



LABORATOIRE NATIONAL DU  
BATIMENT ET DES TRAVAUX  
PUBLICS

**Amélioration des caractéristiques physiques et mécaniques  
d'un graveleux latéritique par ajout de concassés : cas des  
travaux de construction et de bitumage du boulevard des  
Tansoba (Rocade Nord), Burkina Faso**

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2IE AVEC  
GRADE DE MASTER

**SPECIALITE : GENIE CIVIL - BATIMENT ET TRAVAUX PUBLICS**

-----  
Présenté et soutenu publiquement le 21 Juillet 2023 par

**Hamidou KANE (20170204)**

Directeur de mémoire : **Dr Marie Thérèse Marame GOMIS/MBENGUE**, enseignante à 2IE

Maître de stage : **M. Issiaka TRAORE**, Directeur des Etudes et du Contrôle Géotechnique des Infrastructures de Transport (DECGIT) au LNBTP

Structure(s) d'accueil du stage : **Laboratoire National du Bâtiment et des Travaux Publics**

Jury d'évaluation du mémoire :

Président : **Prof. Daniel YAMEGUEU NGUEWO**

Membres et correcteurs : **Dr Philbert NSHIMIYIMANA**

**Mme Rokhaya GUEYE**

Promotion [2022/2023]

## *DEDICACES*

***En guise de reconnaissance, je dédie ce travail :***

***✪ A la mémoire de mon défunt Père, qu'Allah lui fasse  
miséricorde et lui accorde le paradis éternel ;***

***✪ A ma très Chère Mère***

***dont le mérite, les sacrifices et les qualités humaines m'ont  
permis de vivre ce jour ;***

***✪ A mon cher grand frère, pour son dévouement à la  
réussite de mes études ;***

***✪ A ma belle-sœur, pour ses encouragements ;***

***✪ A mes frères et sœurs, pour leur soutien indéfectible ;***

***✪ A toute ma famille.***

## *CITATION*

*« L'inspiration existe, mais il faut qu'elle vous trouve au travail. »*  
*Pablo Picasso*

## REMERCIEMENTS

Avant tout, nous rendons grâce à ALLAH de nous avoir accordé la vie et la santé.

Qu'il nous soit permis d'exprimer notre gratitude ici à toutes les personnes qui, d'une manière ou d'une autre, ont contribué à l'aboutissement de ce travail.

Nous remercions particulièrement :

☞ L'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE) pour la formation et l'encadrement reçu ;

☞ Madame Marie Thérèse GOMIS/ MBENGUE, notre encadrant interne pour, son aide, sa disponibilité, ses conseils et remarques pertinentes dans la rédaction de ce document ;

☞ Le Directeur Général du Laboratoire National du Bâtiment et des Travaux Publics (LNBTP) pour m'avoir accepté dans son entreprise ;

☞ Notre maître de stage, M. Issiaka TRAORE, qui n'a ménagé aucun effort pour se rendre disponible. Son assistance, ses conseils, sa rigueur et sa patience ont rendu possible la réalisation de nos objectifs ;

☞ Mme. Céline KONANA pour son assistance et son soutien dans l'exécution des travaux au Laboratoire ;

☞ M. ADUFU Daniel, doctorant au LEMHaD, pour son aide dans la réalisation de ce travail.

☞ Tous les stagiaires du LNBTP avec qui j'ai eu des échanges constructifs ;

☞ A tout le personnel du LNBTP pour leur accueil, leur disponibilité et leur précieux aide dans la réalisation des essais au laboratoire ;

☞ Toutes les personnes qui ont participé d'une façon directe ou indirecte à la réalisation de ce travail.

Que le Seigneur vous le rende au centuple !

## RESUME

Les sols latéritiques ont longtemps été utilisés dans la construction routière au Burkina Faso car ils répondaient aux conditions techniques et étaient économiquement avantageux. Cependant ils présentent de nos jours des limites dues à l'augmentation du trafic et à la rareté grandissante de matériaux pouvant être utilisés à l'état naturel ; d'où la nécessité de recourir à des techniques d'amélioration afin de pouvoir les utiliser. Parmi ces techniques d'amélioration nous étudierons dans ce document celle de la litho-stabilisation qui consiste à ajouter du concassé au graveleux latéritique afin d'accroître ses performances.

