



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

Université A. Mira Béjaïa
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Spécialité : structures

Memoire présenté par

**MENICHE Wissam
CHALAL Naima**

*Dans le cadre de l'obtention du diplôme de
Master en génie civil*

Thème

**Valorisation des sédiments de dragage marins bruts dans les
techniques routières**

Soutenu le : 24/06/2024

Encadré par :
Mr LILLOUCH Samir

Devant le jury composé de :
Mr B.BANOUNE
Mme Dj.BOUAYAD

Année : 2023/2024

Remerciements

Suite à l'élaboration de ce travail, et avant toute chose, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage, la volonté, la santé, la foi et la patience pour mener à bout ce travail humble.

Le présent travail n'est pas seulement le fruit de nos efforts, mais également celui des personnes à qui nous devons l'expression de nos vifs remerciements.

Nous adressons notre profonde reconnaissance et nos vifs remerciements à notre encadrant M^r LILLOUCH Samir pour sa confiance qu'il nous a témoigné en acceptant la direction de notre travail. Nous le sommes reconnaissantes de nous avoir fait bénéficier tout au long de ce travail, de ses grandes compétences, de ses rigueurs intellectuelles, pour ses conseils et son suivi durant notre travail.

Nous remercions également les membres de jury d'avoir accepté d'évaluer ce travail.

Nous saisissons également cette opportunité pour remercier l'ensemble des enseignants ayant contribué à notre formation.

Nous voudrions aussi exprimer notre reconnaissance envers nos familles, amis/es et collègues qui nous ont apporté leurs soutiens moral et intellectuel durant notre cursus.

Dédicaces

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leurs exprimer mon amour sincère.

Aux êtres les plus chers à mon cœur ; mes très chers parents, qui ont attendu avec impatience les fruits de leur bonne éducation et de leur dévouement, leur soutien indéfectible a été la clé de ma réussite je leur en suis éternellement reconnaissante,

A mes très chères frères et sœurs ; Mouloud, Elkier, Souria, Hania, Kousseila et Fatima qui n'ont pas cessé de me conseiller et soutenir tout au long de mes études, ainsi qu'à mes petits anges Aksil, Ayane et Aylane

A mes meilleures amies et âmes sœurs ; Sihem, Sara et Rayane qui m'ont été une source inestimable d'inspiration et de motivation,

A mes copines adorées ; Manissa, Lynda et Mouna avec qui j'ai partagés les meilleurs et les pires moments durant mon cursus,

Sans oublier ma chère binôme Naima pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.

Wissam

Dédicaces

À ma très chère mère, quoi que je fasse ou que je dise, je ne serai point te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes cotes a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.

À mon père adoré, tu es parti bien trop tôt, laissant un vide immense dans ma vie. Tu as été un père exemplaire, toujours présent, généreux et attentionné. Grâce à toi, j'ai appris tellement de choses et tu m'as soutenu sans faille tout au long de mes études. Tu vis toujours dans mon cœur et mes pensées. Ce mémoire est dédié à toi, le fruit de mon travail nourri par ton amour et ton héritage. Je sais que tu es fier de moi et que tu veilles sur moi depuis là-haut. Je t'aime infiniment et j'attends avec impatience le jour où nous nous reverrons.

À mes très chères frères et sœurs, Fraid , nadir ,Samia et Djaouida, ainsi qu'à leurs maris, Samir et zaki, qui m'ont toujours aidé et qui ont été ma première source d'inspiration et de courage.

À mon cher Anis, qui m'a aidé et supporté dans les moments difficiles, Je te suis infiniment reconnaissant pour tout ce que tu as fait pour moi.

A mes meilleures amies, Lydia , Leticia , thiziri , Saliha et Lynda, merci d'être toujours là pour moi, dans les rires comme dans les larmes. Votre amitié est un trésor inestimable.

À mes chères copines, Mouna , Manissa et Lynda, qui m'accompagnent durant ma période d'études.

À ma chère binôme, MENICHE Wissam, Pour sa précieuse collaboration et son attitude sympathique.

Naima

Résumé

L'accumulation des sédiments en couches successives au fond des cours d'eau conduit à leur envasement. Face à cette problématique, le dragage des sédiments est souvent nécessaire pour maintenir la navigabilité et la sécurité des ports et voies navigables. Cependant, la gestion des sédiments de dragage soulève de nombreux défis, notamment en termes de coûts et d'impacts environnementaux liés à leur stockage ou leur élimination. Dans ce contexte, il apparaît aujourd'hui nécessaire de développer des solutions innovantes et moins coûteuses de valorisation de ces matériaux dans différents domaines, notamment le génie civil plus particulièrement la construction routière qui se considère comme le plus grand consommateur de matières premières.

Dans ce travail, nous avons réalisé une étude de caractérisation du sédiment prélevé à l'aéroport de Béjaïa, visant à le valoriser dans la construction routière. Une série d'essais de caractérisation de propriétés chimiques, physiques et mécaniques ont été réalisés sur des échantillons non traités de sédiment, afin d'évaluer sa capacité portante et son tassement, en utilisant des méthodes de calcul analytiques et des simulations numériques réalisées avec le logiciel PLAXIS 2D pour deux configurations distinctes, afin de déterminer la meilleure disposition possible pour ce matériau.

Abstract

The accumulation of sediments in successive layers at the bottom of watercourses leads to siltation. To address this issue, dredging sediments is often necessary to maintain the navigability and safety of ports and waterways. However, managing dredged sediments presents numerous challenges, particularly concerning the costs and environmental impacts associated with their storage or disposal. In this context, it is now essential to develop innovative and cost-effective solutions for valorising these materials in various fields, especially in road construction, which is known to be the most material-intensive field.

In this paper, we conducted a characterization analysis of sediment collected from Béjaïa's National Airport, aiming to repurpose it for road construction. A series of tests were performed on untreated sediment samples to characterize their chemical, physical, and mechanical properties. These tests aimed to evaluate the sediment's load-bearing capacity and settlement behavior using analytical calculation methods and numerical simulations conducted with the PLAXIS 2D software for two distinct configurations, in order to determine the optimal use of this material.

ملخص

تراكم الرواسب في طبقات متتالية في قاع المجاري المائية يؤدي إلى انسدادها. لمواجهة هذه المشكلة، غالبًا ما يكون جرف الرواسب ضروريًا للحفاظ على الملاحة وسلامة الموانئ والمرات المائية. ومع ذلك، فإن إدارة الرواسب المجروفة تشكل تحديًا صعبًا، خاصة من حيث التكاليف والآثار البيئية المرتبطة بتخزينها أو التخلص منها. في هذا السياق، أصبح من الضروري اليوم تطوير حلول مبتكرة وأقل تكلفة للاستفادة من هذه المواد في مختلف المجالات، خاصة في بناء الطرقات التي تعتبر أكبر مستهلك للمواد الخام.

في هذا البحث، قمنا بدراسة خصائص الرواسب التي تم إستخراجها من مطار بحاية الدولي، بهدف الاستفادة منها في بناء الطرق. تم إجراء سلسلة من الاختبارات على عينات غير معالجة من الرواسب لتحديد خصائصها الكيميائية، الفيزيائية والميكانيكية، لتقييم قدرتها على التحمل وتسويتها، باستخدام طرق حسابية تحليلية ومحاكاة رقمية باستخدام برنامج (بلاكسيس ثنائي الابعاد) لتحديد أفضل استخدام ممكن لها.

Table des matières

Table des figures	IV
Liste des tableaux	VI
Notations et symboles	VI
Introduction générale	1
1 L'état de l'art	3
1.1 Introduction	4
1.2 Définition et caractérisation des sédiments de dragage	4
1.2.1 Origine et nature des sédiments de dragage	4
1.2.1.1 Origine naturelle	4
1.2.1.2 Origine anthropique	5
1.2.2 Composition des sédiments de dragage marins	5
1.2.2.1 Eau	5
1.2.2.2 La phase organique	5
1.2.2.3 La phase minérale	5
1.2.3 La structure des sédiments de dragage	6
1.2.4 Contamination des sédiments	7
1.2.4.1 Les polluants organiques	7
1.2.4.2 Les métaux lourds	7
1.2.5 Problématique de la sédimentation	8
1.3 Dragage des sédiments	8
1.3.1 Définition	8
1.3.2 Les techniques de dragage	9
1.3.3 Les types de dragage	9
1.3.3.1 Dragage d'entretien	9
1.3.3.2 Dragage d'approfondissement	9
1.3.3.3 Dragage d'aménagement et création de nouvelles aires portuaires	9
1.3.4 Impact sur l'environnement	10
1.4 Aspect réglementaire et gestion des sédiments de dragage	10
1.4.1 Réglementation internationale	10
1.4.2 Réglementation nationale	11
1.4.3 Gestion des sédiments de dragage	12

1.4.3.1	L'immersion en mer	13
1.4.3.2	La mise en dépôt terrestre	13
1.4.4	Prétraitement et le traitement des sédiments de dragage marins . . .	13
1.4.4.1	Le prétraitement	13
1.4.4.2	Le traitement	13
1.4.5	Valorisation des sédiments de dragage en Génie Civil	14
1.4.5.1	Valorisation en techniques routières	14
1.4.5.2	Valorisation dans la fabrication du béton et mortier	18
1.4.5.3	valorisation dans la fabrication des briques	19
1.5	conclusion	19
2	Caractérisation du matériau	20
2.1	Introduction	21
2.2	Site de prélèvement des sédiments étudiés	21
2.3	Caractérisation des sédiments	22
2.3.1	Caractérisation physico-chimique	22
2.3.1.1	Teneur en matière organique	22
2.3.1.2	Friabilité de sable	22
2.3.1.3	Valeur au bleu de Méthylène (VBS)	23
2.3.1.4	Teneur en carbonate de calcium CaCO ₃	24
2.3.1.5	Masse volumique des particules solides	25
2.3.1.6	Analyse granulométrique	25
2.3.1.7	Limites d'Atterberg	27
2.3.2	Perméabilité (NF X30-441)	30
2.3.3	Caractérisation mécanique	32
2.3.3.1	Proctor Normal selon la norme (NF P 94-093)	32
2.3.3.2	Essai de cisaillement rectiligne à la boîte	33
2.3.3.3	Essai de CBR (California Bearing Ratio)	38
2.3.3.4	Essai oedométrique	44
2.4	Conclusion	48
3	Étude analytique et numérique du comportement des sédiments dans les corps de chaussées	50
3.1	Introduction	51
3.2	Étude analytique	51
3.2.1	Classification du sol selon le GTR	51
3.2.2	La capacité portante du sol	52
3.2.2.1	La contrainte admissible (portance)	52
3.2.2.2	La contrainte ultime	53
3.2.2.3	Évaluation de la capacité portante du sol à partir des essais de laboratoire	53
3.2.3	Tassement et consolidation du sol	54
3.2.3.1	principe de calcul des tassements par la méthode oedométrique	55
3.2.3.2	Évaluation de tassement du sol par la méthode oedométrique	56

3.3	Étude numérique	59
3.3.1	Présentation du logiciel PLAXIS 2D :	59
3.3.2	Représentation de la fenêtre principale du Plaxis 2D V8	60
3.3.3	Les modèles de comportements utilisés par PLAXIS	61
3.3.4	Méthodologie de modélisation avec Plaxis	62
3.3.5	Modélisation	62
3.4	Conclusion	66
	Conclusion générale	67
	Bibliographie	69

Table des figures

1.1	Processus d'envasement	4
1.2	Diagramme triangulaire de classification des sols fins en fonction de leur granulométrie [Campy et Meybeck, 1995].	6
1.3	Sources des principaux polluants des milieux aquatiques	7
1.4	Dragage portuaire	8
1.5	Différentes techniques de dragage	9
1.6	Schéma synthétique des principales étapes de la gestion des sédiments.	12
1.7	Processus d'évaluation environnementale pour une valorisation en technique routière.	14
1.8	Coupe transversale d'une structure routière.	16
1.9	Tableau synoptique de classification des matériaux selon leur nature (GTR, 2000).	17
1.10	Critère de l'IPI pour différentes couches de la chaussée (NF P 98 115, 1992).	18
2.1	Site de prélèvement des sédiments.	21
2.2	Une série de tamis dans l'ordre décroissant.	26
2.3	Courbe de distribution granulométrique.	26
2.4	Coupelle de Casagrande.	28
2.5	Détermination de la limite de liquidité.	28
2.6	Détermination de la limite de plasticité.	29
2.7	Limites d'Atterberg et indice de plasticité.	29
2.8	Abaque de plasticité de Casagrande(simplifiée).	30
2.9	Appareils de perméamètres.	31
2.10	Vue générale de l'équipement de perméabilité.	31
2.11	Vue générale de l'équipement de l'essai Proctor Normal.	33
2.12	Courbe d'essai proctor normal.	33
2.13	L'appareil de cisaillement utilisé.	34
2.14	Différents éléments de la boîte de cisaillement.	35
2.15	Les résultats d'essai cisaillement	36
2.16	Courbes contraintes-déformation du sol.	37
2.17	La droite intrinsèque $\tau=f(\sigma)$	38
2.18	Accessoires CBR	39
2.19	Confection de l'éprouvette pour l'essai CBR.	39
2.20	Opération de poinçonnement.	40
2.21	Résultat de poinçonnement.	40
2.22	Courbe effort-pénétration (immédiat).	41

2.23	Courbe effort-pénétration (IPI).	42
2.24	Imbibition et mesure au comparateur du gonflement.	43
2.25	Courbe effort-pénétration (immerge).	44
2.26	Vue générale de l'appareil oedométrique avec ses accessoires.	45
2.27	La courbe de compressibilité	46
2.28	La courbe de consolidation	47
3.1	La classe du matériau selon le (GTR 2000).	52
3.2	Géométrie de la chaussée.	54
3.3	Géométrie de la chaussée.	54
3.4	Géométrie de distribution des charge sur le sédiment.	57
3.5	Géométrie de distribution des charges sur le sédiment.	58
3.6	Fenêtre principale du programme Input.(PLAXIS Version 8, manuel)	60
3.7	Géométrie du sol à modéliser.	62
3.8	Maillage 2D de la couche sediment.	63
3.9	Déformation de la couche de sédiment après tassement (déplacement verticale) en appliquant la surcharge Q.	63
3.10	Déformation de la couche de sédiment (déplacement total) en appliquant la surcharge Q.	64
3.11	Géométrie de la chaussée.	64
3.12	Maillage 2D des différentes couches de la chaussée avec le sédiment.	65
3.13	Déformation de la couche de sédiment après tassement (déplacement vertical).	65
3.14	Déformation de sédiment(déplacement total).	66

Liste des tableaux

1.1	Classe granulométrique d'un matériau (NF P18-560).	6
1.2	Valeurs limites en matière de lixiviation à l'eau des métaux lourds pour l'admission des déchets dans les décharges (L/S = 10 l/kg) (Scordia, 2008). . . .	11
1.3	Valeurs limites pour le contenu total de paramètres organiques pour l'admission des déchets dans les décharges (Scordia, 2008).	11
1.4	Principales voies de gestion des sédiments de dragage sur le territoire national	12
1.5	Quelques études concernant la valorisation des sédiments en techniques routières.	15
1.6	Quelques études concernant la valorisation des sédiments marins dans les matériaux cimentaires.	18
1.7	Quelques études concernant la valorisation des sédiments dans la fabrication des briques.	19
2.1	Classification des sols en fonction de la valeur au bleu de méthylène (GTR, 2000).	24
2.2	Classification des matériaux en fonction du pourcentage massique en carbonate (NF P 94-048).	25
2.3	Paramètres granulométriques des sédiments.	27
2.4	Classification sol suivant son indice de consistance.	29
2.5	Degré de plasticité des sols.	30
2.6	Échelle approximative des valeurs du coefficient de perméabilité k suivant la nature des sols (Jacques Lérau).	32
2.7	Résultats d'essai de l'indice CBR immédiat.	41
2.8	Classe de portance d'un sol.	41
2.9	Résultats d'essai de l'indice portant immédiat.	42
2.10	Résultats d'essai de l'indice CBR après immersion.	43
2.11	Classification du sol selon l'indice de compressibilité.	47
2.12	Classification du sol selon l'indice de gonflement.	47
2.13	Récapitulatif des résultats d'essais de caractérisation.	48
3.1	Paramètres de classification des sédiments selon le GTR	51
3.2	Caractéristique de la couche de sol pour la première configuration.	62
3.3	Caractéristique de la couche de la chaussée pour la deuxième configuration. .	64

Notations et symboles

- C_c : coefficient d'uniformité.
 C_u : Coefficient de courbure.
 D_{10} : Diamètre des grains à 10 % de passant.
 D_{30} : Diamètre des grains à 30 % de passant.
 D_{60} : Diamètre des grains à 60 % de passants.
 γ_s : masse volumique d'eau.
 γ : Poids volumique du sol au-dessus de l'assise du remblai.
 γ_d : masse volumique sèche.
 w : Teneur en eau.
 w_{opt} : Teneur en eau à l'Optimum Proctor.
 w_l : Limite de liquidité.
 w_p : Limite de plasticité.
 I_p : Indice de plasticité.
 I_c : Indice de consistance.
 K : Coefficient de perméabilité.
 C : Cohésion.
 ϕ : Angle de frottement.
 τ : Contrainte de cisaillement.
 I_{CBR} : Indice CBR immédiat.
 IPI : Indice Portant Immédiat.
 $I_{CBR_{immer}}$: Indice CBR après immersion.
 σ : Contrainte normale.
 e_0 : L'indice des vides initial.
 e_f : L'indice des vides final.
 C_s : Indice de gonflement.
 C_c : Indice de compression.
 σ'_p : Contrainte de pré consolidation.
 E_{eod} : module oedométrique.
 E : module d'élasticité.
 C_v : coefficient de consolidation.
 VBS : Valeur au bleu de méthylène.
 σ'_{v0} : Contrainte verticale effective initiale du sol au niveau de la fondation.
 $\Delta\sigma_v$: Contrainte verticale produite par une surface uniformément chargée à la verticale d'un point donnée de la surface.
 q_u : contrainte ultime.
 D : profondeur d'ancrage.
 q_0 : poids des terres au-dessus des fondation.
 q_{adm} : contrainte admissible.
 B : Largeur de la fondation.
 N_q : Terme de profondeur.

N_c : Terme de cohésion.

N_γ : Terme de surface.

ν : Le coefficient de Poisson.

ΔH_i : Le tassement.

H_r : La hauteur de remblai.

F_s : Coefficient de sécurité.

S_c : Facteur de forme de courant.

S_q : Facteur de forme quadrupolaire.

S_γ : Facteur de forme photonique.

F_s : coefficient de friabilité.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'accumulation de particules sédimentaires au fond des cours d'eaux et des voies de navigation, ainsi que dans les ports maritimes conduit à l'envasement et l'encombrement de ces infrastructures, cela a pour conséquences de ralentir l'écoulement d'eaux et de perturber les activités de transport qui s'y déroulent.[4] De plus, cette accumulation augmente également le risque de crues et d'inondation, nécessitant une gestion efficace pour préserver la sécurité et la navigabilité des voies fluviales et maritimes[5] . Pour remédier à ces problèmes, les opérations de dragage se sont toujours avérées indispensables afin d'entretenir, d'approfondir ou d'aménager ces sites. Cependant, la gestion des sédiments dragués est particulièrement complexe en raison des coûts élevés associés aux opérations de dragage et les importants volumes de sédiments à stocker[5] , d'où l'intérêt croissant pour leur valorisation dans le domaine de génie civil comme étant le plus grand consommateur de granulats. En valorisant ces matériaux, on peut non seulement réduire l'impact environnemental, mais aussi créer de nouvelles opportunités économiques.

En Algérie, le dragage d'entretien des ports et des voies navigables génère des volumes importants de sédiments, estimés à environ 10 millions de mètres cubes par an[35]. Par ailleurs, les 52 principaux réservoirs de barrages sont sévèrement affectés par une sédimentation accrue, avec plus de 30 millions de mètres cubes de vase se déposant chaque année au fond de ces réservoirs[31] .

La présente étude s'inscrit dans le cadre d'un projet de fin d'étude, pour l'obtention du diplôme de master en génie civil, option structures. Cette recherche vise à évaluer le potentiel de valorisation de sédiment dragué au niveau de l'aéroport de Béjaïa dans les techniques routières, afin de pouvoir l'utiliser dans les corps de chaussées qui nécessitent généralement une grande quantité de matériaux.

Cette démarche de recherche est motivée en premier lieu par le besoin important en matériaux de remblaiement du projet de la pénétrante autoroutière reliant la ville de Béjaïa à Ahnif.

En deuxième lieu, le sédiment est considéré comme un déchet encombrant nécessitant une gestion coûteuse et des surfaces importantes pour le stockage.

Le présent manuscrit est structuré en trois chapitres.

Un premier chapitre offrant une revue des connaissances fondamentales sur les sédiments,

couvrant leur origine, nature, composition et leurs propriétés, ainsi que la problématique liée au dragage et à la contamination des sédiments, Enfin, il présente des réglementations environnementales en vigueur pour leur gestion et valorisation dans les différents domaines de génie civil.

Un deuxième chapitre destiné à une caractérisation du matériau, qui comprend une analyse détaillée des propriétés physiques et mécaniques du matériau. L'intérêt de chaque paramètre permis d'évaluer les performances de ces matériaux en relation avec le domaine de valorisation envisagé.

Un troisième chapitre dédié à l'étude du potentiel de valorisation du matériau via un calcul analytique de sa capacité portante et de son tassement sous différents chargements, suivie d'une simulation numérique avec le logiciel PLAXIS 2D pour modéliser et prévoir son comportement sous des conditions de charge variées.

Le travail se termine par des conclusions résumant les principaux résultats.

CHAPITRE 1

L'ÉTAT DE L'ART

1.1 Introduction

Les sédiments de dragage marins, générés en grandes quantités, représentent un défi majeur en termes de gestion et de valorisation en raison des impacts environnementaux et des coûts associés. Ces matériaux, souvent considérés comme des déchets, présentent un potentiel non négligeable pour une valorisation dans des applications diverses, notamment dans le domaine du génie civil.

Cette étude bibliographique se propose d'explorer de manière approfondie la littérature existante sur la valorisation des sédiments de dragage marins bruts. En examinant les travaux de recherche et les études antérieures, nous chercherons à comprendre les différentes approches, les technologies innovantes et les bonnes pratiques en matière de valorisation de ces matériaux.

1.2 Définition et caractérisation des sédiments de dragage

1.2.1 Origine et nature des sédiments de dragage

Les sédiments de dragage sont des matériaux meubles de différentes tailles granulométriques principalement constitués des particules de sable, vase et de cailloux, récupérés des fonds marins après avoir subi au cours du temps plusieurs processus d'altération et de la désagrégation[9]. Ces dépôts ont deux origines [34] :

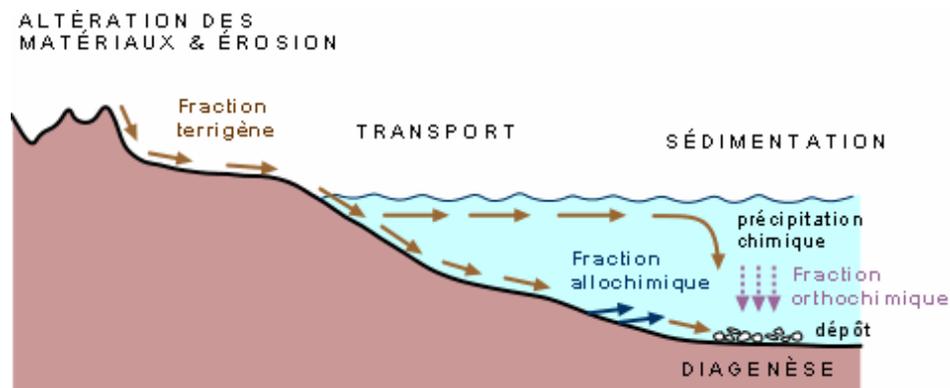


FIGURE 1.1 – Processus d'envasement

1.2.1.1 Origine naturelle

- **Origine endogène** : qui provient de la production autochtone du milieu, lorsqu'ils se forment par précipitation de composés minéraux (carbonates, phosphates, évaporites) et sédimentation de matières organiques (organismes planctoniques morts) [34].
- **Origine exogène** : vient d'un apport de matière allochtone, ils sont issus de l'érosion du bassin versant par des forces externes comme le vent ou l'eau, ainsi qu'aux phénomènes de ruissellement. Les particules exogènes peuvent également être de nature organique, notamment des feuilles d'arbres transportées par le vent dans le canal [34].

1.2.1.2 Origine anthropique

Les particules peuvent être de nature organique ou minérale et résulter des activités humaines et industrielles portuaires, donc souvent fortement contaminée [2].

1.2.2 Composition des sédiments de dragage marins

Le sédiment est une matrice complexe relativement hétérogène composée de trois phases différentes présentées en proportions variables : une phase solide qui comporte des substances organiques (organismes vivants, débris animaux et végétaux, humus, substances humiques), de particules minérales (sables, argiles, carbonates, oxydes et hydroxydes métalliques) et une phase liquide correspondant à l'eau [6].

