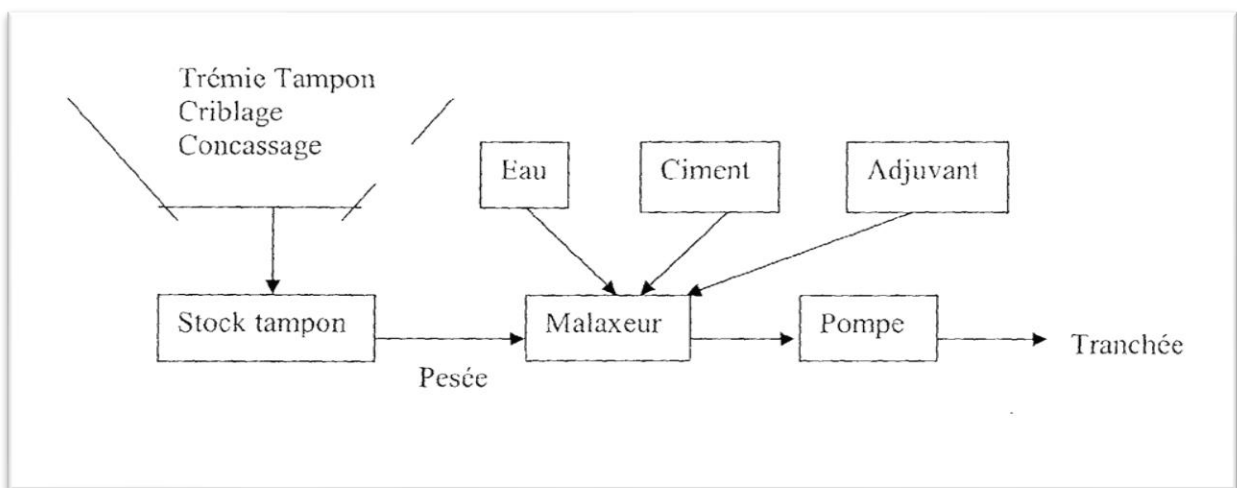


Figure 1.11 : Procédé de préparation d'un remblai autocompactant [Google patents].

### 1.10.2 Avantages des matériaux autocompactant

L'emploi des matériaux autocompactant présente de nombreux bénéfices pratiques, économiques et environnementaux :

- **Rapidité de mise en œuvre** : leur fluidité permet une mise en place facile, sans compactage mécanique.
- **Gain de temps et de coûts** : la suppression des phases de compactage permet de réduire la durée des travaux et d'optimiser les coûts globaux.
- **Amélioration des conditions de travail** : absence de vibrations et de bruit associés au compactage.
- **Homogénéité et qualité du remplissage** : même dans les zones difficilement accessibles.
- **Portance rapide** : trafic piétonnier possible en quelques heures, trafic léger possible en une journée.

- **Facilité de réexcavation** : atout majeur pour les zones à forte densité de réseaux.
- **Moindre impact environnemental** : possibilité d'utilisation de matériaux recyclés, diminution de l'empreinte carbone grâce à la réduction du transport et de la machinerie.

### 1.10.3 Applications des matériaux autocompactants

Les matériaux autocompactants sont adaptés à un large éventail d'applications :

- **Remblayage de tranchées en milieu urbain** : autour de canalisations, réseaux d'énergie, fibres optiques.
- **Ouvrages provisoires** : réalisations temporaires nécessitant un démontage ultérieur.
- **Remblais techniques** : derrière murs de soutènement, radiers de fondation.
- **Réparations localisées** : interventions rapides sur chaussées ou infrastructures ferroviaires.
- **Aménagements en sites contraints** : zones sensibles aux vibrations (proximité d'ouvrages historiques, hôpitaux, laboratoires).

### 1.10.4 Propriétés techniques

Les performances des matériaux autocompactants dépendent de leur formulation mais obéissent à certaines caractéristiques standards : [17]

- **Résistance mécanique** : autour de 1,5 à 2 Mpa à 28 jours, suffisante pour la plupart des usages.
- **Faible perméabilité** : entre  $10^{-5}$  et  $10^{-6}$  m/s, protégeant les ouvrages enterrés.
- **Comportement au gel/dégel** : adapté à des conditions climatiques rigoureuses.
- **Stabilité volumique** : maîtrise du retrait et du fluage à long terme.
- **Durabilité et neutralité chimique** : peu de lixiviation, respect des normes environnementales.

### 1.10.5 Limites et précautions

Certaines limites techniques et économiques doivent être considérées lors de l'utilisation des matériaux autocompactants :

- Coûts initiaux plus élevés que les remblais classiques, justifiés par les gains globaux.
- Sensible aux conditions climatiques : forte chaleur ou gel peuvent altérer la mise en place.
- Formulation à adapter selon les contraintes du site : nature du sol, charge à reprendre.
- Risque de ségrégation ou de ressuage si la fluidité est mal contrôlée.
- un délai après remblayage est nécessaire pour obtenir une portance autorisant la circulation piétonne, et un délai plus long pour la circulation des véhicules

Une vérification rigoureuse de la formulation et une maîtrise de la chaîne logistique (transport, stockage, mise en place) sont essentielles.

### **1.11 Conclusion**

Ce premier chapitre a permis de cerner l'ensemble des aspects liés aux sédiments dans le cadre du génie civil. Leur origine, leur variabilité et leur potentiel de valorisation ont été présentés, avec un focus particulier sur les sédiments de l'Oued Soummam, ainsi que les déchets de construction, la chaux et ces types et leurs utilisations dans la stabilisation des sols, et les matériaux autocompactants. Le chapitre suivant abordera la méthodologie expérimentale adoptée pour évaluer les propriétés géotechniques des sédiments traités dans le cadre de ce mémoire.

## **Chapitre 2 : Matériels et méthodes**

## 2.1 Introduction

La valorisation des sédiments dans le domaine des travaux publique en générale nécessite la caractérisation de ces matériaux sur plusieurs volets. Cette caractérisation a pour objectif d'une part la connaissance des différentes caractéristiques et performances de ces matériaux à l'état brut et d'autre part de cibler les performances à améliorer afin de définir le procédé et les techniques d'amélioration [19]. Les essais en laboratoire constituent des méthodes fréquentes pour analyser les propriétés physiques et mécaniques d'un matériau conformément aux normes en vigueur.

Ce chapitre porte sur la présentation des matériaux utilisé dans cette étude, à savoir le sédiment de oued Soummam et les agents de valorisation (déchets de béton et chaux), ainsi que les essais d'identification réalisés au laboratoire mécanique des sols du département de génie civil de l'université de Bejaia. Pour l'étude du comportement de ces matériaux avant et après traitement des essais sous différents chemins de chargement sont effectués pour étudier l'évolution des différents paramètres du sol étudié. En premier lieu, on a présenté les sites dont les matériaux ont été prélevés ainsi que on a identification des matériaux utilisés dans cette étude. Par suite on présente les méthodes de préparation des échantillons, les dispositifs expérimentaux utilisée, cette partie expose également l'ensemble des essais réalisés pour caractériser les matériaux

## 2.2 Matériaux utilisés

### 2.2.1 Localisation du site de prélèvement

Le matériau utilisé pour cette étude, est un sédiment fluvial qui provient de l'aval d'Oued Soummam. Ce dernier est un important cours d'eau situé dans la région nord-est de l'Algérie plus précisément dans la wilaya de Bejaia. Il prend naissance de la confluence de oued sahel et de l'oued Bou Sellam, près d'Akbou avant de traverser plusieurs localités de la vallée de la Soummam. Ce fleuve s'étend sur environ 80 km jusqu'à son embouchure dans la mer méditerranée au niveau de la ville de Bejaia. La vallée de la Soummam est caractérisée par une topographie variée et un climat méditerranéen, ce qui fait une région riche en ressources naturelles et en formations géologiques diversifiées.

Les prélèvements des échantillons du sédiment étudiés sont effectués aux abords de la rivière à environ 1 km de la mer (figure 2.1). Ce site a été choisi pour sa représentativité, car les crues à cet endroit ont traversé diverses zones industrielles et urbanisées. Ainsi les sédiments recueillis à cet emplacement reflètent les apports issus de ces zones, offrant un échantillon caractéristique des influences anthropiques sur le bassin versant.



Figure 2.1 : Localisation du point de prélèvement des sédiments.

Pour le prélèvement de la quantité du sédiment nécessaire pour les essais, l'extraction du matériau a été réalisée sur 03 fouilles réparties sur les différents points de rive de l'Oued. Les fouilles ont été réalisées manuellement en utilisant une pelle. La profondeur de chacune est entre 70 cm et 80 cm pour éliminer la couche végétale et d'autres matériaux.



Figure 2.2. Points de prélèvements

Le choix du prélèvement sur plusieurs points est dû au fait que le matériau déposé sur les différents points de prélèvement sur place peut ne pas avoir la même structure granulaire [20]. Par souci d'effectuer une étude sur des échantillons différents au risque d'avoir des résultats erronés les prélèvements sont faits sur une surface de longueur de cent mètres, la distance entre deux fouilles est d'environ 50 m. Quant à la quantité prélevée est d'environ 200 kilogrammes qui est suffisante pour effectuer les essais prévus.

### 2.3 Caractérisation du matériau

Pour déterminer les performances physiques et mécaniques du sédiment à l'état naturel, une série d'essais d'identification a été réalisée. Ces essais suivent des normes géotechniques bien

établies telles que celles de l'AFNOR et du LCPC [21]. Le sédiment collecté a été prélevé et caractérisé à l'état naturel. Après échantillonnage, le matériau en question a été séché naturellement pendant 15 jours à l'air libre, après une série d'essais a été réalisée pour la détermination de ses caractéristiques à l'état brut.

Pour l'identification du sédiment étudié est dans le but des avoir s'il est utilisable comme matériau de remblais directement et/ou de définir d'autres procédure et de définir les différentes possibilités des on utilisation comme remblais auto-compactant, Une série d'essais a été effectuée selon les normes.

### 2.3.1 Caractérisation physico-chimique

Le comportement des sols en général et des sédiments en particulier est lié à ses propriétés physiques telles que la distribution granulaire ou sa granulométrie et la densité. La détermination des paramètres physiques d'un sol vise à décrire l'état dans lequel se trouvent le squelette granulaire et sa composition en termes de proportion de vides et de masse solide. Pour déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques du sédiment à l'état naturel, une série d'essais d'identification a été réalisée. Le matériau caractérisé a fait objet de plusieurs essais réalisés au laboratoire pour déterminer les différentes caractéristiques physiques et mécaniques. Les caractéristiques du sédiment utilisé sont identifiées en termes de l'indice des vides et de la porosité ainsi que la densité. Des propriétés intrinsèques telles que le poids volumique humide et sec sont déterminées.

La caractérisation géotechnique des sédiments et sols fins passe par la détermination de leurs propriétés physiques et chimiques. Dans un premier temps nous allons porter notre attention sur les teneurs en eau ; les matières organiques, la granulométrie et l'argilosité. Pour chaque propriété, nous décrirons le matériel et le moyen de mesures utilisés. Les analyses et interprétations seront faites ensuite.

### 2.3.2 Teneur en eau a l'état naturel

La teneur en eau constitue l'un des paramètres fondamentaux avant d'envisager un traitement de stabilisation / solidification sur des sédiments. Sa détermination est nécessaire pour évaluer la quantité de l'eau à éliminer afin de pouvoir réutiliser les sédiments. En effet, la teneur en eau naturelle des sédiments dépend du mode de dragage et du mode de séchage de ces derniers [22]. La teneur en eau initiale des sédiments dragués est réduite par la mise en dépôt sur un lit de séchage naturel à l'air libre. Leur déshydratation selon ce principe permet d'envisager une valorisation en tant que matériau stabilisé (Duan, 2008).

Nous avons procédé à des prélèvements manuels en surface, sur trois points de la rive droite de l'Oued de la Soummam comme indiqué en figure (2.2)

La teneur en eau  $W$  exprimée en %, est évaluée par l'équation suivante :

$$W (\%) = \frac{\text{Poids de l'eau}}{\text{poids total sec}} * 100$$

La détermination de la teneur en eau des sédiments selon la norme française NF P 94- 050 (1995) se fait par séchage en étuve. Le principe consiste à sécher une masse de 1 kg de

sédiments dans une étuve réglée à 105°C jusqu'à ce que la masse reste constante (la variation de la masse de deux pesées consécutive reste inférieure à 2/1000). La différence des masses avant et après séchage représente la quantité d'eau dans l'échantillon. La balance utilisée est à 0,1 g de précision

$$W_{\text{nat}} = 29,61 \%$$

### 2.3.3 Visualisation des échantillons

Après séchage et concassage, les sédiments ressemblent à un granulat qui montre une granulométrie allant des fines aux cailloux (certains mesurent plusieurs centimètres). Sont relativement fragiles : une pression modérée entre les doigts suffit pour en briser la plupart. On a donc choisi pour la suite de notre travail de préparer notre matériau selon la norme NF X 31-101 en réduisant les mottes après séchage à 40° C jusqu'à ce que la masse soit constante, puis un tamisage jusqu'à obtention d'un diamètre inférieur à 2 mm, cette fraction étant considérée représentative des sédiments bruts.



*Figure 2.3 : séchage et concassage des sédiments*

## 2.4 Présentation des essais au laboratoire

### 2.4.1 Limites d'Atterberg (NF P 94-051)

#### 2.4.1.1 But de l'essai

L'essai des limites d'Atterberg permet de déterminer les états de consistance d'un sol fin selon sa teneur en eau. Ces états (liquide, plastique, semi-solide) caractérisent le comportement du sol en fonction de l'humidité, ce qui est essentiel pour prévoir son comportement en chantier, notamment les phénomènes de gonflement ou de retrait.[23].

#### 2.4.1.2 Dispositif expérimental et mode opératoire

L'essai des limites d'Atterberg est une méthode essentielle pour évaluer les propriétés des sols fins, en particulier les argiles. Cet essai détermine les limites de liquidité (WL), de plasticité (WP) et de retrait d'un échantillon de sol. En utilisant un appareil spécifique, comme le cône ou le plateau de Casagrande, on mesure le point auquel le sol passe de l'état liquide à l'état plastique et, enfin, à l'état solide. Ces limites fournissent des informations cruciales sur le comportement du sol face aux variations d'humidité, ce qui est fondamental pour la

conception et l'analyse géotechnique. Une bonne compréhension des limites d'Atterberg aide à prédire la stabilité et la maniabilité des matériaux dans des projets d'ingénierie.



*Figure 2.4: Matériel utilisé pour les Limites d'Atterberg.*

Pour WL, la pâte de sol préparée (tamisée à 0,4 mm) est placée dans une coupelle. On y trace une rainure, puis on effectue des coups à l'aide du levier jusqu'à fermeture sur 1 cm. On note la teneur en eau correspondant à 25 coups. Pour WP, on roule des batonnets jusqu'à ce qu'ils se cassent à 3 mm de diamètre. Ces essais permettent de calculer l'indice de plasticité (IP) et l'indice de consistance (Ic)

#### **2.4.1.3 Mise en place des échantillons**

Le sol est préalablement séché à l'air libre pendant 48 h, puis broyé manuellement pour éliminer les agrégats. Les échantillons sont tamisés à 400  $\mu\text{m}$  pour ne conserver que les fines. La pâte est préparée par ajout progressif d'eau distillée. Les mesures sont répétées plusieurs fois pour assurer la précision des résultats.



*Figure 2.5: Déroulement d'essai Limites d'Atterberg.*

#### 2.4.1.4 Importance de l'essai

L'essai nous permet de calculer :

- **Indice de plasticité (IP)** : paramètre qui donne le degré de plasticité du sol, calculé par la différence entre WL et WP

$$I_p = WL - W_p$$

Tableau 2.1 : Degré de plasticité des sols (Magnan 1997).

Indice de plasticité	Degré de plasticité
$0 < IP < 5$	Sol non plastique (l'essai perd sa signification dans cette zone de valeurs)
$5 < IP < 30$	Sol peu plastique
$30 < IP < 50$	Sol plastique
$IP > 50$	Sol très plastique

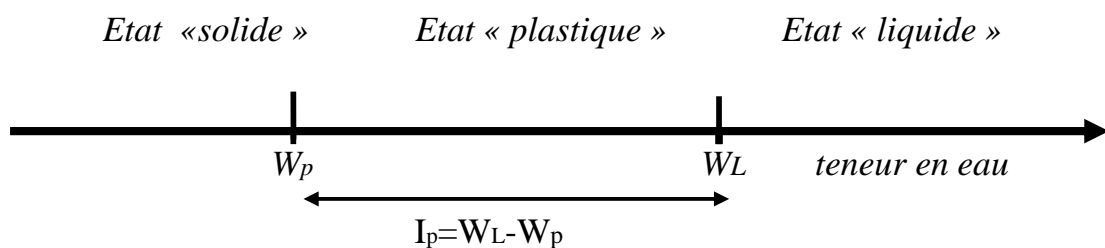


Figure 2.6: Limites d'Atterberg et indice de plasticité.

- **indice de consistance** : Rapport défini par la formule suivante :

$$I_c = \frac{WL - W}{IP}$$

Ces valeurs permettent d'intégrer le sol dans les classifications GTR et AASHTO et d'anticiper son comportement mécanique selon l'humidité

## 2.4.2 Essai d'affaissement ou de tassement (NF P 94-117)

### 2.4.2.1 But de l'essai

Cet essai vise à évaluer la capacité d'un sol à se tasser sous son propre poids, lorsque la teneur en eau atteint un certain seuil. Il est principalement utilisé pour les matériaux destinés à former des remblais auto-compactants, permettant d'apprécier leur affaissement libre en conditions réelles [24].

### 2.4.2.2 Dispositif expérimental et mode opératoire

Dans le cadre de l'évaluation des caractéristiques de déformation du sol traité, l'essai d'affaissement a été mis en œuvre afin d'analyser la compressibilité et la capacité portante des matériaux. Ce type d'essai permet d'étudier les variations de volume et les comportements élastiques des sols sous des conditions de charge définies. Pour atteindre les objectifs de cette étude, différentes mesures ont été réalisées sur les échantillons issus des remblais conçu, en se basant sur la norme NF P 94-117. Ainsi, l'essai d'affaissement a apporté des informations précieuses sur l'influence des additifs ajoutés et sur l'impact de la granulométrie des matériaux sur le comportement sédimentaire.



*Figure 2.7: matériel d'essai d'affaissement.*

L'équipement utilisé pour les essais d'affaissement (Figure 2,7), comprend un cône métallique appelé cône d'Abrams c'est un cône en acier galvanisé de diamètre intérieur à sa base de 20 cm et à son sommet 10 cm avec une hauteur de 30 cm, il porte le nom de son inventeur Duff Abrams, une truelle, une règle, une plaque métallique, ainsi qu'une tige de compactage. Le cône est placé sur une plaque et rempli en une seule couche de matériau. Après lissage, il est soulevé verticalement, laissant le matériau s'affaisser librement. La mesure de l'affaissement est faite à l'aide d'une règle entre la hauteur initiale et la hauteur finale.

### 2.4.2.3 Mise en place des échantillons

Le matériau est préparé à partir de sédiment séché, broyé et humidifié à différents taux (30 %, 35 %, 40 %). Le mélange est homogénéisé puis versé sans vibration dans le cône légèrement huilé. Après retrait du cône, on mesure l'affaissement au centre à l'aide d'un mètre métallique. L'essai est répété pour différentes teneurs en eau afin d'identifier le seuil optimal d'auto-compactage



Figure 2.8: préparation du sol.



Figure 2.9: mode opératoire de l'essai.