L'étude menée dans ce travail concerne deux échantillons de sols latéritiques prélevés sur l'emprunt de Gampèla (N°1) et l'emprunt de Nambé (N°2). Ces matériaux ont d'abord été caractérisés afin d'orienter notre choix sur l'emprunt qui présenterait les meilleures caractéristiques. Après caractérisation, l'emprunt de Gampèla a été retenu pour être amélioré aux concassés de granite 5/25 à des pourcentages de 15%, 20%, 25% et 30% car il présentait les meilleures caractéristiques (CBR à 95% de l'OPM égale à 58), ce qui est supérieur à la valeur exigée par le CPT (CBR  $\geq$  50 à 95% de l'OPM). Le but est d'identifier les mélanges qui répondent aux spécifications techniques du CPT (Cahier de Prescription Technique) pour une utilisation en couche de fondation. Des essais d'identification (granulométrie, limites d'Atterberg) et de portance (Proctor modifié et CBR) ont également été réalisés sur le concassé et sur les mélanges. Les résultats obtenus ont montré que les mélanges à 25% et à 30% de concassé donnent les meilleurs résultats de portance CBR (130 et 155 respectivement à 98% de l'OPM). L'essai de compression simple réalisé sur ces mêmes mélanges ont montré que le mélange à 30% donne les meilleurs résultats ( $R_c=0,77\text{MPa}$  et  $E=216,63\text{MPa}$ ). Mais, pour ce projet, L'entreprise a retenu un taux optimal de 25% tandis que nous avons opté pour un taux de 30%.

Enfin, une étude comparative est réalisée sur l'influence du module d'Young sur la conception de la chaussée. A noter que l'étude a été réalisée en comparant le module généré à l'aide de l'essai de compression avec les résultats dimensionnels obtenus avec le module  $E=5*\text{CBR}$  pour vérifier les contraintes calculées et admissibles. En résumé, on constate que la contrainte calculée est supérieure à la contrainte admissible compte tenu du module d'Young déterminé à partir du test de compression simple, alors que l'inverse est observé pour le module  $E = 5*\text{CBR}$ .

**Mots clés : Amélioration ; latérite ; Concassé de granite ; Litho-stabilisation ; Portance CBR**

## ABSTRACT

Lateritic soils have long been used in road construction in Burkina Faso, as they met technical requirements and were economically advantageous. Nowadays, however, they have limitations due to increasing traffic and the growing scarcity of materials that can be used in their natural state, hence the need to resort to improvement techniques in order to be able to use them. Among these improvement techniques, we will study litho-stabilization, which consists in adding crushed stone to lateritic gravel in order to increase its performance.

The study carried out in this work concerns two lateritic soil samples taken from the Gampèla borrow pit (N°1) and the Nambé borrow pit (N°2). These materials were first characterized, and the Gampèla borrow pit (N°1) was selected for upgrading with 5/25 granite crushed aggregate at percentages of 15%, 20%, 25% and 30%, as it presented the best characteristics (CBR at 95% of OPM equal to 58), which is higher than the value required by the CPT (CBR  $\geq$  50 at 95% of OPM). The aim is to identify mixes that meet the technical specifications of the CPT (Cahier de Prescription Technique) for use in sub-base courses. Identification tests (grading, Atterberg limits) and bearing capacity tests (modified Proctor and CBR) were also carried out on the crushed aggregate and on the mixes. The results obtained showed that mixes with 25% and 30% crushed aggregate gave better CBR bearing capacity results (130 and 155 respectively at 98% of OPM). Simple compression studies carried out on these same mixes showed that the 30% mix gave better results ( $R_c=0.77\text{MPa}$  and  $E=216.63\text{MPa}$ ). However, for this project, the company opted for an optimum rate of 25%, whereas we opted for a rate of 30%.

Finally, a comparative study is carried out on the influence of Young's modulus on pavement design. It should be noted that the study was carried out by comparing the modulus generated using the compression test with the dimensional results obtained using the  $E=5*\text{CBR}$  modulus to verify the calculated and permissible stresses. In summary, it can be seen that the calculated stress is greater than the permissible stress given the Young's modulus determined from the simple compression test, while the opposite is observed for the  $E=5*\text{CBR}$  modulus.