1.2.2.1 Eau

Les sédiments sont également constitués d'eau qui occupe l'espace entre les particules solide, il représente entre 20% à 90% du volume des sédiments, dont la teneur en eau initiale est très variable (de l'ordre 100% à 300%) selon les conditions de dragage. On distingue 2 types [6] :

- **L'eau interstitielle**

- l'eau libre : l'eau libre, qui n'est pas liée à la matrice solide et circule donc librement entre les particules (s'élimine par simple décantation).

- l'eau capillaire : liée à la matrice solide par des forces de capillarité qui créent entre les grains des forces d'attraction (s'élimine par filtration).

- l'eau colloïde : ou l'eau physisorbée, qui hydrate les colloïdes (s'élimine, tout comme l'eau capillaire, par des procédés mécaniques de séparation liquide solide) [6].

- **L'eau intercellulaire** Ou chimisorbée, qui est liée chimiquement à la surface des particules et constitue un film autour d'elles (séparable seulement par des moyens thermiques) [6].

1.2.2.2 La phase organique

La matière organique présente dans les sédiments marins est composée d'un mélange complexe de matières provenant de diverses sources, elle peut être constituée de débris végétaux, des colloïdes humiques et des micro-organismes morts qui se déposent dans les fonds marins, elle est ensuite enfouie dans les sédiments où elle subit une décomposition et une transformation continue par la biomasse bactérienne. La matière organique (MO) est connue pour jouer un rôle important dans la chimie des polluants puisqu'elle a la capacité de former des complexes avec les métaux [2].

1.2.2.3 La phase minérale

La phase inorganique dans les sédiments marins se compose des éléments minéraux qui peuvent être d'ascendance de : graviers, gravillons, cailloux, et sables issus de l'érosion des roches terrestres, ils sont transportés par les rivières jusqu'à l'océan et se déposent dans les

sédiments marins, ou bien Ils se forment in situ dans les sédiments marins par précipitation chimique à partir de l'eau de mer. Par exemple, les carbonates de calcium (calcaire) et les sulfures. Bien que la matière organique soit principalement d'origine biologique, certains minéraux sont également produits par des organismes marins, les coquilles de foraminifères, les tests de diatomées et les coccolithophores contribuent à la formation de minéraux biogènes[6][2].

1.2.3 La structure des sédiments de dragage

Les sédiments peuvent être caractérisés par la granulométrie (dimensions) de leurs particules, allant des argiles et limons aux sables fins et grossier. La fraction granulométrique des sédiments est très complexe et varie d'une région à l'autre. On distingue des différentes classes granulométriques selon la norme (NF P18-560) :

taille	dimension
> à 20mm	cailloux
2mm à 20 mm	graviers
63µm à 2 mm	sables(grossiers et fins)
2µm à 63µm	limons(silts)
<2µm	argiles

TABLE 1.1 – Classe granulométrique d'un matériau (NF P18-560).

Les sédiments après, sont classés selon le pourcentage de leur particules, en utilisant le diagramme triangulaire de classification des sédiments en fonction de leur texture figure (1.2).

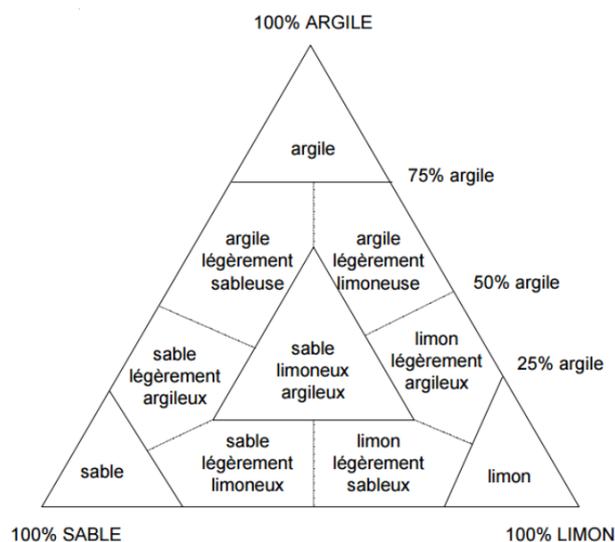


FIGURE 1.2 – Diagramme triangulaire de classification des sols fins en fonction de leur granulométrie [Campy et Meybeck, 1995].

1.2.4 Contamination des sédiments

Les sédiments des milieux aquatiques peuvent contenir un mélange complexe de contaminants organiques et métalliques due aux rejets industriels, urbain et agricoles entraînant l'apport d'un grand nombre de substances toxiques de nature organique et inorganique, qui s'accumulent dans les sédiments comme étant la destination finale des polluants. La grande majorité des polluants dans les sédiments sont peu soluble dans l'eau et se localisent principalement dans les matières en suspension et les particules fines des sédiments. Une fois le sédiment extrait de son environnement naturel dans le cadre du dragage et du stockage, la modification des propriétés physico-chimiques peut favoriser l'émission des polluants[8].

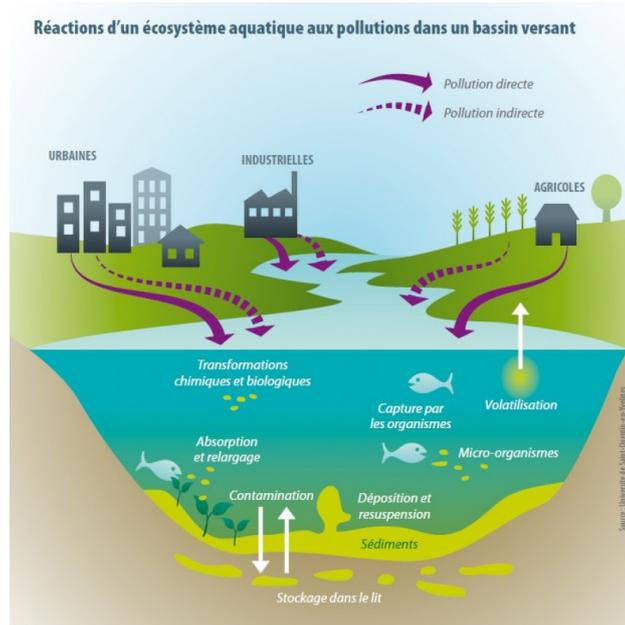


FIGURE 1.3 – Sources des principaux polluants des milieux aquatiques

1.2.4.1 Les polluants organiques

La nature de ces composés est très variable, elle dépend des activités anthropiques et l'origine des rejets. Ils représentent le troisième grand groupe de contaminants (les HAP : hydrocarbures polycycliques aromatiques, pesticides, solvants chlorés, PCB). Ces éléments organiques peuvent être soit solubles dans l'eau, soit adsorbés sur les matières en suspension dans les sédiments, ils sont souvent très toxiques, Leur présence et leur mobilité dans les sédiments dépendent de leurs propriétés physico-chimiques [2].

1.2.4.2 Les métaux lourds

Les métaux lourds se retrouvent généralement à l'état de traces dans les sédiments aquatiques, leur concentration dépend des apports naturels et anthropiques dans le milieu. Lorsque les concentrations de ces métaux dépassent certains seuils de tolérance, ils sont alors considérés comme potentiellement toxiques pour l'environnement ; les principaux métaux lourds présents dans les sédiments sont :

- Le cadmium (Cd)

- Le chrome (Cr)
- Le cuivre (Cu)
- Le plomb (Pb)
- Le mercure (Hg)
- Le nickel (Ni)
- Le sélénium (Se)
- L'arsenic (As), qui est un métalloïde

D'autres métaux spécifiques peuvent également être présents en fonction des activités industrielles passées dans la région [1].

1.2.5 Problématique de la sédimentation

L'accumulation des sédiments au fond des rivières, des ports et des canaux a des impacts considérables et négatifs sur l'environnement marin, en perturbant les habitats naturels et en polluant l'eau, la sédimentation peut réduire la profondeur d'eau disponible pour la navigation maritime et peut limiter la visibilité des navigateurs et rendre la manœuvre des navires plus difficile, augmentant le risque d'accidents. Les particules sédimentaires peuvent être abrasives et provoquer l'érosion des quais, des jetées et des autres structures portuaires. Cela fragilise les infrastructures et augmente les coûts d'entretien. Ce qui nécessite la mise en œuvre d'une opération de dragage des sédiments, visant à extraire et à éliminer les accumulations de particules présentes au fond de l'eau, dans le but de restaurer la profondeur, la qualité et la fonctionnalité de l'écosystème aquatique concerné [14].

1.3 Dragage des sédiments

1.3.1 Définition

Le dragage est une opération ayant pour objet le prélèvement de sédiments au fond d'un environnement aquatique à l'aide de moyens mécanique, hydraulique ou pneumatique, dans le but de nettoyer les fonds marins et les barrages de la pollution ou des objets encombrants et maintenir la profondeur nécessaire à la navigation dans les cours d'eau et les ports [1] [9].



FIGURE 1.4 – Dragage portuaire

1.3.2 Les techniques de dragage

On peut identifier trois principales techniques de dragage utilisées dans les travaux maritimes et fluviaux, en fonction de la nature du sédiment à extraire et des objectifs visés :

Les dragages mécaniques.

Les dragages hydrauliques.

Les dragages hydrodynamiques [12].

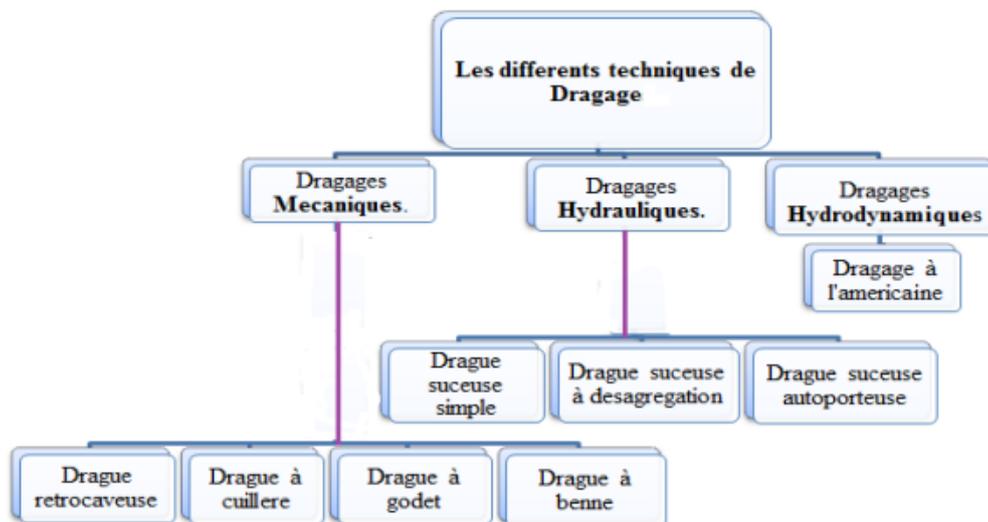


FIGURE 1.5 – Différentes techniques de dragage

1.3.3 Les types de dragage

Les procédés de dragage changent selon les zones, le type des travaux et la nature de sédiment à draguer[2]. On distingue trois types de dragage : dragage d'entretien, d'approfondissement et création des nouvelles aires portuaires [10].

1.3.3.1 Dragage d'entretien

Il correspond à l'extraction régulière et périodique des sédiments accumulés au fond, pour conserver des profondeurs permettant la navigation sécuritaire des navires [2].

1.3.3.2 Dragage d'approfondissement

Ce processus est réalisé lorsque des travaux de modernisation des ports sont nécessaires, notamment pour ajuster les seuils de navigation en fonction des besoins actuels et futurs de la navigation maritime [2].

1.3.3.3 Dragage d'aménagement et création de nouvelles aires portuaires

Permet le déplacement d'un volume très important de matériaux variés (roches, graviers, sables, argiles, vases) [2].

1.3.4 Impact sur l'environnement

Les activités de dragage peuvent entraîner la remise en suspension de contaminants présents dans les sédiments, ce qui peut affecter les paramètres physiques, chimiques et biologiques de l'eau. Cette perturbation de la qualité de l'eau peut alors avoir des effets négatifs sur l'équilibre et le fonctionnement de l'écosystème aquatique environnant. Actuellement les sédiments dragués représentent de 80 à 90% (en volume) de tous les matériaux d'origine anthropique immergés dans les océans du globe [33].

1.4 Aspect réglementaire et gestion des sédiments de dragage

Dans le cadre du développement durable, les activités de dragage et la gestion des sédiments dragués sont soumises à des réglementations de plus en plus rigoureuses. Ces réglementations visent à assurer la protection de l'environnement aquatique et terrestre tout en favorisant une utilisation durable des ressources naturelles.

1.4.1 Réglementation internationale

- **Convention de Londres** (1972), vise à prévenir et à éliminer complètement le rejet ou l'immersion en mer de tout type de déchets ou autres matériaux susceptibles de polluer l'environnement marin.
- **Convention de Barcelone** (1976), vise à protéger l'environnement marin et côtier de la méditerranée.
- **La convention d'Helsinki** (1992).
- **La convention de Paris (OSPAR)** (1992), sur la coopération internationale pour la protection du milieu marin de l'Atlantique du Nord-est.
- **La convention de Stockholm** (2001), qui a été adoptée par 150 pays dont l'Algérie [5] [8].

Cette considération est importante dans la mesure où l'utilisation de ces matériaux est encadrée réglementairement et strictement [30], (Voir les tableaux 1.2 et 1.3) :

Éléments	Seuils de relargage limites pour les déchets inertes (mg/kg matière sèche)	Seuils de relargage limites pour les déchets non dangereux (mg/kg matière sèche)	Seuils de relargage limites pour les déchets dangereux (mg/kg matière sèche)
As (Arsenic)	0,5	2	25
Ba (Baryum)	20	100	300
Cd (Cadmium)	0,04	1	5
Cr (Chrome)	0,5	10	70
Cu (Cuivre)	2	50	100
Hg (Mercure)	0,01	0,2	2
Mo (Molybdène)	0,5	10	30
Ni (Nickel)	0,4	10	40
Pb (Plomb)	0,5	10	50
Sb (Antimoine)	0,06	0,7	5
Se (Sélénium)	0,1	0,5	7
Sn (Etain)	4	50	200

TABLE 1.2 – Valeurs limites en matière de lixiviation à l'eau des métaux lourds pour l'admission des déchets dans les décharges ($L/S = 10 \text{ l/kg}$) (Scordia, 2008).

Éléments	Valeurs limites pour les déchets inertes (mg/kg matière sèche)	Valeurs limites pour les déchets non dangereux (mg/kg matière sèche)	Valeurs limites pour les déchets dangereux (mg/kg matière sèche)
Chlorures	800	15000	25000
Fluorures	10	150	500
Sulfates	1000	20000	50000
Indice phénols	1
COT	500	800	1000
Fraction soluble	4000	60000	100000

TABLE 1.3 – Valeurs limites pour le contenu total de paramètres organiques pour l'admission des déchets dans les décharges (Scordia, 2008).

1.4.2 Réglementation nationale

La réglementation nationale algérienne sur les sédiments de dragage se repose sur la loi n° 03-10 du 19 Joumada El Oula 1424 correspondant au 19 juillet 2003 relative à la protection de l'environnement dans le cadre du développement (Vu la loi n° 83-03 du 5 février 1983 relative à la protection de l'environnement). La loi n° 04-20 du 13 Dhou El Kaada 1425

correspondant au 25 décembre 2004 est relative à la prévention des risques majeurs et à la gestion des catastrophes dans le cadre du développement durable, Vu le décret n° 80-14 du 26 Janvier 1980 portant adhésion de l'Algérie à la convention pour la protection de la mer méditerranée contre la pollution, faite à Barcelone le 16 février 1976. Toutefois, ces sédiments portent le statut particulier de celui de « déchet » [13].

1.4.3 Gestion des sédiments de dragage

Les opérations de dragage englobent non seulement les grands ports industriels et commerciaux, mais aussi les installations portuaires de taille plus modeste dédiées à la pêche ou aux loisirs nautiques. Une fois extraits, les sédiments de dragage sont considérés comme des déchets par défaut [5], donc la gestion de ces sédiments est limitée principalement au stockage, la mise en décharge et de la valorisation [1].

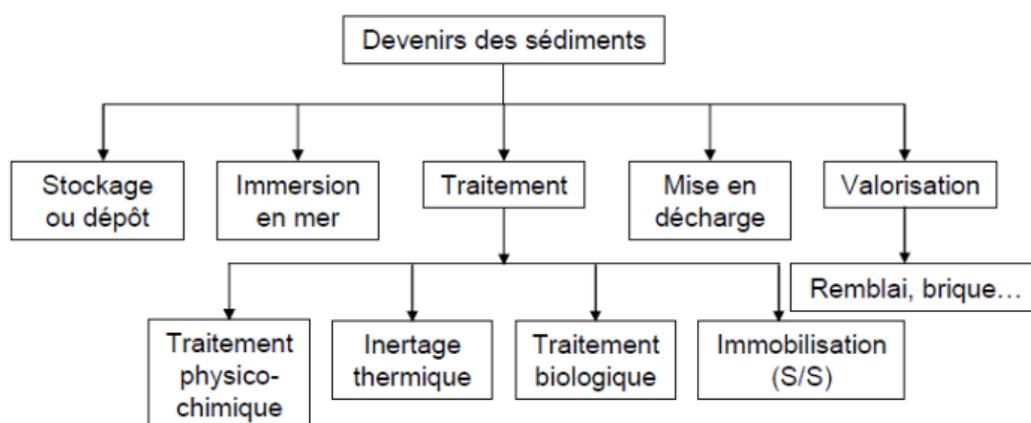


FIGURE 1.6 – Schéma synthétique des principales étapes de la gestion des sédiments.

D'après le CETMEF3 , en 2012, 16,7 millions de tonnes de matériaux ont été dragués sur la façade Manche Mer du Nord, 11,3 millions sur la façade Atlantique et 2,4 millions sur la façade Méditerranéenne.

Selon les données présentées dans le tableau (1.4), près de 96% des sédiments de dragage sont actuellement rejetés en mer. Le dépôt à terre n'est utilisé que de manière limitée, principalement dans la région de la Manche, et uniquement pour les sédiments non contaminant. Les filières de valorisation des sédiments de dragage restent encore peu développées à l'heure actuelle[35].

Voies de gestion	Manche (%)	Atlantique (%)	Méditerranée (%)
Immersion	95,19	98,71	97,23
Rechargement de plages	0,07	1,11	1,06
Dépôt à terre	4,72	0,16	0,96
Dépôt en mer	-	0,02	0,75
Autres filières	0,01	-	-

TABLE 1.4 – Principales voies de gestion des sédiments de dragage sur le territoire national

1.4.3.1 L'immersion en mer

Le rejet des sédiments en mer "clapage" est une méthode d'évacuation des matériaux de dragage souvent utilisés, qui dépend fortement de la teneur en polluants de ces derniers, cette quantité de polluants ne doit pas dépasser celle des seuils adoptés (tableaux 1.2 et 1.3). Lorsque le rejet dans le milieu naturel n'est pas souhaitable, ou lorsque les sédiments sont considérés comme contaminés, ceux-ci doivent alors être sortis de l'eau pour être traités et/ou stockés.

1.4.3.2 La mise en dépôt terrestre

A ce niveau les sédiments sont considérés comme étant des déchets, le détenteur du déchet doit caractériser la dangerosité de ces matériaux, l'avenir de ces dépôts dépend de leur degré de contamination. Les matériaux considérés dangereux sont stockés dans des sites d'enfouissements techniques et ceux classés non dangereux sont destinés à la valorisation dans le domaine du génie civil. D'autre part cette option présente des problèmes comme le manque de sites de dépôt, la contamination de l'environnement terrestre et la dégradation d'esthétique de l'environnement et de paysages naturels.

1.4.4 Prétraitement et le traitement des sédiments de dragage marins

1.4.4.1 Le prétraitement

Le prétraitement est une étape préliminaire dont l'objectif principal est la préparation du sédiment en vue de son stockage, traitement ou valorisation, on distingue deux catégories de prétraitement :

- La séparation physique, qui concerne le nettoyage de sédiments des débris, de déduire le volume de sédiments à traiter en utilisant des différentes techniques : le calibrage, les bassins de séparation ou l'utilisation des vis.
- La déshydratation, ce processus permet de réduire le volume à traiter en éliminant l'excès d'eau dans le sédiment. Les techniques connues sont le presseur, le bassin de décantation l'évaporation, ou les filtre bande et filtre presse.

1.4.4.2 Le traitement

Le traitement est l'ensemble des opérations qui ont pour but de minimiser la concentration des contaminants dans les sédiments, en exploitant les propriétés physiques, chimiques, thermique, biologique ou les procédés de stabilisation/solidification.

1. **Le traitement physique**, il consiste à réduire les polluants pour en retirer une fraction majoritaire la moins polluée possible. Le procédé d'attrition consiste à éliminer en voie humide les couches qui encroûtent les particules des sédiments par frottement des particules entre elles.
2. **Le traitement thermique**, permettent d'extraire les contaminants, avec la thermo-désorption, c'est à dire chauffer les sédiments à hautes températures pour évaporer

l'eau afin de détruire la matière organique, les substances organiques, certain métaux lourds.

3. **le traitement biologique**, cette méthode consiste a l'utilisation des micro-organismes qui ont la capacité a dégradé les polluants de type hydrocarbures dans la matrice sédimentaire.
4. **Le traitement chimique**, le traitement chimique consiste à extraire et/ou stabiliser les polluants dans la matrice sédimentaire par l'utilisation d'adjuvants, provoquant le changement d'état des contaminants [7].

1.4.5 Valorisation des sédiments de dragage en Génie Civil

La gestion des sédiments de dragage représente en effet un défi majeur, tant sur le plan économique qu'environnemental. Le stockage ou le rejet en mer de ces matériaux, souvent contaminés engendre des conséquences préjudiciables pour l'écosystème, et les processus de traitement sont assez coûteuse, face à ces problèmes, les acteurs de la gestion des sédiments commencent a s'orienter de plus en plus vers la valorisation des sédiments de dragage pour l'utilisation comme Matériau de construction dans le domaine de génie civil. Ces sédiments peuvent être valorisés avec ou sans traitement, en fonction de leurs caractéristiques physico-chimiques, géotechniques, mécaniques et environnementales on peut choisir leurs filière de valorisation, notamment dans les matériaux de remplissage, de remblaiement, couche d'assise de chaussées, béton, brique, aménagement de sites naturel [5][2].

1.4.5.1 Valorisation en techniques routières

Le domaine des travaux publics est le plus grand consommateur des granulats, par conséquent l'utilisation des volumes importants de sédiments générées annuellement dans les travaux routiers représente une solution intéressante pour contribuer à une gestion durable des sédiments et a la préservation de ressources naturelles en granulats, l'utilisation de sédiments de dragage valorisés permet de limiter l'exploitation des ressources naturelles et de réduire les impacts environnementaux associés à l'extraction et au transport de ces derniers. Afin que les matériaux puissent être valorisés en tant que remblai ou en couche de forme, ils doivent satisfaire à plusieurs critères de sélection. Ces critères permettent ensuite d'appliquer une classification qui détermine leur applications possibles[6][5].

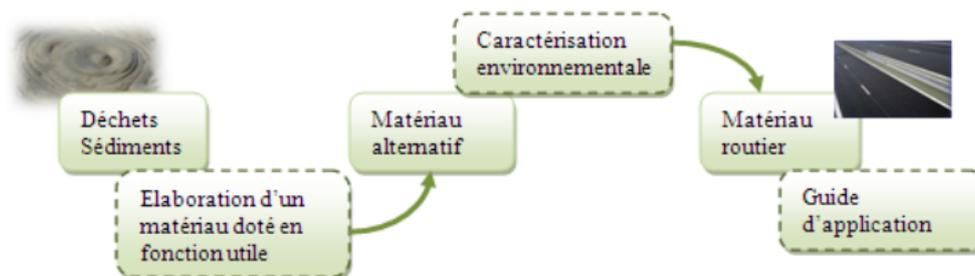


FIGURE 1.7 – Processus d'évaluation environnementale pour une valorisation en technique routière.

Plusieurs études ont porté sur la valorisation des sédiments de dragages dans les techniques routières, voici quelques-unes répertoriées dans le tableau (1.5).

Etude	Référence
-Valorisation des sédiments de dragage et de granulas du béton recyclée dans les traveaux routiers	(Abriak, Maherzi, Benzerzour, Senouci et Rivard, 2023)
-Comportement mécanique et durabilité des matériaux routiers à différents dosages en sédiments fins	(Banoune, 2016)
-Traitement et Valorisation de Sédiments de dragage Phosphatés en Technique Routière	(DIA, 2013)

TABLE 1.5 – Quelques études concernant la valorisation des sédiments en techniques routières.