### 2.4.2.4 importance de l'essai

L'essai permet de vérifier si le matériau présente un affaissement compris entre 16 et 20 cm, ce qui est la plage acceptable pour les remblais auto-compactant selon le guide technique SETRA/LCPC. Cette propriété est recherchée pour limiter les interventions mécaniques de compactage et assurer une bonne mise en œuvre in situ.

## 2.4.3 Essai CBR – Portance (NF P 94-078)

### 2.4.3.1 Principe de l'essai

L'essai CBR est un essai de portance (aptitude des matériaux à supporter les charges) des remblais et des couches de formes compactées des ouvrages routiers. Il s'agit de déterminer expérimentalement des indices portants (IPI, CBR) qui permettent :

- ✓ D'établir une classification des sols (GTR) ;
- ✓ D'évaluer la traficabilité des engins de terrassement (IPI) ;

- ✓ Déterminer l'épaisseur des chaussées (CBR augmente  $\Rightarrow$  épaisseur diminue)

Cet essai en laboratoire destiné à déterminer par poinçonnement la portance du sédiment compacté dans les conditions de l'essai Proctor. L'objectif de l'essai est de définir la charge apportée par le pneu sur la chaussée, poinçonnant le sol de fondation. Ce poinçonnement est d'autant plus petit que l'épaisseur de la chaussée est grande [25].



Figure 2.10. : Dispositif de l'essai CBR

L'essai CBR (California Bearing Ratio) est défini par la norme NF P 94-078, permet de mesurer l'aptitude d'un sol à supporter des charges, en comparant la pression nécessaire pour enfoncer un piston standard dans l'échantillon de sol à celle requise pour un matériau de référence. Le principe repose sur l'enfoncement progressif d'un piston cylindrique de 50 mm de diamètre dans un sol, à une vitesse constante (1,27 mm/min), et sur la mesure de la pression exercée à des profondeurs normalisées (2,5 mm et 5,0 mm).

#### 2.4.3.2 Matériel utilisé

Pour mener à bien un essai CBR, un ensemble de matériel spécifique et conforme aux normes est nécessaire. Le moule CBR, de dimensions normalisées (diamètre intérieur de 152 mm et hauteur de 178 mm), joue un rôle essentiel en servant de réceptacle pour l'échantillon de sol à tester, préalablement compacté selon une procédure rigoureuse. L'essai requiert également un piston métallique de 50 mm de diamètre, conçu pour exercer une pression verticale uniforme sur la surface du sol et ainsi simuler une charge. Cet ensemble est complété par une machine de pénétration, un équipement sophistiqué doté d'un vérin hydraulique ou mécanique, permettant d'appliquer une force contrôlée et progressive sur le piston. Cette machine intègre un système d'enregistrement précis de la charge appliquée, généralement un capteur de force relié à un afficheur numérique ou à un système d'acquisition de données. Enfin, un indicateur de déplacement, souvent un comparateur mécanique ou un capteur de déplacement électronique, est indispensable pour mesurer avec une précision millimétrique

l'enfoncement du piston dans le sol, permettant ainsi de quantifier la déformation du matériau sous charge.



*Figure II.11: le mode opératoire de l'essai CBR.*

### **2.4.3.3 Mode opératoire**

#### **a) Préparation de l'échantillon :**

Après la récupération de l'échantillon prélevé sur le sol ayant présenté un affaissement de 16 cm, celui-ci a été soigneusement conditionné puis laisser sécher pendant une durée de 72h à l'aire libre, condition nécessaire avant toute manipulation ou essai mécanique, notamment l'essai CBR, afin d'assurer la représentativité des résultats obtenus.

#### **b) Montage de l'essai :**

Le montage de l'essai CBR suit une procédure précise afin de garantir la validité des résultats. L'échantillon de sol préalablement compacté dans un moule normalisé est placé sous la machine de pénétration, en veillant à ce qu'il soit bien stable. Ensuite, le piston de pénétration, dont les dimensions sont standardisées, est amené en contact délicat avec la surface supérieure de l'éprouvette. Une attention particulière est portée à cette étape pour éviter d'appliquer une pression initiale sur le sol. Le poinçonnement est ensuite exécuté en appliquant une force progressive, de manière à ce que le piston pénètre dans le sol à une vitesse constante de 1,27 mm/min. Cette vitesse est essentielle pour assurer des conditions d'essai uniformes et éviter des variations dans les résultats. Pendant le poinçonnement, les efforts nécessaires pour obtenir des enfoncements précis de 1,25 mm, 2 mm, 2,5 mm, 5 mm, 7,5 mm et 10 mm sont rigoureusement enregistrés. Ces données de force et de déplacement sont ensuite reportées sur un graphique, permettant ainsi de tracer la courbe effort-déformation, un élément central pour l'interprétation et l'analyse des résultats de l'essai CBR.

**c) Calcul du CBR :**

Le calcul de l'IPI se fait à partir de l'effort nécessaire pour enfoncer le piston dans le sol à des profondeurs de 2,5mm et 5mm selon les formules suivantes :

$$\frac{\text{effort de pénétration à 2,5mm d'enfoncement en (KN)}}{13,35} * 100$$

$$\frac{\text{effort de pénétration à 5mm d'enfoncement en (KN)}}{19,93} * 100$$

\_L'indice recherché est par convention la plus grande de ces deux valeurs ;

\_si nécessaire faire une correction d'origine

- Les valeurs 13.35 KN et 19.93 KN sont respectivement les forces provoquant l'enfoncement du piston de 2,5 mm et 5 mm sur le matériau de référence (selon la norme NF P 94-078 CBR)

**2.4.3.4 But de l'essai**

L'objectif principal de cet essai est d'estimer la portance des matériaux utilisés dans les remblais et les couches de chaussée, une information essentielle pour la conception et la durabilité des infrastructures. Il vise également à évaluer le comportement mécanique des sols, qu'ils soient analysés dans leur état naturel ou après avoir subi un compactage, permettant ainsi de comprendre leur réponse aux différentes sollicitations mécaniques. Enfin, cet essai a pour but d'apprécier l'impact de divers traitements appliqués aux sols, tels que l'incorporation de liants (chaux, ciment, etc.) ou l'ajout de déchets valorisés, afin d'optimiser leur résistance et leurs propriétés mécaniques en vue d'une utilisation en construction et de contribuer à la **classification des sols** en fonction de leur capacité portante :

1. **CBR < 5 %** : sol très faible (argiles molles, limons humides).
2. **CBR entre 5 % et 10 %** : portance faible (sols fins légèrement compactés).
3. **CBR entre 10 % et 20 %** : portance moyenne (limons compacts, sables fins).
4. **CBR entre 20 % et 50 %** : bonne portance (sables bien compactés, graves).
5. **CBR > 50 %** : excellente portance (sols traités, matériaux concassés).

Le résultat permet de déterminer l'épaisseur des couches de chaussée selon des abaques normatifs.

## 2.4.4 Essai de cisaillement à la boîte (NF P 94-071-1)

### 2.4.4.1 But de l'essai

L'objectif principal de l'essai est de déterminer la résistance au cisaillement d'un sol sous des contraintes normales différentes, en évaluant ses paramètres mécaniques fondamentaux : la cohésion( $C$ ) et l'angle de frottement( $\phi$ ). Ces paramètres sont essentiels pour analyser la stabilité des ouvrages géotechniques tels que les remblais [26].

### 2.4.4.2 Dispositif expérimental et mode opératoire

Afin d'étudier le comportement mécanique du sédiment et l'évolution de ses caractéristiques géotechniques après le traitement par ajouts des déchets de la construction et du liant hydraulique sous chargement de cisaillement, plusieurs types d'essais peuvent être réalisés en laboratoire tels que, essai de cisaillement direct, essai de cisaillement annulaire, etc. Pour atteindre les objectifs de ce travail et étudier l'évolution des différentes caractéristiques du remblai élaboré et de montrer l'effet des différentes proportions d'ajout sur les caractéristiques de cisaillement de ce matériau, nous avons opté pour les essais de cisaillement direct selon la norme NF P 94-071-1. Généralement, cet essai est souvent utilisé pour caractériser le comportement mécanique des sols.



*Figure 2.12: Dispositif de cisaillement direct*

L'équipement utilisé pour les essais est l'appareil de cisaillement direct (Figure 2.12). L'appareil est composé d'une boîte de cisaillement direct appelée boîte de Casagrande de avec des dimensions de (60\*60) mm et une profondeur de 20 mm, elle est utilisée pour les essais de cisaillement direct classiques. La boîte comprend deux demi-boîtes qui peuvent être déplacées horizontalement l'un par rapport à l'autre, le plan de cisaillement étant situé dans la zone de séparation des deux demi-boîtes. Pendant les essais, la demi-boîte inférieure est entraînée horizontalement, par un chariot, à vitesse constante. Pour l'application des charges, la boîte est placée sur le bâti métallique rigide supportant le dispositif de chargement asservi, qui transmet les efforts de compression verticale et de cisaillement horizontal. La contrainte de cisaillement est mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique fixé sur la demi-boîte

supérieure. Le système de mesure est constitué aussi d'un comparateur qui permet d'enregistrer la déformation verticale de l'échantillon, ce dernier est fixé sur le dispositif permettant d'appliquer une force normale lors de l'essai.

#### 2.4.4.3 Mode opératoire et mesure

L'essai de cisaillement à la boîte, ou essai de cisaillement direct, est une méthode expérimentale destinée à déterminer la résistance au cisaillement des sols. Le principe repose sur l'application d'une contrainte de cisaillement dans un plan prédéfini horizontal, en scindant un échantillon de sol en deux moitiés et en les déplaçant horizontalement l'une par rapport à l'autre, sous une contrainte verticale constante.

La boîte de cisaillement sera placée sur un chariot qui permet la translation de la demi-boîte inférieure par rapport de la demi-boîte supérieure sous une charge donnée avec une vitesse de déplacement horizontal de 0,72 (mm/min). Le cisaillement est effectué sous contraintes de confinement maintenues constantes. Une série d'essais de cisaillement a été réalisée à différentes contraintes de confinement, conventionnellement selon la norme à vitesse de déplacement constante et charge normale constante. Le cisaillement se produit dans le plan de contact entre les deux moitiés de l'échantillon. En mesurant la force de cisaillement maximale que le sol peut supporter avant la rupture, on peut déterminer les paramètres de résistance : la cohésion (c) et l'angle de frottement interne ( $\phi$ ), selon le critère de Mohr-Coulomb.

#### 2.4.4.4 mise en place des échantillons dans la boîte de cisaillement

Les échantillons sont d'abord séchés avant l'essai, ensuite les deux demis boîte sont placées autour et fixé à l'aide de deux goujons, le piston est positionné et la boîte est mise dans son support. Une fois l'ensemble en place, l'étrier de chargement est appliqué sur le piston. Le bras de levier est ajusté pour appliquer la charge verticale nécessaire, calculée selon la relation :

$$\sigma = \frac{F}{S}$$

$\sigma$  : Contrainte normale calculée.

F : force appliquée.

S : surface de l'échantillon.

Les comparateurs horizontal et vertical sont remis à zéro, puis la machine est démarrée. Les deux déplacements (horizontal et vertical) sont relevés toutes les 15 secondes jusqu'à atteindre le déplacement horizontal maximal (rupture ou fin de l'essai). l'opération est répétée pour les trois niveaux de contrainte normale (100, 200 et 300 KPa).

### 2.4.5 Essai au pycnomètre (NF P 94-054)

#### 2.4.5.1 But de l'essai

L'essai pycnométrique permet de déterminer la masse volumique réelle des particules solides ( $\rho_s$ ). Ce paramètre est utilisé dans le calcul de la porosité, de l'indice des vides et de la densité relative [27].

### 2.4.5.2 Dispositif expérimental et mode opératoire

Pour déterminer la densité réelle des échantillons de sol traités, un essai de pycnomètre a été réalisé afin d'analyser les propriétés physico-chimiques des matériaux. Cet essai permet de mesurer le volume des solides et d'évaluer la porosité, crucial dans le cadre de l'étude de la performance globale du remblai. Les échantillons ont été soumis à des tests selon la norme NF P 94-054, garantissant ainsi la précision des mesures obtenues. Grâce à cette méthode, nous avons pu évaluer l'impact des différentes proportions d'additifs sur la densité des sols et leur comportement en conditions réelles.



Figure 2.13 : L'essai pycnomètre

L'équipement utilisé pour les essais au pycnomètre (Figure 2.13), un pycnomètre en verre, une balance de précision (0,01 g), l'eau distillée, et une étuve. On pèse :

1.  $M_s$  : masse de sol sec,
2.  $M_p$  : masse du pycnomètre vide,
3.  $M_{p+e}$  : masse du pycnomètre rempli d'eau,
4.  $M_{p+e+s}$  : masse du pycnomètre avec sol + eau,
5.  $M_{p+s}$  : masse du pycnomètre avec sol sec uniquement.

La masse volumique est calculée par la formule :

$$\rho_s = \frac{M_s}{(M_{p+e} - M_p) - (M_{p+e+s} - M_{p+s})}$$

### 2.4.5.3 Mise en place des échantillons

Les sédiments sont séchés à 105°C pendant 24h, puis tamisés à 2 mm. On introduit 5 à 10 g de sol dans le pycnomètre, puis on ajoute l'eau lentement. Le mélange est agité manuellement pour éliminer les bulles d'air, puis laissé à l'équilibre 2h avant les pesées.

### 2.4.5.4 importance de l'essai

La masse volumique des grains est essentielle pour interpréter l'état de compacité d'un matériau. Elle intervient aussi dans le calcul des paramètres utilisés pour la modélisation mécanique des remblais.

## 2.4.6 Essai œdométrique (NF P 94-090-1)

### 2.4.6.1 But de l'essai

L'objectif de l'essai œdométrique est d'évaluer la compressibilité et la consolidation d'un sol sous des charges verticales croissantes. Il permet de simuler le comportement du sol sous un remblai ou une fondation et de déterminer des paramètres essentiels tels que l'indice de compressibilité, le coefficient de consolidation et la préconsolidation.[28].

### 2.4.6.2 Dispositif expérimental et mode opératoire

L'essai se réalise à l'aide d'un œdomètre à anneau rigide, dans lequel un échantillon cylindrique est confiné latéralement. L'échantillon est placé entre deux pierres poreuses et saturé à l'eau. Des charges verticales sont appliquées par paliers (50, 100, 200, 400 kPa), et le tassement vertical est enregistré en fonction du temps à l'aide d'un comparateur. L'essai suit les recommandations de la norme NF P 94-090-1.

Chaque palier de charge est maintenu pendant 24 heures jusqu'à stabilisation. Les données collectées permettent d'établir une courbe de tassement et d'en déduire les paramètres de compressibilité.



Figure 2.14: matériel utilisé dans l'essai œdométrique.

### 2.4.6.3 Mise en place des échantillons

Les échantillons sont confectionnés dans des moules en inox. Le sol traité est versé dans le moule par couches minces et légèrement compacté pour atteindre une hauteur précise (2 cm). Chaque échantillon est placé entre deux pierres poreuses avec des papiers filtres, puis inséré dans la cellule œdométrique. La cellule est ensuite saturée pendant 24 h dans un bac d'eau afin d'assurer un état saturé avant l'application des charges



*Figure 2.15: montage de la cellule et déroulement de l'essai œdométrique.*

### 2.4.6.4 importance de l'essai

L'essai œdométrique est une méthode d'investigation fondamentale pour la caractérisation des sols, se révélant indispensable pour les matériaux à structure fine, tels que les sédiments, dont le comportement visqueux influence de manière significative la stabilité des remblais et des ouvrages. Les résultats de cet essai fournissent une mine d'informations essentielles pour la prédiction et le contrôle des déformations du sol. Plus précisément, ils permettent d'identifier l'indice de compressibilité ( $C_c$ ) et l'indice de recompression ( $C_s$ ), des paramètres qui quantifient la sensibilité du sol aux variations de contraintes et permettent de prévoir son comportement sous différentes charges. De plus, l'essai œdométrique permet d'évaluer la vitesse de consolidation ( $c_v$ ), un paramètre clé pour déterminer la rapidité avec laquelle le sol va se tasser sous l'effet des charges, ainsi que le module de déformation œdométrique ( $E_{oed}$ ), qui caractérise la rigidité du sol dans des conditions de déformation latérale empêchée. Grâce à ces paramètres, il devient possible d'estimer avec une précision raisonnable les tassements qui se produiront sur un chantier, tant à court terme (tassements immédiats dus à la déformation élastique) qu'à long terme (tassements de consolidation dus à l'expulsion de l'eau contenue dans les pores du sol). Cette capacité à prédire les tassements est cruciale pour la conception et la durabilité des ouvrages, permettant d'anticiper et de gérer les problèmes potentiels liés aux déformations du sol.

## 2.4.7 Essai de compression simple (NF P 94-077)

### 2.4.7.1 But de l'essai

L'essai de compression simple vise à mesurer la résistance mécanique axiale d'un matériau soumis à une charge verticale sans confinement latéral. Il permet de déterminer la contrainte de rupture uniaxiale ( $q_u$ ), essentielle pour caractériser la capacité portante à court terme [29].

### 2.4.7.2 Dispositif expérimental et mode opératoire

Dans le cadre de l'étude des propriétés mécaniques des matériaux de remblai, l'essai de compression simple est un outil clé pour évaluer la résistance à la compression du sol ou du matériau testé. Cet essai consiste à soumettre un échantillon cylindrique à une charge axiale croissante jusqu'à rupture. Les résultats obtenus permettent de déterminer la contrainte de rupture et la déformation associée, offrant ainsi des informations essentielles sur le comportement mécanique du matériau. Cet essai est fondamental pour comprendre la capacité portante du sol en raison des charges appliquées lors des constructions, et il contribue à établir des normes de conception pour les structures en contact avec le sol.



*Figure 2.16: matériel utilisé dans l'essai de compression simple.*

L'essai est réalisé à l'aide d'une presse hydraulique appliquant une charge verticale croissante sur une éprouvette cylindrique ( $\varnothing 5$  cm,  $h=10$  cm) à une vitesse constante de 1 mm/min jusqu'à rupture (Figure 2.15).

### 2.4.7.3 Mise en place des échantillons

Les échantillons sont moulés à la main dans des cylindres en inox à la teneur en eau optimale, puis démoulés délicatement à l'aide d'un piston pour ne pas perturber leur structure. Après un séchage à l'air libre de 48 à 72h, les éprouvettes sont positionnées verticalement entre les plateaux de la presse. Le centrage est ajusté avant démarrage de la charge.

#### 2.4.7.4 Importance de l'essai

L'essai de compression uniaxiale est une méthode d'analyse essentielle pour caractériser le comportement mécanique des matériaux, en particulier ceux qui sont compactés ou stabilisés et utilisés dans les couches de forme ou de fondation des infrastructures. Cet essai offre plusieurs avantages significatifs. Premièrement, il permet de vérifier l'efficacité des traitements appliqués aux matériaux, tels que l'ajout de chaux ou l'incorporation de déchets industriels, en mesurant l'amélioration de la résistance à la compression obtenue après traitement. Deuxièmement, il offre une évaluation directe de la résistance à la rupture du matériau sous une charge compressive, une information cruciale pour s'assurer de sa capacité portante et de sa stabilité à long terme. En mesurant la force maximale que le matériau peut supporter avant de céder ( $F_{max}$ ), et en la rapportant à la surface d'application de la force ( $A$ ), on obtient la résistance à la compression uniaxiale ( $R_c$ ), calculée par la formule :

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

Enfin, en comparant les résultats obtenus sur les mélanges traités avec ceux du matériau brut, il est possible de quantifier précisément les bénéfices apportés par le traitement en termes d'amélioration des propriétés mécaniques. Cet essai est donc particulièrement utile pour optimiser les techniques de stabilisation et garantir la performance des ouvrages.