**Key words: Improvement; Laterite; Granite crushed stone; Litho-stabilization; CBR bearing capacity**

## *LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS*

**2IE** : Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement

**AFNOR** : Association Française de Normalisation

**CBR** : California Bearing Ratio

**CEBTP** : Centre Expérimental de Recherches et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics

**CPT** : Cahier de Prescriptions Techniques

**E** : Eprouvette

**GAL** : Grave Argileuse Latéritique

**GLL** : Graveleux Latéritique Litho stabilisé

**IP**: Indice de Plasticité

**L.A**: Los Angeles

**LCPC** : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

**LEMHaD** : Laboratoire Eco-Matériaux et Habitat Durable

**LNBTP** : Laboratoire National du Bâtiment et des Travaux Publics

**MDE** : Micro-Deval

**OPM** : Optimum Proctor Modifié

**PK** : Point Kilométrique

**PL** : Poids Lourds

**RN** : Route Nationale

**SETRA** : Service d'Etudes Technique des Routes et Autoroutes

**TPC** : Terre-Plein Central

## SOMMAIRE

DEDICACES .....	i
CITATION.....	ii
REMERCIEMENTS .....	iii
RESUME.....	iv
ABSTRACT.....	v
LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS .....	vi
SOMMAIRE.....	vii
LISTES DES TABLEAUX.....	x
LISTE DES FIGURES .....	xi
INTRODUCTION.....	1
I- PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCEUIL ET DU CADRE DE L'ETUDE ..	2
I.1 Présentation de la structure d'accueil.....	2
I.2 Le projet d'étude .....	2
I.2.1 Localisation de la zone du projet.....	2
I.2.2 Description du projet .....	3
I.3 Objectifs de l'étude .....	4
I.3.1 Objectif général .....	4
I.3.2 Objectifs spécifiques.....	4
II- REVUE BIBLIOGRAPHIQUE .....	5
II.1 Généralités sur les chaussées .....	5
II.1.1 Définition.....	5
II.1.2 Types de chaussées .....	5
II.1.3 Structure de chaussée.....	6
II.2 La latérite .....	8
II.2.1 Définition.....	8
II.2.2 Les différents profils latéritiques .....	8
II.2.3 Utilisation des graveleux latéritiques en construction routière .....	9
II.2.4 Les graveleux latéritiques utilisés au Burkina Faso .....	9
II.3 Le granite .....	10
II.3.1 Définition.....	10
II.3.2 Typologie de granite .....	10



II.4	Techniques de stabilisation des matériaux.....	10
II.4.1	Généralités.....	10
II.4.2	Différents modes de traitement des matériaux .....	11
II.5	La technique de la litho-stabilisation .....	13
II.5.1	Historique .....	13
II.5.2	Mise en œuvre .....	13
II.5.3	Avantages de la litho-stabilisation.....	15
II.6	Propriétés des matériaux à utiliser .....	16
III-	Matériaux ET METHODES.....	19
III.1	Matériels.....	19
III.2	Méthodologie .....	19
III.2.1	Prélèvement des matériaux .....	19
III.2.2	Echantillonnage [NF P 18-553] .....	20
III.3	Essais d'identification .....	20
III.3.1	Analyse granulométrique [NF P 94-056].....	21
III.3.2	Limites d'Atterberg [NFP 94- 051] .....	23
III.3.3	Détermination de la masse volumique des grains solides [NF P 18-558] .....	24
III.3.4	Mesure du coefficient d'aplatissement [NF P 18-561] .....	25
III.3.5	Détermination de la propreté superficielle [NF P18-591.] .....	26
III.3.6	Los Angeles [NF P 18- 573] .....	26
III.3.7	Essai Micro-Deval [NF P 18-572] .....	27
III.4	Essais mécaniques .....	28
III.4.1	Essai Proctor modifié [NF P 94 -093].....	28
III.4.2	Essai de portance CBR (Californian Bearing Ratio test) [ NF P 94-078] .....	29
III.4.3	Essai de compression simple[NF EN 13286-41 et NF EN 13286-43] .....	30
IV-	RESULTATS ET DISCUSSION.....	33
IV.1	Choix de l'emprunt.....	33
IV.2	Caractérisation du sol latéritique brut .....	34
IV.2.1	Analyse granulométrique .....	34
IV.2.2	Limites d'Atterberg.....	35
IV.2.3	Détermination de la masse volumique des grains solides.....	36
IV.2.4	Proctor modifié .....	36