Les travaux de recherche de Banoune (2016) ont exploré la valorisation des sédiments de dragage de la région de Bejaia, principalement composés de quartz et de carbonates, en couche de forme pour des structures de chaussée. Pour améliorer leurs caractéristiques mécaniques, ces sédiments nécessitent un traitement avec des liants tels que le ciment et la chaux. Les résultats ont montré que des dosages de 2 % de ciment suffisent pour obtenir des résistances mécaniques acceptables après 7 jours, tandis que la chaux requiert un temps de cure plus long. Le traitement combiné de chaux et de ciment optimise la portance et la durabilité, permettant de respecter les normes de traficabilité et de stabilité. En conclusion, un dosage de 4 % de ciment est recommandé pour valoriser ces sédiments en couche de forme routière. Par ailleurs, DIA (2013) a étudié le traitement et la valorisation des sédiments de dragage phosphatés en utilisant le procédé Novosol®[®], qui stabilise les métaux lourds et dégrade la matière organique. Après traitement avec différents types d'acides phosphoriques, les sédiments ont montré une réduction de la plasticité, une amélioration de la résistance mécanique et une diminution de la teneur en eau. Les formulations routières avec des liants hydrauliques ont démontré des résistances mécaniques élevées, rendant les sédiments traités aptes à une utilisation en couches de chaussée. D'un point de vue environnemental, les sédiments traités sont classés comme déchets non dangereux, ce qui rend leur valorisation en technique routière non seulement viable mais également bénéfique pour la gestion des déchets. Ces recherches mettent en évidence les progrès notables dans le traitement et l'utilisation des sédiments de dragage en génie civil, soulignant leur potentiel en tant que matériaux de construction routière efficaces.

1) Structure d'une chaussée

a. Définition

Une chaussée est l'ensemble de couches superposées, dont laquelle circulent les véhicules. La structure de la chaussée a pour but la transmission et la répartition les charges et les efforts induits par le trafic jusqu'au sol support.

Une chaussée est normalement composée de 3 parties :

- (1) La couche de surface : couche de roulement + couche de liaison.
- (2) Les couches d'assise comprennent elles les couches de base et de fondation.
- (3) Le support : couche de forme éventuellement sur le sol ou directement l'ancienne chaussée.

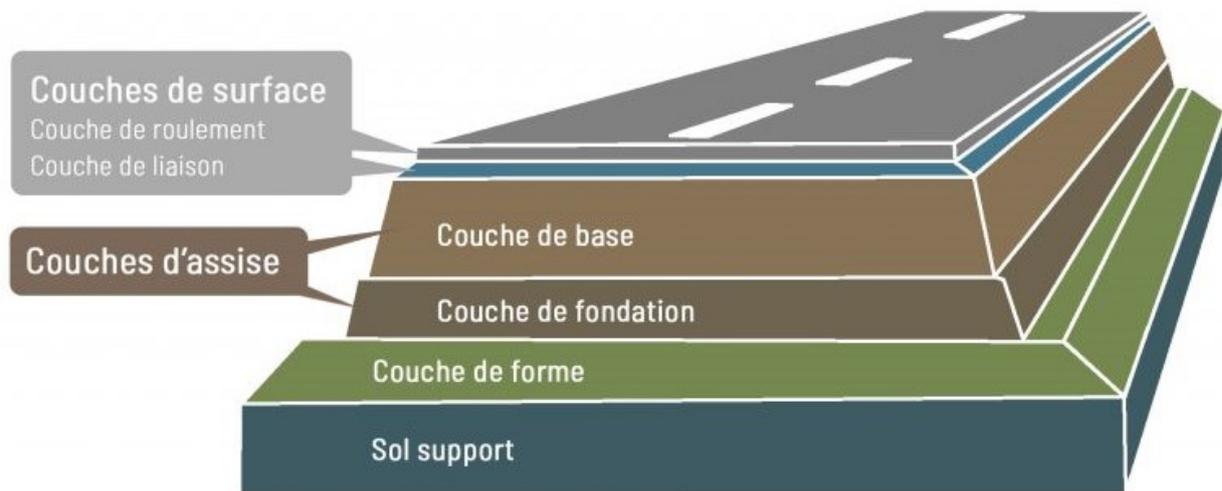


FIGURE 1.8 – Coupe transversale d'une structure routière.

- **La couche de forme**, elle joue un rôle essentiel à court terme en facilitant la circulation des engins de chantier sur le site, tout en protégeant l'arase du terrassement contre les modifications de géométrie ou les pertes de portance. Elle permet également de compacter efficacement les couches d'assise.
la couche de forme permet de stabiliser et d'homogénéiser la portance de la plate-forme support, en assurant une base solide et durable pour la construction de la chaussée.
- **Les couches de fondation et de base (couches de l'assise)**, Les couches d'assise assurent la répartition des efforts verticaux sur le sol support, ces couches nécessitent une énergie de compactage élevée lors de leur mise en œuvre. Elles sont composées de matériaux granulaires traités ou non, tels que des graviers ou des sédiments
- **Les couche de surface**, composées de deux couches distinctes : la couche de roulement, située à la surface, qui supporte les efforts verticaux induits par le trafic, et la couche de liaison, intermédiaire, qui assure la liaison entre la couche de roulement et la couche d'assise. Cette couche de liaison joue un rôle essentiel dans la protection de la chaussée contre les infiltrations d'eau et la pollution de surface, en empêchant les eaux de ruissellement de pénétrer dans le corps de la chaussée[5].

2) Classification selon le Guide des Terrassements Routières

Le GTR (2000) propose une classification spécifique des matériaux de terrassement en fonction de leurs caractéristiques géotechniques (granulométrie, VBS, matière organique...), ils sont répartis entre quatre classes (figure 1.9) :

- Classe A : Sols fins,
- Classe B : Sols sableux et graveleux avec fines,
- Classe C : Sols comportant des fines et des gros éléments,
- Classe D : Sols insensibles à l'eau.

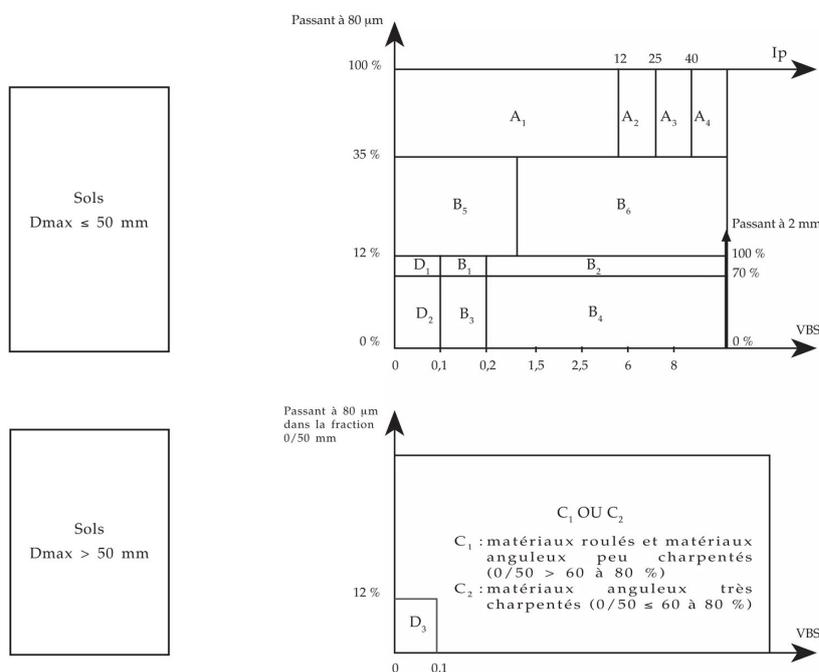


FIGURE 1.9 – Tableau synoptique de classification des matériaux selon leur nature (GTR, 2000).

Une fois les sont classés selon leur nature, le GTR fournit des recommandations pour leur utilisation en remblais et en couches de forme, en tenant compte des conditions météorologiques rencontrées [2].

3) Critère de l'IPI pour les différentes couche de la chaussée

L'indice portant immédiat (IPI) est un paramètre clé pour évaluer la capacité portante des matériaux utilisés dans les différentes couches de la chaussée. Les valeurs de l'IPI pour les différentes couches varient en fonction des exigences de chaque couche en termes de support et de répartition des charges. D'après les recommandations de la norme française (NF P 98 115, 1992) [20], l'IPI ne doit pas être inférieur à 35% pour la couche de fondation et 45% pour la couche de base [5].

L'évaluation et le traitement des matériaux pour atteindre les critères d'IPI appropriés est essentiels pour assurer la performance de la structure de la chaussée.

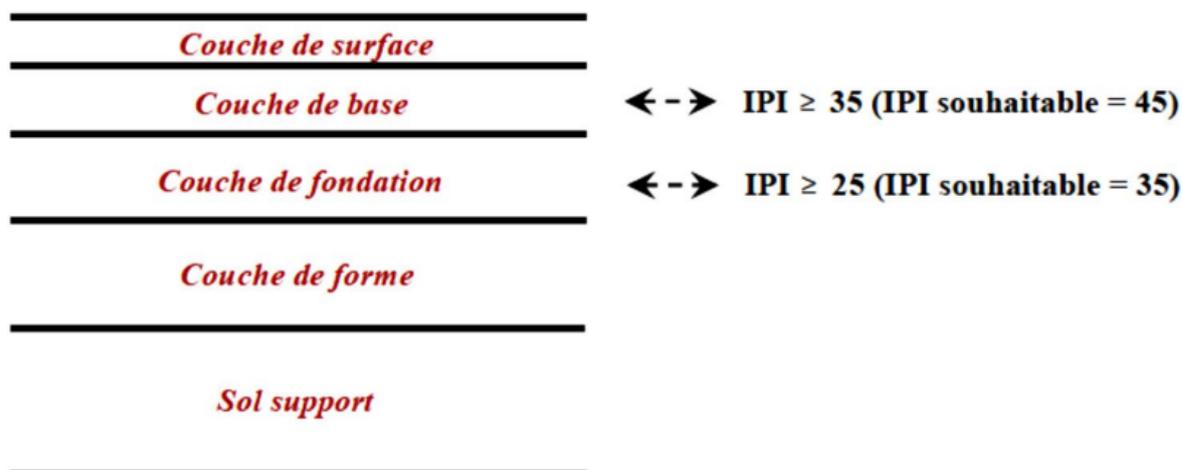


FIGURE 1.10 – Critère de l'IPI pour différentes couches de la chaussée (NF P 98 115, 1992).

1.4.5.2 Valorisation dans la fabrication du béton et mortier

La valorisation des sédiments de dragage dans le béton et les matériaux cimentaire offre une solution prometteuse dans le cadre de la gestion durable de ces matériaux, sachant que le béton est le matériau de construction le plus utilisé dans le monde et les granulats constituent un des matériaux de base de cette filière dans ce contexte, une série d'études expérimentales a été réalisée pour évaluer la possibilités d'utilisation des sédiments de dragage comme substituts partiels des matières premières traditionnelles dans la fabrication du béton et des matériaux cimentaires, on site quelques-unes dans le tableau (1.6) [11].

Etude	Type de matériau	Référence
- Substitution du sable par 33%, 66% et 100% des sédiments de Port de Dunkerque (France)	Mortier ordinaire	(Agostini et al., 2007)
- Évaluation de l'influence des sédiments marins utilisés en tant que filler sur la rhéologie des matériaux cimentaires	Béton autoplaçant	(Ouédraogo et al., 2021)
- Évaluation de l'effet de substitution du ciment par 8%, 16% et 33% des sédiments marins sur la pénétration de chlorure	Mortier ordinaire Pâte de ciment	(Ez-zaki and Diouri, 2018a)

TABLE 1.6 – Quelques études concernant la valorisation des sédiments marins dans les matériaux cimentaires.

1.4.5.3 valorisation dans la fabrication des briques

Les compositions des matériaux rouges incluent généralement un mélange d'argile, de sable, et d'autres additifs pour obtenir les propriétés désirées, Par ailleurs les sédiments généralement dragués des barrages sont de nature argileuse, qui peut servir comme une matière première dans la fabrication des briques et tuiles. La composition chimique (% en éléments majeurs) des sédiments bruts et la composition chimique des argiles utilisées pour la fabrication des produits de terre cuite sont comparables, ce rapport a fourni un cadre de référence pour les études de recherche menées par de nombreux chercheurs sur l'utilisation de ces sédiments dans la fabrication des briques rouge tableau (1.7)[4].

Etude	Type de matériau	Référence
-Realisation des blocs de terre en mélangeant deux sédiments différents à des différents pourcentages	Blocs de terre	(Larbi sihem,2022)
- Valorisation des sediments fluviaux pollues apres inertage dans la brique cuite	Brique cuite	(Mazen Samara,2007)

TABLE 1.7 – Quelques études concernant la valorisation des sédiments dans la fabrication des briques.

1.5 conclusion

En conclusion, ce premier chapitre consacré à l'état de l'art de la valorisation des sédiments de dragage marins, mettant en lumière les enjeux environnementaux et économiques de cette problématique. Nous avons aussi abordé les caractérisations des sédiments de dragage, ainsi les difficultés liées aux quantités mise en jeu et à la pollution des matériaux dragués, bien q'une synthèse des textes réglementaires et conventions internationales y est présentée. il apparaît clairement que la gestion de ces matériaux favorise leur valorisation dans les différents domaines d'applications notamment dans le domaine de génie civil.

La suite de cette étude est dédiée à la caractérisation des sédiments de dragages bruts afin de mieux comprendre leur comportement pour ensuite les valorisés dans les techniques routières.

CHAPITRE 2

CARACTÉRISATION DU MATÉRIAU

2.1 Introduction

La caractérisation des sédiments de dragage est la première étape à suivre dans le cadre de leur gestion et de leur valorisation, Ce processus consiste à réaliser une étude approfondie des paramètres physiques, chimiques et mécaniques de ces matériaux afin de déterminer leur future utilité. Pour ce faire, des méthodes expérimentales en laboratoire sont utilisées, notamment l'analyse granulométrique, les limites d'Atterberg, l'essai de cisaillement direct à la boîte, l'essai œdométrique, l'essai CBR, l'essai proctor, l'essai VBS. . .

Ce chapitre se concentre sur l'étude expérimentale et la caractérisation détaillée des sédiments dragués de l'aéroport international de Béjaïa - Soummam - Abane Ramdane, dont l'objectif est d'évaluer le potentiel de la valorisation directe de ces sédiments dans les techniques routières, sans traitement préalable, afin de rentabiliser l'opération de dragage, réduire les coûts liés aux procédés de traitement et de favoriser une valorisation économiquement viable de ces matériaux.

2.2 Site de prélèvement des sédiments étudiés

La zone d'échantillonnage se trouve dans la région littorale de Béjaïa, plus précisément à l'aéroport international de Béjaïa - Soummam - Abane Ramdane. Cette zone côtière se situe à environ 5 km au nord-est de la ville, bordé à l'est par la mer Méditerranée, et à proximité de l'embouchure de l'oued Soummam, qui se jette dans la Méditerranée. Les impératifs de développement et de modernisation de l'aéroport ont nécessité la réalisation de travaux d'extension visant à optimiser ses infrastructures aéroportuaires et accroître sa capacité d'accueil. Dans ce cadre, des opérations de dragage ont été entreprises afin de permettre l'allongement des extrémités de la piste d'atterrissage et de l'ensemble du prolongement occasionnellement roulant (POR) de l'aéroport.

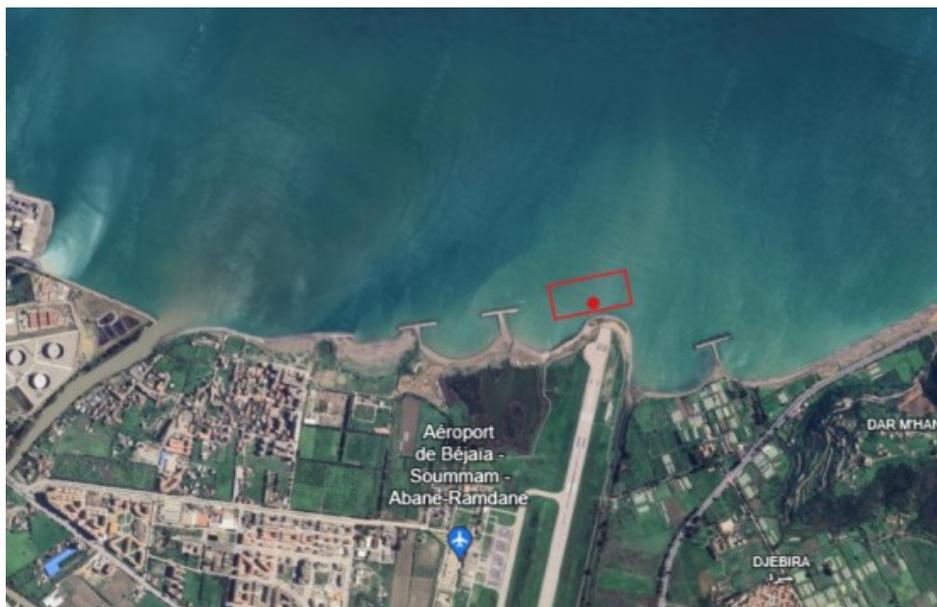


FIGURE 2.1 – Site de prélèvement des sédiments.

2.3 Caractérisation des sédiments

2.3.1 Caractérisation physico-chimique

2.3.1.1 Teneur en matière organique

La présence importante de la matières organiques dans un sol peut compromettre ses performances géotechniques en raison de leur grande capacité d'absorption d'eau et de leur faible résistance mécanique. En effet la matière organique affecte la stabilité volumique de sol ainsi sa capacité à supporter des charges mécaniques. La détermination de la teneur en matière organique est donc très importante pour une valorisation en technique routière.

a Principe

La norme (NF P 94-055) a défini la méthode chimique pour déterminer la teneur pondérale en matières organiques d'un sol. Son principe repose sur l'oxydation des matières organiques par un excès de dichromate de potassium en milieu sulfurique concentré [22].

b. Mode opératoire

Selon la norme (NF P 94-055), on commence par la préparation de l'échantillon de sol en le faisant sécher à l'air libre ou à l'étuve à moins de 50°C, puis le broyer et le tamiser à 2 mm ensuite, on pèse 10 g de sol tamisé et les placer dans un erlenmeyer, tout en ajoutant 100 ml de solution de dichromate de potassium à 0,4 N et 20 ml d'acide sulfurique concentré, le mélange doit être agité doucement et laisser refroidir pendant 30 minutes puis, on dilue le mélange avec 200 ml d'eau distillée, afin d'ajouter 10 ml d'acide phosphorique et quelques gouttes d'indicateur phénol, pour finir on procède à la titration de l'excès de dichromate en utilisant une solution de sel de Mohr de concentration 0,2 N jusqu'à l'apparition d'un changement de couleur vers le vert.

On calcule la quantité de dichromate consommée, qui est proportionnelle à la teneur en matière organique, afin d'exprimer les résultats en pourcentage de matière organique par rapport à la masse sèche de sol.

c. Résultats

Notre matériau présente une présence de matière organique (M.O) très faible de 0,014%.

2.3.1.2 Friabilité de sable

a. Principe

Les essais de mesure de la friabilité des sables visent à évaluer la résistance à l'usure des particules de sable. Le principe de ces essais repose sur la détermination de la capacité des particules de sable à résister à la fragmentation et à l'abrasion, fournissant ainsi des informations sur la durabilité et la stabilité du matériau sableux [18].

b. Mode opératoire

Selon la norme (NF P 18-576) ;

- Sécher l'échantillon de sable à 105°C puis le tamiser à 4mm et 0,2mm.
- Prélever une prise d'essai de 500 ± 2 g de sable de la fraction 0,2mm - 4mm.

- Introduire la prise d'essai et la charge abrasive (12 billes d'acier) dans le tambour en Ajoutant $(2,5 \pm 0,05)$ l d'eau.
- Faire tourner le tambour à (100 ± 5) tr/min pendant 15 minutes.
- verser lentement la totalité du contenu du cylindre sur deux tamis superposés de 8 mm (pour recueillir les billes d'acier) et de 0,1 mm.
- Laver l'ensemble sous un jet d'eau jusqu'à obtention d'eau claire sous le tamis de 0,1 mm, puis retirer le tamis de 8 mm contenant les billes d'acier.

Le coefficient de friabilité des sables est donné par la relation :

$$F_s = \frac{m}{M} \times 100$$

Avec :

M : est la masse de matériau soumise a l'essai.

m : est la masse des éléments inférieurs a 0,1mm produits au cours de l'essai.

c. Résultats

Les résultats obtenu donnent un coefficient de friabilité de matériau de $F_s = 31\%$.

2.3.1.3 Valeur au bleu de Méthylène (VBS)

a. Principe

La structure cristalline des argiles leur confère un ensemble de propriétés de comportement lié à leur affinité pour l'eau, ce qui entraîne les phénomènes de gonflement, de plasticité et de cohésion constatés sur ce sol, l'évaluation de la teneur en argile d'un sol peut être déterminée par l'essai au bleu de méthylène, qui permet de quantifier l'activité et la concentration de la fraction argileuse présente dans l'échantillon. La quantité de bleu de méthylène adsorbée par un sol est directement liée à sa teneur en argile. En effet, la molécule de bleu a une forte affinité pour s'adsorber à la surface des particules argileuses, plus un sol contient d'argile, plus sa surface spécifique sera élevée et donc plus il adsorbera de bleu de méthylène [27].

b. Mode opératoire

Selon la norme NF P 94-068 (1998), un échantillon sec de masse m (g), prélèvement de la fraction inférieure à 5 mm du sol étudié, est introduit dans 100 ml d'eau distillée ensuite, la solution doit être homogénéisée à l'aide d'un agitateur à ailettes tournant à 700 ± 100 tr/min pendant au moins 5 minutes, puis de manière continue à 400 ± 100 tr/min, en injectant successivement 5 cm^3 de bleu de méthylène dans la suspension jusqu'à atteindre la saturation des particules d'argile. Après la saturation, on prélève périodiquement a laide d'une baguette de verre, une goutte de la suspension que l'on dépose sur un papier filtre. des qu'une auréole bleutée de diamètre 8 mm a 12 mm apparaît autour de la tache, on considère que l'absorption du bleu de méthylène sur les particules d'argile est terminée.

A partir de volume de bleu de méthylène absorbé et la quantité de matériau utilisé, la valeur de bleu méthylène "VBS" est définie par le rapport :

$$VBS = \frac{\text{valeur de bleu de methylene}(\text{cm}^3)}{\text{masse seche de la prise d'essai}} \times 100 \quad (2.1)$$

c. Résultats

La valeur de bleu de méthylène est : $VBS = 0,167\text{cm}^3/\text{g}$

Le guide des terrassements routiers (GTR, 2000) donne une classification du sol en fonction de sa valeur au bleu de méthylène (tableau 2.1). Ceci traduit la relation entre la valeur au bleu et la sensibilité du sol à l'eau.

VBS (g/100g)	Appréciation du sol / type de sol
0,1	Le sol est insensible à l'eau
0,2	Seuil à partir duquel apparaît la sensibilité à l'eau
1,5	Seuil distinguant les sols sablo-limoneux des sols sablo-argileux
2,5	Seuil distinguant les sols limoneux peu plastiques des sols limoneux de plasticité moyenne
6	Seuil distinguant les sols limoneux des sols argileux
8	Seuil distinguant les sols argileux des sols très argileux

TABLE 2.1 – Classification des sols en fonction de la valeur au bleu de méthylène (GTR, 2000).

2.3.1.4 Teneur en carbonate de calcium CaCO_3

Le carbonate de calcium (CaCO_3) est un composant naturel qui se dépose dans les sédiments en raison de sa faible solubilité dans l'eau. La teneur en carbonate de calcium d'un sol influence grandement son comportement géotechnique, un sol riche en CaCO_3 aura tendance à se comporter comme une roche calcaire, avec une hydratation rapide et une résistance mécanique élevée. La présence de carbonate de calcium dans les sédiments joue un rôle important dans la rétention des métaux lourds, notamment le cuivre (Cu) et le zinc (Zn), la teneur en CaCO_3 est donc un bon indicateur de la capacité d'un sol à immobiliser certains polluants [13]. La détermination de la teneur en carbonate de calcium se fait selon la norme (NF P 94-048) qui consiste à l'attaque du matériau par un acide, suivi de la mesure du volume de dioxyde de carbone dégagé, toute en exprimant les résultats en pourcentage de carbonate de calcium équivalent [24].

a. Résultats

La teneur en carbonate de calcium des sédiments est de 30,6%.

Teneur en carbonate (%)	Classification
<10	Non calcaire
10 à 29	Peu calcaire
29 à 69	Moyennement calcaire
70 à 89	Calcaire
90	Fortement calcaire

TABLE 2.2 – Classification des matériaux en fonction du pourcentage massique en carbonate (NF P 94-048).

2.3.1.5 Masse volumique des particules solides

La masse volumique des particules solides est la propriété physique qui indique la densité d'un matériau solide. Elle est définie comme le rapport entre la masse d'un échantillon de matériau et le volume qu'il occupe, la masse volumique des particules solides peut être déterminée à l'aide de différentes méthodes, dont la méthode du pycnomètre à eau spécifiée dans la norme (NF P94-054) [19].

a. Mode opératoire

Conformément à la procédure spécifiée dans la norme, on introduit un échantillon de sol sec d'environ 25g dans un pycnomètre de masse connue, puis on ajoute de l'eau distillée jusqu'à un repère de remplissage, afin de déterminer avec précision le volume d'eau déplacé par les particules solides, en pesant le pycnomètre rempli d'eau et de sol. Connaissant la masse de l'échantillon sec et le volume des particules solides, on calcule la masse volumique des particules solides à l'aide de la formule :

$$\gamma_s = \frac{\gamma_e(m_2 - m_1)}{m_4 + m_2 - m_1 - m_3} \quad (2.2)$$

Avec :

- m_1 : masse du pycnomètre vide,
- m_2 : masse du pycnomètre + sol sec,
- m_3 : masse du pycnomètre + sol + l'eau,
- m_4 : masse du pycnomètre + l'eau,
- γ_e : masse volumique d'eau (g/cm^3).

b. Résultats

La masse volumique des particules solides de sol est : $\gamma_s = 2,468g/cm^3$.