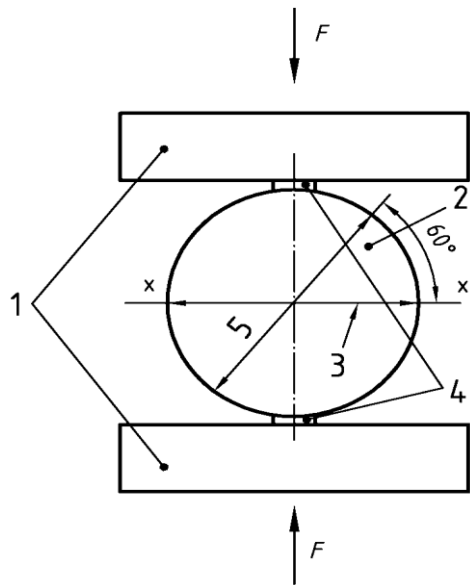
### 2.4.8 Essai brésilien (compression diamétrale – NF P 98-232-3)

#### 2.4.8.1 But de l'essai

L'essai brésilien permet de mesurer la résistance à la traction indirecte d'un matériau cylindrique. C'est un indicateur essentiel pour la tenue transversale des sols stabilisés, notamment en cas de fissuration ou de traction interne [30].

#### 2.4.8.2 Dispositif expérimental et mode opératoire

L'essai de compression diamétrale, également connu sous le nom d'essai de résistance indirecte, est essentiel pour évaluer la ténacité et la résistance des matériaux granulaire en vue de comprendre leur comportement sous charges appliquées. Lors de cet essai, un échantillon cylindrique est soumis à une charge axiale appliquée perpendiculairement à son axe, ce qui provoque une rupture en traction à partir des points de charge. Les résultats permettent de déduire la résistance à la compression diamétrale, fournissant ainsi des informations précieuses sur la qualité et la performance du matériau en tant que remblai. Cet essai est particulièrement utile dans la conception géotechnique, car il aide à garantir que les matériaux utilisés répondent aux exigences de performance et de durabilité.

**Légende**

- 1 Pièces de chargement de la presse
- 2 Éprouvette
- 3 Diamètre horizontal
- 4 Bandes de chargement
- 5 Diamètre incliné à 60°

*Figure 2.17 : Schéma de principe d'essai de compression diamétrale*

L'éprouvette est placée horizontalement entre deux plateaux d'une presse. Une charge verticale est appliquée le long de son diamètre horizontal, créant une traction perpendiculaire. La charge à la rupture permet de calculer la résistance à la traction indirecte :

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi DL}$$

**P** est la charge maximale appliquée (en N)

**D** est le diamètre de l'éprouvette (en mm)

**L** est la longueur (la hauteur) de l'éprouvette (en mm).

### 2.4.8.3 Mise en place des échantillons

Les éprouvettes (Ø50 mm, h=50 mm) sont moulées et séchées à l'air libre pendant 72h. Avant essai, elles sont placées entre deux bandes en caoutchouc pour répartir les contraintes de contact. Le positionnement est vérifié pour assurer l'alignement centré entre les plateaux de la presse.

### 2.4.8.4 importance de l'essai

L'essai brésilien est une méthode d'investigation précieuse et complémentaire dans le domaine des sols et des matériaux de remblai, apportant des informations cruciales pour une conception et une évaluation fiables des ouvrages. Son principal intérêt réside dans sa

capacité à évaluer la résistance en traction indirecte du matériau, une caractéristique souvent absente des analyses standards des sols fins. Cette donnée est particulièrement importante, car elle permet de mieux anticiper le comportement du sol soumis à des contraintes de traction, notamment dans les zones où des fissures peuvent se développer. De plus, l'essai brésilien permet de vérifier l'intégrité du matériau après un éventuel traitement (stabilisation, consolidation...), en détectant la présence de micro-fissures ou de zones de faiblesse qui pourraient compromettre sa durabilité et sa performance structurelle à long terme. En somme, il enrichit considérablement l'analyse mécanique globale du remblai en fournissant des données complémentaires essentielles, améliorant ainsi la compréhension du comportement du sol et contribuant à des choix de conception plus éclairés et plus robustes.

## 2.5 Conclusion

La caractérisation et l'étude des sols passent par la définition de la campagne d'essais et les conditions d'étude. La présentation de détails des différentes phases expérimentales de l'étude, depuis le prélèvement et la préparation des échantillons de sédiments jusqu'à la mise en œuvre des essais de caractérisation physiques, mécaniques et chimiques sont présentés. L'ensemble des essais menés selon des normes rigoureuses (NF P, LCPC) constitue une base scientifique robuste pour l'analyse du comportement des sédiments bruts et traités [31].

Les protocoles expérimentaux décrits permettent d'évaluer avec précision les propriétés fondamentales du matériau étudié (teneur en eau, plasticité, portance, compressibilité, résistance au cisaillement et à la traction). En parallèle, les traitements par liants hydrauliques et adjonctions minérales ou granulaires ouvrent des perspectives d'amélioration ciblées des performances géotechniques. [32]

L'approche adoptée, fondée sur une analyse multi-échelle des propriétés du matériau (macrostructurale, mécanique et hydrique), vise à justifier scientifiquement l'usage des sédiments comme matériaux alternatifs dans les remblais routiers ou les ouvrages de soutènement. Les résultats issus de cette campagne expérimentale seront analysés en détail dans le chapitre suivant, afin d'en tirer des conclusions sur les effets des traitements appliqués et la pertinence des formulations envisagées dans un contexte de réutilisation durable des matériaux. [33]

## **Chapitre 3 : Etude de l'évolution des caractéristiques géotechniques des remblais auto-compactant**

### 3.1 Introduction

L'édification des performances des remblais reconstitués à partir des sédiments nécessite le suivi de l'évolution de ses différentes caractéristiques et l'effet des conditions de mise en œuvre sur place. Après caractérisation des différents constituants des remblais notamment les sédiments et les ajouts et le choix du liant à utiliser une étude géotechnique globale du mélange devient une nécessité [31]. Le choix du procédé d'élaboration d'un remblai auto-compactant composé de liant hydraulique et d'autres ajouts tels que les déchets de la construction nécessite d'abord une étude et un suivi de l'évolution de ses performances géotechniques afin de déterminer les proportions adéquates qui donnent des performances optimales souhaitables pour une employabilité rentable du remblai élaboré. Pour arriver aux objectifs souhaités un protocole expérimental couvrant plusieurs essais au laboratoire est programmé [33].

Dans cette partie de ce travail les résultats d'un ensemble d'essais effectués sur le remblai élaboré à base du sédiment d'Oued Soummam et des incorporations de fractions massique du déchet de la construction et d'un liant hydraulique sont présentés. Les résultats de cette étude vont conduire à la détermination de différentes proportions des matériaux de base qui est le sédiment et les différents dosages des ajouts qui donnent les performances optimales du mélange. Une fois les dosages et les différentes proportions des matériaux utilisés sont déterminés, des méthodes d'essais, de mise en œuvre et de caractérisation des remblais issus des différentes combinaisons du sédiment avec des agents de valorisation vont être définies.

Les essais réalisés dans ce chapitre portent essentiellement sur la détermination des différents paramètres géotechniques permettant d'évaluer l'aptitude des sédiments, avant et après traitement, à être utilisés en remblai dans des projets de génie civil. Chaque série de résultats sera présentée de manière chronologique selon les essais effectués.

### 3.2 Campagne d'essais à effectuer

L'étude des performances géotechniques du remblai ,auto compactant confectionné à base du sédiment et de fraction massique de déchets de construction broyés en addition d'une fraction massique de 5% d'un liant hydraulique qui est dans notre cas de la chaux, nécessite de projeter une campagne d'essais en laboratoire. Les essais programmés dans le cadre de cette étude sont les suivants :

- Les limites d'Atterberg (plasticité),
- L'essai CBR (portance),
- L'essai de cisaillement (résistance au cisaillement),
- L'essai œdométrique (compressibilité),
- Et éventuellement les autres essais complémentaires (affaissement, compression simple, essai brésilien...).

Pour chaque essai, une lecture comparative sera proposée entre l'état brut du sédiment et les différentes formulations traitées (avec chaux, déchets de béton, etc.), en vue de comprendre l'évolution des propriétés mécaniques et d'apprécier l'efficacité des traitements proposés.

### 3.3 Etude de la sensibilité à l'eau

La caractérisation d'un remblai et l'étude de son employabilité passe forcément par l'étude de sa sensibilité à l'eau et des paramètres de plasticité et de consistance. Pour parvenir aux objectifs visés des essais de limite de plasticité et de liquidité, dites limites d'Atterberg sont effectués sur le sédiment à l'état brut et les remblais confectionnés pour les différents dosages [34].

#### 3.3.1 Présentation des résultats

Les essais de limites d'Atterberg ont été réalisés dans le but d'évaluer l'effet des ajouts progressifs de déchets de béton sur la plasticité des sédiments, ainsi que l'effet secondaire de la chaux dans les formulations avancées [34].

La démarche suivie est la suivante :

- Dans un premier temps, les sédiments bruts ont été analysés (0 % traitement).
- Ensuite, des ajouts successifs de 4 %, 6 %, et 8 % de déchets de béton ont été effectués.
- À partir de 8 %, les résultats de portance (CBR) se sont révélés insuffisants. Pour cette raison, des formulations avec 10 % et 12 % de déchets de béton ont été testées.
- Finalement, face à des résultats de CBR toujours insatisfaisants, un ajout fixe de 4 % de chaux a été intégré dans les mélanges à 4 %, 10 % et 12 % de déchets de béton afin d'améliorer la réactivité et la cohésion du mélange.

*Tableau3.1 : Résultats de mesure des limites d'Atterberg pour le cas 10% d'ajout de déchets de béton*

N tare	80	51	62	39	72	53	37	89	71
masse du sol humide +tare	27,6	27,9	24,7	23,9	19,1	10,8	10,6	12	8,7
masse du sol sec+tare	22,3	22,7	20,3	19,9	16,3	10,1	9,9	11,5	8,4
masse de la tare	7,3	7,4	7,1	7,4	7,2	7,4	7,4	9,5	7,2
masse du sol sec	15	15,3	13,2	12,5	9,1	2,7	2,5	2	1,2
masse d eau évaporée	5,3	5,2	4,4	4	2,8	0,7	0,7	0,5	0,3
nombres de coups	18	21	24	29	32				
teneur en eau W%	35,33	33,99	33,33	32	30,77	25,93	28	25	25

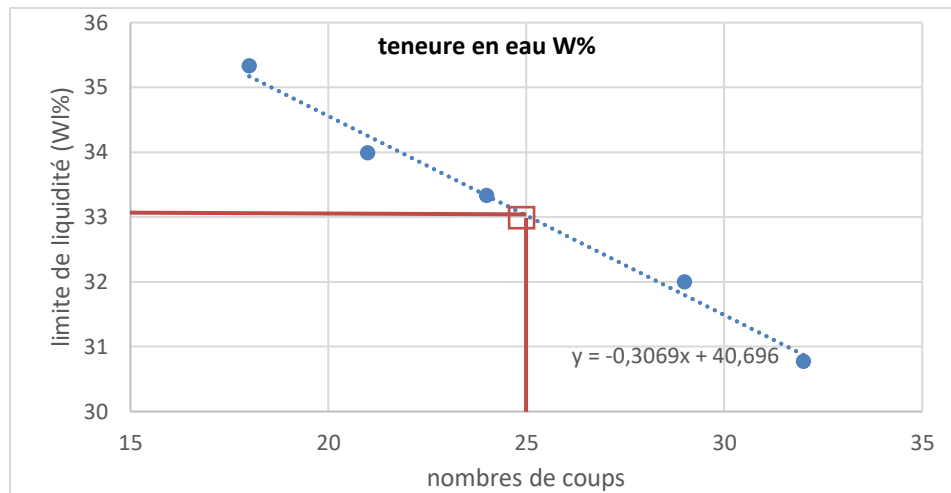


Figure 3.1 : Exemple de détermination de la limite de liquidité pour le cas de 10% d'ajout de déchet de béton

$$WL=33,04 \%, \quad Wp=25,98 \%, \quad IP=7,05 \%, \quad IC=0,48 \%$$

Le tableau (3.2) résume les valeurs obtenues pour la limite de liquidité (WL), la limite de plasticité (WP), l'indice de plasticité (IP) et l'indice de consistance (Ic) pour les différentes formulations étudiées.

Tableau 3.2. Les valeurs des caractéristiques de plasticité des remblais auto-compactant

Formulation	WL (%)	WP (%)	IP (%)	Ic	Classification géotechnique
Sédiment brut (0 %)	33,10	23,09	10,01	0,35	Faiblement plastique
+ 4 % DB	35,71	25,52	10,18	0,60	Faiblement plastique
+ 6 % DB	36,30	26,64	9,66	0,69	Faiblement plastique
+ 8 % DB	37,36	30,68	6,67	1,01	Très faiblement plastique
+ 10 % DB	33,04	25,98	7,05	0,49	Faiblement plastique
+ 12 % DB	32,37	23,72	8,64	0,32	Faiblement plastique
+ 4 % DB + 4 % chaux	32,49	30,22	2,26	1,27	Non plastique
+ 10 % DB + 4 % chaux	32,70	22,71	9,98	0,31	Faiblement plastique
+ 12 % DB + 4 % chaux	32,80	27,43	5,36	0,97	Très faiblement plastique

(DB = abréviation déchets de béton ou de construction)

### 3.3.2 Interprétation des résultats

Les essais de limites d'Atterberg permettent d'évaluer la plasticité des matériaux fins et d'anticiper leur comportement en présence d'eau [34]. L'analyse porte ici sur les différentes formulations testées : sédiment brut, sédiment avec ajouts progressifs de déchets de béton et sédiment stabilisé avec chaux en complément des déchets de béton broyé. Les résultats montrent une évolution significative des propriétés plastiques selon le traitement appliqué.

#### a) Évolution de l'indice de plasticité (IP)

- Le sédiment brut présente un IP de 10,01 %, ce qui le classe comme un sol faiblement plastique.
- L'ajout de 4 % à 6 % de DB augmente légèrement l'IP (jusqu'à 10,18 %), traduisant un effet peu significatif sur la réduction de la plasticité.
- À partir de 8 % de DB, l'IP diminue notablement (6,67 %), traduisant une réduction de la plasticité vers une classe très faiblement plastique.
- Cette tendance se confirme à 10 % et 12 % de DB, avec des IP compris entre 7,05 % et 8,64 %, toujours dans la faible plasticité.

#### b) Analyse de l'indice de consistance (Ic)

L'indice de consistance permet d'évaluer l'état du sol à sa teneur en eau naturelle ( $W_n = 29,61\%$ ) :

- Pour la plupart des formulations, Ic est compris entre 0,3 et 0,7, ce qui indique un matériau en état plastique.
- Deux formulations dépassent  $I_c = 1$  :
  - 8 % DBseul ( $I_c = 1,01$ )
  - 4 % DB + chaux ( $I_c = 1,27$ )
 Ces valeurs indiquent un comportement plus rigide, suggérant une meilleure résistance à la déformation.
- À noter : pour les formulations avec 10 % DB + chaux et 12 % DB + chaux, Ic est respectivement de 0,31 et 0,97, ce qui reste satisfaisant pour envisager une bonne tenue mécanique.

#### c) Effet de l'ajout de chaux

- En combinant chaux (4 %) et DB (4 %, 10 %, 12 %), une évolution plus marquée est observée :
  - Pour 4 % DB + chaux, l'IP chute à 2,26 %, ce qui classe le matériau comme non plastique. Cela traduit une forte diminution de la plasticité, due à la réaction pouzzolanique entre la chaux et les fines argileuses.
  - Pour 12 % DB + chaux, l'IP est de 5,36 %, donc en limite entre non plastique et très faiblement plastique.
  - Pour 10 % DB + chaux, l'IP reste relativement élevé (9,98 %), ce qui peut être dû à un dosage non optimal ou à une variabilité du matériau.

L'efficacité de la chaux s'explique par les phénomènes de floculation et agglomération induits par les ions calcium, qui neutralisent les charges des particules fines argileuses. Cela conduit à :

- une réduction de la plasticité,
- une amélioration de la maniabilité,
- une meilleure cohésion à sec, favorable à la portance.

### **3.3.3 Interpretation global**

- L'ajout seul de déchets de béton améliore légèrement la plasticité, mais reste insuffisant pour atteindre un comportement optimal.
- La combinaison avec 4 % de chaux permet de réduire fortement la plasticité et d'améliorer l'état de consistance du sol, en particulier pour la formulation à 8 % DB.
- Ces résultats justifient l'intérêt de traiter les sédiments par des liants hydrauliques, en complément des ajouts granulaires, pour améliorer leurs caractéristiques géotechniques.

Ces résultats confirment que l'ajout de chaux est indispensable à partir d'un certain taux de déchets de béton, afin de compenser la faible réactivité du matériau et d'obtenir une structure stable et géotechniquement acceptable pour une utilisation en remblai [35]. Cette amélioration des propriétés plastiques se répercutera par la suite sur les performances mécaniques, en particulier au niveau des essais CBR et cisaillement.

## **3.4 Etude de l'évolution de la portance du remblai auto-compactant.**

Afin d'étudier l'évolution de la capacité portante des remblais auto compactant élaboré à base du sédiment, des essais CBR ont été réalisés sur plusieurs échantillons pour les différentes formulations et pour les différentes fractions de sédiment incorporés et cela avec ou sans ajouts de déchets de béton (DB) [25]. Par la suite des essais similaires sont effectués sur des échantillons avec ajout de fraction massiques de la chaux d'environ (4 %). L'objectif ici est d'observer l'évolution de la résistance à la pénétration et d'identifier la formulation la plus performante pour une utilisation en infrastructure routière ou en remblai technique.

### **3.4.1 Conditions de préparation et de cure des échantillons avant l'essai CBR**

Afin d'assurer la représentativité et la reproductibilité des résultats de l'essai CBR, une attention particulière a été portée aux conditions de préparation des éprouvettes. Les étapes suivantes ont été respectées:

- Un temps de cure dans le moule, à température ambiante, a été respecté avant l'application de la charge.
- L'objectif était d'atteindre un affaissement entre 16 cm et 20 cm, critère nécessaire pour la validité du test selon les normes en vigueur.

### **3.4.2 Etude des de la portance de remblais auto compactant à bas de sédiment et de déchets de la construction.**

Pour l'étude de la portance du remblai élaboré à base de sédiment et de déchets de la construction des essais CBR ont été effectués sur plusieurs formulations.

#### **a) Problème rencontré avec le cure à 24 h**

Initialement, un temps de cure de 24 heures a été appliqué pour toutes les formulations. Cependant:

- Les valeurs d'affaissement restaient inférieures au seuil requis (souvent < 16 cm),
- Les résultats de CBR obtenus étaient très faibles voire incohérents, probablement dus à un manque de réactivité ou de cohésion entre les particules.

#### **b) Etude de l'évolution de la portance.**

Dans un premier temps, l'essai CBR a été effectué sur des échantillons du remblai obtenus avec des formulations contenant des fractions massiques de l'ordre de 0 %, 4 %, 6 % et 8 % de déchets de construction broyé seuls .Les résultats obtenus ont montré des valeurs faibles de l'indice CBR indiquant une portance très faible du mélange obtenu. Ces résultats ont conduit à conclure que les performances de la portance des remblais auto-compactant sont insuffisantes pour une application directe en remblai porteur.

Les résultats obtenus ont conduit à procéder à tester des formulations avec augmentation de la fraction massique à 10 % et 12 % de déchets de construction broyés et cela dans le but d'améliorer la portance du remblai avec l'augmentation de la granularité. Toutefois, même avec ces nouveaux dosages, les valeurs de l'indice CBR sont restées insatisfaisantes et les remblais obtenus ne présentent pas les performances d'employabilité souhaitée.