IV.2.5	Essai CBR .....	37
IV.2.6	Conclusion sur le graveleux latéritique.....	38
IV.3	Caractérisation de granite concassé.....	39
IV.3.1	Analyse granulométrique .....	39
IV.3.2	Mesure du coefficient d’aplatissement .....	40
IV.3.3	Propreté superficielle .....	40
IV.3.4	Los Angeles .....	41
IV.3.5	Micro-Deval.....	41
IV.3.6	Conclusion sur le concassé de granite.....	41
IV.4	Caractérisation du graveleux latéritique litho-stabilisée .....	41
IV.4.1	Analyse granulométrique .....	42
IV.4.2	Limites d’Atterberg.....	44
IV.4.3	Proctor modifié .....	44
IV.4.4	Essai de Portance CBR .....	47
IV.4.5	Conclusion sur les mélanges .....	49
IV.4.6	Essai de compression simple .....	49
IV.4.7	Conclusion partielle .....	51
IV.5	Essais in situ .....	51
IV.5.1	Essai de compacité.....	51
IV.5.2	Essai de déflexion .....	53
V-	DIMENSIONNEMENT STRUCTURAL DE LA CHAUSSEE .....	55
V.1	Etude du trafic.....	55
V.1.1	Détermination de la classe du trafic .....	55
V.1.2	Détermination de la classe du sol .....	57
V.2	Déroulement des calculs .....	57
V.2.1	Méthode du CEBTP.....	57
V.2.2	Vérification avec le logiciel Alizé III du LCPC .....	59
V.2.3	Comparaison des résultats .....	61
	CONCLUSION ET PERPECTIVES .....	62
	RECOMMANDATIONS.....	63
	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....	64
	ANNEXES... ..	i

## *LISTES DES TABLEAUX*

Tableau I: Valeurs de déflexions admissibles au Burkina Faso .....	15
Tableau II: Exigence du CPT pour la latérite.....	16
Tableau III: Exigence du CPT pour la latérite améliorée.....	17
Tableau IV: Récapitulatif des résultats de caractérisation des emprunts .....	33
Tableau V: Coefficients d'uniformité et courbure du GAL.....	34
Tableau VI: Limites d'Atterberg du GAL .....	35
Tableau VII: Coefficients d'uniformité et de courbure du concassé .....	40
Tableau VIII: Coefficients de courbure et d'uniformité du lithostab .....	43
Tableau IX: Limites d'Atterberg du GAL améliorée à 15% .....	44
Tableau X: Récapitulatif des résultats de l'essai Proctor sur les mélanges .....	45
Tableau XI: Porosité et compacité des différents mélanges .....	47
Tableau XII: Récapitulatif des résultats de l'essai CBR sur les mélanges .....	48
Tableau XIII: Résultats de l'essai de compression simple .....	50
Tableau XIV: Rapport du module de Young calculé sur le module de Young déterminé .....	51
Tableau XV: Hypothèses et données de calculs (source : AGEIM/CCTP) .....	55
Tableau XVI: Classification du trafic selon le CEBTP.....	56
Tableau XVII : Classification de la portance du sol de plate-forme selon le CEBTP .....	57
Tableau XVIII: Structure de chaussée retenue .....	57
Tableau XIX: Récapitulatif des valeurs des paramètres .....	59
Tableau XX: Résultats des sollicitations en utilisant le module de Young trouvé par essai de compression simple .....	60
Tableau XXI: Résultats des sollicitations en utilisant le module de Young $E=5 \times \text{CBR}$ .....	60