2.3.1.6 Analyse granulométrique

La granulométrie est l'étude de la distribution des tailles d'éléments composant un échantillon du sol, la composition granulométrique joue un rôle essentiel dans les caractéristiques physiques et mécaniques du sol et toutes les propriétés liées à la teneur en eau. On évalue la composition granulaire d'un matériau en effectuant une analyse granulométrique conformément aux normes (NF P 94-056) [25].

L'essai consiste à séparer les grains agglomérés d'une masse connue de matériau par le fractionner au moyen d'une série de tamis de mailles de dimensions décroissantes, puis à peser successivement le refus cumulé sur chaque tamis. La masse de refus cumulé sur chaque tamis est rapportée à la masse totale sèche de l'échantillon soumis à l'analyse permettant de calculer les pourcentages de chaque classe granulaire.



FIGURE 2.2 – Une série de tamis dans l'ordre décroissant.

Les résultats sont illustrés dans la courbe de distribution granulométrique ci-dessous (figure 2.3) :

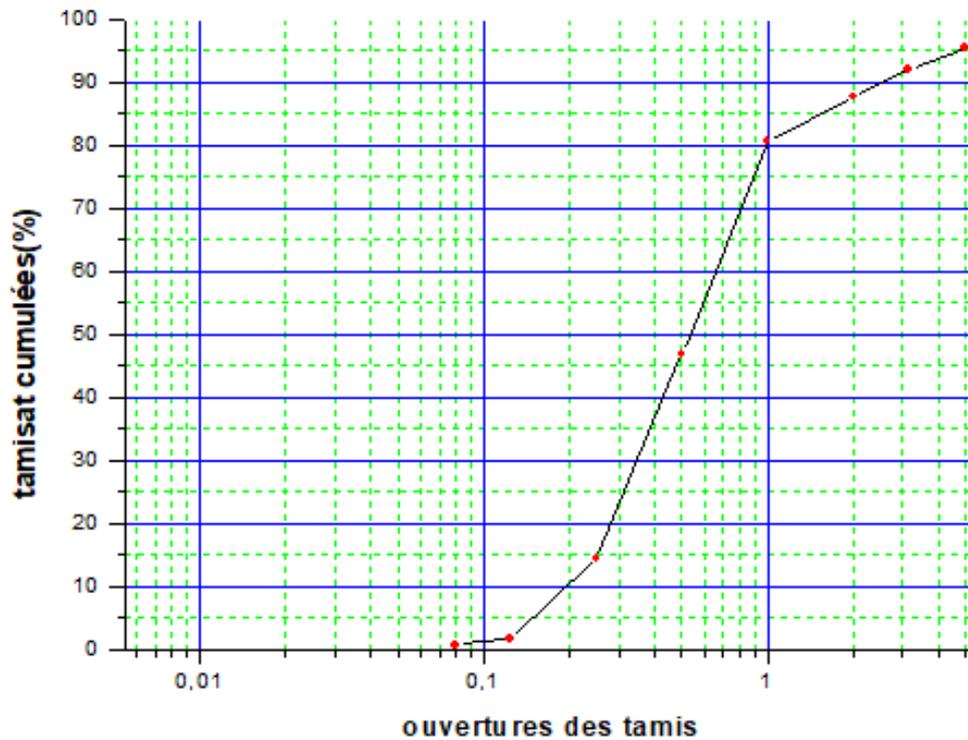


FIGURE 2.3 – Courbe de distribution granulométrique.

A partir de la courbe granulométrique, on peut déduire :

Tamisat à 5 mm	95.33 %
Tamisat à 2 mm	87.67%
Tamisat à 0.08 mm	0.78%

TABLE 2.3 – Paramètres granulométriques des sédiments.

— **Le coefficient d’uniformité (ou coefficient de Hazen)**

C_u : il permet d’exprimer l’étalement de la courbe granulométrique afin de déterminer la répartition en taille des éléments composant un matériau granulaire ;

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 3.42 \quad (2.3)$$

$C_u < 2$ granulométrie uniforme ou serrée.

$C_u > 2$ granulométrie étalée.

— **Le coefficient de courbure**

C_c : utilisé pour définir la forme de la courbe granulométrique ;

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} = 0.99 \quad (2.4)$$

Avec :

D_{10} : représente l’ouverture du tamis à travers lequel passe 10% du poids des grains.

D_{30} : représente l’ouverture du tamis à travers lequel passe 30% du poids des grains.

D_{60} : représente l’ouverture du tamis à travers lequel passe 60% du poids des grains.

Si $1 < C_c < 3$: le sol classé présente une courbure granulométrique réduite.

2.3.1.7 Limites d’Atterberg

Les limites d’Atterberg sont des paramètres géotechniques qui font référence aux teneurs en eau conventionnelles qui délimitent les états de consistance des sols fins. Cet essai, est réalisé exclusivement sur la fraction passant au travers du tamis d’ouverture 400µm.

Les méthodes de détermination des limites de liquidité et de plasticité d’un sol sont définies dans la norme (NF P 94-051) [21].

- La limite de liquidité (w_l) : correspond à la teneur en eau de passage d’un état liquide à l’état plastique.
- La limite de plasticité (w_p) : correspond à la teneur en eau de passage d’un état plastique à l’état solide.

a. limite de liquidité w_l

La limite de liquidité est déterminée expérimentalement à l’aide de l’appareil de casagrande (figure 2.4). Le concept consiste à évaluer la quantité d’eau nécessaire pour que

l'échantillon de sol, placé dans une coupelle et entaillé d'une rainure normalisée se referme sur une longueur de 1cm après 25 chocs.



FIGURE 2.4 – Coupelle de Casagrande.

La (figure 2.5) correspond à la limite de liquidité :

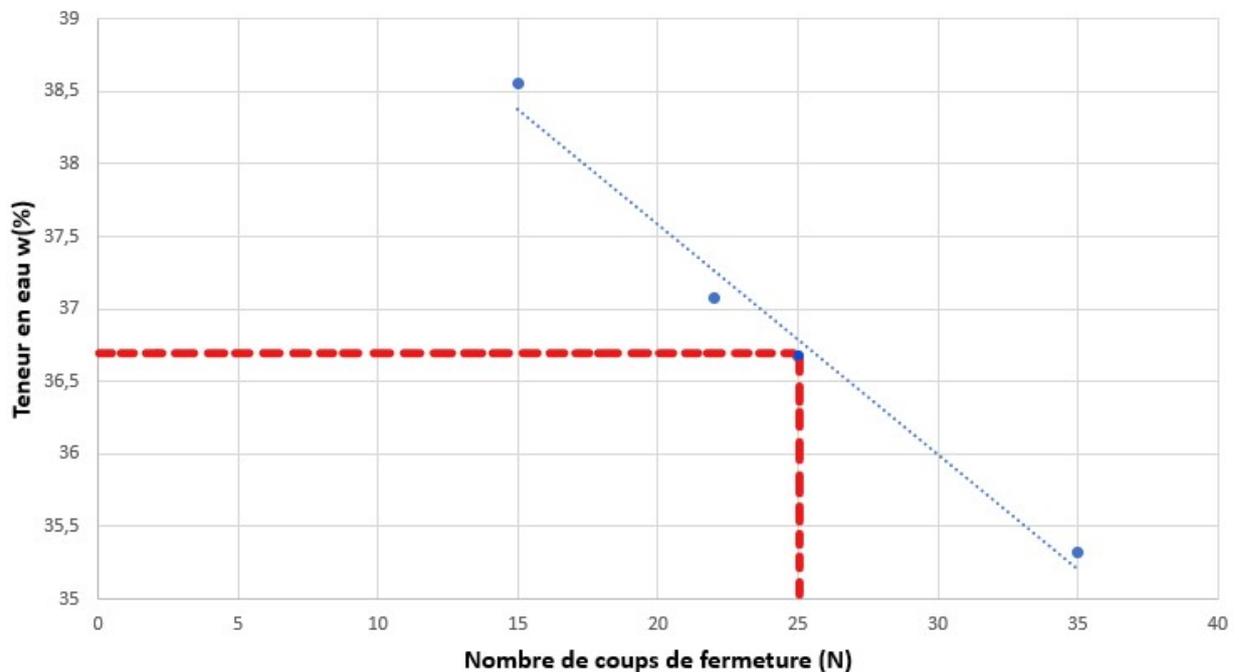


FIGURE 2.5 – Détermination de la limite de liquidité.

D'après la figure (2.5) on détermine $w_l=36,68\%$.

b. Limite de plasticité w_p

La limite de plasticité est la teneur en eau conventionnelle d'un rouleau de sol pour se fissurer au moment où son diamètre atteint 3mm. L'essai est confectionné manuellement en utilisant la méthode du rouleau.

L'essai a permis d'obtenir un résultat de $w_p=18,3\%$.

On peut aussi définir l'indice de consistance (I_c) qui est l'indicateur permettant d'évaluer la consistance d'un sol en fonction de sa teneur en eau naturelle. Il est défini par la relation suivante :

$$I_c = \frac{w_l - w}{I_p} \quad (2.5)$$

avec :

w_l : Limite de liquidité,
 w : Teneur en eau initiale,
 I_p : Indice de plasticité,
 I_c : Indice de consistance.

Le tableau(2.4) ci-dessous représente la classification du sol en fonction de son indice de consistance :

Ic(%)	Etat de consistance
<0	Liquide
0-25	Très molle
25-50	Molle
50-75	Ferme
75-100	Très ferme
>100	Dure

TABLE 2.4 – Classification sol suivant son indice de consistance.



FIGURE 2.6 – Détermination de la limite de plasticité.

c. Indice de plasticité (I_p)

C'est la différence numérique entre la limite de liquidité w_l et la limite de plasticité w_p (figure 2.7) :

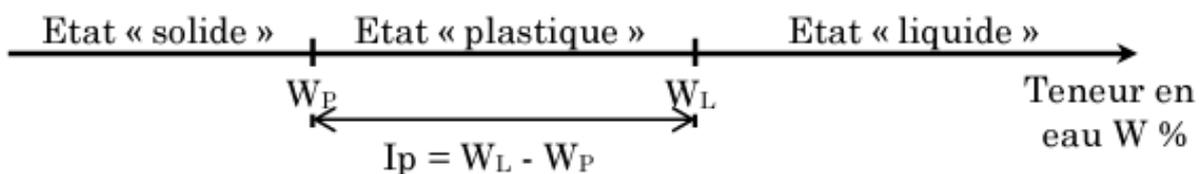


FIGURE 2.7 – Limites d'Atterberg et indice de plasticité.

$$I_P = w_l - w_p = 18,38$$

Le tableau (2.5), présente une classification des sols en fonction de la valeur de leur indice de plasticité :

Indice de plasticité (I_p)	Etat du Sol
$0 < I_p < 5$	Sol non plastique
$5 < I_p < 30$	Sol peu plastique
$30 < I_p < 50$	Sol plastique
$50 < I_p < 100$	Sol très plastique

TABLE 2.5 – Degré de plasticité des sols.

Les résultats obtenus permettront de classer le sédiment en utilisant le diagramme de plasticité casagrande (figure2.8) :

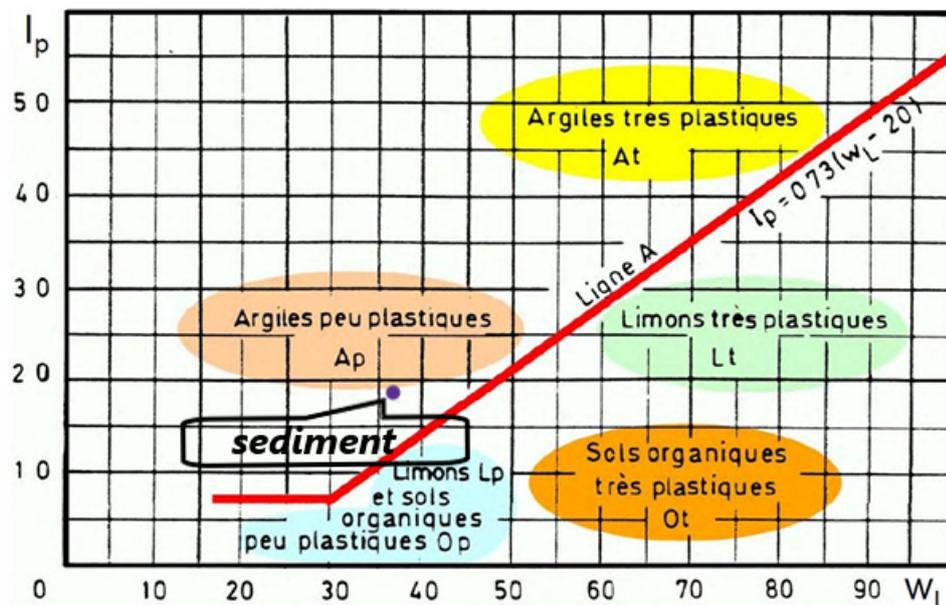


FIGURE 2.8 – Abaque de plasticité de Casagrande(simplifiée).

2.3.2 Perméabilité (NF X30-441)

La perméabilité est la propriété physique qui exprime la capacité d'un sol à se laisser traverser par un fluide, elle dépend de deux facteurs principaux : la porosité et la texture du sol.

La mesure de la perméabilité dans le laboratoire se fait à l'aide de deux types d'appareils, appelés perméamètres, qui permettent de faire des essais soit à charge constante ou à charge variable, tout dépend de la nature de sol, lorsque les sols présentent une faible perméabilité l'essai à charge constante serait trop long, dans tels cas, on opte pour l'utilisation du perméamètre à charge variable. Le coefficient de proportionnalité k est appelé la perméabilité, sa dimension est celle d'une vitesse. Plus un sol est perméable plus la valeur de k sera élevée [36].



FIGURE 2.9 – Appareils de perméamètres.

L'équipement de l'essai de perméabilité :



FIGURE 2.10 – Vue générale de l'équipement de perméabilité.

a. Perméabilité à charge variable

L'échantillon de sol déjà compacté dans les conditions de l'essai proctor normal est placé dans un moule cylindrique entre deux pierres poreuses et du papier filtre, la partie inférieure du moule est reliée à un réservoir d'eau et à un tube gradué vertical de 1 m de hauteur et de section "a", commençant d'abord par saturé l'échantillon, ce qui peut prendre quelques minutes pour les sables à plusieurs jours pour les argiles. On mesure le temps "t" nécessaire pour que le niveau d'eau dans le tube gradué descende d'un niveau initial "h₀" proche du haut du tube, à un niveau final "h₁" plus bas ;

on a :

$$K = \frac{L}{t} \times \frac{a}{A} \times \ln\left(\frac{h_0}{h_1}\right) \quad (2.6)$$

Avec :

K : coefficient de perméabilité (m/s),

h₀ : niveau initial de l'eau dans le tube,

h_1 : niveau final de l'eau dans le tube,
 t : temps pour passer de h_0 à h_1 ,
 a : section du tube plézométrique,
 A : la section droite de l'échantillon,
 L : hauteur entre les orifices d'entrée et de sortie du perméamètre.

b. Perméabilité à charge constante

La mesure consiste à relier le débit 'v' traversant un échantillon cylindrique de sol saturé (écoulement uniforme) à la charge h sous laquelle se produit l'écoulement une fois le niveau d'eau dans le tube se stabilise on aura :

$$K = \frac{v}{t} \times \frac{L}{h_0} \times \frac{1}{A} \quad (2.7)$$

Avec :

v : volume d'eau ayant traversé l'échantillon pendant le temps t.

Le coefficient de permeabilite du sédiment étudié est : $K=4,635.10^{-6}$ cm/s.

Le tableau (2.6) ci-après donne les intervalles de valeurs correspondant aux perméabilités de différents types de sol :

Nature de sol	Coefficient de perméabilité (cm/s)	Perméabilité
Gravier	$10^{-3} < K < 1$	Très élevée
Sable	$10^{-5} < K < 10^{-3}$	Assez élevée
Limon et sable argileux	$10^{-9} < K < 10^{-5}$	Faible
Argile	$10^{-13} < K < 10^{-9}$	Pratiquement im perméable

TABLE 2.6 – Échelle approximative des valeurs du coefficient de perméabilité k suivant la nature des sols (Jacques Lérau).

2.3.3 Caractérisation mécanique

2.3.3.1 Proctor Normal selon la norme (NF P 94-093)

L'essai proctor normal est une technique essentielle en génie civil, il permet de définir la quantité d'eau idéal pour déterminer les caractéristiques de compactage d'un sol qui sont la teneur en eau optimal W_{opt} et la masse volumique sèche maximale $\gamma_{d_{max}}$ d'un sol.

Le principe de cet essai consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter, pour chacune des teneurs en eau, selon un procédé et une énergie conventionnels.

Pour chacune des valeurs de la teneur en eau considérées [28].



FIGURE 2.11 – Vue générale de l'équipement de l'essai Proctor Normal.

Les résultats de l'essai Proctor Normal sont illustrés dans la figure(2.12) :

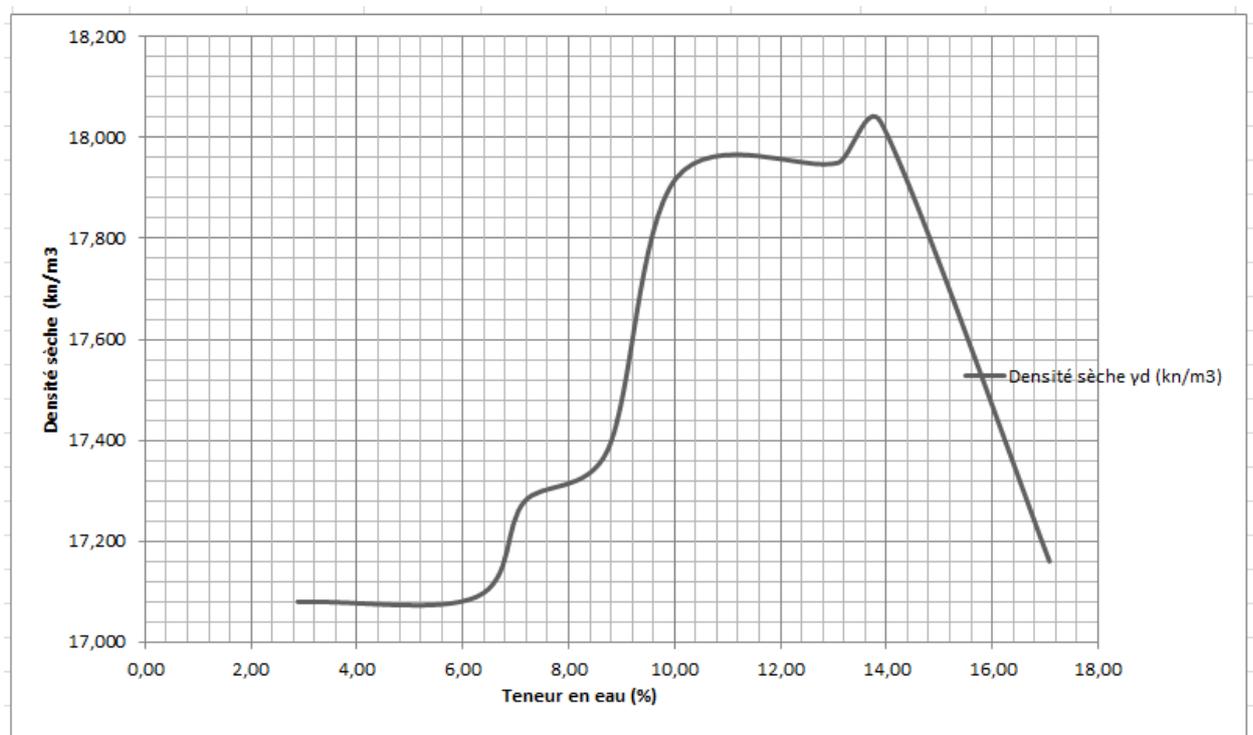


FIGURE 2.12 – Courbe d'essai proctor normal.

D'après la courbe (figure2.12) on détermine :

La teneur en eau optimale $w_{opt}=13.9\%$.

La masse volumique sèche maximale correspondante $\gamma_d=18.03 \text{ kn}/m^3$.

2.3.3.2 Essai de cisaillement rectiligne à la boîte

L'étude de la résistance au cisaillement d'un sol représente un défi complexe en mécanique des sols, car elle dépend de type de sol rencontré.

a. Principe

Les caractéristique de résistance au cisaillement d'un sol (la cohésion 'C' et l'angle de frottement ' ϕ ') peuvent être déterminée à partir d'un essai de cisaillement à la boîte de "casagrande" selon la norme française (NF P 94-071-1) [23].

b. Mode opératoire

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une boîte de cisaillement constituée de deux demi boîtes indépendantes ; le plan de séparation des deux demi boîtes constitue d'un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette, en appliquant sur la face supérieure de l'éprouvette un effort vertical «N» maintenu constant pendant toute la durée de l'essai, produire après la consolidation de l'échantillon sous l'effort (N) un cisaillement dans l'éprouvette selon le plan horizontal de glissement des deux demi boîte l'une par rapport à l'autre en leur imposant un déplacement relatif ΔL à une vitesse constante, afin de mesurer l'effort horizontal de cisaillement «T» correspondant.

— La figure (2.13) présente l'appareil de cisaillement :

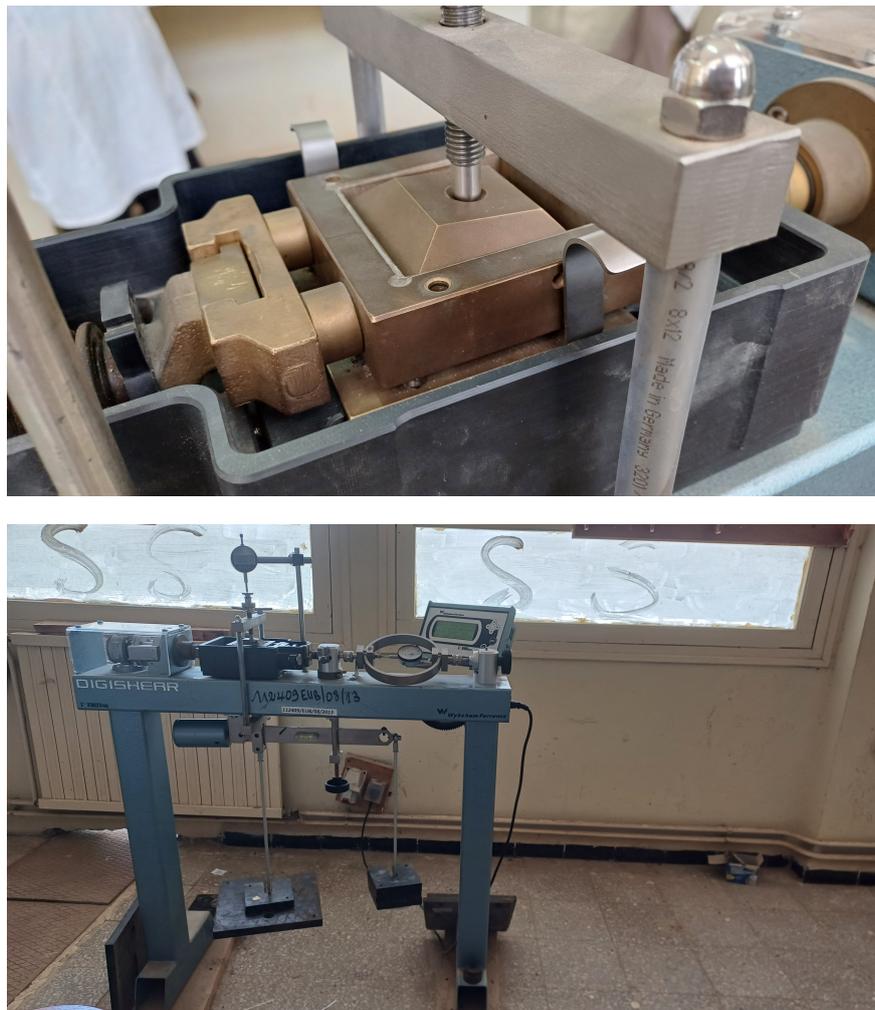


FIGURE 2.13 – L'appareil de cisaillement utilisé.