### **3.4.3 Etude des de la portance de remblais auto compactant à base de sédiment, de déchets de la construction avec introduction de la chaux.**

En réponse à ces performances limitées, une stabilisation à la chaux en introduisant une fraction massique de l'ordre de (4 %) de ce liant a été envisagée pour les formulations à 4 %, 10 % et 12 % de déchets de béton broyé.

#### **3.4.4 Résultats des essais CBR selon les formulations et le temps de cure**

Des essais de portances ont été effectués pour les remblais confectionnés de sédiments avec incorporation d'une fraction massique de déchets de béton broyés de l'ordre de 10% et un ajout de 4% de chaux les mesures ont été effectuées après 3 jours de la confection. Les résultats sont présentés dans le tableau 3.3.

Tableau 3.3: Résultats pour le cas 10 % DB + 4 % chaux (3 jours)

Enfoncement (mm)	1,25	2	2,5	5	7,5	10
La force (KN)	0,0462	0,0925	0,1157	0,162	0,1851	0,2083
lecture force (mm)	2	4	5	7	8	9

IPI à 2.5 mm = 0,86

IPI à 5.0 mm = 0,81

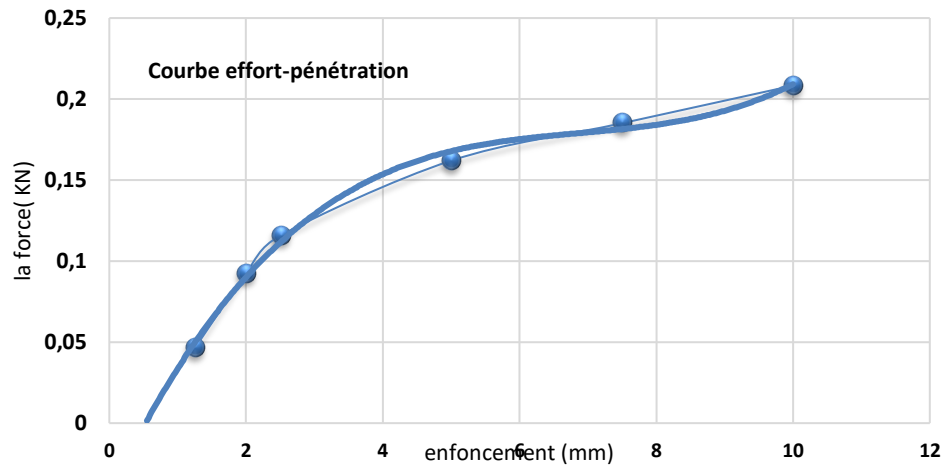


Figure 3.2 : Evolution de l'enfoncement en fonction de la force cas (10 % DB + 4 % chaux (3 jours))

Des essais de portance ont été effectués pour les remblais confectionnés de sédiments avec incorporation d'une fraction massique de déchet de béton broyés de l'ordre de 12% et un ajout de 4% de chaux les mesures ont été effectuées après 3 jours de la confection. Les résultats sont présentés dans le tableau 3.4.

Tableau 3.4 : Résultats pour le cas 12 % DB + 4 % chaux (3 jours)

Enfoncement (mm)	1,25	2	2,5	5	7,5	10
La force (KN)	0,1388	0,1851	0,2083	0,2546	0,2777	0,2546
lecture force(mm)	6	8	9	11	12	11

IPI à 2.5 mm =1,56

IPI à 5.0 mm =1,27

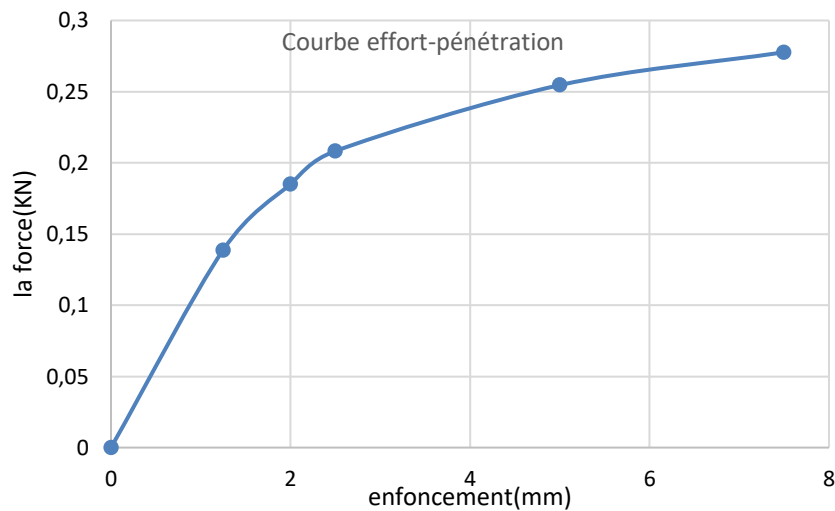


Figure 3.3 : Evolution de l'enfoncement en fonction de la force cas (12 % DB + 4 % chaux (3 jours))

Des essais de portance ont été effectués pour les emblais confectionnés de sédiments avec incorporation d'une fraction massique de déchet de béton broyé de l'ordre de 4% et un ajout de 4% de chaux les mesures ont été effectuées après 4 jours de la confection. Les résultats sont présentés dans le tableau 3.5.

Tableau 3.5 : résultats pour le cas 4 % DB + 4 % chaux (4 jours)

Enfoncement (mm)	1,25	2	2,5	5	7,5	10
La force (KN)	0,5555	0,6712	0,7407	0,8101	0,7407	0,6844
lecture force (mm)	24	29	32	35	32	30

IPI à 2.5 mm = 5,54

IPI à 5.0 mm = 4,06

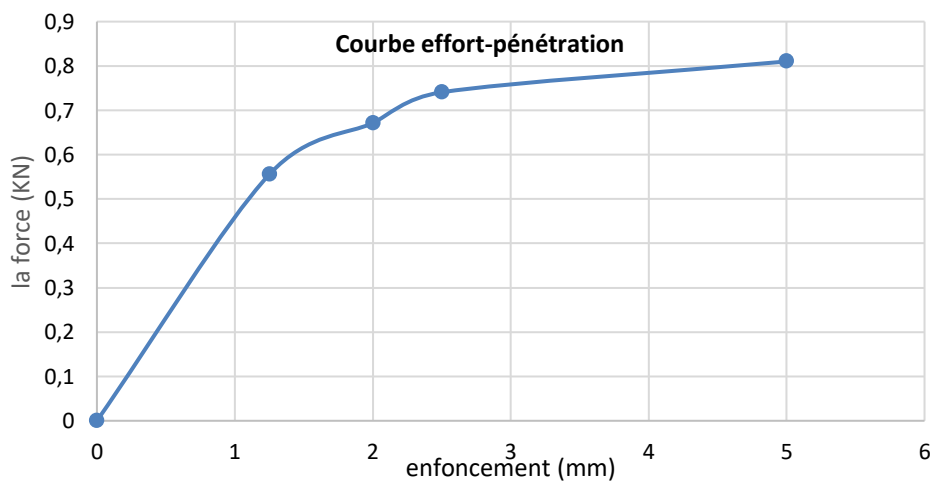


Figure 3.4 : Evolution de l'enfoncement en fonction de la force cas (4 % DB + 4 % chaux (4 jours))

Des essais de portances ont été effectués pour les remblais confectionnés de sédiments avec incorporation d'une fraction massique de déchet de béton broyé de l'ordre de 12% et un ajout de 4% de chaux les mesures ont été effectuées après 4 jours de la confection. Les résultats sont présentés dans le tableau 3.6.

Tableau 3.6: Résultats pour le cas 12 % DB + 4 % chaux (4 jours)

Enfoncement (mm)	1,25	2	2,5	5	7,5	10
La force (KN)	0,2083	0,2777	0,3009	0,3472	0,3472	0,3472
lecture force (mm)	9	12	13	15	15	15

IPI à 2.5 mm =2,25

IPI à 5.0 mm =1,74

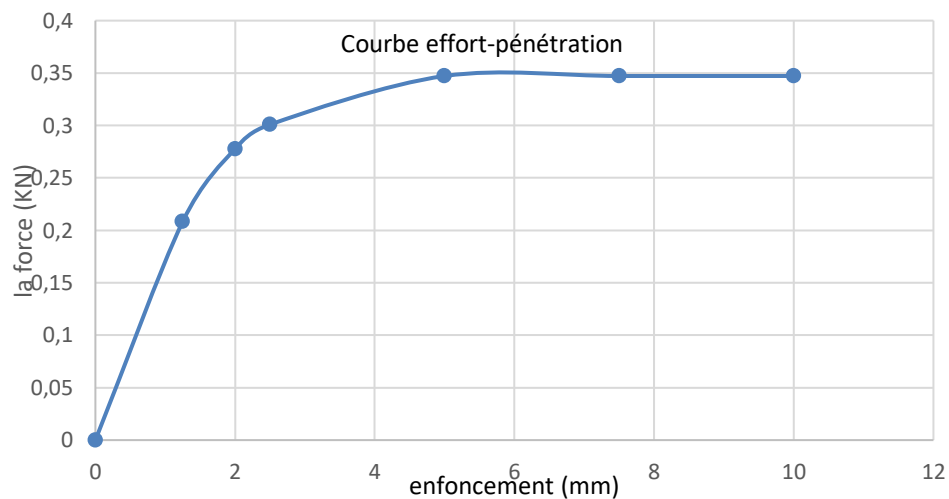


Figure 3.5 : Evolution de l'enfoncement en fonction de la force cas (12 % DB + 4 % chaux (4 jours))

Le tableau 3.7 présente le résumé des résultats obtenus pour l'ensemble des échantillons des remblais élaborés avec incorporation des différentes fractions massiques des déchets de béton ainsi que le liant hydraulique.

Tableau 3.7 : Récapitulatif des résultats des essais CBR

Formulation	Affaissement (cm)	Teneur en eau avant la conservation (%)	Temps de cure	IPI (%)	Classes de portance
10 % DB + 4 % chaux	17	39	72 h (3 j)	0.87	portance très faible
12 % DB + 4 % chaux	18	39	72 h (3 j)	1.56	portance très faible
4 % DB + 4 % chaux	16	40	96 h (4 j)	5.55	portance très faible
12 % DB + 4 % chaux	18	39	96 h (4 j)	2.25	portance très faible

### 3.4.5 Analyse des résultats

L'ensemble des échantillons testés présentent un affaissement compris entre 16 et 18 cm, ce qui respecte les critères de validité de l'essai CBR (16 à 20 cm). Pour cet affaissement on retient la teneur en eau correspondante qui est de l'ordre de 39% à 40%. La teneur en eau en question a été maintenue constante autour de 39 à 40 % pour la confection des remblais auto compactant et afin assurer des conditions comparables de répétitivité des essais. Les résultats montrent une amélioration notable de l'IPI avec l'augmentation du temps de cure. En effet, pour une même formulation (ex. 12 % DB + 4 % chaux), un passage de 72 à 96 heures de cure permet de passer d'un IPI de 1,56 à 2,25. Ce phénomène s'explique par le développement progressif des réactions pouzzolaniques entre la chaux et les particules fines du sédiment, qui renforcent la cohésion du matériau avec le temps [36].

Par ailleurs, il est intéressant de constater que la formulation avec seulement 4 % de déchets de béton et un temps de cure prolongé à 96 h présente le meilleur IPI (5,55), dépassant même les formulations riches en DB (10 % ou 12 %) avec un temps de cure plus court. Cela indique que le temps de cure est un facteur plus influant que la teneur en déchets de béton, et qu'une stabilisation efficace dépend avant tout du développement des liaisons chimiques initiées par la chaux.

Ces résultats confirment que le temps de cure est un paramètre clé pour améliorer la portance des remblais à base de sédiments traités. Un temps de cure de 96 heures s'avère optimal pour permettre à la chaux d'interagir pleinement avec le sédiment, conduisant à une meilleure résistance mécanique et une augmentation significative de l'IPI. À l'inverse, une durée de cure insuffisante compromet les performances, même avec des taux élevés de déchets de béton [36].

### 3.5 Essai de cisaillement direct

L'essai de cisaillement direct a été réalisé dans le but d'évaluer la résistance au cisaillement des mélanges à base de sédiment traité avec 4 % de chaux et des proportions variables de déchets de béton (4 %, 10 % et 12 %). Cet essai permet de déterminer deux paramètres géotechniques fondamentaux : la cohésion ( $c$ ) et l'angle de frottement interne ( $\phi$ ), nécessaires pour la modélisation du comportement mécanique des sols [26].

#### 3.5.1 Principe de l'essai

L'essai de cisaillement direct consiste à appliquer une contrainte normale constante sur un échantillon de dimension  $60 \times 60 \text{ mm}^2$  et une hauteur de 20 mm tout en le soumettant à un cisaillement horizontal progressif. La contrainte de cisaillement  $\tau$  est calculée à partir de la force mesurée ( $F$ ) et de la surface de contact  $A'$  :

$$\tau = \frac{F}{A'}$$

L'essai a été réalisé pour chaque formulation sous trois niveaux de contrainte normale : 1 bar (100 kPa), 2 bars (200 kPa) et 3 bars (300 kPa) et a été effectué à vitesse constante de (0,72 mm/min) jusqu'à rupture. Pour chaque combinaison, les données de déplacement horizontal et de force ont été enregistrées, permettant de tracer les courbes  $\tau = f(\Delta L)$ .

#### 3.5.2 Résultats expérimentaux

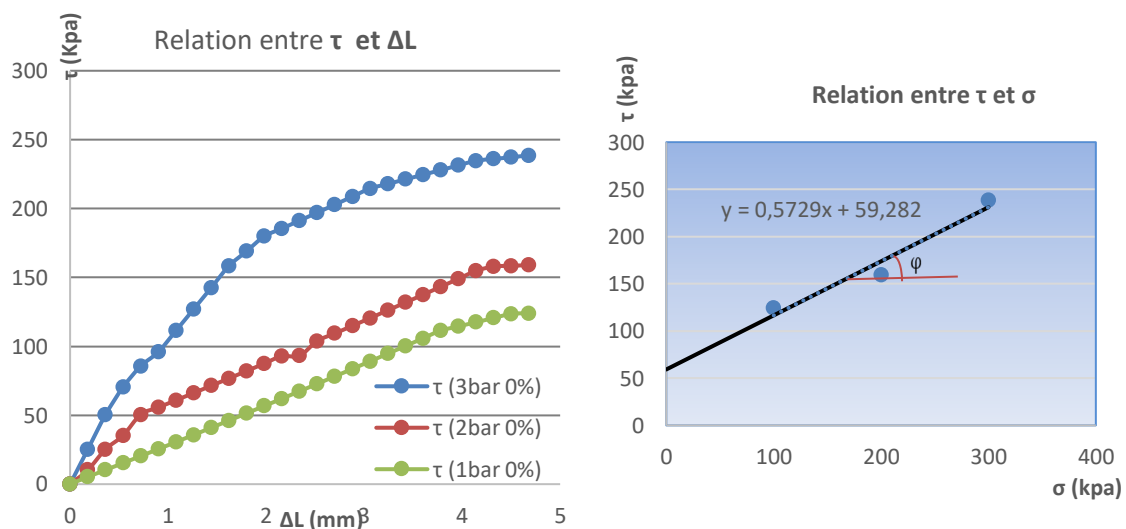


Figure 3.6 : Résultats des essais de cisaillement direct pour le sédiment brut

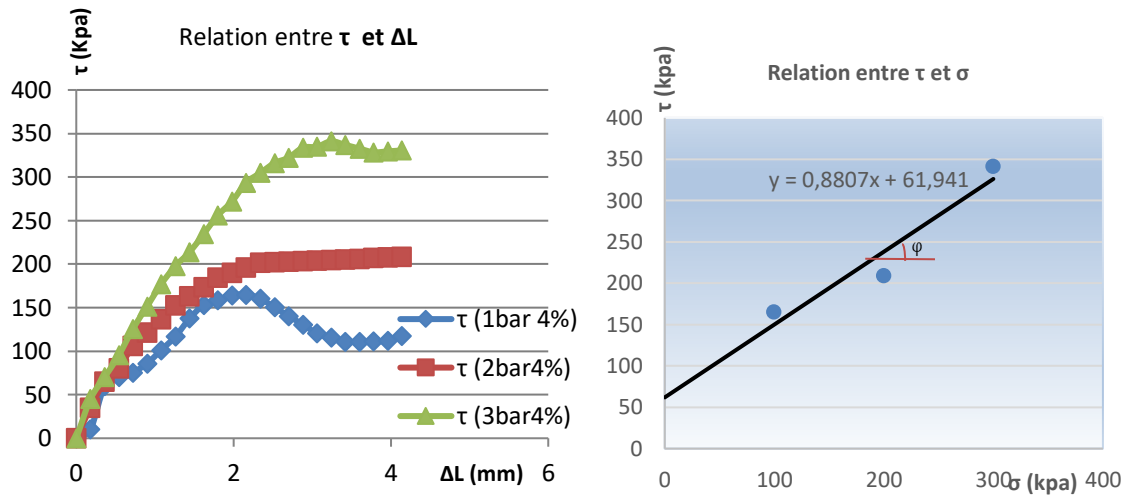


Figure 3.7 : Résultats des essais de cisaillement direct pour 4% DB+4% CHAUX

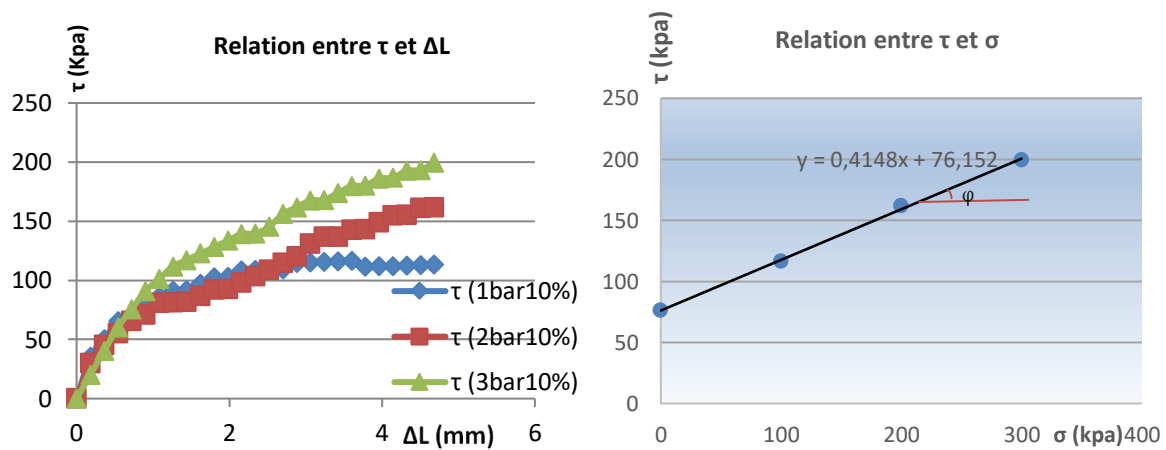


Figure 3.8 : Résultats des essais de cisaillement direct pour 10% DB+4% CHAUX

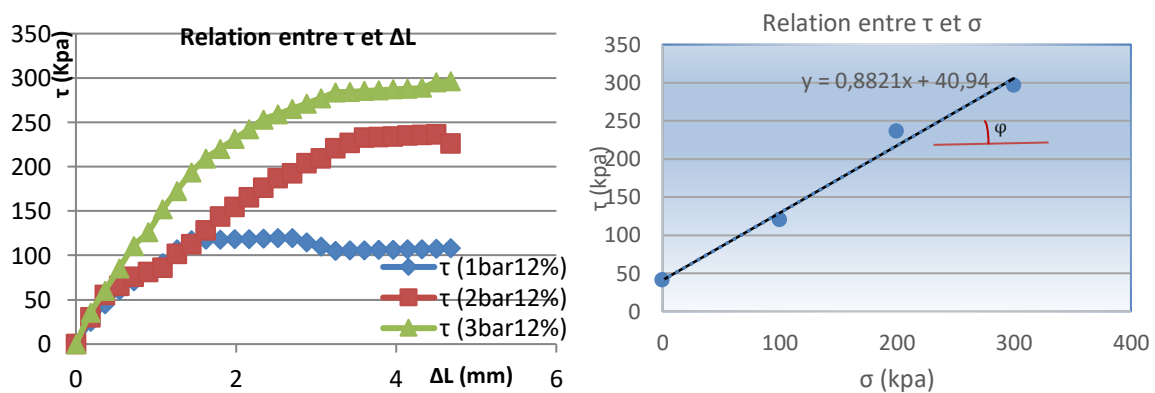


Figure 3.9 : Résultats des essais de cisaillement direct pour 12% DB+4% CHAUX

Les courbes obtenues montrent l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour chaque mélange. On observe généralement une augmentation

progressive de  $\tau$  jusqu'à un maximum, suivi parfois d'un plateau ou d'un léger affaissement, indiquant le comportement plastique du matériau.