## LISTE DES FIGURES

Figure 1: Localisation de la zone du projet .....	3
Figure 2: Structure de chaussée (Source : structure de chaussée - Bing ).....	8
Figure 3: fuseau granulométrique du GAL après CBR pour la couche de fondation donné par le CPT.....	17
Figure 4: fuseau granulométrique du lithostab après CBR pour la couche de fondation donné par le CPT.....	18
Figure 5: Prélèvement de la latérite (a) et du concassé(b) pour l'étude.....	19
Figure 6: Echantillonnage par la méthode de quartage .....	20
Figure 7: Matériels utilisés pour la granulométrie .....	22
Figure 8: réalisation de l'analyse granulométrique par sédimentométrie .....	23
Figure 9: Matériels utilisés pour l'essai des limites d'Atterberg.....	24
Figure 10: Tamis à fente pour l'essai d'aplatissement .....	25
Figure 11: Echantillon et appareil utilisé pour l'essai de Los Angeles.....	27
Figure 12: Echantillon, billes inoxydables et appareil Micro-Deval.....	28
Figure 13: Matériels utilisés pour l'essai Proctor modifié.....	29
Figure 14: Moules CBR immergés dans l'eau et Presse CBR pour poinçonnement.....	30
Figure 15: Photo du moule utilisé(a), quelques éprouvettes emballées dans de sachets plastiques (b) et presse universelle (c et d) pour l'essai de compression.....	32
Figure 16: Courbe granulométrique de la grave argileuse latéritique (GAL).....	34
Figure 17: Abaque de plasticité de Casagrande simplifié .....	36
Figure 18: Courbe Proctor du GAL.....	37
Figure 19: Courbe CBR du GAL .....	38
Figure 20: Courbe granulométrique du concassé de granite .....	39
Figure 21: Mélange du graveleux latéritique et concassé 5/25 .....	42
Figure 22: Courbe granulométrique des différents mélanges .....	42
Figure 23: Courbes Proctor modifiées des différentes proportions de mélange .....	45
Figure 24: Variation de la densité sèche et teneur en eau en fonction du taux d'amélioration .....	46
Figure 25: Variation du CBR en fonction du taux d'amélioration .....	48
Figure 26: Densitomètre à membrane pour essai de compacité.....	52
Figure 27: Résultats de l'essai de compacité .....	53

Figure 28: Mesure de déflexions sur la couche de fondation.....54  
Figure 29: Résultats de déflexions sur la couche de fondation .....54

## INTRODUCTION

Le développement d'un pays passe nécessairement par la réalisation d'infrastructures routières modernes et de qualité. La pérennité de ces infrastructures de transports terrestres dépend essentiellement de la qualité des matériaux utilisés. Il faudrait alors trouver des matériaux adéquats qui permettront la réalisation de ces routes de façon durable. Dans le but d'atteindre cet objectif, des questions, concernant les techniques et les matériaux à utiliser pour la réalisation des différents axes routiers se posent. A ces questions d'ordre technique s'associent des contraintes d'ordre financier. En effet, le Burkina Faso, pays en voie de développement, est financièrement limité et ce facteur doit être pris en compte dans le choix éventuel des différentes techniques et matériaux de construction routière.

Au Burkina Faso, la latérite est un matériau de référence en construction routière. Elle a l'avantage d'une part d'être en gisement d'extension importante affleurant dans toute la zone tropicale et d'autre part d'être d'une exploitabilité facile. Mais aujourd'hui, avec la croissance exponentielle des poids lourds induite par le volume des échanges économiques, que connaissent les grands axes routiers, de nouvelles contraintes apparaissent. Selon (**Jikolum, 2011**), « Les graveleux latéritiques naturels présentent des limites objectives en tant que matériaux des chaussées autrement dit leur qualité ne cesse de décroître et ils se font de plus en plus rares ».

À cet effet, il s'est donc avéré nécessaire de trouver comment à défaut d'utiliser les matériaux naturels à notre disposition, d'étendre des techniques d'amélioration des propriétés géotechniques de ces matériaux. C'est ainsi qu'il a été abordé dans ce mémoire, une étude visant à améliorer les propriétés d'un graveleux latéritique en apportant du concassé de granite à différentes proportions de mélange pour une utilisation en couche de fondation d'une chaussée à fort trafic.

Le présent mémoire est structuré en cinq (05) grandes parties :

Nous présenterons d'abord la structure d'accueil, le projet, son emplacement et les différents objectifs, ensuite nous aborderons une revue bibliographique sur les généralités de la latérite, du concassé de granite et la litho-stabilisation. Par la suite, nous présenterons les matériels et méthodes utilisés pour l'obtention de nos résultats que nous discuterons plus tard, Enfin, nous proposerons un dimensionnement de la structure de chaussée afin de vérifier sa viabilité.