— La figure (2.14) présente les différents éléments de la boîte de cisaillement :

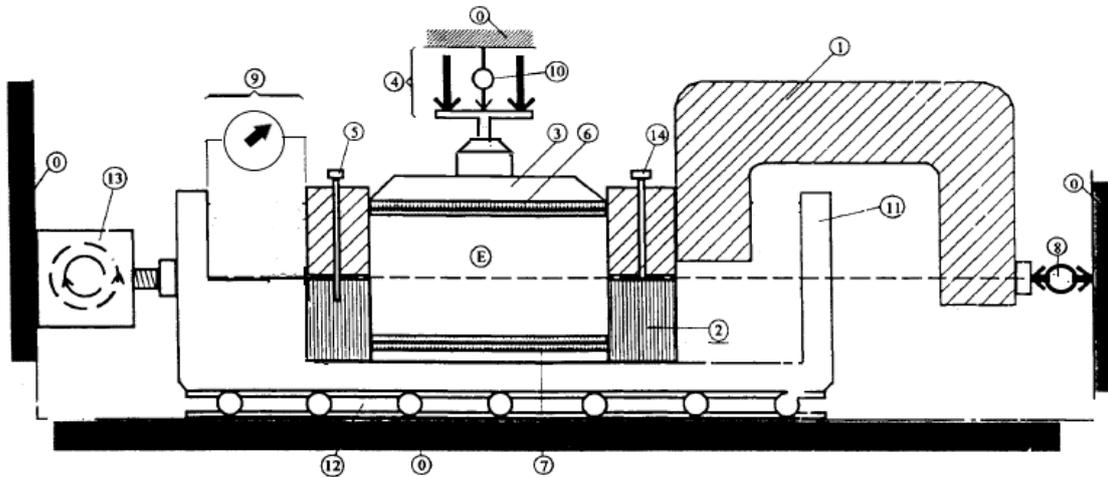


FIGURE 2.14 – Différents éléments de la boîte de cisaillement.

- | | |
|--|--|
| 0- Bati. | 8- Dispositif de mesure de l'effort horizontal(T). |
| 1- Demi boîte supérieur. | 9- Dispositif de mesure du déplacement horizontal. |
| 2- Demi boîte inférieur. | 10- Dispositif de mesure du déplacement vertical. |
| 3- Piston rigide. | 11- Châssis étanche. |
| 4- Dispositif d'application de l'effort vertical "N" centré sur le piston. | 12- Glissière sans frottement. |
| 5- Solidarisation des demi boîtes. | 13- système de déplacement à vitesse constante. |
| 6- Plaque drainante supérieur. | 14- vis de soulèvement de la demi-boîte. |
| 7- Plaque drainante inférieure. | E- éprouvette de sol. |

b.1. Préparation de l'essai

L'essai de cisaillement d'au moins trois éprouvettes de même dimension, préparées dans les mêmes conditions, cisailées à la même vitesse mais soumises à des efforts verticaux différents.

- Choix de l'effort vertical à appliqué

Nous avons effectué trois essais sur l'échantillon sec, pour les valeurs de contraintes normales suivantes :

- Essai n°1 : 0.5 bars.
- Essai n°2 : 1 bars.
- Essai n°3 : 2 bars.

- La vitesse

La vitesse de cisaillement est conditionnée par le type d'essai que l'on veut réaliser et la nature du sol. Pour cet essai on a définie une vitesse de 1 mm/min.

b.2. Déroulement de l'essai

L'échantillon ayant été mis en place dans la boîte de cisaillement à sec en deux couches compactées manuellement à l'aide d'un outil (10 coups par couche).

Une fois la boîte de cisaillement est placé sur la machine, on passe aux étapes suivantes pour effectué les testes de cisaillement :

Une force verticale (N) est exercée sur la surface supérieure de l'échantillon, générant par le poids placé sur la plaque .

En réglant tous les comparateurs (le déplacement horizontal et le déplacement vertical) à 0. Réglage de la vitesse de la machine (1 mm/min).

On lance la machine, puis on prend les lectures sur les comparateurs, à des intervalles du temps de 15 secondes.

Ainsi, cet essai prend fin après 4 à 5 lectures en diminution ou lorsque la déformation horizontale atteint son maximum de 1 cm.

À la fin de l'essai, les données recueillies à partir des divers comparateurs sont transformées en unités de mesure.

c. Les résultats

Les résultats sont présentés sous forme de courbes figure (2.15) :

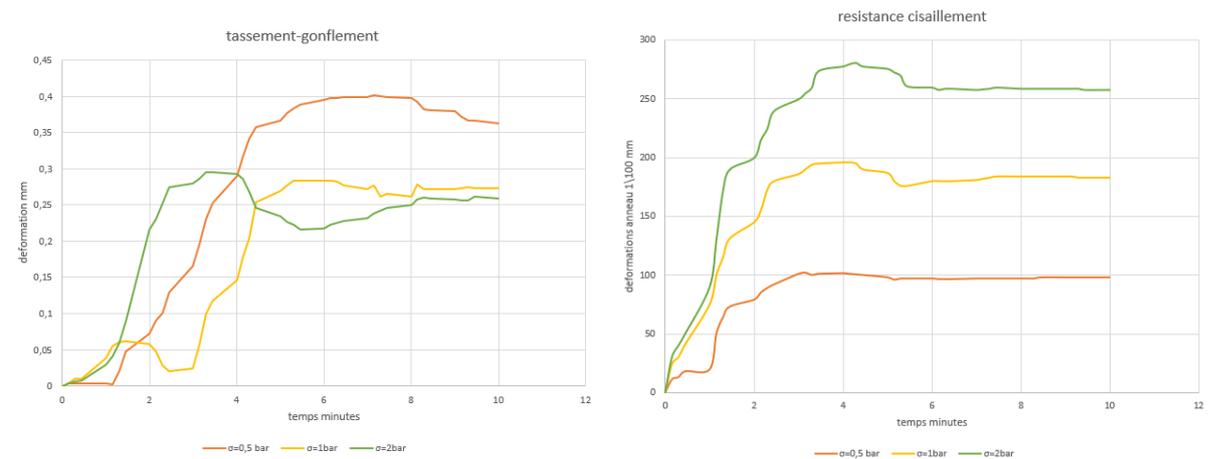


FIGURE 2.15 – Les résultats d'essai cisaillement

— La courbe contraintes-déformations figure(2.16) :

On trace pour chaque contrainte normale la courbe $\tau = f(\epsilon)$:

Avec :

τ : La contrainte de cisaillement à l'instant t, où :

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

Avec :

F : La force appliquée,

A' : La surface cisailée, où :

$$A' = l \times (l - \Delta l)$$

$$\Delta l = v \times t$$

Avec :
 l : Longueur de l'éprouvette,
 v : Vitesse de cisaillement,
 ϵ : la déformation horizontale de l'échantillon à l'instant t , où :
 $\epsilon = \frac{\Delta l}{l}$

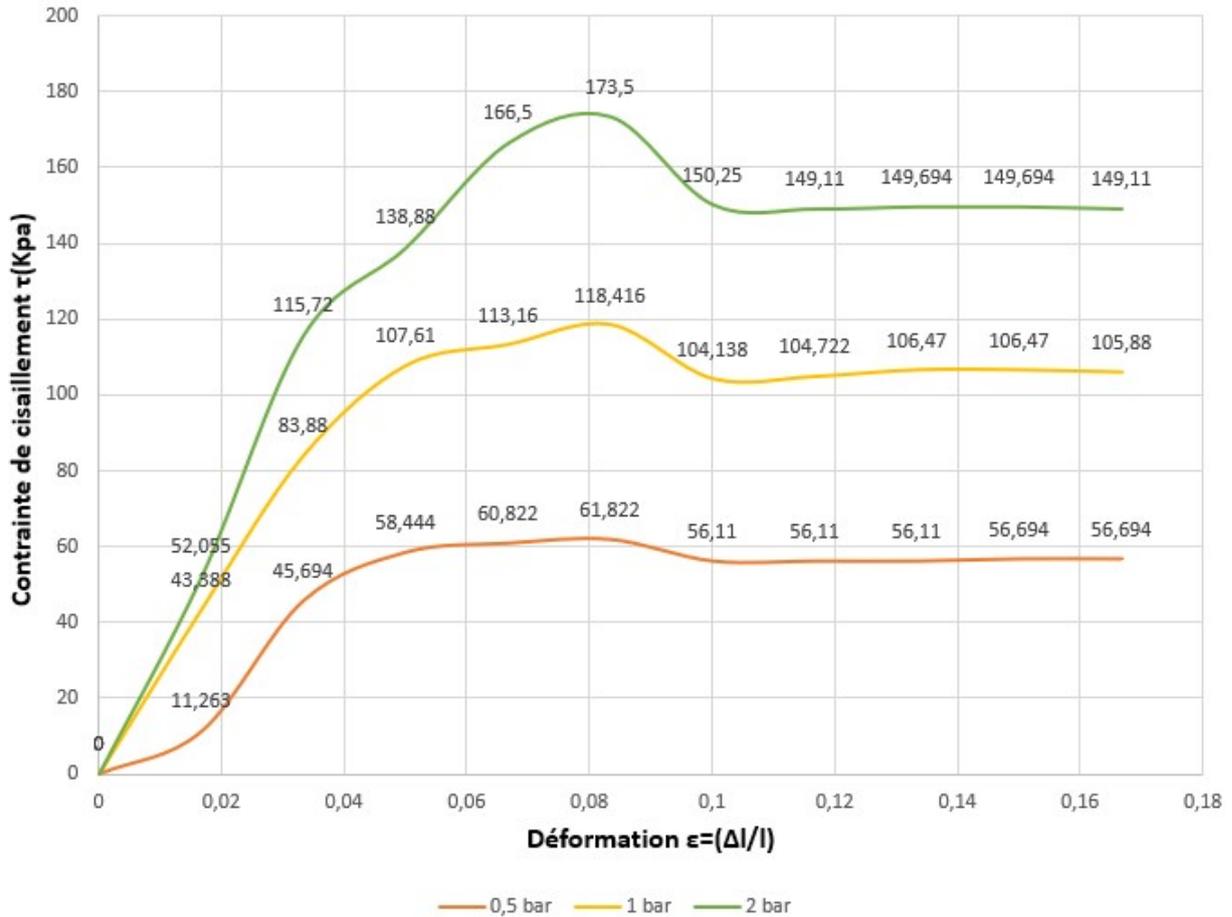


FIGURE 2.16 – Courbes contraintes-déformation du sol.

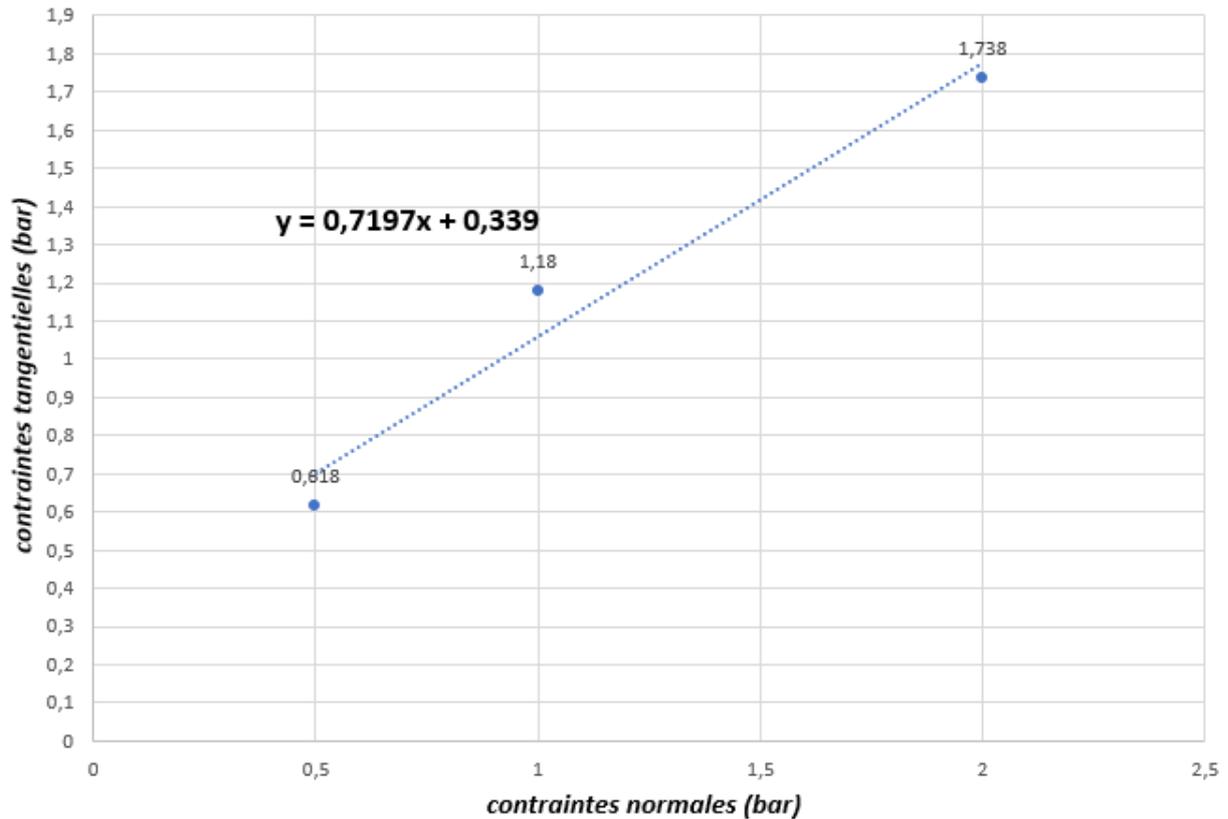
— La droite intrinsèque $\tau=f(\sigma)$ figure (2.17) :

l'angle que fait cette droite avec l'axe des abscisses est appelé "l'angle de frottement" et l'ordonnée à l'origine de cette droite est appelé "la cohésion".

L'équation de cette droite est donc :

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

Elle exprime la loi de Coulomb.

FIGURE 2.17 – La droite intrinsèque $\tau=f(\sigma)$.

A partir de la courbe (figure2.17) on peut déterminer la cohésion "C" et l'angle de frottement " ϕ " :

$$\phi=35,7^\circ$$

$$C=0.339 \text{ bar}$$

2.3.3.3 Essai de CBR (California Bearing Ratio)

a. Principe

L'essai vise à déterminer expérimentalement les indices portant et immédiat (IPI, CBR), on mesurant les forces appliquer sur un poinçon cylindrique pour le faire pénétrer à vitesse constante dans une éprouvette de matériau compacté dans un moule CBR. Trois indices principaux peuvent être déterminés : l'indice Portant Immédiat (IPI), l'indice CBR Immédiat, et l'indice CBR après immersion, chacun caractérise des différents aspects de la portance du sol [26].

b. Matériel nécessaire

1. Moule CBR ;
2. Dame proctor modifié ;
3. Règle à araser ;
4. Éprouvette graduée ;
5. Balance ;

6. Poinçonneuse CBR (piston de section $19,3 \text{ cm}^2$, vitesse d'enfoncement $1,27 \text{ mm/min}$, force maximale 50 kn)
7. Capture de déplacement et support associé ;
8. Disque de surcharge ($2,3 \text{ kg}$) ;
9. Disque de papier filtre (en fond 2 disque) ;
10. Disque de gonflement ;



FIGURE 2.18 – Accessoires CBR

c. Mode opératoire

Les essais de CBR (IPI, CBR immédiat, CBR immersion), sont réalisés au laboratoire selon la norme française (NF P 94-078).

— Préparation des éprouvettes

Préparation de $5,5 \text{ kg}$ de matériau dans le cas où l'on recherche un CBR immédiat ou un IPI, et 7 kg dans le cas où l'on recherche un CBR par immersion.

Le compactage doit être fait dans les conditions de l'essai proctor modifié avec w_{opt} suivant le processus de l'essai (moule CBR, dame lourde, 5 couches, 55 coups par couche), dans le cas où le matériau utilisé est destiné à devenir un composant d'une assise de la chaussée.

Après avoir compacté et arasé le matériau, on retourne le moule pour le fixer sur la plaque de base d'extrémité qui était en haut, en plaçant une feuille de papier filtre.

On retire la plaque de base et le disque d'espacement ensuite, on pèse l'ensemble (moule + plaque de base + contenu) avec une précision d'un gramme.

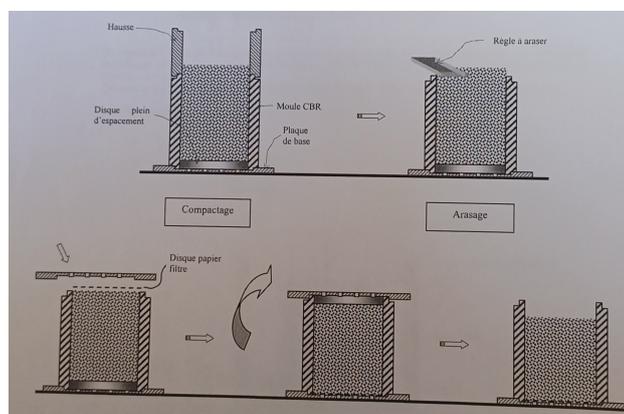


FIGURE 2.19 – Confection de l'éprouvette pour l'essai CBR.

— Exécution du poinçonnement

Après avoir placé l'ensemble sur la presse en position centrée, bien axé sur le piston de poinçonnement, les charges annulaires sont remises en place (leur trou central laisse le passage au piston de poinçonnement), on amène la tige au contact avec la surface du sol et quand l'aiguille dynamométrique de la presse commence à bouger, on arrête le mouvement et on met le comparateur à zéro, puis la presse est actionnée à une vitesse constante d'enfoncement égale à 1.27 mm/min le mouvement étant réglé, soit de manière automatique, soit en suivant le cadence-mètre de la machine.



FIGURE 2.20 – Opération de poinçonnement.

On effectue simultanément les mesures de l'enfoncement et de la force exercée et on note (sans arrêter le poinçonnement) les forces qui correspondent aux enfoncements.



FIGURE 2.21 – Résultat de poinçonnement.

— Exploitation des résultats

Les trois essais sont réalisés à la teneur en eau de l'optimum Proctor $w_{opt} = 13,9\%$.

On utilise les deux formules suivantes :

$$\frac{\text{Effort de pntiation } 2,5(kn)}{13,35} \times 100$$

$$\frac{\text{Effort de pntiation } 5(kn)}{19,93} \times 100$$

remarque : Pour notre essai CBR, nous corrigeons les décalages de zéro en soustrayant le décalage initial de toutes les lectures afin d’assurer des résultats précis et fiables.

• **L’essai CBR immédiat**

Les résultats sont reportés dans le tableau (2.7) :

Enfoncement (mm)	1,25	2	2,5	5	7,5	10
Lectures	4	7,5	10,5	25	39	49,5
force(kn)	0,0925	0,1736	0,2430	0,5787	0,9027	1,1458
force corrigée (kn)	0,225	0,3	0,39	0,75	1,03	1,29

TABLE 2.7 – Résultats d’essai de l’indice CBR immédiat.

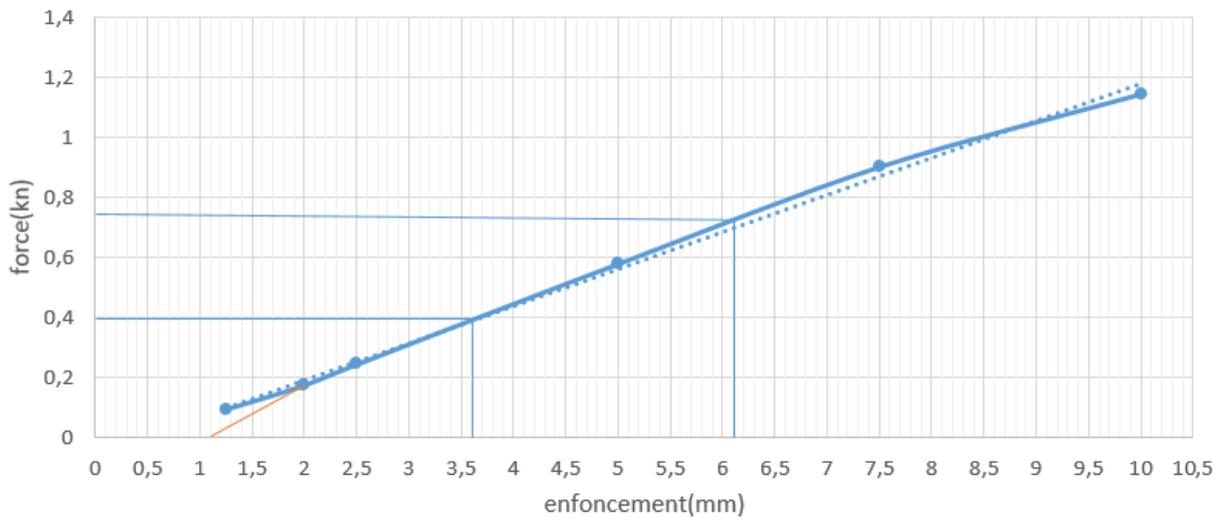


FIGURE 2.22 – Courbe effort-pénétration (immédiat).

D’après la courbe (figure2.22) on détermine l’indice CBR :

à 2,5 mm , $I_{CBR} = \frac{0,39}{13,35} \times 100 = 2,92\%$

à 5 mm , $I_{CBR} = \frac{0,75}{19,93} \times 100 = 3,76\%$

On prend la valeur maximale entre les deux alors :

$I_{CBR} = 3,76\%$.

Classes de portance	CBR[%]
S0 portance très faible	CBR < 3
S1 portance faible	3 < CBR < 6
S2 portance moyenne	6 < CBR < 12
S3 portance élevée	12 < CBR < 25
S4 portance très élevée	25 < CBR

TABLE 2.8 – Classe de portance d’un sol.

D’après le tableau (2.8), on peut conclure que on est en présence d’un sol de type S1 à faible portance.

- **L'essai IPI**

Les résultats sont reportés dans le tableau (2.9) :

Enfoncement (mm)	1,25	2	2,5	5	7,5	10
Lectures	1	2,5	3,9	12	21	31
force(kn)	0,0231	0,0578	0,0903	0,2777	0,4861	0,7175
force corrigée (kn)	0,092	0,127	0,16	0,365	0,555	0,78

TABLE 2.9 – Résultats d'essai de l'indice portant immédiat.

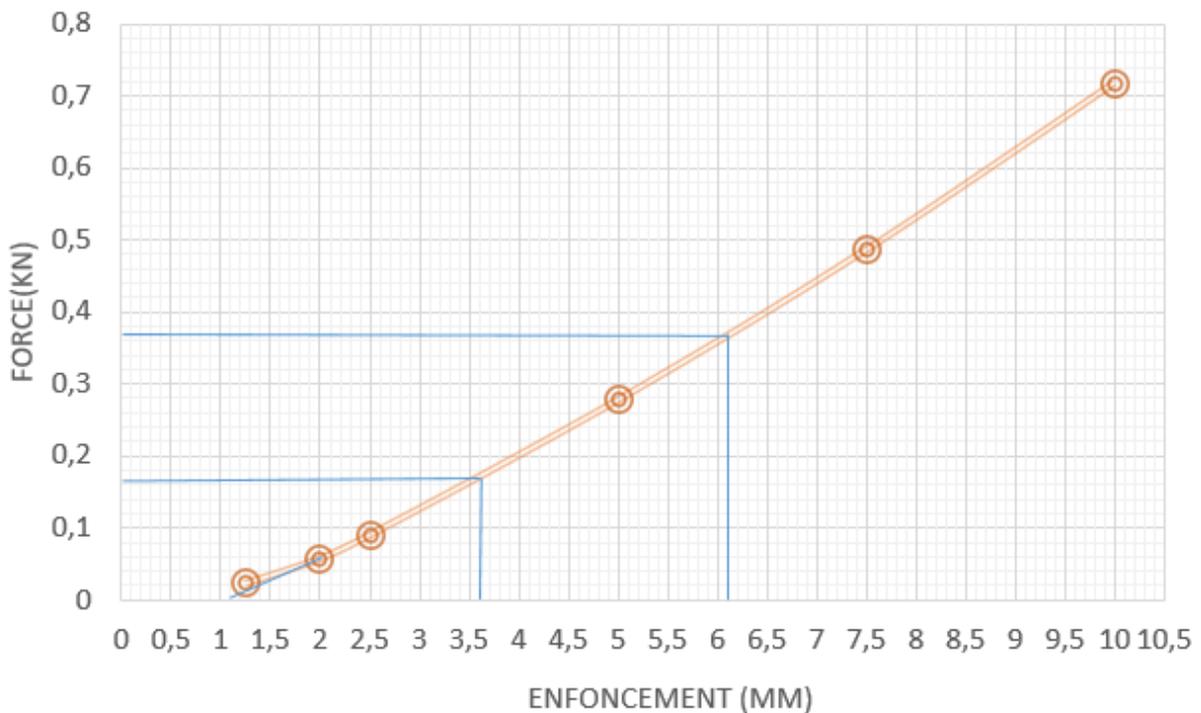


FIGURE 2.23 – Courbe effort-pénétration (IPI).

D'après la courbe (figure2.23) on détermine :

$$\text{à } 2,5 \text{ mm IPI} = \frac{0,16}{13,35} \times 100 = 1,198\%$$

$$\text{à } 5 \text{ mm IPI} = \frac{0,365}{19,93} \times 100 = 1,83\%$$

On prend la valeur maximale entre les deux :

$$IPI = 1,83\%.$$

- **L'essai CBR après immersion**

Le but de cette opération est de placer le sol dans les plus mauvaises conditions hygrométrique qu'il est susceptible de rencontrer dans la pratique, en imbibant l'échantillon pendant 4 jours.

L'opération d'imbibition de l'échantillon se réalise de la façon suivante :

on place successivement un disque de papier filtre, un disque perforé de mesure du gonflement et une charge constituée des disque annulaires de 2,3 kg, représentant l'équivalent de la

contrainte imposée par la chaussée sur la plate-forme, on met le tout dans un bac rempli d'eau, la plaque de base étant un peu écartée du fond pour permettre le passage de l'eau. Un comparateur tenu par un trépied placé sur le moule mesurera les variations de hauteur de l'échantillon. On remplit d'eau et on note la lecture de mesure donnée par le comparateur au début de l'essai.