Les valeurs maximales de la contrainte de cisaillement ( $\tau_{\max}$ ) enregistrées pour chaque formulation sous différentes contraintes normales sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 3.8 : Les valeurs de contrainte  $\tau$  maximale pour chaque échantillon

Formulation	$\tau_{\max}$ (1 bar) (kPa)	$\tau_{\max}$ (2 bars) (kPa)	$\tau_{\max}$ (3 bars) (kPa)
Sédiment brut (0 %)	124,01	158,97	238,58
+ 4 % DB + 4 % chaux	164,91	208,30	341,06
+ 10 % DB + 4 % chaux	116,36	161,67	199,32
+ 12 % DB + 4 % chaux	119,73	236,21	296,15

L'analyse des contraintes de cisaillement maximales ( $\tau_{\max}$ ) enregistrées au cours des essais révèle des tendances significatives quant à l'évolution de la résistance au cisaillement en fonction des formulations étudiées. Le sédiment brut présente une réponse mécanique modérée, avec des valeurs de  $\tau_{\max}$  variant de 124,01 kPa à 238,58 kPa selon la contrainte normale appliquée. Cette évolution, bien que régulière, reflète un comportement caractéristique d'un matériau peu structuré, dont la cohésion naturelle et la capacité de frottement sont limitées. En comparaison, la formulation comprenant 4 % de déchets de béton et 4 % de chaux se distingue nettement, affichant les contraintes maximales les plus élevées, atteignant jusqu'à 341,06 kPa sous 3 bars, mais pour le cas à 2 bars le max c'est le 12% DB +4% de chaux. Cette performance traduit l'effet conjugué de la stabilisation chimique (due à la chaux) et de la structuration granulaire (apportée par le béton broyé), qui ensemble forment une matrice dense et résistante aux efforts de cisaillement [37].

À l'inverse, la formulation à 10 % de déchets de béton, bien qu'elle présente une cohésion élevée, enregistre des valeurs de  $\tau_{\max}$  inférieures, notamment sous fortes contraintes, suggérant une structure interne déséquilibrée, probablement perturbée par une granulométrie excessive. La formulation à 12 % de DB, quant à elle, présente un comportement intermédiaire : les valeurs de  $\tau_{\max}$  progressent convenablement avec la contrainte normale, traduisant une bonne capacité de frottement, bien que la cohésion reste inférieure à celle des autres mélanges. Ces observations confirment que la formulation 4 % DB + 4 % chaux offre le meilleur compromis en terme de résistance au cisaillement, avec une capacité portante optimale et une structure homogène, adaptée à une mise en œuvre en remblai technique durable.

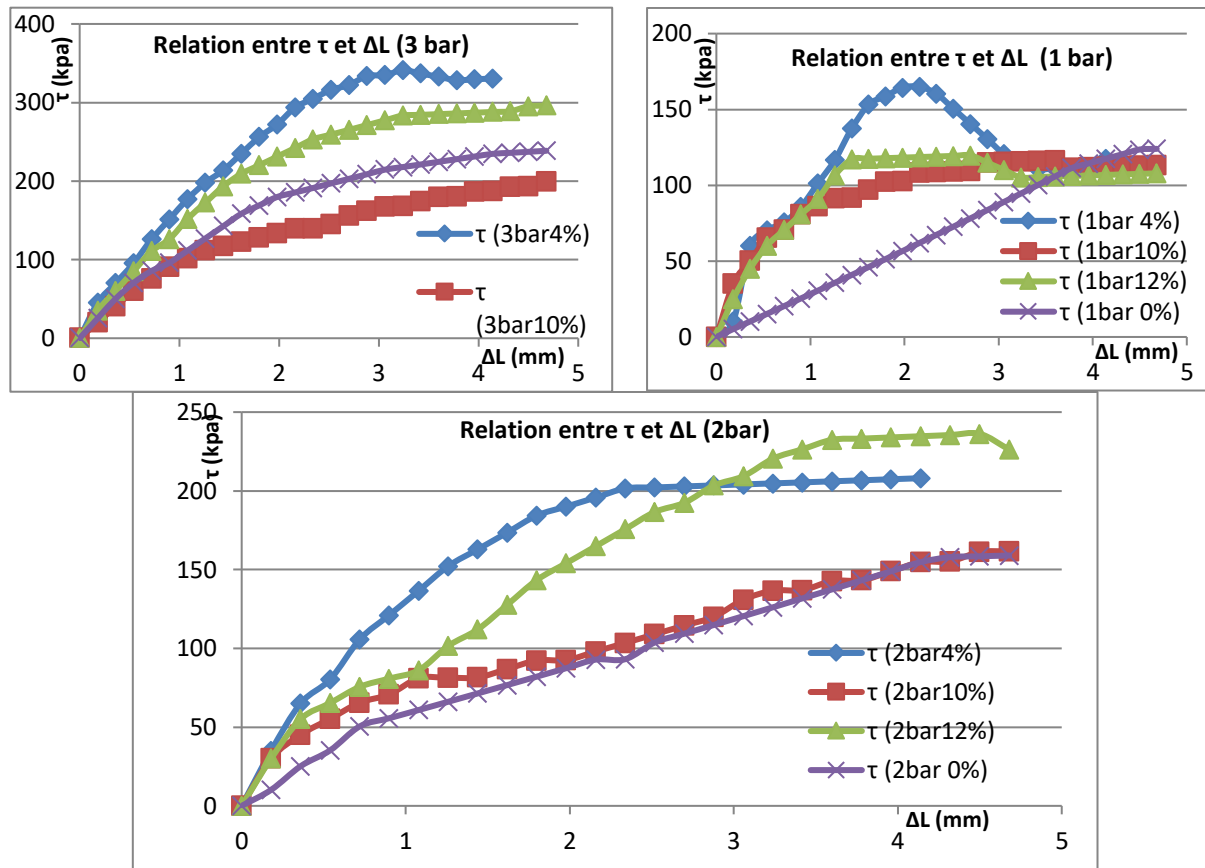


Figure 3.10 : comparaison entre les différents ajouts

### 3.5.3 Détermination des paramètres de cisaillement ( $c$ , $\phi$ )

Afin de caractériser le comportement mécanique des différents mélanges, les résultats des essais de cisaillement direct ont été analysés à l'aide du critère de Mohr-Coulomb, qui relie la contrainte de cisaillement maximale ( $\tau$ ) à la contrainte normale appliquée ( $\sigma$ ) :

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan(\phi)$$

Les couples ( $\sigma$ ,  $\tau$  max) correspondant à chaque niveau de contrainte normale ont été utilisés pour chaque formulation afin de tracer les enveloppes de rupture et d'en extraire, par régression linéaire, les paramètres suivants :

- $c$  : la cohésion (ordonnée à l'origine)
- $\phi$  : l'angle de frottement interne (pente de la droite)

Les valeurs obtenues sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.9 : la cohésion et l'angle de frottement

Formulation	Cohésion c (kPa)	Angle de frottement $\phi$ (°)	Remarques
Sédiment brut (0 %)	59,282	29,81	Matériau de référence non stabilisé
+ 4 % DB + 4 % chaux	61,94	41,34	Très bonne combinaison, meilleure résistance globale
+ 10 % DB + 4 % chaux	76,15	22,49	Cohésion maximale mais perte de frottement
+ 12 % DB + 4 % chaux	40,94	41,41	Friction élevée, mais cohésion réduite

### 3.5.4 Analyse et interprétation

Les résultats montrent que la stabilisation du sédiment par l'ajout combiné de chaux et de déchets de béton améliore nettement les propriétés mécaniques du matériau. Le sédiment brut, dans son état naturel, présente une cohésion modérée de 59,28 kPa et un angle de frottement interne de 29,81°, ce qui correspond à un comportement typique d'un sol meuble légèrement cohérent.

L'ajout combiné de 4 % de déchets de béton et de 4 % de chaux améliore sensiblement les performances mécaniques. La cohésion passe à 61,94 kPa et l'angle de frottement atteint 41,34°, traduisant une amélioration à la fois des forces de liaison interparticulaires et des capacités de frottement. Ce comportement traduit un bon équilibre entre liaison chimique (effet de la chaux) et structure granulaire (apport du béton broyé). Cette formulation est donc la plus équilibrée mécaniquement.

Dans la formulation à 10 % de DB + 4 % chaux, une cohésion élevée de 76,15 kPa est atteinte. Ce résultat indique une densification et une compacité accrues du mélange. En revanche, l'angle de frottement chute à 22,49°, suggérant que la forte teneur en granulats perturbe la structuration interne, limitant ainsi la capacité de glissement interne du matériau. Ce déséquilibre pourrait nuire à la stabilité à long terme du remblai.

La formulation à 12 % de DB + 4 % chaux montre une situation inversée : la cohésion diminue à 40,94 kPa, mais l'angle de frottement remonte à 41,41°. Ce comportement indique une structure granulaire plus libre, favorisant le frottement entre grains, mais avec moins de liaison cohésive. Cette formulation peut être avantageuse pour les couches de forme ou en remblai drainant, mais reste moins cohésive que celle à 4 %.

Globalement, les résultats démontrent que la stabilisation des sédiments par chaux et déchets de béton permet d'augmenter significativement la résistance au cisaillement. La formulation 4 % DB + 4 % chaux offre le meilleur compromis entre cohésion et frottement, tandis que les formulations à 10 % et 12 % DB montrent des comportements asymétriques, influencés par la granularité et la répartition des phases solides.

### 3.6 Étude du comportement en compression – Essai œdométrique

#### 3.6.1 Introduction

Dans la continuité de l'analyse des performances mécaniques des remblais élaborés à base de sédiment traité, l'essai œdométrique a été réalisé afin de caractériser le comportement en compression unidimensionnelle des différentes formulations. Cet essai est fondamental en géotechnique, car il permet d'évaluer la capacité d'un matériau à supporter des charges verticales sans subir de déformations excessives, ce qui est essentiel pour garantir la stabilité des remblais et prévenir les tassements à court et à long terme.

L'objectif de cette campagne d'essais est d'analyser l'évolution de la compressibilité des sédiments de l'Oued Soummam avant et après traitement, notamment à travers l'ajout combiné de chaux (4 %) et de déchets de béton recyclés à différentes fractions (4 %, 10 %, et 12 %). Les résultats obtenus permettent de déterminer plusieurs paramètres caractéristiques : le coefficient de compressibilité primaire ( $C_c$ ), l'indice de recompression ( $C_s$ ), l'indice des vides initial ( $e_0$ ), la pression de préconsolidation ( $\sigma'_c$ ), le module de déformation œdométrique ( $E_{oed}$ ), ainsi que le coefficient de consolidation ( $C_v$ ). Ces paramètres servent à juger de la capacité du matériau à supporter une surcharge sans excès de tassement, et à prédire la vitesse de stabilisation d'un remblai en place [28].

L'essai a été mené conformément à la norme NF P 94-090-1, en soumettant les échantillons à une série de contraintes verticales croissantes, jusqu'à 400 kPa. À chaque palier de charge, les déformations verticales ont été enregistrées jusqu'à stabilisation du tassement, permettant la construction des courbes de consolidation et des diagrammes  $e - \log \sigma$ . Ces courbes sont ensuite interprétées pour extraire les paramètres géotechniques susmentionnés, qui serviront à comparer l'effet des différents traitements sur la capacité portante et la déformabilité des remblais stabilisés.

#### 3.6.2 Présentation de l'essai et protocole

Les essais ont été réalisés sur quatre formulations : sédiment brut, et mélanges contenant 4 %, 10 % et 12 % de déchets de béton, chacun stabilisé avec un ajout fixe de 4 % de chaux. Pour chaque échantillon, des cycles de chargement ont été appliqués par paliers successifs, permettant de suivre l'évolution du tassement vertical en fonction de la contrainte normale. Les courbes de compressibilité obtenues ( $e - \log \sigma$ ) ont permis d'identifier les valeurs du coefficient de compressibilité ( $C_c$ ), du module de déformation œdométrique ( $E_{oed}$ ), de l'indice des vides initial ( $e_0$ ), ainsi que de la pression de préconsolidation ( $\sigma'_c$ ). En parallèle,

les courbes de consolidation ( $\Delta h$  – log temps) ont permis l'évaluation du coefficient de consolidation  $C_v$ .

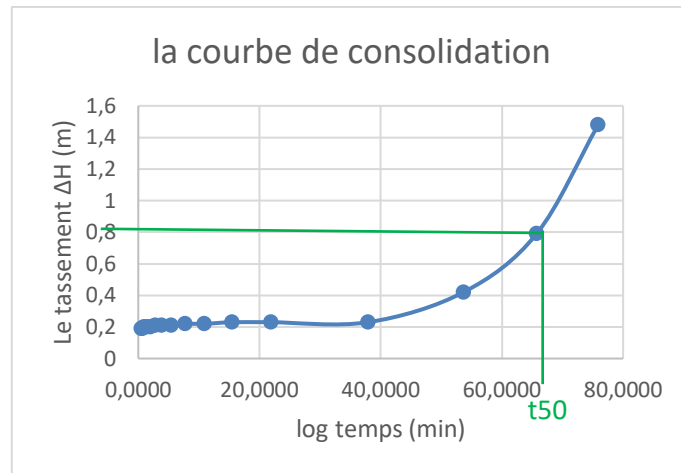


Figure 3.11 : courbe de consolidation pour 4% DB+ 4% chaux

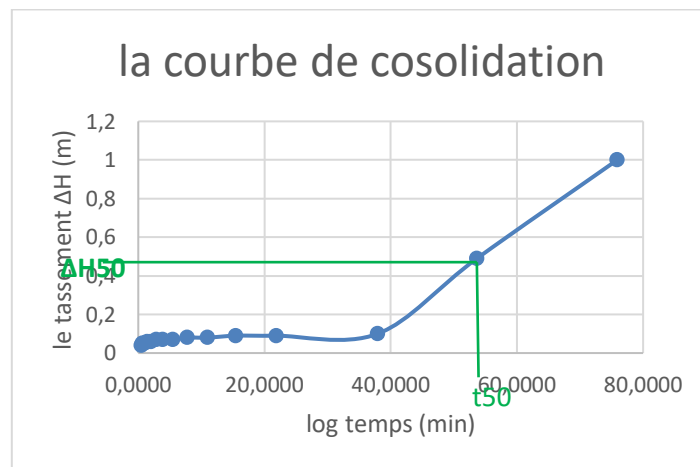


Figure 3.12 : courbe de consolidation pour 10% DB+ 4% chaux

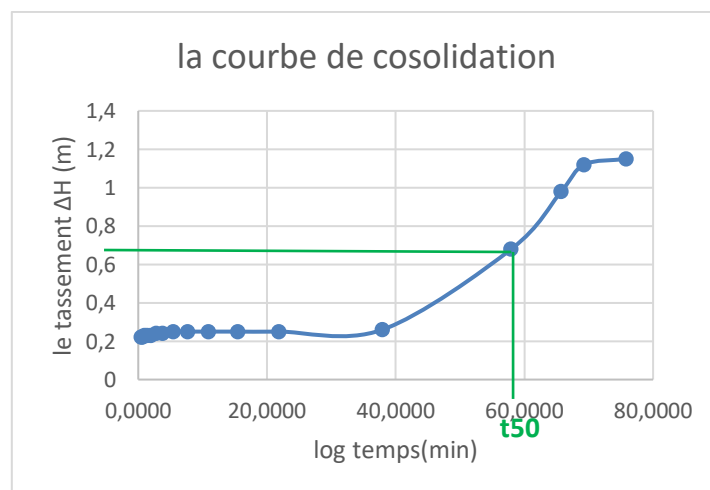


Figure 3.13 : courbe de consolidation pour 12% DB+ 4% chaux

### 3.6.3 Analyse des résultats expérimentaux

Les résultats sont synthétisés dans un tableau comparatif (tableau 3.9) qui met en évidence l'effet du traitement sur les paramètres de compressibilité. Le sédiment brut se caractérise par une compressibilité élevée ( $C_c = 0,266$ ) et une rigidité mécanique limitée ( $E_{oed} \approx 174$  MPa), traduisant une faible aptitude à résister aux charges. L'ajout de chaux et de déchets de béton permet une amélioration progressive et notable des propriétés mécaniques :  $C_c$  diminue à 0,240 pour 4 % DB, puis à 0,131 pour 10 % DB, indiquant une réduction marquée du potentiel de tassement. Dans le même temps, le module  $E_{oed}$  augmente fortement, atteignant plus de 402 MPa pour la formulation à 12 % de déchets de béton, ce qui reflète une rigidification significative du matériau.

Tableau 3.10 : Les valeurs obtenues pour chaque formulation l'essai œdométrique :

Formulation	$C_c$	$e_0$	$\sigma'_p$ (KPa)	$E_{oed}$ (KPa)	$C_v$ (m <sup>2</sup> /min)
Sédiment brut (0 %)	0,266	1,02	3,1	174283,566	$2,04865 \times 10^{-7}$
4 % DB + 4 % chaux	0,240	1,095	3,7	274218,7402	$2,98485 \times 10^{-7}$
10 % DB + 4 % chaux	0,131	1,137	3,5	365659,9933	$3,71698 \times 10^{-7}$
12 % DB + 4 % chaux	0,147	1,120	3,6	402531,0994	$3,39655 \times 10^{-7}$

#### 1)- Indice des vides initial ( $e_0$ )

Déterminé à partir des mesures de masse et de volume :

$$e_0 = (\rho_s / \rho_d) - 1$$

avec :

- $\rho_s$  : masse volumique des grains solides
- $\rho_d$  : masse volumique sèche du sol

#### 2)- Pression de préconsolidation ( $\sigma'_p$ )

Déterminée à partir de la courbe  $e - \log \sigma'_v$  (indice des vides en fonction du logarithme de la contrainte verticale effective).

#### 3)- Indice de compressibilité ( $C_c$ )

$$C_c = - \Delta e / \Delta \log \sigma'_v$$

avec :

- $\Delta e$  : variation de l'indice des vides entre deux contraintes consécutives,
- $\Delta \log \sigma'_v$  : différence des logarithmes des contraintes correspondantes.

#### 4)- Module œdométrique ( $E_{oed}$ )

Exprime la raideur du sol lors de la compression verticale :

$$E_{oed} = (1 + e_m) * (\Delta \sigma'_v / \Delta e)$$

avec :

- $e_m$  : indice des vides moyen entre les deux paliers considérés,
- $\Delta e_v$  : variation de la déformation verticale.