## ***I- PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCEUIL ET DU CADRE DE L'ETUDE***

### ***I.1 Présentation de la structure d'accueil***

Le Laboratoire National du Bâtiment et des Travaux Publics (LNBTP) est un établissement public créé par décret n°68-223/PRES/TP du 13 septembre 1968. En application du décret 420/PRES/MICM/MTPHU du 23 novembre 1994, la société a été transformée en société d'Etat (S.E) et son capital est passé de 100 à 318 millions de francs CFA. Son siège est à Ouagadougou. Avenue Naaba Zombre, 1909. La société jouit d'une autonomie financière et est placée sous la tutelle :

- de gestion du Ministère du Commerce ;
- technique du Ministère en charge des Infrastructures et du Désenclavement ;
- financement du Ministère en charge de l'Economie et des Finances.

Le LNBTP a pour missions :

- la réalisation d'études, de contrôles du bâtiment, des travaux de routes, des barrages et des infrastructures de génie civil ;
- des études dans le domaine du génie civil et des fondations.

Par conséquent, il fournit des services suivants :

- recherche fondamentale sur les sols,
- recherche et contrôle géotechnique ;
- expertise géotechnique en routes, aéroports, bâtiments, ouvrages d'art et barrages ;
- contrôle qualité des matériaux de construction ;
- visite technique pour garantie décennale ;
- contrôle des équipements.