FIGURE 2.24 – Imbibition et mesure au comparateur du gonflement.

La valeur de gonflement mesuré est égale à zéro ($\Delta h=0$ mm).

Pour le gonflement linier relatif $G=0$, donc pas de gonflement.

Après égouttage, on exécute le poinçonnement, les résultats sont reportés dans le tableau (2.10) :

Enfoncement (mm)	1,25	2	2,5	5	7,5	10
Lectures	2,5	4,9	6,5	20	40	65
Force(kn)	0,0578	0,1134	0,1504	0,4629	0,9259	1,5046
force corrigée (kn)	0,187	0,24	0,28	0,66	1,055	1,634

TABLE 2.10 – Résultats d'essai de l'indice CBR après immersion.

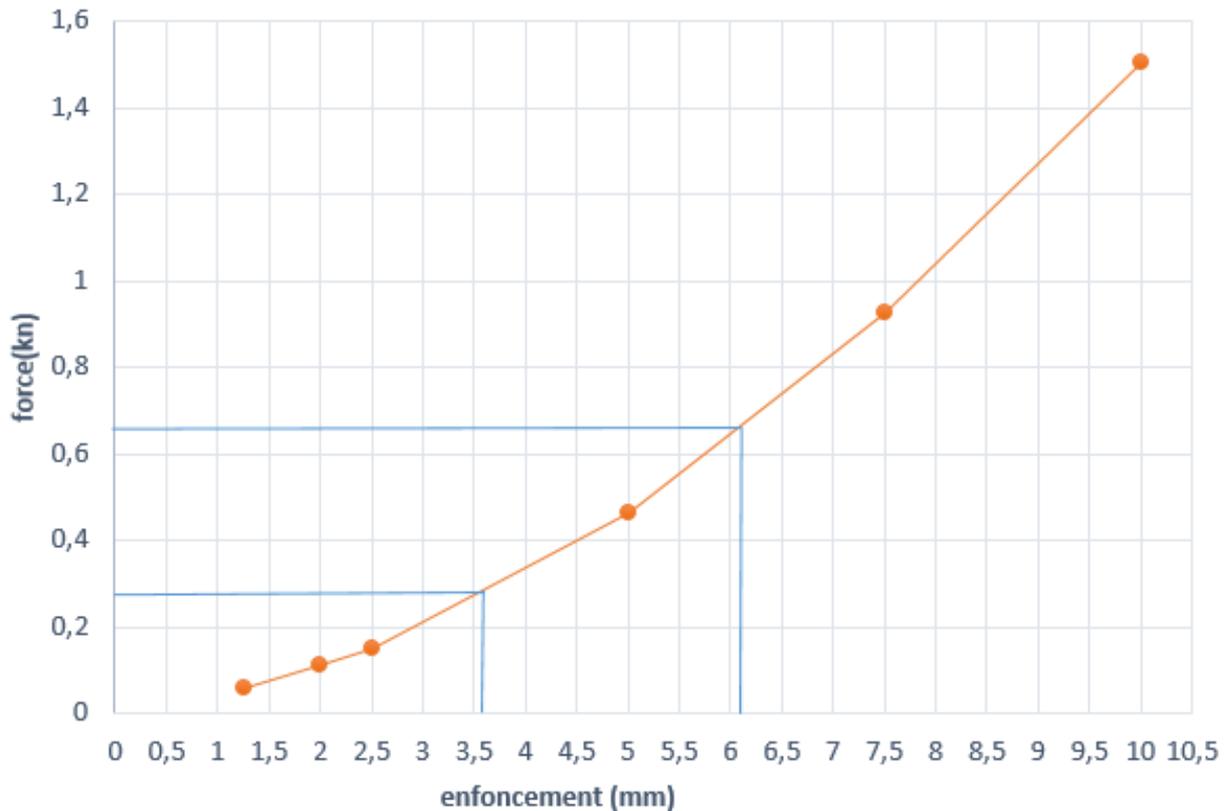


FIGURE 2.25 – Courbe effort-pénétration (immerge).

D'après la courbe (figure 2.25) on détermine :

$$\text{à } 2,5 \text{ mm } I_{CBR_{immer}} = \frac{0,28}{13,35} \times 100 = 2,09\%$$

$$\text{à } 5 \text{ mm } I_{CBR_{immer}} = \frac{0,66}{19,93} \times 100 = 3,31\%$$

On prend la valeur maximale entre les deux :

$$I_{CBR_{immer}} = 3,31\%.$$

2.3.3.4 Essai oedométrique

a. principe

Cet essai a pour objet d'étudier la consolidation d'une éprouvette de sol saturée intact ou remanié, soumise à des charges verticales, drainée en haut et en bas et maintenues latéralement par une paroi rigide, selon la norme (XF P 94-090-1). Les variations de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge [29].

b. Appareillage

- Un moule oedométrique métallique rigide de section cylindrique.
- Des jeux de masses variant de 1 kg à 10 kg.
- Deux pierres poreuses.
- Une étuve.
- Un chronomètre.
- Bâti de chargement, il doit appliquer les charges suivant l'axe du piston.
- Un comparateur.
- Une balance électrique.
- Un niveau à bulle.
- Du papier filtre.



FIGURE 2.26 – Vue générale de l'appareil œdométrique avec ses accessoires.

c. Préparation de l'échantillon

- Dresser les faces supérieure et inférieure de la carotte planes et parallèles ;
- A l'aide de la trousse coupante ramener la carotte de sol aux mêmes dimensions que l'éprouvette d'essai ;
- Huiler légèrement l'intérieur de trousse coupante ;
- Araser les deux faces, supérieur et inférieur, de la trousse coupante.

d. Réalisation de l'essai

- Placer la cellule sur son plateau ;
- Serrer les trois vis de fixation ;
- Mettre le levier à niveau puis placer le comparateur et régler le à zéro ;
- Remplir le réservoir avec de l'eau pour la saturation et l'observation de la variation de hauteur de l'éprouvette commence a partir de ce moment ;
- Après stabilisation, faire une lecture du comparateur et en déduire la hauteur initiale de l'échantillon saturé ;
- Réinitialiser le comparateur, l'échantillon est alors prêt pour l'essai oedométrique.

e. Chargement de l'éprouvette

- Commencent le cycle de chargement en appliquant successivement les charge suivante 0,25bar ; 0,5bar ; 1bar ; 2bar ; 3bar ; (ne jamais retirer le poids précédent, ajouter le complément de poids).
- Les lectures de comparateur s'effectueront au temps suivant : 0,15s, 30s, 1min, 2min, 4min, 8min, 15min, 30min, 1h, 2h, 4h, 8, 24h.
- On augmente progressivement les charges toute les 24h jusqu'à atteindre 3 bar.

- 24 heures après avoir appliqué à l'échantillon la dernière charge de 3 bar, on commence à décharger progressivement et ceci tout les 24h.
- A la fin de l'essai, on enlève l'éprouvette et on le met à l'étuve pour déterminer la teneur en eau de fin d'essai et le poids spécifique sec.

f. Résultats

La courbe de compressibilité figure (2.27) :

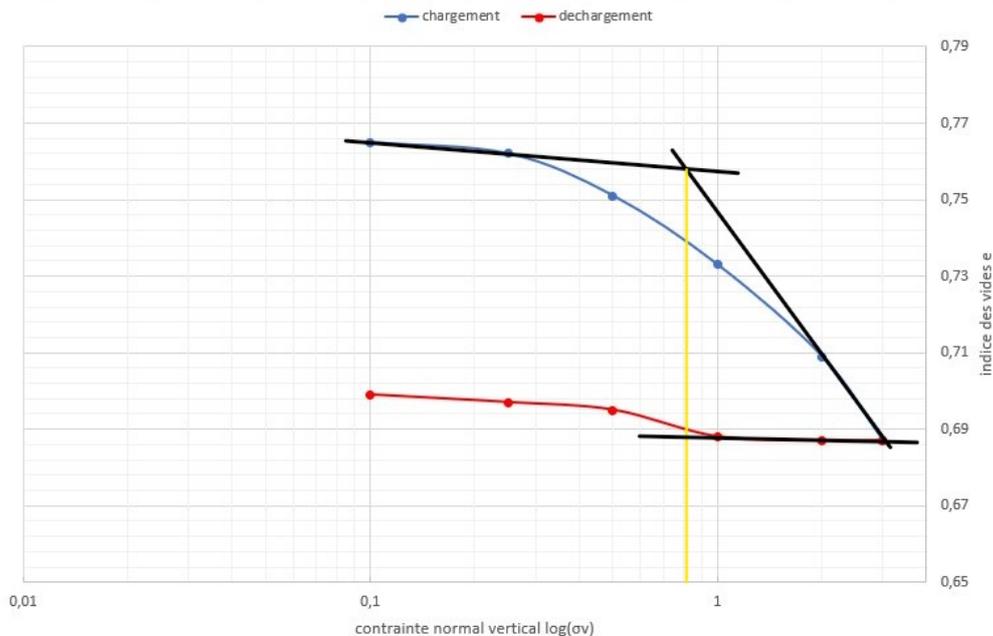


FIGURE 2.27 – La courbe de compressibilité

D'après la courbe (figure 2.27) on détermine :

* **L'indice des vides initiale**

$$e_0 = 0,765$$

* **L'indice des vides final**

$$e_f = 0,699$$

* **La teneur en eau finale**

$$w = \frac{10,2}{48,8} \times 100 = 20,9\%$$

* **L'indice de gonflement**

$$C_s = \left| \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma')} \right| = \left| \frac{0,687 - 0,688}{3 - 1} \right| = 5 \times 10^{-3}$$

* **L'indice de compression**

$$C_c = \left| \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma')} \right| = \left| \frac{0,687 - 0,709}{3 - 2} \right| = 0,022$$

* **Contrainte de préconsolidation**

$$\sigma'_p = 0,81 \text{ bar}$$

* **Le module oedométrique**

$$E_{oed} = \frac{\Delta \sigma}{\frac{\Delta H}{H}} = 6222,004 \text{ Kpa}$$

* **Le module d'élasticité**

$$E = \frac{2}{3}E_{eod} = 4148,002 \text{ Kpa}$$

Les tableaux (2.11) et (2.12) ci-dessous représentent une classification des sols selon l'indice de compressibilité et de gonflement.

C_c	compressibilité
$C_c < 0.020$	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
$0.200 < C_c < 0.30$	Assez fortement compressible
$0.300 < C_c < 0.500$	Très compressible
$C_c > 0.500$	Extrêmement compressible

TABLE 2.11 – Classification du sol selon l'indice de compressibilité.

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

TABLE 2.12 – Classification du sol selon l'indice de gonflement.

La courbe de consolidation figure (2.28) :

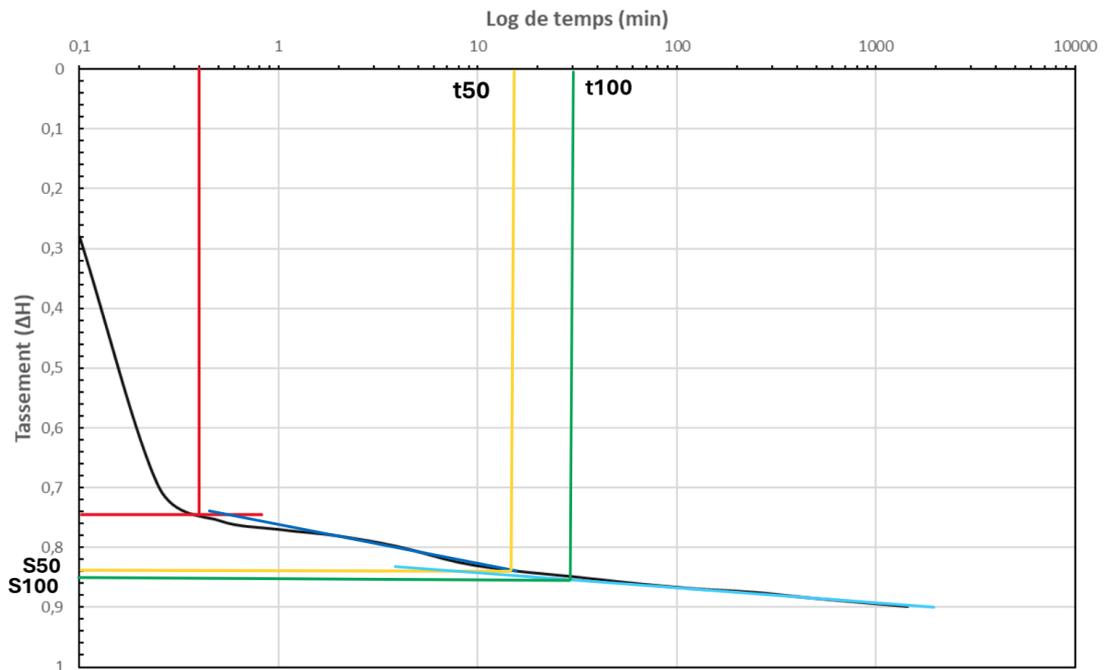


FIGURE 2.28 – La courbe de consolidation

D'après la courbe on détermine :

* **Le coefficient de consolidation**

$$c_v = \frac{T_v \times h^2}{t_{50}} = 2,009.10^{-8} m^2/s$$

Avec :

$$- T_v = 0,197$$

$$- h = \frac{H_i - \Delta H_{t_{50}}}{2} = \frac{20 - 0,84}{2} = 9,58 mm$$

$$- t_{50} = 15 \text{ min}$$

Essai	Résultat	Classification
MO	0,014%	Très faible
Fs	31%	/
VBS	0,167 cm^3/g	Insensible a l'eau
CaCo3	30,6%	Moyennement calcaire
γ_s	2,468g/ cm^3	/
Analyse granulométrique	Cu = 3,42 Cc = 0,99	Sable propre mal gradué
Limites d'atterberg	wl = 36,68% wp = 18,3% Ip = 18,38	Argile peu pllastique
Perméabilité	K = 4,635 10^{-6} cm/s	Faible
Proctor	$W_{opt} = 13,9\%$ $\gamma_d = 18,03 Kn/m^3$	/
Cisaillement	$\phi = 35,7^\circ$ C = 33,9 Kpa	/
CBR	$I_{CBR} = 3,76\%$ $I_{CBR_{immer}} = 3,31\%$ IPI = 1,81%	Faible portance
Odomètre	Cs = 5. 10^{-3} Cc = 0,022 Cv = 2,009. $10^{-8} m^2/s$ $\sigma p' = 0,81$ bar $E_{oed} = 6222$ Kpa E = 4148 Kpa	Faible Très peu compressible

TABLE 2.13 – Récapitulatif des résultats d'essais de caractérisation.

2.4 Conclusion

Selon les informations fournies par l'analyse granulométrique par tamisage, on constate qu'il s'agit d'un sable fin avec une faible proportion de fines. Cependant, les tests de limites d'Atterberg effectués sur la fraction fine du sable révèlent que ces particules sont de nature

argileuse peu plastique, ceci positionne les sédiments dans la catégorie des sols sableux légèrement argileux selon le diagramme triangulaire de classification des sols. Les résultats de l'essai de perméabilité confirment la nature de sol en présentant une faible perméabilité due à la présence de particules argileuses.

D'autre part l'analyse des propriétés mécaniques des sédiments a montrée une teneur en eau optimale adaptée à la nature de matériaux, ainsi qu'une faible capacité portante vis-à-vis des charges verticales, ce qui les classe dans la catégorie S1 de portance faible selon les résultats issues des essais CBR. Cependant les résultats obtenues par l'essai de cisaillement montrent un angle de frottement de $35,7^\circ$ et une cohésion de 33,9 Kpa, cela indique que le matériau présente de bonne caractéristique mécaniques lui permettant une bonne portance à supportée des charges importantes et une déformabilité (tassements) réduite, cette contradiction peut être attribuée au non étalonnage de l'appareille CBR. Aussi les résultats de l'essai oedométrique montrent que le matériau est très peu compressible et non gonflant telle que justifier par son faible indice de compressibilité et son taux de gonflement.

D'après ces résultats une classification du sol suivant le Guide des Terrassements Routiers (GTR, 2000) sera présentée dans le chapitre trois suivant, ainsi qu'une étude numérique et analytique de matériau sous différente configurations, afin de trouve la bonne disposition dans le calcul routier.

CHAPITRE 3

ÉTUDE ANALYTIQUE ET NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT DES SÉDIMENTS DANS LES CORPS DE CHAUSSÉES

3.1 Introduction

Les corps de chaussées forment la base solide des structures routières, garantissant la sécurité et la fluidité du trafic routier, leur stabilité et leur durabilité dépendent en grande partie du comportement des matériaux qui les composent, notamment lorsqu'ils sont soumis aux charges extérieures appliquées par le trafic routier ainsi qu'aux charges intérieures générées par leur propre poids, ce qui nécessite impérativement l'étude analytique et numérique du comportement de ces matériaux pour améliorer la conception et la gestion des infrastructures routières.

Dans ce chapitre, on étudie en détail le comportement du sédiments de dragage, en se concentrant sur la capacité portante et le tassement sous l'effet des charges verticales, dans deux configurations distinctes, on utilisant les méthodes de calcul analytiques et numériques avec le logiciel de modélisation Plaxis 2D.

3.2 Étude analytique

3.2.1 Classification du sol selon le GTR

Le Guide des Terrassements Routiers (GTR), est la norme française qui à pour objet de définir les règles d'utilisation des matériaux dans la construction des remblais et des couches de forme des infrastructures routières. Cette norme s'appuie sur des tests de laboratoire normalisés afin de définir la classe des matériaux et guider leur mise en œuvre. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau (3.1). [15]

Granulométrie	
$D_{max} < 50$ mm	100%
Tamisât à 80 μ m	0,78%
Tamisât à 2 mm	87,67%
Valeur au bleu de méthylène	
VBS	0.167
Friabilité du sable	
Fs	31%
Teneur en eau optimale	
w_{opt}	13,90%
Indice de portance immédiat	
IPI	1,83%

TABLE 3.1 – Paramètres de classification des sédiments selon le GTR .

Les sédiments présentent un diamètre maximal D_{max} inférieur à 50 mm, avec un pourcentage de tamisât à 80 μ m inférieur à 12% et un taux de tamisât à 2mm supérieur à 70%. Un indice VBS de 0,167 et un indice de friabilité de 31%, ce qui les positionnent dans la

classe des sols sableux et graveleux avec fines **B**, plus précisément dans la sous-classe des sables silteux insensibles à l'eau B_{11} figure(3.1).

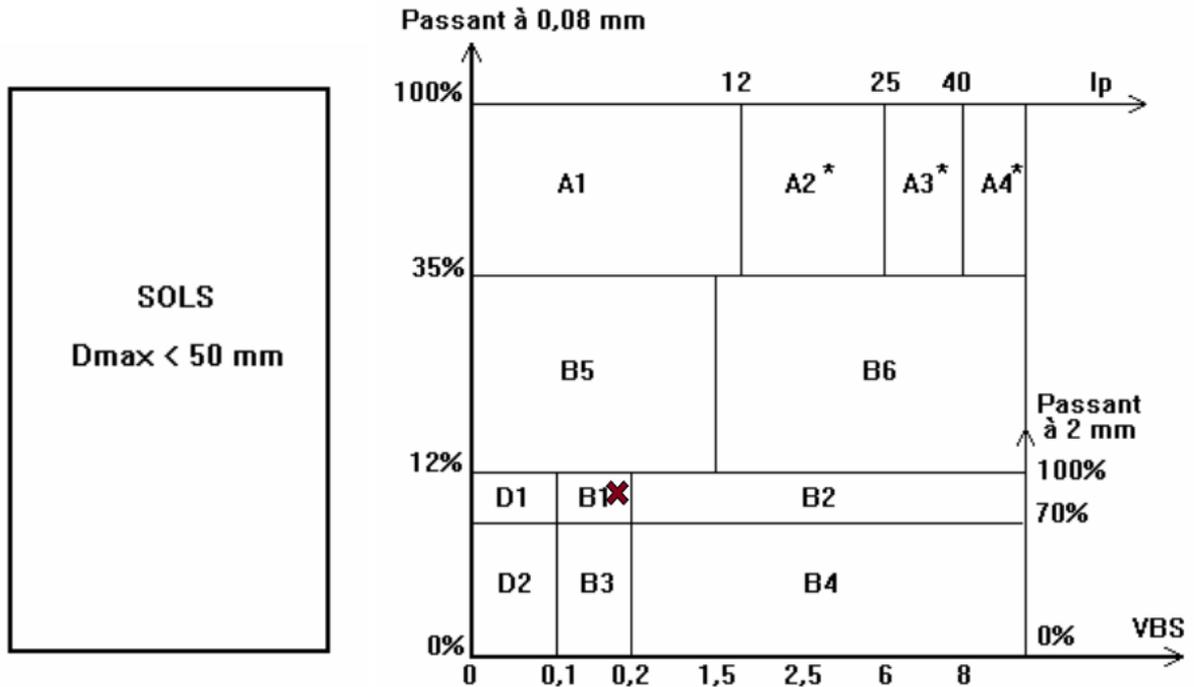


FIGURE 3.1 – La classe du matériau selon le (GTR 2000).

3.2.2 La capacité portante du sol

La capacité portante d'un sol caractérise la charge maximale qu'il peut supporter sans subir de déformations, cette capacité dépend des propriétés géotechniques du sol, y compris sa texture, sa cohésion, son angle de frottement interne et ses conditions de saturation en eau. Une évaluation précise de la capacité portante est essentielle pour assurer la stabilité et la sécurité des ouvrages construits sur le sol. [17]

3.2.2.1 La contrainte admissible (portance)

Elle est donnée par l'expression ci après :

$$q_{adm} = q_0 + \frac{q_u - q_0}{F_s} \quad (3.1)$$

Avec :

q_u : La contrainte ultime

q_0 : Le poids des terres au-dessus des fondations $q_0 = \gamma \times D$.

D : Profondeur d'ancrage.

F_s : Facteur de sécurité par défaut de portance

$F_s \geq 3$: à l'ELS

$F_s = 2$: à l'ELU et à l'ELA

3.2.2.2 La contrainte ultime

La contrainte ultime, notée (q_u), est la charge maximale qu'un matériau peut supporter avant sa rupture. Elle se calcule à l'aide de la formule :

$$q_u = \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma S_\gamma + q_0 N_q S_q + CN_c S_c \quad (3.2)$$

Avec :

N_γ, N_q, N_c : Sont des facteurs de portance, ils dépendent de l'angle de frottement du sol.

pour $\phi=0$:

$$N_q=1$$

$$N_\gamma=0$$

$$N_c=5,14$$

pour $\phi \neq 0$:

$$N_q = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) e^{\pi \tan \phi'}$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi'$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi'}$$

S_c, S_q, S_γ : sont des facteurs de forme.

$$S_c = 1 + \left(0,2 \times \frac{B}{L}\right)$$

$$S_q = 1 + \left(0,1 \times \frac{B}{L}\right)$$

$$S_\gamma = 0,6 \times \left(1 + 0,1 \times \frac{B}{L}\right)$$

$$\phi' = \left(\frac{2}{3} \times \phi\right)$$

3.2.2.3 Évaluation de la capacité portante du sol à partir des essais de laboratoire

La capacité portante du sol est évaluée à partir des essais de laboratoire en utilisant les formules (3.1) et (3.2).

Pour une fondation de $1m^2$ et un sol non saturé on a :

$$\gamma = 20,54Kn/m^3$$

$$\phi' = 23,8$$

$$N_\gamma = 15,9$$

$$N_q = 9,4$$

$$N_c = 19,04$$

$$S_q = 1,1$$

$$S_\gamma = 0,66$$

$$S_c = 1,2$$

$$q_0 = 0,5 \times 20,54 = 10,27Kpa$$

$$q_u = \frac{1}{2}(20,54 \times 1 \times 15,9 \times 0,66) + (10,27 \times 9,4 \times 1,1) + (33,9 \times 19,045 \times 1,2) = 988,715Kpa$$

$$q_{adm}^{ELS} = 10,27 + \frac{988,7-10,27}{3} = 336,41 Kpa$$

$$q_{adm}^{ELU} = 10,27 + \frac{988,7-10,27}{2} = 499,48 Kpa$$

- La charge transmise à la couche de sédiment

— Cas de couche de base :

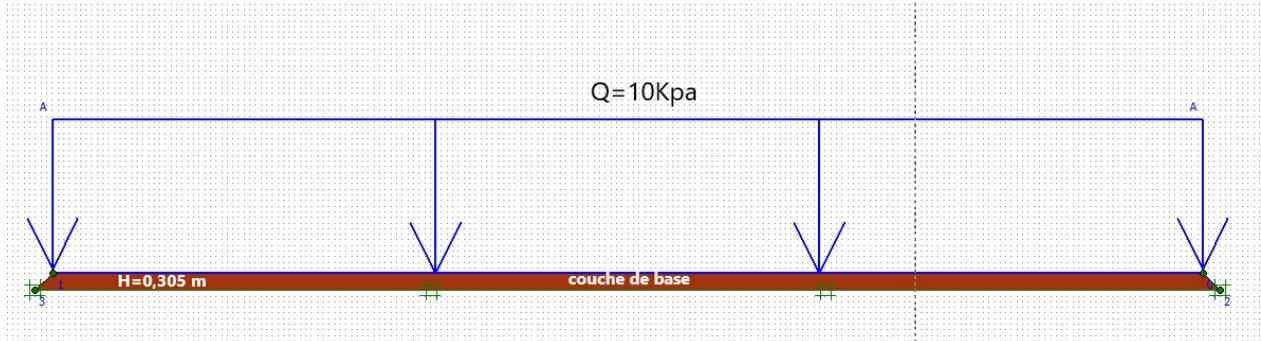


FIGURE 3.2 – Géométrie de la chaussée.

$$G = 10 Kpa$$

$q_{adm} > G \Rightarrow$ pas de risque de rupture de sol sous le poids des surcharges d'exploitation.