**5)- Coefficient de consolidation (Cv)**

$$C_v = (T_v * H_{dr}^2) / t_{50}$$

avec :

- $T_v = 0.197$  (valeur adimensionnelle correspondant à 50 % de consolidation),
- $H_{dr}$  : moitié de l'épaisseur drainante de l'échantillon,
- $t_{50}$  : temps correspondant à 50 % de la consolidation.

*Tableau 3.11. : Classification du sol selon l'indice de compressibilité*

<b>C<sub>c</sub></b>	<b>Compressibilité</b>
$C_c < 0.020$	Incompressible
$0.020 < C_c < 0.050$	Très peu compressible
$0.050 < C_c < 0.100$	peu compressible
$0.100 < C_c < 0.200$	Moyennement compressible
$0.200 < C_c < 0.300$	Assez fortement compressible
$0.300 < C_c < 0.500$	très compressible
$C_c > 0.500$	Extremement compressible

*Tableau 3.12 : Classification du sol selon l'indice de gonflement*

<b>Coefficient de gonflement</b>	<b>Susceptibilité</b>
$C_s < 0.025$	Faible
$0.025 < C_s < 0.03$	Moyenne
$0.035 < C_s < 0.05$	Forte
$C_s > 0.05$	Très forte

**3.6.4 Interprétation finale et commentée des résultats œdométriques**

L'analyse des résultats œdométriques met en évidence l'évolution du comportement en compression des sédiments de l'Oued Soummam, bruts et traités, en fonction de la formulation adoptée. Les principaux paramètres comparés sont le coefficient de compressibilité primaire ( $C_c$ ), l'indice des vides initial ( $e$ ), la pression de préconsolidation ( $\sigma'_c$ ), le module de déformation œdométrique ( $E_{oed}$ ), et le coefficient de consolidation ( $C_v$ ).

**a) Comportement du sédiment brut**

Le sédiment non traité affiche un comportement très compressible, avec un coefficient  $C_c=0,266$  et un indice des vides faible  $e=1,02$ . Sa pression de préconsolidation faible  $\sigma'_c=3,1$  bar montre qu'il entre rapidement en phase de consolidation même sous faibles charges. Son module  $E_{oed}=174,3$  MPa reste faible, indiquant une déformabilité importante et une rigidité mécanique insuffisante pour un usage direct en remblai.

**b) Effet de la stabilisation (chaux + déchets de béton)**

L'ajout combiné de 4 % de chaux et de DB (4 %, 10 %, 12 %) a permis une amélioration nette de la performance :

- **Compressibilité** : La valeur de  $C_c$  diminue de manière progressive avec l'augmentation du taux de DB, atteignant 0,131 à 10 % DB et 0,147 à 12 % DB. Cela signifie une réduction importante du potentiel de tassement sous chargement.
- **Préconsolidation** : La pression de préconsolidation augmente légèrement (3,7 bar à 4 % DB, 3,6 à 12 % DB), ce qui reflète une structure plus stable et préalablement consolidée, apte à supporter des charges plus élevées sans déformation plastique.
- **Rigidité** : Le module  $E_{oed}$  augmente fortement jusqu'à 402,5 MPa (formulation 12 % DB), ce qui traduit une excellente rigidité, adaptée aux ouvrages soumis à des sollicitations mécaniques importantes.
- **Consolidation** : Le coefficient  $C_v$  passe de  $2,05 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{min}$  à  $3,72 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{min}$  (formulation 10 % DB), ce qui indique une vitesse accrue de dissipation de la surpression interstitielle. Cela est favorable pour accélérer la stabilisation des remblais en chantier.

**c) Comparaison des formulations**

- 4 % DB + 4 % chaux : amélioration modérée sur tous les plans ( $C_c = 0,240$ ,  $E_{oed} = 274 \text{ MPa}$ ). Bon compromis pour des charges faibles à modérées.
- 10 % DB + 4 % chaux : offre la meilleure combinaison entre réduction de compressibilité ( $C_c = 0,131$ ), rigidité élevée ( $E_{oed} = 365,7 \text{ MPa}$ ) et vitesse de consolidation ( $C_v = 3,72 \times 10^{-7}$ ).
- 12 % DB + 4 % chaux : présente la meilleure rigidité ( $E_{oed} = 402,5 \text{ MPa}$ ) mais un  $C_c$  légèrement plus élevé que la formulation à 10 %, ce qui suggère une légère perte d'efficacité due à une surcharge en matériaux grossiers pouvant affecter la cohésion globale du squelette.

**d) Recommandation d'usage**

En vue d'une utilisation en remblai ou sous-fondation, les résultats indiquent que :

- Toutes les formulations stabilisées sont supérieures au sédiment brut, dont la structure initiale est trop lâche et compressible.
- La formulation à 10 % DB + 4 % chaux représente le meilleur équilibre coût/performance, avec des propriétés mécaniques robustes et un bon comportement sous chargement.
- La formulation à 12 % DB peut être recommandée dans des cas d'applications où une rigidité maximale est recherchée, bien que son efficacité économique doive être évaluée.

L'essai œdométrique a permis de démontrer que les traitements à base de chaux et de déchets de béton contribuent de manière significative à la réduction de la compressibilité et à l'augmentation de la rigidité des sédiments. Ces résultats appuient la faisabilité technique d'un usage des sédiments stabilisés comme matériau de remblai durable, surtout dans des zones à forte contrainte mécanique ou à risques de tassements.

### 3.7 Conclusion

L'analyse des résultats expérimentaux obtenus tout au long de cette étude met en évidence les effets significatifs du traitement des sédiments de l'Oued Soummam par la chaux et les déchets de béton recyclés sur leurs propriétés géotechniques. L'ensemble des essais réalisés allant de la caractérisation physique initiale jusqu'aux essais mécaniques avancés (CBR, cisaillement, œdométrie,) a permis d'évaluer l'efficacité des traitements appliqués et d'identifier les formulations les plus performantes.

Les sédiments bruts, bien que présentant une certaine cohésion et une granulométrie relativement fine, se sont révélés naturellement peu portants, très compressibles, et mécaniquement instables pour une mise en œuvre directe en remblai. Cependant, l'ajout combiné de 4 % de chaux et de différentes proportions de déchets de béton a démontré un réel potentiel d'amélioration. Les formulations traitées ont montré une nette augmentation de la résistance au cisaillement ( $\tau_{max}$  et paramètres Mohr-Coulomb), une réduction de la compressibilité (baisse du coefficient  $C_c$ ), une amélioration de la portance (valeurs CBR renforcées) ainsi qu'un accroissement de la rigidité mécanique (hausse du module  $E_{oed}$  et de la résistance à la compression).

Parmi les formulations étudiées, celle incorporant 4 % de déchets de béton et 4 % de chaux a présenté le meilleur équilibre global entre portance, stabilité mécanique, faible tassement et consolidation rapide. Les formulations à 10 % et 12 % de DB ont quant à elles montré des performances plus contrastées, suggérant que l'excès de granulat peut altérer la structure interne du mélange si mal réparti.

Ces résultats confirment l'intérêt de la stabilisation à base de liants alternatifs pour la valorisation de sédiments dans les applications de terrassement et de remblayage. Ils posent ainsi les fondations pour des études plus poussées, notamment en termes de durabilité, de comportement en milieu hydrique variable ou de réponse à des cycles de chargement répétés, en vue d'une utilisation réelle à l'échelle du chantier.

## **Chapitre 4 : Etude de l'évolution des caractéristiques mécaniques des remblais auto-compactant**

## 4.1 Introduction

Les principales mesures des résistances mécaniques qui permettent de mesurer les performances à court terme et à long terme des remblais auto-compactant sont les résistances à la compression et à la traction diamétrale. Les caractéristiques mécaniques des remblais auto-compactant formé à base des sédiments sert à déterminer l'évolution des paramètres de compression et de traction de ses sédiments et l'influence de type d'additifs notamment les différentes proportions de déchets de construction broyés et une quantité de liant hydraulique, afin de comparer ces proportions pour avoir un remblai auto-compactant voulu et déterminer le mélange qui donne les caractéristiques souhaitées.

Dans cette étude des résultats obtenus lors des essais de compression et de traction effectués sur des éprouvettes faites à base de sédiments de Oued Soummam et des proportions d'additifs de déchets de construction broyés et du liant hydraulique sont présentés. Les essais sont effectués sur des éprouvettes cylindriques de différent élancement selon les essais. Pour mener les essais de caractérisation mécaniques des différents mélanges, des éprouvettes ont été confectionnées pour chaque essai. Un nombre de trois éprouvettes est préparé pour chaque mélange du sédiment brut et les différentes proportions ajoutées. Les résultats obtenus ont permis de définir les proportions des différents dosages à base de déchets de construction additionner à 4% de chaux.

## 4.2 Etape de préparation des éprouvettes

### 4.2.1 Principe

La préparation des éprouvettes consiste à confectionner des éprouvettes de remblais élaborés à partir des différents mélanges des fractions massiques de proportions variables du déchet de béton avec le sédiment et mélangés avec un pourcentage de la chaux. Quatre éprouvettes de dimensions  $h=10\text{cm}$  et de diamètres  $d=5\text{cm}$  pour les essais de compression et quatre éprouvette de hauteur  $h=5\text{cm}$  et de diamètres  $d=5\text{cm}$  pour les essais de traction (essai Brésilien) sont confectionnées et conservées à l'air libre pour chacun des mélanges des remblais. Les éprouvettes obtenues sont conservées pendant 28 jours dans des moules cylindriques en PVC avec une base drainante permettant l'évacuation de l'eau conçus spécialement pour la confection des éprouvettes du remblai et des sols traités.

Pour la confection des remblais auto-compactant, pour chacun des mélanges après détermination des différentes fractions à ajouter au sédiment et mélanger le tout avec un malaxeur un essai d'affaissement au cône d'Abraham sera effectué afin de déterminer le teneur (W) en eau qui donne un affaissement entre 16cm et 20 cm. Les remblais auto-compactant seront confectionnés pour chaque dosage avec le teneur en eau correspondant aux affaissements.

### 4.2.2 Fabrication des éprouvettes

Pour la conduite des essais et la fabrication d'un nombre important d'éprouvettes pour les différents mélanges du sédiment et d'autres ajouts pour les essais de compression et de traction il a été nécessaire de fabriquer un certain nombre de moules cylindriques. Des moules cylindriques sont préparés afin de confectionner les éprouvettes, pour les essais de

compression simple des moules de hauteur égale au double de diamètre, soit  $h=10\text{cm}$  et  $d=5\text{cm}$ . Pour les essais de traction diamétrale des moules de même hauteur et diamètre, soit  $h=d=5\text{cm}$ .

Ces moules ont été fabriqués dans les ateliers du hall technologie, à partir des tubes en PVC à haute pression, ayant un diamètre intérieur de 5 cm (soit 2 pouces). La coupe a été effectuée en utilisation d'un tour mécanique pour assurer une découpe précise (figure 4.1). Le nombre total des moules confectionnés dépasse 30 unités.



Figure 4.1 : découpage des moules à l'aide d'un tour mécanique.

Afin de rendre possible le bon conditionnement des éprouvettes de petit matériels est utilisés pour élaborer des fermetures pour la bonne préservation des échantillons (Ruban adhésif, ciseaux, pointeau, pinceau et de huile de graissage utilisé pour faciliter le démoulage.)



Figure 4.2 : étapes de préparation des moules.

### 4.2.3 Étapes de confection des éprouvettes

La préparation des éprouvettes constitue une étape essentielle dans la réalisation des essais géotechniques et la détermination des résistances à la compression et à la traction des remblais auto-compactant étudiés. La bonne confection des éprouvettes conditionne la fiabilité et la reproductibilité des essais et détermine les grandes divergences des résultats obtenus. Cette opération repose sur une méthode rigoureuse, respectant des étapes bien définies, permettant d'assurer l'homogénéité des matériaux et le bon déroulement des essais mécaniques.

La première étape de la confection consiste en la préparation du mélange. Le sédiment est préalablement homogénéisé avec les pourcentages définis de déchets de construction broyés (4 %, 10 % ou 12 %) et l'ajout fixe de 4 % de chaux. À ce mélange sec est incorporée une teneur en eau optimale, déterminée à l'aide de l'essai d'affaissement (consistance plastique comprise entre 16 et 20 cm). Cette phase vise à obtenir un matériau bien lié, malléable et apte à être moulé, tout en assurant une répartition uniforme des ajouts dans l'ensemble de l'échantillon.

Ensuite, l'étape du huilage des moules est réalisée. Avant le remplissage, les parois internes des moules sont soigneusement graissées à l'aide d'un pinceau et d'une huile légère. Cette opération a pour but de faciliter le démoulage ultérieur des éprouvettes, en empêchant l'adhérence du mélange aux parois métalliques et en réduisant les risques de fissuration ou d'arrachement lors de l'extraction.

Vient ensuite le remplissage des moules. Le matériau préparé est introduit dans les moules en plusieurs couches successives (généralement trois), chaque couche étant légèrement compactée à la main ou à l'aide d'un pilon pour éviter la formation de vides ou de discontinuités internes. Ce remplissage progressif garantit une densité uniforme dans toute la hauteur de l'éprouvette, élément crucial pour la fiabilité des résultats des essais mécaniques.

Une fois les moules remplis, les éprouvettes sont placées dans un environnement stable pour la phase de séchage et de conservation. Elles sont maintenues dans leurs moules pendant une durée de 28 jours, correspondant à la période de cure nécessaire pour permettre un durcissement optimal du mélange. Cette étape permet le développement des réactions pouzzolaniques entre la chaux, les fines minérales du sédiment et les ajouts cimentaires potentiels contenus dans les déchets de béton.

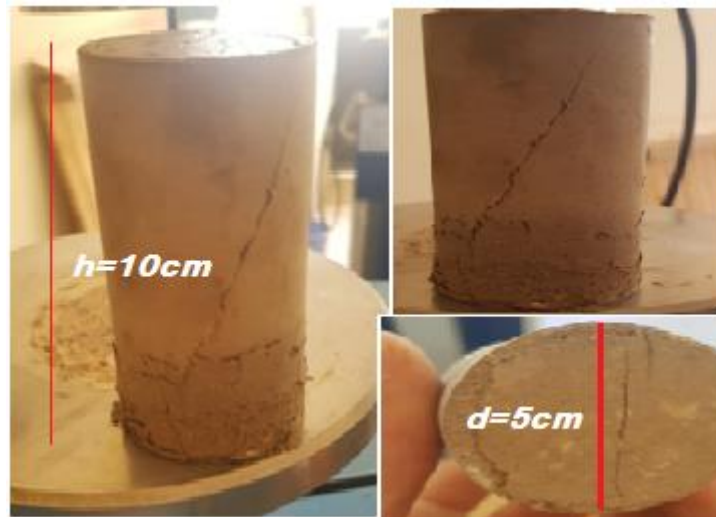


Figure 4.3: Présentation du spécimen d'éprouvettes confectionnées.

Enfin, après la période de cure, les éprouvettes font l'objet d'un démoulage soigneux. Cette opération est réalisée avec précaution afin d'éviter toute détérioration des bords ou fissuration des échantillons. Une fois démoulées, les éprouvettes sont stockées dans un environnement contrôlé (température et humidité ambiantes stables), en attendant leur utilisation dans les essais mécaniques programmés.

### 4.3 Evaluation de la résistance mécanique

L'évaluation des résistances mécaniques du remblai auto compactant confectionné à base du sédiment et des déchets de béton et d'un liant hydraulique s'est effectuée en soumettant des éprouvettes à l'essai de compression simple et l'essai Brésiliens. Les essais sont effectués sur les éprouvettes conservés pendant 28 jours pour les différentes compositions des remblais confectionnés. Les essais de compression axiale et diamétrale sont effectués à l'aide d'une perses exercent une force sur les échantillons.

Pour chacun des essais les éprouvettes seront préparés soigneusement en assurant un bon surfacage pour assuré un bon contact entre les plateaux de la presse et les échantillons testés. Après la mise en place des éprouvettes dans la presse la charge est appliqué progressivement par l'avancement du plateau inférieur de la presse avec une vitesse de 1 (mm /s)

#### 4.3.1 Compression simple (uniaxial)

Les essais de compression simple réalisée visent à évaluer la résistance mécanique ( $R_c$ ) des sédiments traités à base de déchets de construction en premier lieux. Ainsi pour l'addition d'une proportion de 4% du liant hydraulique en second lieux, effectués sur des éprouvettes cylindriques, placées entre les plateaux d'une presse et subissent une force axiale croissante jusqu'à la rupture. La presse utilisée est dotée d'un capteur de force de compression de capacité maximale de 10 KN (précision :  $\pm 0,1\%$ ) et un comparateur de déformation en mm. La vitesse de déformation imposée est de 1,00 mm/min conformément aux recommandations de la norme française NF P 94-077 (1997). Les résultats de résistance pour chaque essai de compression simple sont déterminés selon la formule suivante :

$$RC = \frac{F_{max}}{S} = \frac{F_{max}}{\pi r^2}$$

S : surface de la section de l'éprouvette ;

Rc : résistance à la compression exprimée en MPa.

Les données trouvées issues de l'expérimentation ont été traitées afin d'en extraire les principaux paramètres de caractérisation de compression simple du remblais auto-compactant, notamment la résistance à la compression (Rc), la déformation et la durées de résistance de chaque éprouvette pour tous les addition étudié. Ces résultats sont présentés sous forme de graphe et de tableaux pour mieux les interpréter et aussi sous forme d'histogramme pour l'analyse comparative.

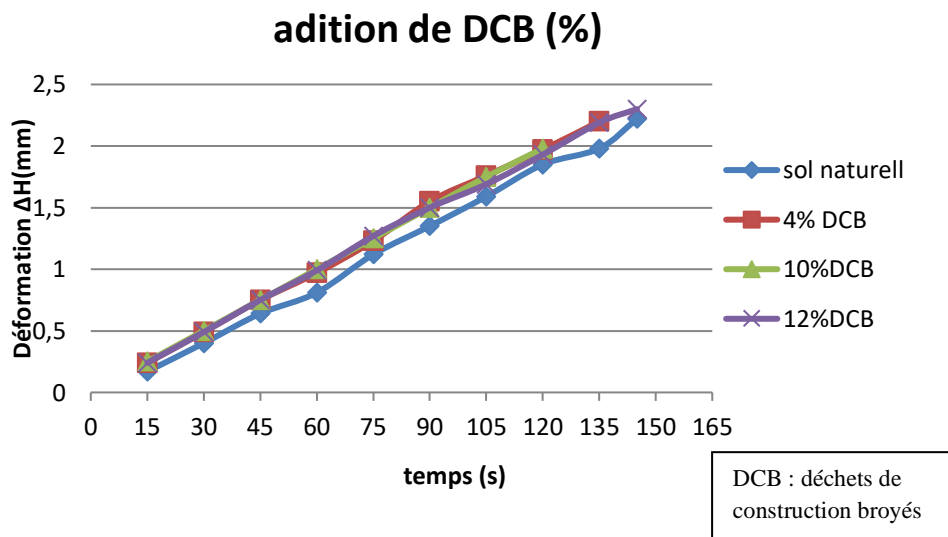


Figure 4.4 : évolution de la déformation ( $\Delta h$ ) en fonction de la durée (s) sur tt les éprouvettes de compression pour les déférentstaux d'ajouts de déchets de construction broyés.

D'après les résultats obtenus de graphe, on constate que la déformation augmente d'une manièrelinière avec le temps, quelle que soit la différence de proportion d'ajouts de déchets de construction, cetteévolution de déformation progressive dans le temps sous la charge progressive.