— Cas de remblai :

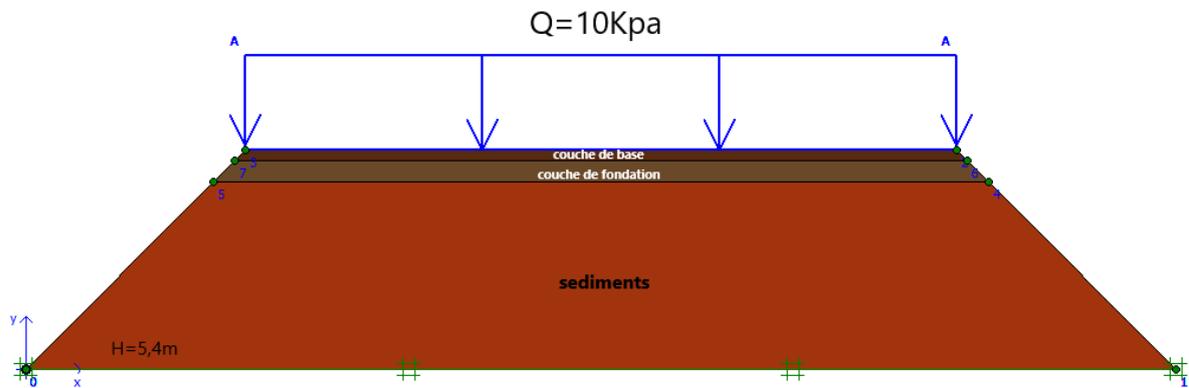


FIGURE 3.3 – Géométrie de la chaussée.

$$G = (24 \times 0,305 + 22 \times 0,6) + 10 = 30,52 Kpa$$

$q_{adm} > G \Rightarrow$ pas de risque de rupture de sol sous le poids des couches d'assises de chaussée et les surcharges d'exploitation.

3.2.3 Tassement et consolidation du sol

Le tassement est la déformation verticale du sol due aux sollicitations statiques et dynamiques. Dans le cas des sols grenus tels que les sables, cette notion est très négligeable et elle se résume en une réorganisation des grains, contrairement aux sols fins. [16]

Il existe trois méthodes pour le calcul des tassements qui sont : [32]

- La méthode classique, fondée sur l'utilisation des courbes de compressibilité oedométrique et les paramètres de compressibilité.
- La méthode pénétrométrique, basée sur les résultats in situ bien adapté aux sols cohérents.
- La méthode numérique (utilisation du logiciel), basé sur un calcul par les éléments finis.

3.2.3.1 principe de calcul des tassements par la méthode œdométrique

Le tassement d'un sol est directement lié à l'indice des vides, qui représente la proportion d'espaces vides dans le sol, et à la contrainte effective agissant sur le sol, pour une couche de sol de hauteur H_i et d'indice des vides initial e_0 , après l'application d'un chargement donné à un instant t on a :

$$\frac{\Delta H_i}{H_i} = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (3.3)$$

Avec :

H_i : Le tassement à l'instant t ;

e_0 : L'indice des vides initial ;

e : L'indice des vides à l'instant t .

Le rapport de sur-consolidation OCR (over consolidation ratio) nous permet de connaître l'état de consolidation du sol. Il est défini par :

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \quad (3.4)$$

σ'_p : La contrainte de pré consolidation ;

σ'_{v0} : La contrainte vertical effective due au poids des terres.

$$\sigma'_{v0} = \gamma \times Z \quad (3.5)$$

- **OCR = 1 le sol est normalement consolidé** ($\sigma'_p = \sigma'_{v0}$)

Ces types de sols sont susceptibles de subir des tassements importants, car toute charge supplémentaire peut entraîner une augmentation de la contrainte effective au-delà du niveau maximal précédemment atteint par le sol.

$$\Delta H_i = h_i \left(\frac{C_c}{1 + e_0} \times \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (3.6)$$

- **OCR < 1 le sol est sous-consolidé** ($\sigma'_{v0} > \sigma'_p$)

C'est le cas des sols en cours de formation (vases, tourbes...).

$$\Delta H_i = h_i \left(\frac{C_c}{1 + e_0} \times \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (3.7)$$

- **OCR > 1 le sol est sur-consolidé** ($\sigma'_{v0} < \sigma'_p$)

Dans ce cas les tassements seront très faibles tant que la contrainte effective finale est inférieure à la contrainte de pré-consolidation. Dans le cas contraire les tassements seront plus prononcés. Deux cas peuvent se présenter :

- **Si** $\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v > \sigma'_p$

$$\Delta H_i = h_i \left(\frac{C_s}{1 + e_0} \times \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + C_c \times \left(\log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}} \right) \right) \quad (3.8)$$

- Si $\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v < \sigma'_p$

$$\Delta H_i = h_i \left(\frac{C_s}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (3.9)$$

Avec :

C_c : Indice de compression.

C_s : Indice de gonflement.

h_i : La hauteur de la couche compressible.

σ'_p : Contrainte de pré consolidation, c'est la plus grande contrainte qu'a supporté le sol durant son histoire géologique.

$\Delta \sigma_v$: Contrainte verticale produite par une surface uniformément chargée à la verticale d'un point donnée de la surface.

$$\Delta \sigma_v = I \times q \quad (3.10)$$

• **Remarque**

- Si le sol est composé de plusieurs couches compressibles, le tassement total sera la somme des tassements de chaque couche.

- Si la hauteur de la couche est supérieure à 3m, on subdivisera la couche en sous couches.

* **Effet d'un remblai semi infini**

Pour un remblai de hauteur H_r et de poids volumique γ_r , la contrainte verticale en à point M à une profondeur z est donnée par la relation suivante :

$$\Delta \sigma_v = 4 \times I_z \times \gamma_r \times H_r \quad (3.11)$$

$$I_z = f(m, n)$$

En prenant $m = \frac{a}{z}$ et $n = \frac{b}{z}$, alors on obtient la formule d'Osterberg (Herzog) suivante :

$$I_z = \left(\frac{1}{\pi} \right) \left(\left(\frac{m+n}{m} \right) \tan^{-1}(m+n) - \left(\frac{n}{m} \right) \tan^{-1}(n) \right) \quad (3.12)$$

3.2.3.2 Évaluation de tassement du sol par la méthode œdométrique

Prenant un exemple d'une chaussée souple constituée d'une couche de base et une couche de fondation.

Pour le calcul des tassements par la méthode œdométrique on procède aux étapes suivantes :

- Découpage de la couche sol en (n) sous- couches suffisamment minces.
- Calcul de la contrainte verticale effective de sol σ'_{v0} .
- Calcul de la contrainte verticale produite par une surcharge uniforme $\Delta \sigma_v$.
- Calcul de la contrainte effective finale $\sigma'_{vf} = \sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v$.

Avec :

- Le poids volumique des sédiments égale à $\gamma = 20,54 \text{Kn}/\text{m}^3$.
- Le poids volumique de la couche de base égale à $\gamma_1 = 24 \text{Kn}/\text{m}^3$.
- Le poids volumique de la couche de fondation égale à $\gamma_2 = 22 \text{Kn}/\text{m}^3$.
- L'intensité de surcharge des véhicules est prise égale à $Q = 10 \text{Kn}/\text{m}^2$.

- L'épaisseur de la couche de remblai $h=5,4$ m.
- L'épaisseur de la couche de base $h_1 = 0,305$ m.
- L'épaisseur de la couche de fondation $h_2 = 0,6$ m.
- La forme des couches est trapézoïdale.

Pour calculer le tassement, on considère deux scénarios distincts :

- Dans le premier cas, le sédiment est d'abord déposé comme étant une couche de base dans le corps de chaussée.
- Dans le deuxième cas, il est traité comme un remblai sous la chaussée.

a. Cas où le sédiments est déposé comme couche de base

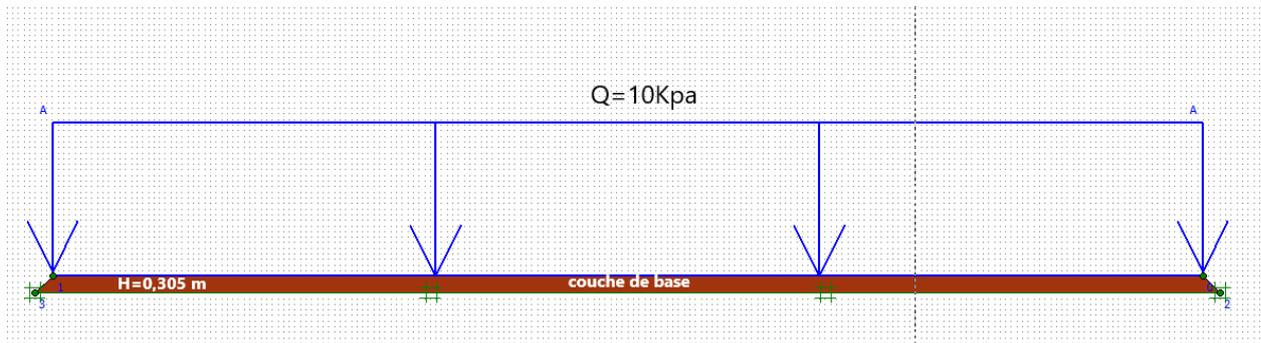


FIGURE 3.4 – Géométrie de distribution des charge sur le sédiment.

• Calcul de $\Delta\sigma_v$

$$\Delta\sigma_v = 2 \times I_z \times q = 2 \times 0,5 \times 10$$

$$\Delta\sigma_v = 10Kpa$$

Avec :

$$q = 10Kn/m^2$$

- Calcul de I_z pour la sous-couche $h_1 = 0,305$ m ; $z_1 = 0,153$ m

$$m = \frac{a}{z} = \frac{16,5}{0,153} = 107,843$$

$$n = \frac{b}{z} = \frac{10,8}{0,153} = 70,59$$

$$I_z = \left(\frac{1}{\pi}\right) \times \left(\left(\frac{107,843+70,59}{107,843}\right)\tan^{-1}(107,843 + 70,59) - \frac{70,59}{107,843}\tan^{-1}(70,59)\right) = 0,5$$

• Calcul de σ'_{v0}

$$\sigma'_{v0} = \gamma \times z_1 = 20,54 \times 0,153 = 3,14Kpa$$

• Calcul de tassement ΔH

$$OCR = \frac{\sigma'_{pi}}{\sigma'_{v0}} = \frac{81}{3,13} = 25,79 > 1 \Rightarrow \text{sur-consolidé}$$

$$\sigma_f = \Delta\sigma_v + \sigma'_{v0} = 10 + 3,14 = 13,14kpa$$

$$\sigma_f < \sigma'_{pi}$$

$$\Delta H = 0,305 \times \left(\frac{5 \cdot 10^{-3}}{1+0,765} \times \log \frac{3,14+10}{3,14}\right) = 5,3 \cdot 10^{-4}m$$

$$\Delta H = 0,053cm$$

b. Cas où le sédiment est déposé comme remblai

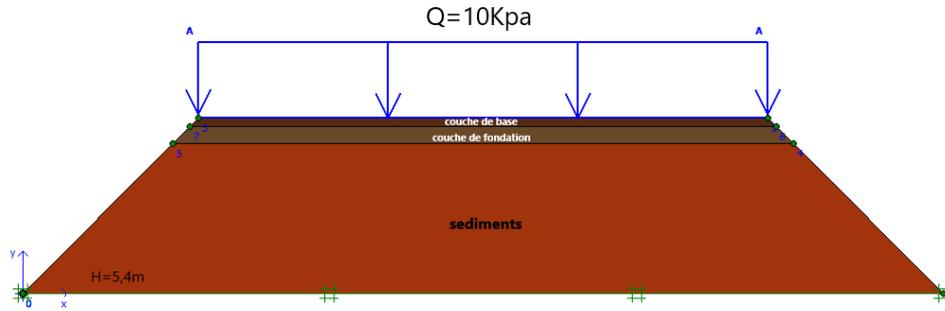


FIGURE 3.5 – Géométrie de distribution des charges sur le sédiment.

Pour la sous-couche $h'_1 = 2,7m$; $z_2 = 1,35m$

• Calcul de $\Delta\sigma_v$

$$\Delta\sigma_v = 2 \times I_z \times q = 2 \times 0,5 \times 30,52.$$

$$\Delta\sigma_v = 30,52Kpa.$$

Avec :

$$q = (\gamma_1 \times h_1) + (\gamma_2 \times h_2) + Q.$$

$$q = (24 \times 0,305) + (22 \times 0,6) + 10 = 30,52Kpa.$$

— Calcul de I_z :

$$m = \frac{a}{z} = \frac{16,5}{1,35} = 12,22.$$

$$n = \frac{b}{z} = \frac{10,8}{1,35} = 8$$

$$I_z = \left(\frac{1}{\pi}\right) \times \left(\left(\frac{12,22+8}{12,22}\right)\tan^{-1}(12,22+8) - \left(\frac{8}{12,22}\right)\tan^{-1}(8)\right) = 0,5.$$

• Calcul de σ'_{v0}

$$\sigma'_{v0} = \gamma \times z_2 = 20,54 \times 1,35 = 27,73Kpa.$$

• Calcul de tassement ΔH_1

$$OCR = \frac{\sigma'_{pi}}{\sigma'_{v0}} = \frac{81}{27,73} = 2,92 > 1 \Rightarrow \text{sur-consolidé.}$$

$$\sigma_f = \Delta\sigma_v + \sigma'_{v0} = 30,52 + 27,73 = 58,25kpa.$$

$$\sigma_f < \sigma'_{pi}$$

$$\Delta H_2 = 2,7 \times \left(\frac{5 \cdot 10^{-3}}{1+0,765} \times \log\left(\frac{27,73+30,52}{27,73}\right)\right) = 0,0024m.$$

$$\Delta H_1 = 0,24cm$$

Pour la sous-couche $h'_2 = 5,4m$; $z_3 = 4,05m$

• Calcul de $\Delta\sigma_v$

$$\Delta\sigma_v = 2 \times I_z \times q = 2 \times 0,5 \times 85,9784.$$

$$\Delta\sigma_v = 85,978Kpa.$$

Avec :

$$q = (\gamma_1 \times h_1) + (\gamma_2 \times h_2) + (\gamma \times h'_1) + Q.$$

$$q = (24 \times 0,305) + (22 \times 0,6) + (20,54 \times 2,7) + 10 = 85,978Kpa.$$

— Calcul de I_z :

$$m = \frac{a}{z} = \frac{16,5}{4,05} = 4,074.$$

$$n = \frac{b}{z} = \frac{10,8}{4,05} = 2,67$$

$$I_z = \left(\frac{1}{\pi}\right) \times \left(\left(\frac{4,074+2,67}{4,074}\right)\tan^{-1}(4,074 + 2,67) - \left(\frac{2,67}{4,074}\right)\tan^{-1}(2,67)\right) = 0,5.$$

• **Calcul de σ'_{v0}**

$$\sigma'_{v0} = \gamma \times z_3 = 20,54 \times 4,05 = 83,187 \text{Kpa.}$$

• **Calcul de tassement ΔH_2**

$$OCR = \frac{\sigma'_{pi}}{\sigma'_{v0}} = \frac{81}{83,187} = 0,973 < 1 \Rightarrow \text{sous-consolidé.}$$

$$\sigma_f = \Delta\sigma_v + \sigma'_{v0} = 85,978 + 83,187 = 169,16 \text{kpa.}$$

$$\sigma_f > \sigma'_{pi}$$

$$\Delta H_2 = 5,4 \times \left(\frac{5 \cdot 10^{-3}}{1+0,765} \times \log\left(\frac{83,187+85,978}{83,187}\right)\right) = 0,0047 \text{m.}$$

$$\Delta H_2 = 0,47 \text{cm}$$

$$\Delta H_{tot} = \Delta H_1 + \Delta H_2 = 0,71 \text{cm}$$

3.3 Étude numérique

3.3.1 Présentation du logiciel PLAXIS 2D :

Plaxis 2D V8 est un logiciel de modélisation numérique utilisé pour l'analyse géotechnique et la simulation de la déformation et de la stabilité des sols et des structures. Développé par une équipe de géotechniciens et de numériciens de l'Université de Technologie de Delft aux Pays-Bas dans les années 1980,[3] il se compose de quatre sous-programmes :

• **Le programme d'entrée de données (Input)**

Le programme intègre tous les éléments nécessaires pour créer et modifier un modèle géométrique, générer le maillage d'éléments finis, et définir les conditions initiales.

• **Le programme de calcul (Calculations)**

La méthode des éléments finis est utilisée pour définir et initier les calculs. Lors du lancement, l'utilisateur sélectionne le projet pour lequel les calculs seront effectués.

• **Le programme de résultats (Output)**

Ce programme intègre tous les éléments nécessaires pour visualiser les résultats des données et des calculs par éléments finis. Lors du lancement, l'utilisateur sélectionne le modèle et la phase de calcul ou l'étape pour afficher les résultats.

• **Le programme courbe (Curves)**

Ce programme comprend tous les outils nécessaires pour générer des courbes charge-déplacement, des chemins de contrainte, et des courbes contrainte-déformation.

3.3.2 Représentation de la fenêtre principale du Plaxis 2D V8

La Figure (3.2) présente différents paramètres.

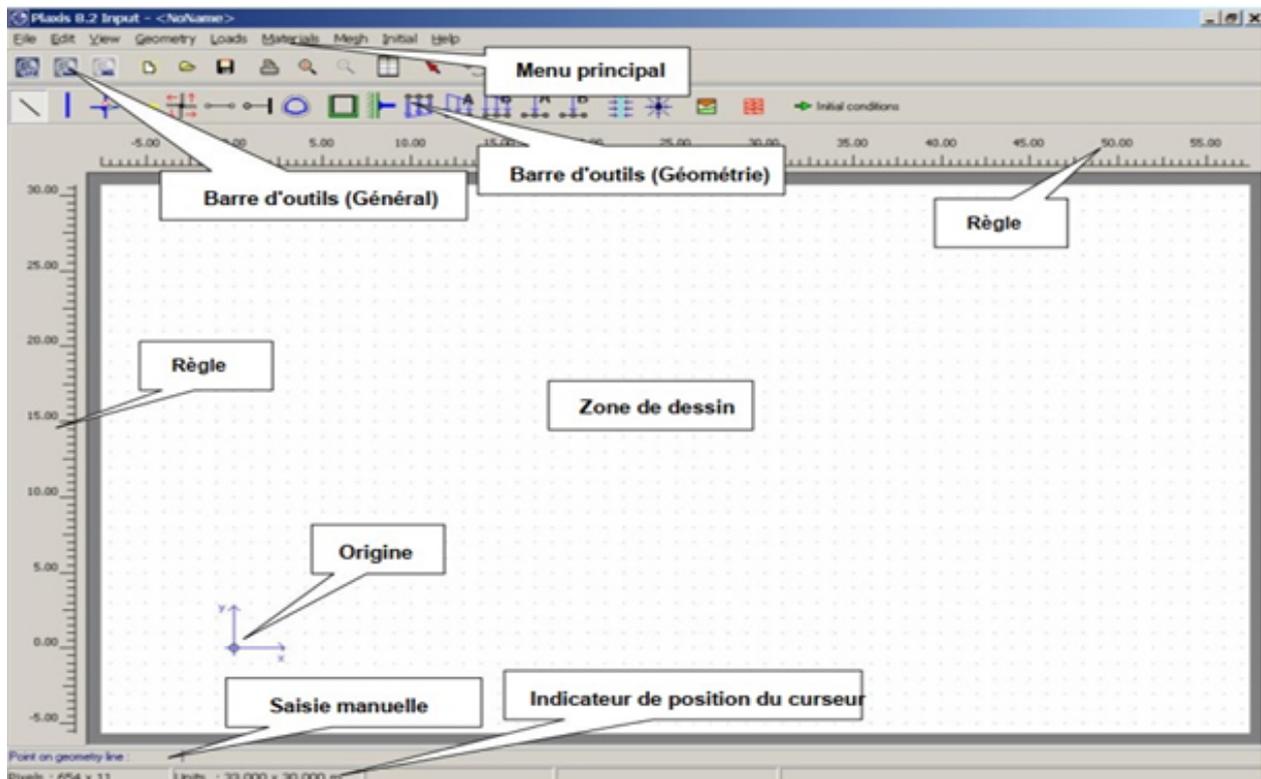


FIGURE 3.6 – Fenêtre principale du programme Input.(PLAXIS Version 8, manuel)

— Le menu principal

Le menu principal inclut toutes les options des barres d'outils, ainsi que certaines options supplémentaires moins fréquemment utilisées.

— Barre d'outils (Général)

Cette barre d'outils propose des boutons pour des actions générales comme les opérations sur le disque, l'impression, le zoom, et la sélection d'objets. Elle permet également de lancer d'autres programmes du package PLAXIS, tels que Calculs, Output et Curves.

— Barre d'outils (Géométrie)

Cette barre d'outils propose des boutons ordonnés pour créer un modèle géométrique complet en les suivant de gauche à droite.

— Règle

Des règles situées à gauche et en haut de la zone de dessin fournissent les coordonnées physiques, offrant ainsi une vue directe des dimensions de la géométrie.

— Zone de dessin

La zone de dessin représente la feuille sur laquelle le modèle géométrique est élaboré, utilisable comme un logiciel de dessin traditionnel. La grille de petits points intégrée permet de s'aligner sur des positions régulières.

— **Origine**

Si l'origine physique se trouve dans la plage de dimensions données, elle est symbolisée par un petit cercle, accompagné d'une indication des axes x et y.

— **Saisie manuelle**

La ligne "Saisie manuelle" offre une alternative au dessin à la souris lorsque la précision est insuffisante. Elle permet d'entrer les valeurs des coordonnées x et y en séparant les valeurs par un espace. Cette fonctionnalité peut également être utilisée pour attribuer de nouvelles coordonnées à un point sélectionné ou pour référencer un point de géométrie existant en saisissant son numéro.

— **Indicateur de position du curseur**

L'indicateur de position du curseur affiche la position actuelle du pointeur de la souris, fournissant à la fois les coordonnées physiques (x et y) et les coordonnées en pixels. Une fois le modèle défini (Plane strain) et le plan de travail configuré avec sa géométrie, différentes couches de sol peuvent être créées, chacune avec ses propriétés spécifiques.

3.3.3 Les modèles de comportements utilisés par PLAXIS

PLAXIS utilise divers modèles de comportement pour décrire précisément le comportement des sols et des roches dans des analyses géotechniques avancées, permettant aux ingénieurs de traiter une multitude de problèmes géotechniques complexes. Les modèles sont les suivants :

a. Modèle élastique linéaire :

Répète la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope.

Deux paramètres : module d'Young et coefficient de Poisson . Utilisé pour des structures rigides massives dans le sol

b. Modèle de Mohr-Coulomb :

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle élastoplastique couramment utilisé en géotechnique comme première approximation du comportement des sols. Il comporte 5 paramètres :

- module d'Young (E) : paramètre élastique intrinsèque.
- Coefficient de Poisson (ν) : paramètre élastique intrinsèque.
- Cohésion (c) : caractéristique mécanique de résistance.
- Angle de frottement (ϕ) : caractéristique mécanique de résistance.
- Angle de dilatance (ψ) : nécessaire pour modéliser l'accroissement volumique irréversible fréquemment observé pour les sols grenus.

Les deux premiers paramètres (E, ν) décrivent le comportement élastique réversible. Les deux suivants (c, ϕ) définissent la limite de plasticité selon le critère de Mohr-Coulomb. L'angle de dilatance (ψ) permet de prendre en compte l'augmentation de volume lors de la déformation plastique des sols grenus, lié à l'irréversibilité des déformations.

Dans l'espace des contraintes principales, la surface de charge du modèle de Mohr-Coulomb est un cône hexagonal non uniforme. Bien que ce modèle soit facile à utiliser, il reste une approximation du comportement réel des sols. Il convient particulièrement pour une première approche et de nombreuses applications géotechniques courantes.

3.3.4 Méthodologie de modélisation avec Plaxis

— **Géométrie :**

La première étape consiste à établir la géométrie du modèle, ce qui inclut la configuration et les dimensions du site, les composants structurels.

— **Définition des paramètres de sol :**

Les paramètres de sol sont des caractéristiques physiques et mécaniques qui définissent le comportement du sol sous diverses charges, et sont essentiels pour une analyse précise.

— **Maillage :**

Le maillage consiste à diviser le terrain en éléments finis pour résoudre le problème aux limites. Son choix dépend de la complexité du terrain, et il est réalisé à l'aide de l'option « mesh ».