Toutefois on observe que les sédiments bruts présentent des déformationslégèrement plus faibles par rapport à ceux traités, celas'explique par un changement des caractères mécaniques apportéau remblai par ces additions.

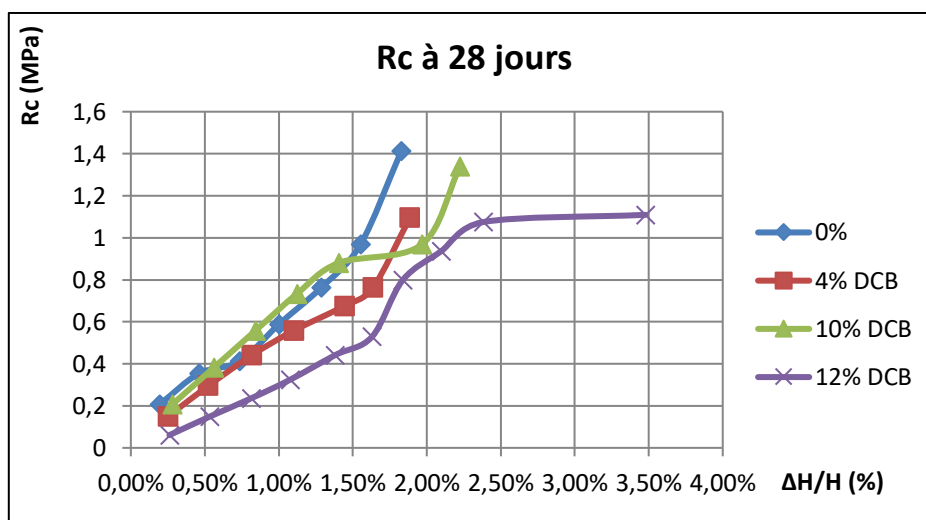


Figure 4.5 : courbe de résistance en compression en fonction de  $\Delta/h$  à 28 jours de cure pour les différents mélanges de sédiment avec les déchets de construction broyés.

Le graphique présente l'évolution de la résistance à la compression ( $R_c$ ) en fonction de la déformation relative ( $\Delta h/h$ ), d'un exemple d'une seule éprouvette pour chaque taux de dosage de déchets de construction broyés à 4,10,12 % et des sédiments brutes après une durée de cure de 28 jours.

Le comportement mécanique des échantillons varie de manière significative en fonction du dosage de déchets de construction broyés. Les sédiments brutes présentent une résistance plus importante par rapport aux autres dosages, car la résistance mécanique à la compression diminue en augmentant les pourcentages d'additive des déchets de construction. Ce comportement peut s'expliquer par le fait que les sédiments brutes présentent une structure plus dense qu'avec les ajouts qui créent des vides et facilitent la création des lignes de rupture dans les échantillons car les déchets de construction sont inertes vis-à-vis de la résistance mécanique.

Tableau 4.1 : Résultats des résistances à la compression en fonction des ajouts de déchets de construction broyés.

Ajouts de déchets de ciment en %	Résistance à la compression $R_c$ (MPa)
Sol naturel 0%	1,324721
4%	1,077527
10%	0,990538
12%	0,981919

Les résultats présentés dans le tableau 4.1 et la figure 4.3 présentent l'évolution de la résistance à la compression uniaxiale ( $R_c$ ) des sédiments traités avec les différents taux de déchets broyés. Les valeurs de  $R_c$  sont obtenues par le calcul de la moyenne arithmétique de la résistance à la compression effectuées sur toutes les éprouvettes pour chaque pourcentage, conformément aux exigences de la norme NF P94-077.

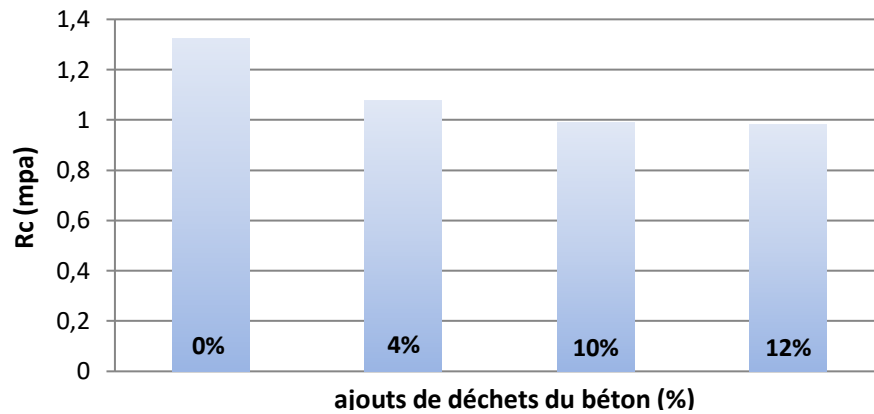


Figure4.6 : histogramme de l'évolution de la résistance à la compression des sédiments, en fonction de taux d'ajouts de déchets de construction.

L'introduction de 4% de déchets de construction entraîne une diminution de  $R_c$  à 1.077 MPA, cette tendance se poursuit pour le taux de 10% et se stabilise légèrement à 12%. Cette évolution décroissante montre que l'incorporation de ces déchets réduit la capacité mécanique à la compression de sédiment causé par l'apport de non-liaison des granulats des échantillons.



Sol naturel (0%)

4% d'ajouts de DCB



10% d'ajouts DCB

12% d'ajouts DCB

Figure 4.7 : exemple des ruptures des éprouvettes pour les mélanges à base des déchets de construction broyés.

L'observation des éprouvettes montre que ces dernières se fissurent diamétralement pour tous les cas observés (figure 4.7) et ses fissures se propagent jusqu'à la ruine.

Suite à l'observation de la baisse de résistance à la compression liée à l'ajout de déchets de construction, une nouvelle série d'essais a été entreprise en incorporant un taux fixe de chaux en complément de ces déchets. Cette démarche vise à évaluer l'effet combiné de ces deux ajouts sur le comportement mécanique des sédiments. Les mélanges préparés ont été soumis aux mêmes conditions d'essais, afin de permettre la comparaison des résultats obtenus et mieux comprendre l'influence de cette combinaison sur la résistance à la compression. Les résultats obtenus sont présentés ci-dessous

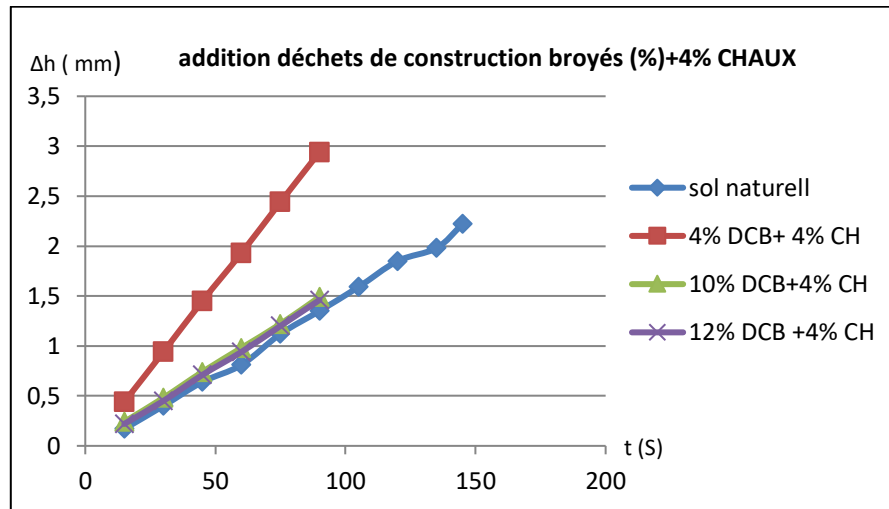


Figure 4.8 : évolution de la déformation ( $\Delta h$ ) en fonction de la durée (s) sur toutes les éprouvettes de compression pour les différents taux d'ajouts de déchets de construction broyés avec 4% de chaux.

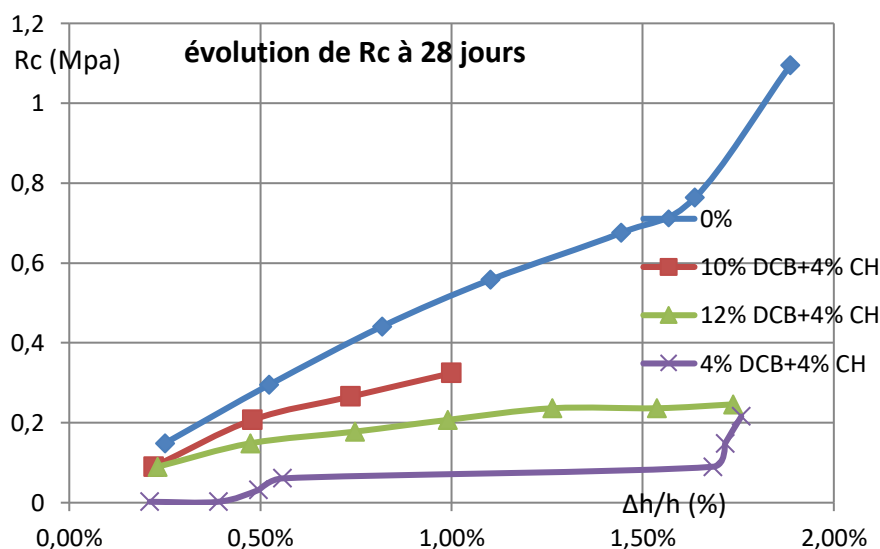


Figure 4.9 : courbe de résistance en compression en fonction de  $\Delta/h$  à 28 jours de cure pour les différents mélanges de sédiment avec les déchets de constructions broyées additionnés à 4% de chaux

L'analyse des résultats présentés dans les graphes de la figure 4.6 permet d'évaluer le comportement mécanique des sédiments traités à base des ajouts de déchets de 4, 10, 12 %

combinés à 4% de lient hydraulique en mettant en vue l'évolution de la déformation verticale en fonction du temps et la résistance à la compression en fonction de la déformation relative.

Les mélanges de 4% de déchets de construction avec 4% de chaux présente une déformation importante et plus rapide par rapport aux autres formulations, ce qui traduit une capacité de résistance moindre face sollicitation mécaniques.

Ces résultats montre que le sol naturelle conserve les caractéristique mécaniques de compression les plus élevées, tandis que les autres formulations donne des résistances faibles ce qui coïncide avec leurs forte déformabilités.

Les ajouts combinés a de lient hydraulique n'apporte pas une amélioration des performances mécanique a la compression au sédiment ni par rapport aux proportions d'ajouts de déchets seule.

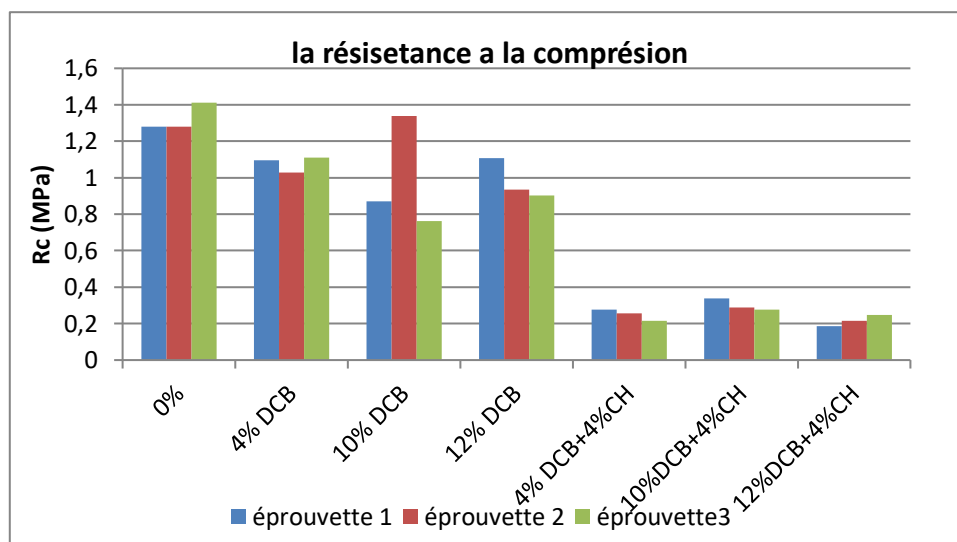


Figure4.10 : histogramme comparatif de l'évolution de la résistance à la compression des sédiments, en fonction de taux d'ajouts de déchets de construction et les mélanges de a base de chaux combinée à ces ajouts pour toutes les éprouvettes testées.

Tableau 4.2 : Résultats à la compression simple en fonction des ajuts de déchets de béton avec 4% de chaux.

Ajouts de déchets de béton(%) +4%de chaux	Résistance a la compression Rc (MPa)
4 % chaux +4 % ajouts	0,605053665
4 % chaux +10 % ajouts	0,71807555
4 % chaux+12 % ajouts	0,482951247

Le tableaux 4.2 présente l'évaluation des caractéristique mécanique à la compression (Rc) totales pour chaque proportion déferentes, calculer par la moyenne empirique des déferentes éprouvettes de chaque taux, qui donne des valeurs très faible par rapport au sédiment brute et au mélanges avec des déchets de construction broyés.



4% d'ajouts+4% de chaux    10%d'ajouts+4 % de chaux    12%d'ajouts+4% de chaux

*Figure 4.11 : exemple des ruptures des éprouvettes pour les mélanges à base des déchets de construction avec un taux de 4% de chaux.*

#### 4.3.2 : Traction indirecte

Cet essai vise à mesurer les propriétés mécaniques des matériaux traités à des différents taux d'additions, notamment la résistance à la traction ( $R_t$ ) après 28 jours de maturation. Réalisé conformément à la norme NF P 98-232-3(2001), la résistance à la traction est déterminée à partir de la force maximale à la rupture ( $F_r$ ) selon les formules suivantes :

$$R_{tb} = 2 * 10^{-2} * \frac{F_r}{\pi \Phi h}$$

On peut alors estimer  $R_t$  par la formule suivante:

$$R_t = 0,8 R_{tb}$$

Avec :

$R_t$  : résistance en traction estimée de  $R_{tb}$  (MPa) ;

$R_{tb}$  : résistance à la traction indirecte (MPa) ;

$F_r$  : la force maximale à la rupture (N) ;

$H$  : la longueur de l'éprouvette (cm) ;

$\Phi$  : le diamètre de l'éprouvette (cm). [39]

L'étude sert aussi à évaluer la cohésion interne des sédiments traités aux liants hydraulique pour le remblai afin de comparer la formulation traitée, et vérifier la comptabilité de ces mélanges avec la caractérisation mécaniques à la traction.

Les essais expérimentaux sur les éprouvettes ont été effectués à différents taux de déchets de construction broyés, ainsi que des additions de ces ajouts avec une quantité de liants

hydrauliques fixé à 4%, qui ont donné des valeurs de caractérisation présentées sous forme de tableaux et de diagrammes pour mieux appréhender les interprétations.

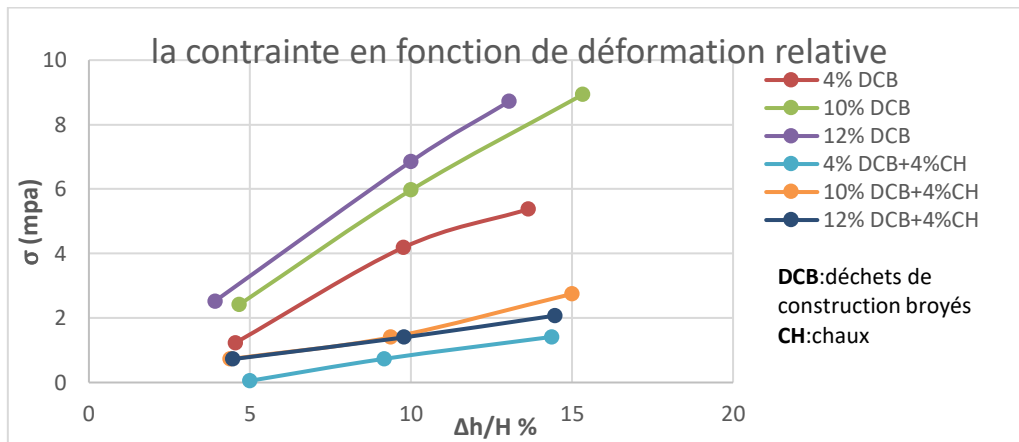


Figure 4.12 : évolution de la contrainte  $\sigma$  en fonction de déformation relative sur les éprouvettes de traction pour tous les mélanges.

Le graphique montre les résultats de traction en fonction de déformation relative données par un exemple d'éprouvettes pour tous les mélanges à base de déchets de construction ajoutés aux sédiments seuls et aussi les mélanges additionnés à 4% de liant hydraulique.

L'évolution de la contrainte des mélanges varie de manière significative en fonction de la déformation relative, selon le type d'ajouts car on remarque que les sédiments traités par les déchets de constructions seuls donnent des déformations importantes par rapport au mélange de ces déchets avec le liant hydraulique, notamment l'augmentation de quantités d'ajouts mène à l'augmentation de déformation et de la contrainte pour chaque éprouvette cela peut s'expliquer que plus la déformation est importante, plus la contrainte nécessaire pour continuer à déformer est importante.



Sol brute (0%)

4% d'ajouts de déchets de béton



10% d'ajouts de déchets de béton 12% d'ajouts de déchets de béton

Figure 4.13 : exemple des ruptures des éprouvettes pour les mélanges a base des déchets de béton sur les essais de traction.



4% d'ajouts+4% de chaux 10% d'ajouts+4 % de chaux 12% d'ajouts+4% de chaux

Figure 4.14 : exemple des ruptures des éprouvette pour les mélanges a base des déchets de béton et un taux de 4% de chaux sure les essais de la traction.

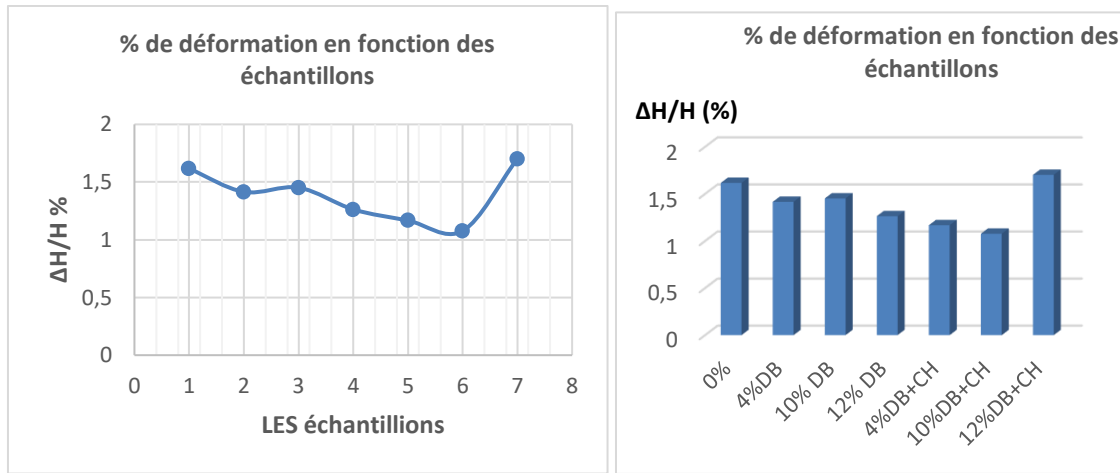


Figure 4.15 : évolution de la déformation relative pour chaque échantillon traité aux ajouts de déchets et au liant hydraulique.