— **Calculs :**

Après avoir défini la géométrie, les paramètres de sol et le maillage, on peut lancer les calculs avec l'option « calculation » dans PLAXIS. Une interface dédiée aux calculs apparaît, permettant de définir les différentes phases de construction. Les résultats sont disponibles dans l'interface "Output" pour être visualisés et analysés.

3.3.5 Modélisation

En se basant sur les données collectées à partir des essais de laboratoire effectués sur les sédiments de dragage et les caractéristiques des différentes couches de la chaussée, nous avons intégré les paramètres clés figurant dans les tableaux (3.2) et (3.3), dans notre modèle de simulation.

a. Résultats obtenus pour la modélisation du premier cas

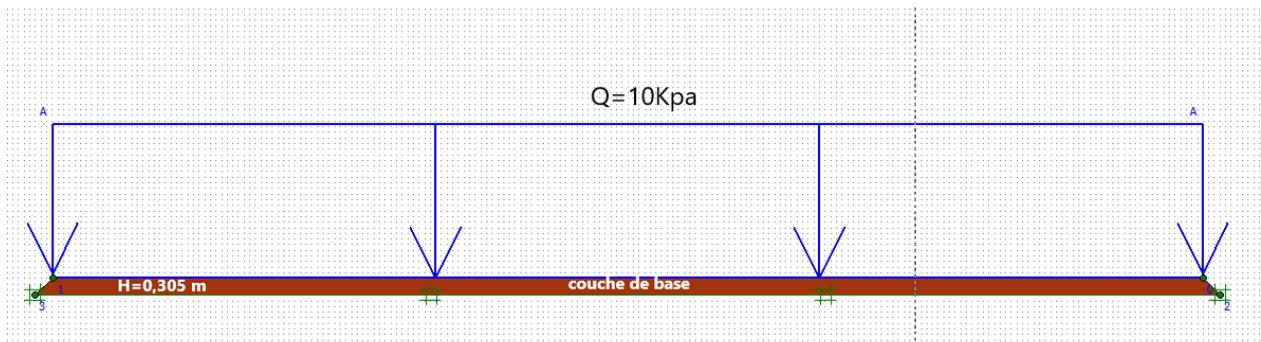


FIGURE 3.7 – Géométrie du sol à modéliser.

Nature	Épaisseur (m)	γ_{sat} (Kn/m ³)	γ_{unsat} (Kn/m ³)	ν	E_{ref} (kpa)	c_{ref} (kpa)	ϕ
Couche de base	0,305	20,9	20,54	0,33	4148,002	33,9	35,7

TABLE 3.2 – Caractéristique de la couche de sol pour la première configuration.

Après avoir défini les géométries des modèles avec leurs caractéristiques spécifiques, nous avons pu générer un maillage 2D représenté dans la figure (3.6).

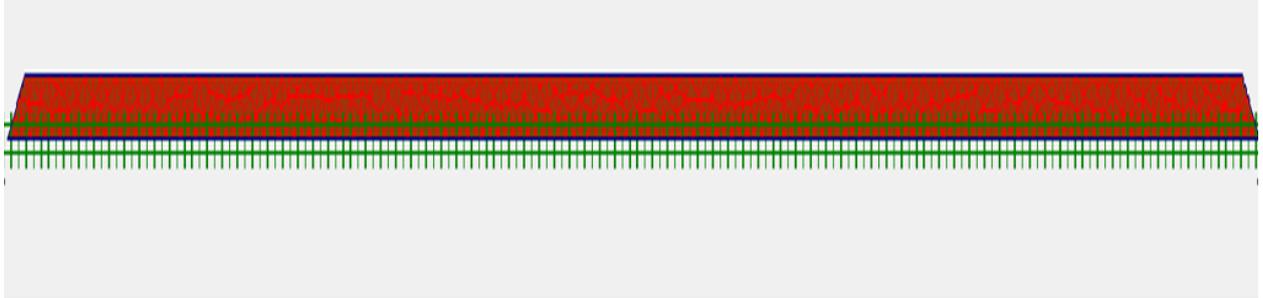


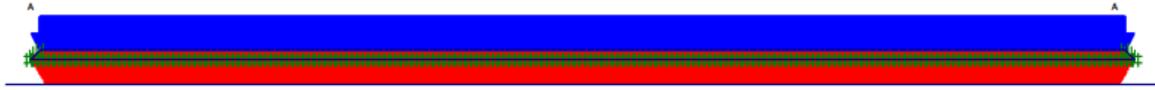
FIGURE 3.8 – Maillage 2D de la couche sediment.

On applique des charges de véhicules $Q=10$ Kpa sur la couche de sédiment. Après la réalisation de toutes ces étapes, nous avons lancé le calcul des tassement. Les figures (3.7) et (3.8) présentent la déformation du sol et le tassement final



Vertical displacements (Uy)
Extreme Uy $510,28 \cdot 10^{-6}$ m

FIGURE 3.9 – Déformation de la couche de sédiment après tassement (déplacement verticale) en appliquant la surcharge Q.



Total displacements (Utot)
Extreme Utot $511,09 \cdot 10^{-6}$ m

FIGURE 3.10 – Déformation de la couche de sédiment (déplacement total) en appliquant la surcharge Q .

- Le tassement du sol calculé par Plaxis 2D est $\Delta H = 0,0510\text{cm}$.

b. Résultats obtenus pour la modélisation du deuxième cas

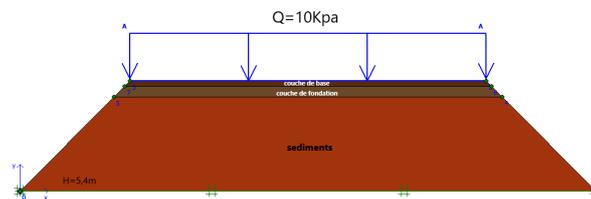


FIGURE 3.11 – Géométrie de la chaussée.

Après avoir défini le géométrie de modèle avec ces caractéristiques spécifiques, nous avons pu générer un maillage 2D représenté dans la figure (3.10).

Nature	Épaisseur (m)	γ_{sat} (Kn/m^3)	γ_{unsat} (Kn/m^3)	ν	E_{ref} (kpa)	c_{ref} (kpa)	ϕ
Couche de base	0,305	24	24	0,33	14400	5	30
Couche de fondation	0,6	22	22	0,33	14400	5	30
Remblai (sédiment)	5,4	20,9	20,54	0,33	4148,002	33,9	35,7

TABLE 3.3 – Caractéristique de la couche de la chaussée pour la deuxième configuration.

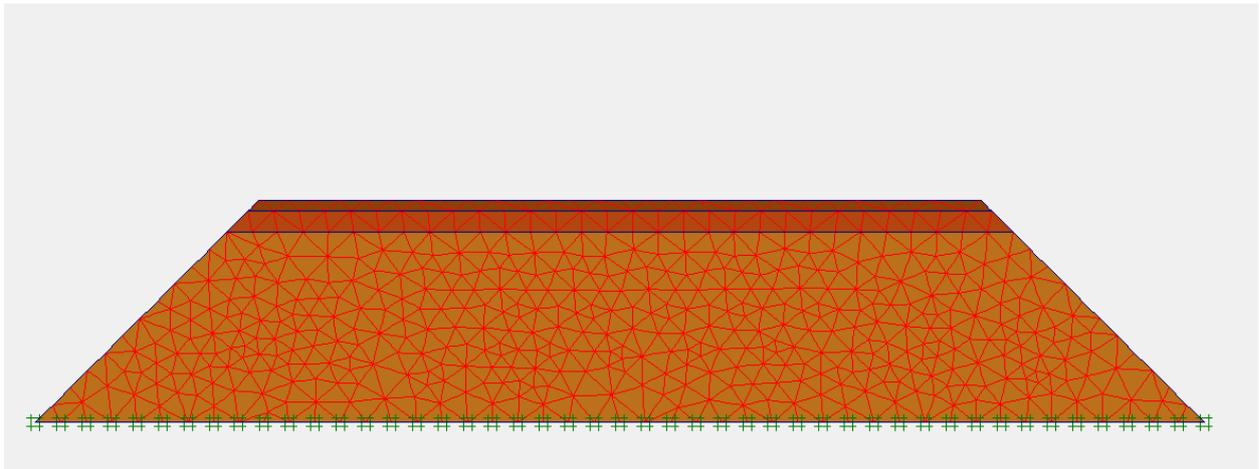


FIGURE 3.12 – Maillage 2D des différentes couches de la chaussée avec le sédiment.

On applique les charges de véhicules $Q=10$ Kpa et de différentes couches de la chaussée sur le sédiment.

Après la réalisation de toutes ces étapes, nous avons lancé le calcul des tassements. Les figures (3.11) et (3.12) présentent la déformation du sol et le tassement final.

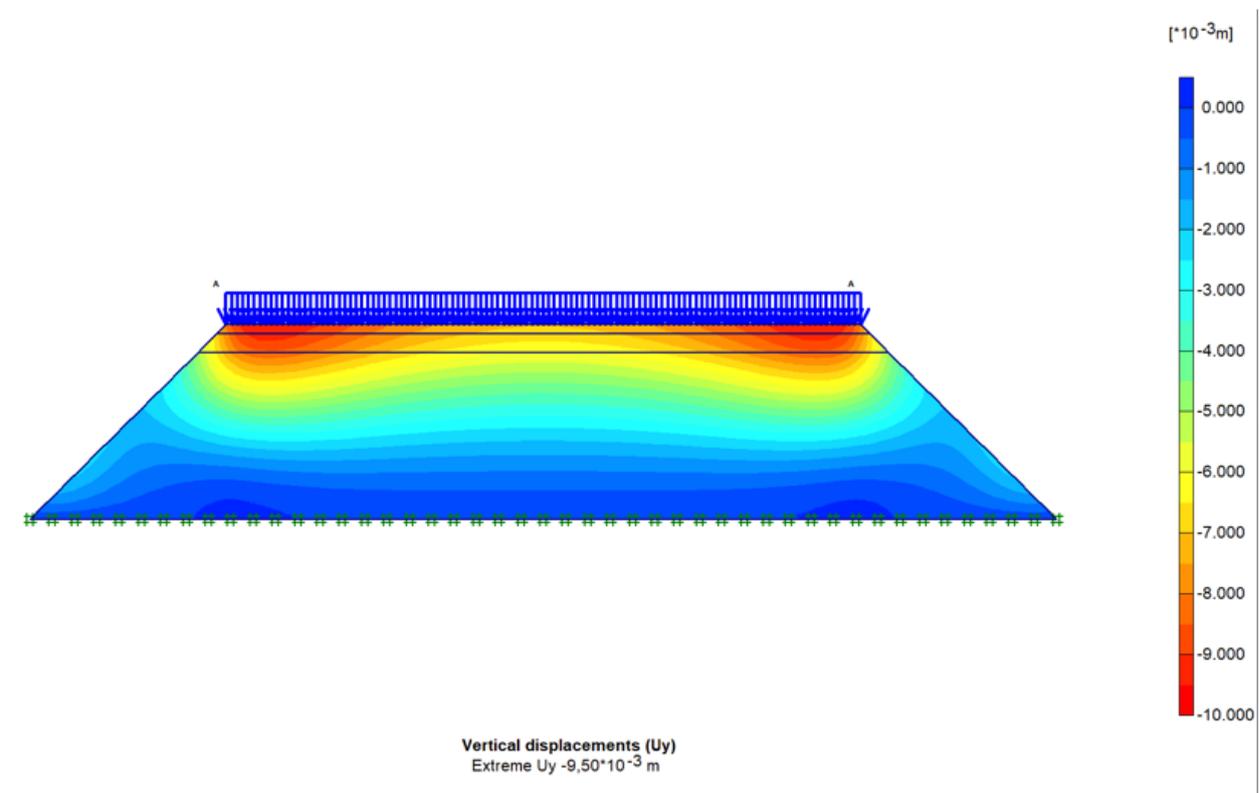


FIGURE 3.13 – Déformation de la couche de sédiment après tassement (déplacement vertical).

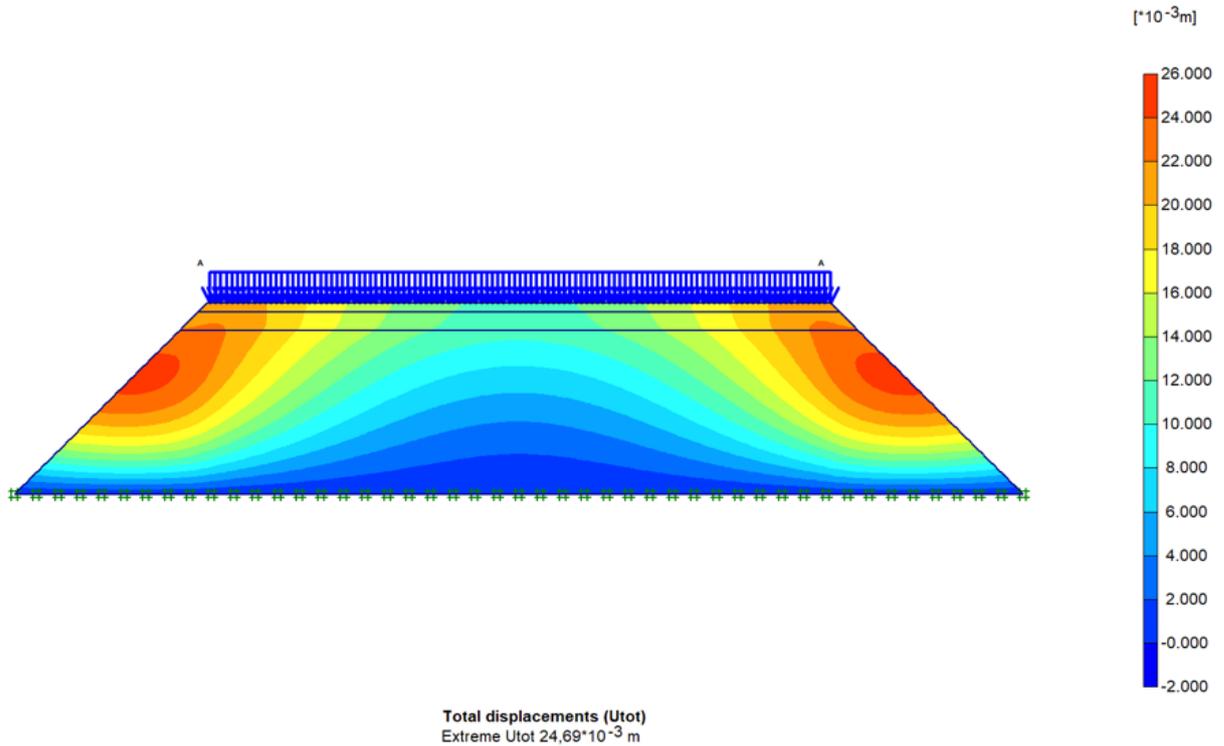


FIGURE 3.14 – Déformation de sédiment(déplacement total).

- Le tassement du sol calculé par Plaxis 2D sous les différents chargements est $\Delta H = 0,95\text{cm}$.

- **Remarque**

Les résultats analytiques et numériques de la première configuration du sédiment, en tant que couche de base, sont exacte, ce qui montre la validité du modelé numérique et des résultats des essais de laboratoire.

Par conséquent, la deuxième configuration du matériau en qualité de remblai, montre une proximité entre les résultats analytiques et numériques.

3.4 Conclusion

D’après les résultats obtenus des calculs de la capacité portante du sol on constate que les sédiments sont aptes à supporter les charges appliquées, qu’ils soient employés en tant que couche de base dans la chaussée ou utilisés comme matériau de remblai. Ces sédiments présentent une résistance adéquate pour garantir la stabilité des structures construites sur eux.

les résultats obtenus par le modèle numérique (Plaxis 2D) sont en accord avec celles attendus par les méthodes analytiques (méthode œdométrique). On peut dire que le modèle réalisé sur Plaxis 2D montre bien que le sédiment est d’une faible compressibilité.

CONCLUSION

La valorisation des sédiments de dragage a connu une grande importance dans les différents domaines de génie civil, notamment pour la fabrication des mortiers, briques, bétons et la construction d'ouvrages routiers, étant donné que ces sédiments sont généralement considérés comme des déchets, leur valorisation présente des avantages environnementaux et économiques. Dans ce contexte, l'objectif de notre étude est de caractériser le sédiment dragué de l'aéroport de Béjaïa et d'évaluer son potentiel de valorisation sans traitement en examinant ses performances pour déterminer sa faisabilité comme matériau routier.

Les caractérisations physiques du sédiment révèlent qu'il s'agit d'un sol sableux-argileux peu plastique, composé principalement de grains de sable fin. Ce matériau présente une faible capacité de drainage en raison de sa perméabilité réduite. De plus, il contient une importante proportion de carbonates de calcium avec une faible teneur en matière organique.

La caractérisation mécanique des sédiments a permis de déterminer les conditions optimales de compactage avec une teneur en eau de 13,9 % et une densité sèche correspondante de 18,03 Kn/m³. Cependant, les résultats des essais CBR indiquent une faible capacité portante, ce qui est en contradiction avec les résultats des essais oedométrique et cisaillement, qui montrent que le matériau présente de bonnes caractéristiques géotechniques à savoir un faible indice de compressibilité ainsi qu'une cohésion de 33,9 Kpa et un angle de frottement de 35,7°, ce qui lui permet d'avoir une bonne portance, cette contradiction peut être attribuée au non étalonnage de l'appareille CBR.

La norme GTR permet de classer le sédiment en sols sableux silteux insensible à l'eau (B11), qui peut être retenu pour la construction des remblais et des couches de formes.

Les calculs analytiques de la capacité portante du sol, réalisées pour deux configurations distinctes, à savoir l'utilisation du sédiment comme couche de base et comme un remblai, ont révélé que le sol a une capacité portante élevée face aux chargements appliquées respectivement, d'autre part les résultats montrent que les deux configurations entraînent des tassements très faibles, jugés admissibles ce qui rend le sol utile pour ces applications respectives.

Les modelés numériques réalisées avec le logiciel Plaxis 2D confirment les résultats obtenus des méthodes analytiques (la méthode oedométrique), pour les tassements attendus, cela signifie que la mise en œuvre de l'outil informatique dans ce types de projets a démontré son

intérêt majeur en permettant une prédiction précise du comportement de l'ouvrage.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Franck Agostini. *Inertage et valorisation des sédiments de dragage marins*. PhD thesis, Ecole Centrale de Lille; Université des Sciences et Technologie de Lille-Lille I, 2006.
2 citations pages 8 et 12
- [2] Hassane Azrar. *Contribution à la valorisation des sédiments de dragage portuaire : technique routière, béton et granulats artificiels*. PhD thesis, Lille 1, 2014.
6 citations pages 5, 6, 7, 9, 14, et 17
- [3] M Bencheikh. *Analyse probabiliste de la stabilité des fondations superficielles. Mémoire de Magister, Département de Génie Civil, Université de Guelma, Algérie*, 2005.
Cité page 59
- [4] D Benyerou, N Boudjenane, and M Belhadri. *Caractérisation et valorisation des sédiments marins dans la fabrication des briques (characterization and valorization of marine sediments in the manufacture of bricks)*. *Journal of material and environmental science*, pages 1317–1327, 2016.
2 citations pages 1 et 19
- [5] Banoune Brahim. *Comportement mécanique et durabilité des matériaux routiers à différents dosages en sédiments fins*. PhD thesis, Université A.Mira-Bejaia, 2016.
6 citations pages 1, 10, 12, 14, 16, et 17
- [6] Fanny Coulon. *Contribution à l'étude des sédiments marins lors d'opérations de dragage portuaire : re-sédimentation et mobilisation de la pollution organique*. PhD thesis, Université Montpellier II-Sciences et Techniques du Languedoc, 2014.
3 citations pages 5, 6, et 14
- [7] Julien Couvidat. *Gestion d'un sédiment de dragage marin contaminé : Caractérisation de la réactivité biogéochimique, valorisation en mortier et évaluation environnementale*. PhD thesis, INSA de Lyon, 2015.
Cité page 14
- [8] Moussa Dia. *Traitement et valorisation de sédiments de dragage phosphatés en technique routière*. PhD thesis, Artois, 2013.
2 citations pages 7 et 10

- [9] Garry Dorleon, Sylvain Rigaud, and Isabelle Techer. Management of dredged marine sediments in southern france : main keys to large-scale beneficial re-use. *Environmental Science and Pollution Research*, pages 1–24, 2024. *2 citations pages 4 et 8*
- [10] Jérôme Foucher. Valorisation des déblais sableux de dragage portuaire en france métropolitaine. *Final year project. ENTPE*, pages 1–66, 2005. *Cité page 9*
- [11] Mahmoud Hayek, Marie Salgues, Youssef El Bitouri, Jean-Claude Souche, and Eric Garcia-Diaz. La possibilité de valorisation des sédiments marins fins dans le matériau béton. *Academic Journal of Civil Engineering*, 40(2), 2022. *Cité page 18*
- [12] John B Herbich. *Handbook of dredging engineering*. 1992. *Cité page 9*
- [13] SLIMANOU Houssam. *Gestion, caractérisation et valorisation des sédiments de dragage des ports dans les matériaux de construction et leurs impacts sur l'environnement (cas du port de Bejaia)*. PhD thesis, Université A. MIRA-BEJAIA, 2021. *2 citations pages 12 et 24*
- [14] AQUA Jean-Luc, Pierre BOISSERY, and Claude ALZIEU. Un programme opérationnel d'identification des modes de gestion durable des sédiments marins : le projet sedi. mar. d. 83. *Revue Paralia*, 2 :s1–1, 2010. *Cité page 8*
- [15] SETRA LCPC. Guide des terrassements routiers. *Réalisation des remblais et des couches de forme*. Paris : LCPC, SETRA, 1992. *Cité page 51*
- [16] Jean-Pierre MAGNAN. *Déformabilité des sols. Tassements. Consolidation*. Ed. Techniques Ingénieur, 2014. *Cité page 54*
- [17] M Matar and J Salençon. Capacité portante des semelles filantes. *Revue française de Géotechnique*, (9) :51–76, 1979. *Cité page 52*
- [18] NF P. 18-576.(1990). *Mesure de Coefficient de Friabilité Des Sables*, 1990. *Cité page 22*
- [19] NF P. 94-054.(1991). *Dérmination de la masse volumique des particules solides des sols*, 1991. *Cité page 25*
- [20] NF P. 98-115.(1992). *Assises de Chaussées*, 1992. *Cité page 17*
- [21] NF P. 94-051.(1993). *Dérmination des limites d'Atterberg*, 1993. *Cité page 27*
- [22] NF P. 94-055.(1993). *Détermination de La Teneur Pondérale en Matières Organiques d'un sol*, 1993. *Cité page 22*
- [23] NF P. 94-071-1.(1994). *Essai de cisaillement rectiligne á la boite*, 1994. *Cité page 34*
- [24] NF P. 94-048.(1996). *Détermination de la teneur en carbonate*, 1996. *Cité page 24*
- [25] NF P. 94-056.(1996). *Sols : reconnaissance et essais. Analyse granulométrique Méthode par tamisage á sec après lavage. Norme expérimentale, Fr*, 1996. *Cité page 25*

- [26] NF P. 94-078.(1997). *Indice CBR après immersion - Indice CBR immédiat - Indice CBR Portant immédiat*, 1997. *Cité page 38*
- [27] NF P. 94-068.(1998). *Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériaux rocheux*, 1998. *Cité page 23*
- [28] NF P. 94-093.(1999). *Détermination des références de compactage d'un matériau*, 1999. *Cité page 32*
- [29] XF P. 94-090-1.(1997). *Essai oedométrique*, 1997. *Cité page 44*
- [30] Scordia Pierre-Yves. *Caractérisation et valorisation de sédiments fluviaux pollués et traités dans les matériaux routiers*. PhD thesis, Ecole Centrale de Lille, 2008. *Cité page 10*
- [31] Boualem Remini and Wassila Hallouche. Le dragage des retenues de barrages : quelques exemples algériens. *La houille blanche*, 90(5) :95–100, 2004. *Cité page 1*
- [32] Imen Sadki, Warda Djebari, and F Encadreur Zeroual. *Calcul de tassement des sols mous sous réaliser trois méthodes différentes*. PhD thesis, Université de Jijel, 2005. *Cité page 54*
- [33] Mazen Samara. *Valorisation des sédiments fluviaux pollués après inertage dans la brique cuite*. PhD thesis, Ecole Centrale de Lille, 2007. *Cité page 10*
- [34] Abby R Schneider, Heather M Stapleton, Jeff Cornwell, and Joel E Baker. Recent declines in pah, pcb, and toxaphene levels in the northern great lakes as determined from high resolution sediment cores. *Environmental science & technology*, 35(19) :3809–3815, 2001. *Cité page 4*
- [35] Larbi Sihem. *Caractérisation et Valorisation des Sédiments Marins pour la Fabrication des Matériaux de Construction*. PhD thesis, USTO-MB, 2022. *2 citations pages 1 et 12*
- [36] NF X. 30-441. (2008). *Détermination en laboratoire du coefficient de perméabilité a saturation d'un matériau - Essais de perméabilité au perméamètre a paroi rigide a gradient hydraulique constant/variable*, 2008. *Cité page 30*