La figure présente l'évolution de la déformation relative de chaque mélanges de sédiment traités, calculer par la moyen des déformations des éprouvettes propre à chaque taux d'ajouts notamment de déchets de construction (DB) et les taux d'ajouts avec la proportion de 4% chaux(DB+CH)

On observe la diminution de la déformation de la majorités des mélanges par rapport à l'échantillon témoin (0%) ce qui donne l'amélioration des caractéristique jusqu'au mélange de 10% d'ajouts avec 4% de liant hydraulique qui présente la plus faible déformation qui traduit que c'est la meilleurs proportion pour avoir les bonne caractéristiques, sauf pour l'échantillon à 12% d'ajouts de déchets de construction+4% de chaux qui présente une déformation importante par rapport au sédiment non traité ce qui suggéré qu'un excès d'addition est atteint.

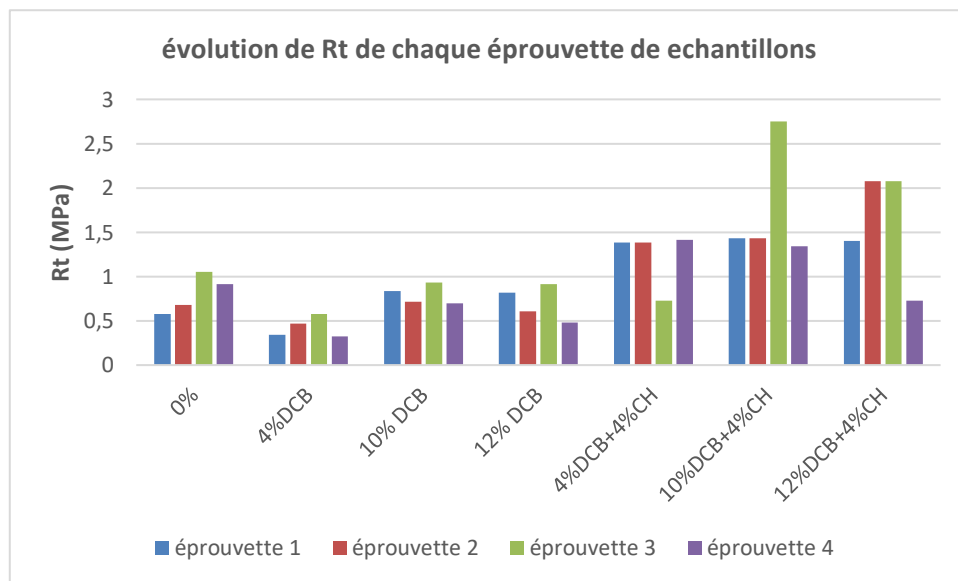


Figure 4.16 : histogramme d'évolution de la résistance à la traction pour tous les échantillons étudiés.

Le graphique de la (figure 4.16) montre les résistances à la compression indirecte ( $R_t$  en Mpa) mesurée sur quatre (04) éprouvettes de chaque proportion de sédiments traités avec les déchets de construction broyés (DCB) et aussi avec les additions de ces déchets à la chaux (DCB+4%CH).

Les résultats montrent une variation des résistances à la compression des différentes éprouvettes mêmes ceux qui sont confectionnés et conservés dans les mêmes conditions. Ceci peut être expliqué du fait de la confectionnée et des défauts existant dans les éprouvettes. L'évolution de la résistance à la traction diamétrale ou ceux obtenus par l'essai brésilien (figure 4.16) montrent aussi une évolution des résistances caractéristiques pour les différentes proportions d'ajouts. Les résultats obtenus représentés dans (la figure 4.16), mettent en évidence l'effet significatif des ajouts de déchets de construction et de chaux sur le comportement mécanique des sédiments traités. L'échantillon témoin, non traité présente des valeurs de résistance très faibles, l'introduction progressive des déchets de construction broyés, de 2% jusqu'à 10% avec un pas de 2%, engendre une amélioration continue des résistances à la traction. L'incorporation d'un taux de 4% de chaux aux ajouts améliore d'avantage la résistance jusqu'à atteindre un excès qui se traduit par la diminution de  $R_c$  pour la mélange de 12% de DCB+4% CH.

L'ensemble des résultats indiquent que le dosage qui donne l'optimum en termes de résistance à la traction est celui de la combinaison de sédiment avec addition d'une fraction massique de 10 de déchet de béton broyé et de 4 % du liant hydraulique.

*Tableau 4.3 : Résultats de traction ( $R_t$ ) pour les différents des échantillons*

Pourcentage et type d'ajout	Résistance à la traction $R_t$ en (Mpa)
Sol brut (0%)	0,80605601
4% d'ajout de déchets de construction broyés	0,42943773
10% d'ajout de déchets de construction broyés	0,79486348
12% d'ajout de déchets de construction broyés	0,704204629
4% d'ajout de déchets de construction broyés +4% chaux	1,228001824
10% d'ajout de déchets de construction broyés+4% chaux	1,737285774
12% d'ajout de déchets de construction broyés+4% chaux	1,56810974

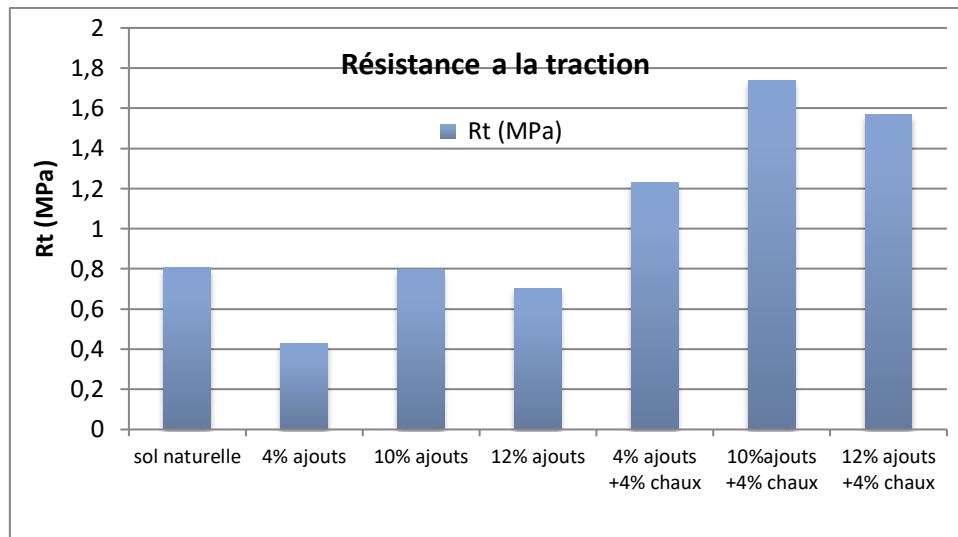


Figure 4.17 : histogramme comparative de l'évolution de la résistance à la traction des sédiments, en fonction de taux d'ajouts de déchets de béton et l'ajout de 4% de chaux.

Après les résultats obtenues sure chaque essais effectuer sure plusieurs éprouvettes on appliquela loi de la moyen arithmétique afin de calculer la résistance finale pour les déférents sédiments étudiier.

Le graphe représente ces résultats sous forme d'un histogramme pour mieux comparer les valeurs de Rt final de chaque combinaison. Cela affirme que la proportion de 10% d'ajouts de déchets de construction avec un taux de 4% de liant hydraulique donne la bonne résistance a la traction (1.7372 Mpa), et que l'excès de ces addition donne une résistance plus faible atteint à 12% de DCB+4%CH (1.5881 Mpa).

#### 4.4 Conclusion

La caractérisation des performances mécaniques des remblais auto-compactant nécessite l'étude des résistances caractéristiques de ces matériaux. Le choix des proportions des ajouts au sédiment qui donne les valeurs optimales en termes de portance et de durabilité dépend des résultats obtenus de ces performances en termes de résistance à la compression axiale et à la traction diamétrale effectués sur les éprouvettes confectionnés en laboratoire et conservé dans des conditions normalisées.

L'étude effectuée dans ce chapitre a permis d'analyser de manière détaillée l'évolution des caractéristiques mécaniques des remblais auto-compactant élaborés à partir de sédiments du Oued Soummam, traités par des ajouts de déchets de construction broyés seuls ou combinés à un liant hydraulique (chaux à 4 %). Les essais de compression simple et de traction indirecte ont permis de quantifier les effets de ces ajouts sur la résistance et la déformabilité des matériaux étudiés.

L'analyse des résultats de compression a révélé une diminution progressive de la résistance mécanique à mesure que le taux d'ajouts de déchets de construction augmente. Cette baisse est attribuée à l'augmentation de la porosité induite par les ajouts, compromettant l'intégrité structurale des éprouvettes. L'introduction d'un liant hydraulique n'a pas permis, en

compression, d'améliorer significativement ces performances, indiquant que l'effet stabilisant de la chaux est insuffisant dans ces proportions pour compenser la perte de cohésion induite par les ajouts granulaires inertes.

En revanche, les essais de traction indirecte ont montré une évolution inverse. L'ajout de chaux combiné aux déchets de construction, notamment à hauteur de 10 % de déchets avec 4 % de chaux, a permis d'atteindre une résistance maximale à la traction (1,737 MPa), supérieure à celle du sédiment brut. Ce résultat met en évidence une meilleure interaction entre les constituants fins du sédiment et les composés actifs de la chaux, favorisant un gain de cohésion dans le matériau traité. Toutefois, au-delà de ce taux optimal, les performances diminuent, révélant un seuil critique au-delà duquel l'excès d'ajouts nuit aux propriétés mécaniques du matériau.

En général, cette étude met en lumière l'importance du dosage des ajouts pour optimiser les propriétés mécaniques des remblais à base de sédiments. Elle permet d'identifier la combinaison la plus performante, notamment 10 % de déchets de construction broyés avec 4 % de chaux, en termes de résistance à la traction, tout en soulignant les limites des apports excessifs. Ces résultats constituent une base pour l'orientation des formulations futures de remblais auto-compactant durables à partir de matériaux recyclés.

---

## Conclusion générale

La gestion durable des sédiments de dragage constitue aujourd'hui un enjeu stratégique à la croisée des problématiques environnementales, économiques et techniques. Face à l'accumulation croissante de sédiments dans les cours d'eau, les estuaires et les infrastructures hydrauliques, une réflexion profonde s'est engagée autour de leur valorisation en tant que ressource potentielle pour le génie civil.

Dans cette étude on s'est intéressé au volet de l'employabilité des sédiments d'Oued Soummam dans le domaine de la construction et des travaux publics et la possibilité de traitement par incorporation de déchets de béton. La valorisation et la détermination des performances de ces des sédiments issus de ce fleuve fortement exposé à l'érosion et à l'activité humaine passe obligatoirement par une caractérisation de ces sols. À travers une approche expérimentale rigoureuse, basée sur des essais géotechniques normalisés, nous avons pu évaluer les propriétés physiques, mécaniques et chimiques de ces matériaux à l'état naturel, mais aussi après traitement par des agents de stabilisation tels que la chaux et les déchets de construction.

Les résultats obtenus ont montré que les sédiments fins de l'oued Soummam présentent, malgré leur plasticité et leur forte teneur en eau initiale, un potentiel intéressant pour une valorisation dans le domaine des travaux comme des remblais, à condition de leur appliquer un traitement approprié. L'ajout de chaux a permis d'améliorer sensiblement la portance, la compacité et la stabilité des mélanges. De même, l'incorporation de déchets de béton a offert des performances mécaniques satisfaisantes tout en répondant aux objectifs de réutilisation de matériaux recyclés. L'étude a également mis en évidence l'intérêt des formulations auto-comatantes pour limiter les opérations de compactage et optimiser les conditions de mise en œuvre.

Ainsi, ce travail met en lumière une solution concrète et durable à un double problème : la gestion des sédiments excédentaires et la raréfaction des matériaux granulaires classiques. Il ouvre la voie à de nouvelles pratiques de construction plus respectueuses de l'environnement, en favorisant l'intégration de déchets inertes dans les filières de valorisation locale.

Cependant, certaines limites doivent être soulignées, notamment la variabilité des propriétés des sédiments selon leur origine, ainsi que les besoins en normalisation et en encadrement réglementaire pour garantir une utilisation sécurisée à grande échelle. Il conviendrait donc de poursuivre les recherches, en particulier par des études in situ et des suivis à long terme des performances des matériaux valorisés.

---

Pour conclure, cette étude montre que les sédiments peuvent devenir une solution utile et écologique pour le domaine de génie civile s'ils sont bien étudiés et traités. Afin de les utiliser d'une manière sûre et efficace, il faudra poursuivre les recherches sur le terrain et encourager leur intégration dans les projets afin que ces ressources deviennent une vraie ressource locale et durable.

---

# Références Bibliographiques

- [1]. Durrieu de Madron, S., et al. (2009). Introduction à l'océanographie physique. INPT.
- [2]. CEDRE. (2015). Les sédiments portuaires : Enjeux et gestion environnementale.
- [3]. AFNOR. (1992). NF P 94-056 : Détermination de la granulométrie par tamisage.
- [4]. Meybeck, M. (2003). Global analysis of river systems. Phil. Trans. R. Soc. B, 358(1440), 1935–1955.
- [5]. Folk, R. L. (1980). Petrology of Sedimentary Rocks. Hemphill Publishing.
- [6]. Chapuis, R. P. (2004). Hydraulic Conductivity. Canadian Geotechnical Journal.
- [7]. ISO 10694:1995. Soil quality – Determination of organic and total carbon after dry combustion and calculation of dry matter content.
- [8]. Tarbuck, E. J. & Lutgens, F. K. (2012). Sciences de la Terre. Pearson.
- [9]. ASTM D2216. Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass.
- [10]. SedNet. (2004). Sustainable Sediment Management.
- [11]. Casagrande, A. (1948). Atterberg Limits. Public Roads.
- [12]. Bray, R. N., et al. (1997). Dredging: A Handbook for Engineers. CRC Press.
- [13]. Banoune, B. & Barkat, A. (2014). Characterization and Management of Sediments in Oued Soummam. Environmental Earth Sciences.
- [14]. ADEME. (2020). Rapport sur la gestion des déchets du BTP.
- [15]. Bell, F. G. (1996). Stabilization of clay soils with lime. Thomas Telford.
- [16]. Locat, J., Tremblay, H. & Leroueil, S. (1996). Mechanical behavior of a soft inorganic clay treated with lime. Canadian Geotechnical Journal.
- [17]. Khayat, K. H. (1999). Workability and performance of self-consolidating concrete. ACI Materials Journal.
- [18]. LCPC. (2009). Matériaux autocompactants – Guide technique.
- [19] Yvon, J. (2000). Les sédiments dans les projets d'aménagement : valorisation et impact environnemental. Techniques de l'Ingénieur, G 1 500.

- 
- [20] Le Guern, C. (2010). Échantillonnage et représentativité des sédiments fluviaux. *Revue Sciences Eaux & Territoires*, IRSTEA.
- [21] AFNOR. NF P 94-500. Classification géotechnique des sols. 2013
- [22] AFNOR. NF P 94-050. Détermination de la teneur en eau des sols. 1995.
- [23] AFNOR. NF P 94-051. Limites d'Atterberg – Détermination des limites de liquidité et de plasticité. 1993.
- [24] SETRA - LCPC. Guide technique sur les remblais à caractère auto-compactant, 2003.
- [25] ASTM D1883-16. Standard Test Method for CBR (California Bearing Ratio) of Laboratory-Compacted Soils. ASTM International, 2016.
- [26] Das, B. M. (2010). *Principles of Geotechnical Engineering*. Cengage Learning, 7e édition.
- [27] AFNOR. NF P 94-054. Détermination de la masse volumique des particules solides – Méthode au pycnomètre. 1991.
- [28] Singh, D. N., & Rao, G. V. (2005). Soil characterization using oedometer and consolidation tests. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM.
- [29] Tremblay, H., & Duchesne, J. (2008). Effet des liants sur la résistance à la compression des sols argileux. *Revue canadienne de géotechnique*.
- [30] Huat, B. B. K., Prasad, A., & Kazemian, S. (2011). *Soil stabilization with cement and chemical additives*. CRC Press.
- [31] Roshan, N., & Rashid, A. S. A. (2023). Stabilization of dredged marine sediments: A critical review. *Marine Georesources & Geotechnology*, 41(3), 395–411.
- [32] Liu, Y., Zhang, Q., & Yang, J. (2022). Effect of fly ash and GGBS on strength and microstructure of soft soil. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 34(1), 04021345.
- [33] Abbaspour, A., et al. (2022). Mechanical performance of self-compacting soil-cement mixtures with recycled materials. *Construction and Building Materials*, 338, 127568.
- [34] Zhang, Z., et al. (2021). Plasticity behavior of treated silt-clay mixtures. *Applied Clay Science*, 203, 105994.
- [35] Rogers, C. D. F., Glendinning, S., & Dixon, N. (2010). *Lime Stabilisation*. CIRIA Report C675.
- [36] Kim, M. M., & Prezzi, M. (2008). Effect of curing conditions on compressive strength of cement-treated soils. *Transportation Research Record*, 2045(1), 48–56.
- [37] Wang, L., Zhang, L., & Li, Y. (2018). Influence of fiber reinforcement on shear strength of soft clay. *Geotextiles and Geomembranes*, 46(6), 686–698.

---

[38] Singh, D. N., & Rao, G. V. (2005). Soil characterization using oedometer and consolidation tests. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM.

[39] Banoune, B. (2016). Comportement mécanique et durabilité des matériaux routier a différent dosage en sédiments fin

## Résumé (Français)

Dans un contexte de raréfaction des ressources naturelles et de recherche de solutions durables, ce mémoire explore la valorisation des sédiments de l'Oued Soummam en tant que matériaux de remblai, combinés avec des déchets de construction et de la chaux. L'objectif est de caractériser les propriétés géotechniques et mécaniques des sédiments à l'état brut et après traitement, afin d'évaluer leur aptitude à être utilisés comme remblais auto-compactants dans le domaine des travaux publics. La méthodologie s'appuie sur une étude bibliographique, des essais de laboratoire conformes aux normes (Atterberg, CBR, cisaillement, œdomètre, compression, traction) et une analyse comparative des performances obtenues. Les résultats montrent que, après stabilisation, les sédiments traités présentent des caractéristiques améliorées répondant aux exigences techniques du génie civil routier, tout en offrant une solution écologique de gestion des déchets.

## Abstract (English)

In the context of dwindling natural resources and the pursuit of sustainable solutions, this thesis investigates the reuse of sediments from the Oued Soummam as fill materials, combined with construction waste and lime. The main objective is to assess the geotechnical and mechanical properties of raw and treated sediments, and their potential use as self-compacting embankments in civil engineering applications. The methodology includes a bibliographic review, laboratory tests (Atterberg limits, CBR, shear strength, oedometer, compression, and tensile tests), and a comparative analysis of performance outcomes. The results demonstrate that the treated sediments exhibit enhanced properties that meet technical standards for roadworks, while contributing to environmentally responsible waste management.

## الملخص (العربية)

في ظل تناقص الموارد الطبيعية والسعي نحو حلول مستدامة، يهدف هذا البحث إلى دراسة إمكانية استخدام رواسب وادي الصومام كمادة للردم، من خلال معالجتها بمخلفات البناء والجير. يركز العمل على تحديد الخصائص الجيوتقنية والميكانيكية للرواسب قبل المعالجة وبعدها، لتقييم مدى قابليتها للاستعمال كمواد ردم ذاتية الدمك في مشاريع الأشغال العمومية. اعتمدت المنهجية على مراجعة نظرية شاملة، وسلسلة من التجارب المخبرية وفقاً للمعايير (حدود أتربرج، CBR، القص، الأودومتر، الضغط، الشد)، وتحليل مقارن للنتائج. أظهرت النتائج أن الرواسب المعالجة تقدم خصائص محسنة، مما يجعلها مناسبة تقنياً للطرق، كما توفر حلاً بيئياً لنتمين النفايات.