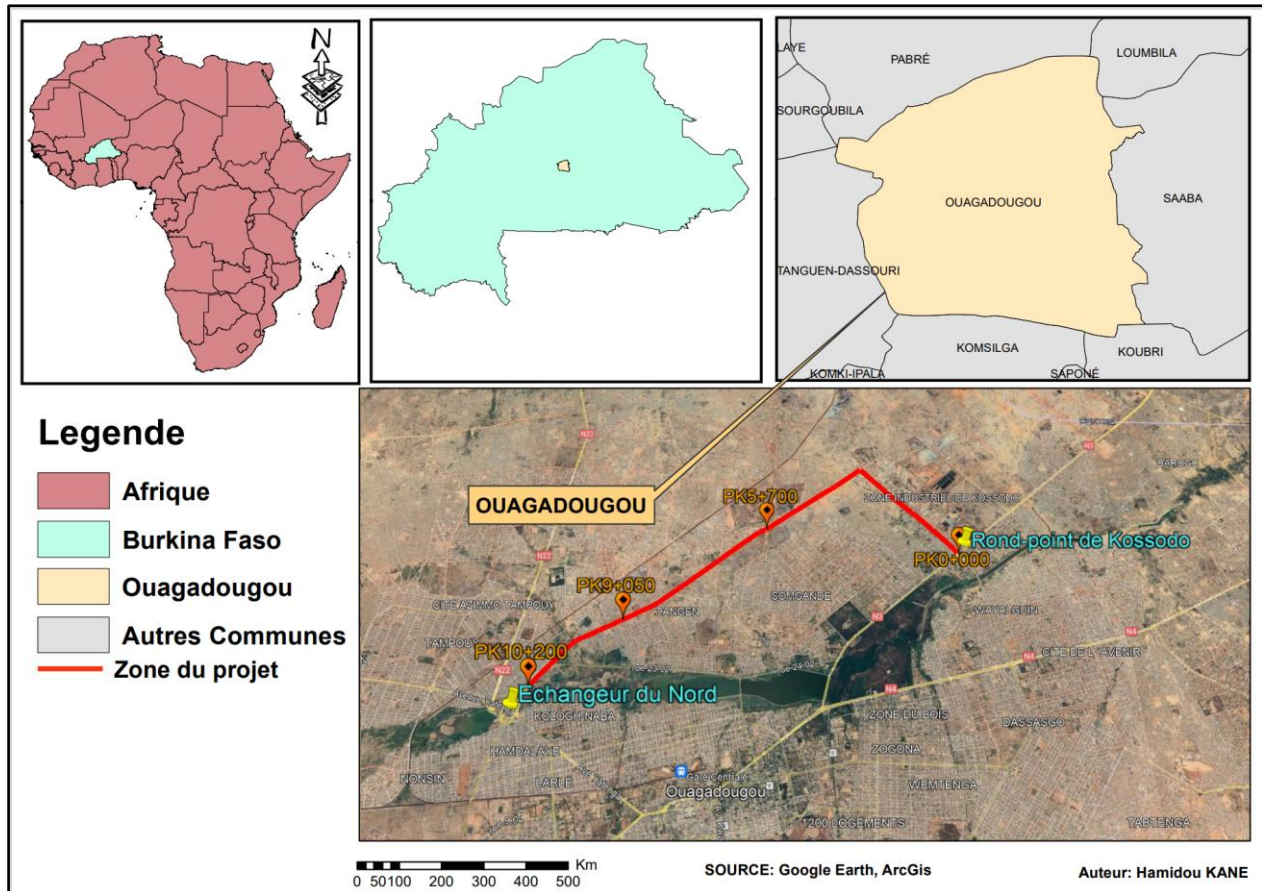
### ***I.2 Le projet d'étude***

#### ***I.2.1 Localisation de la zone du projet***

Le projet est situé dans la région du Centre, dans la province du Kadiogo, région du centre précisément dans la Commune de Ouagadougou. Le site du projet s'étend de l'échangeur du Nord

au Rond-point de Kossodo. Le tronçon de route est long de 10,2 kilomètres et d'environ 77 hectares.

La **Figure 1** montre une vue d'ensemble du trajet de la rocade ainsi que son emplacement.



*Figure 1: Localisation de la zone du projet*

### ***1.2.2 Description du projet***

Les travaux de construction et de bitumage du Boulevard des Tansoba (Rocade nord) long de 10,2 Km du PK0+00 au PK10+200 s'inscrivent dans le cadre du Plan National de Développement Économique et Social (PNDES), élaboré par l'Etat burkinabé et financé par la Banque Ouest Africaine de Développement (BOAD). Ils visent d'une part une bonne structuration des voiries de la commune de Ouagadougou et d'autre part la mobilité interne et la fluidité du trafic à l'intérieur de la ville.

Le projet est constitué d'une chaussée de 2 x 2 voies d'une largeur de 3,5 mètres chacune, de deux (02) pistes cyclables de 3,5 mètres chacune, de deux (02) accotements de 0,5 mètre chacun, d'un



terre-plein central (TPC) de 3 mètres et de trottoirs de 2 mètres de part et d'autre de la route. Le dispositif de drainage sera composé de caniveaux couvrant tout le linéaire de la route. La chaussée est constituée de l'extérieure vers l'intérieure d'un revêtement en béton bitumineux, d'une couche de base en grave bitume et une couche de fondation en graveleux latéritique litho-stabilisé.

Notre étude concernera particulièrement la couche de fondation constituée de graveleux latéritiques litho-stabilisés.

### ***1.3 Objectifs de l'étude***

#### ***1.3.1 Objectif général***

L'objectif général est de trouver une meilleure formulation de litho-stabilisation (mélange sol latéritique et concassés) répondant aux spécifications du CPT pour une utilisation en couche de fondation et faire une étude comparative de l'influence du module de Young dans le dimensionnement de la structure de chaussée.

#### ***1.3.2 Objectifs spécifiques***

De manière spécifique, il s'agit de :

- identifier l'emprunt présentant les caractéristiques minimales exigées par le CPT pour une amélioration aux concassés ;
- étudier des paramètres physiques et mécaniques des mélanges (85% Graveleux Latéritiques (GL) +15% de granulats concassés (GC), 80% GL+20% GC, 75%GL+25%GC ,70%GL+30%GC) afin de pouvoir identifier le mélange optimal répondant aux exigences du CPT ;
- faire une étude comparative de dimensionnement de la chaussée en tenant compte des propriétés des matériaux améliorés.

## ***II- REVUE BIBLIOGRAPHIQUE***

### ***II.1 Généralités sur les chaussées***

#### ***II.1.1 Définition***

Elle peut être définie une surface précise et délimitée aménagée sur un sol ou sur un ouvrage précis afin de garantir le déplacement des usagers, des marchandises dans de bonnes conditions de visibilité et de confort quelle que soit les conditions météorologiques résultant d'un itinéraire. Du point de vue mécanique, son rôle est de répartir les charges mécaniques qu'elle reçoit provenant du trafic sur le sol support.

#### ***II.1.2 Types de chaussées***

Dans le document intitulé « Guide technique de conception et de dimensionnement des structures de chaussée », le LCPC et le SETRA ont classé les chaussées revêtues en six (06) types à savoir :

- les chaussées souples ;
- les chaussées semi rigides ;
- les chaussées rigides ;
- les chaussées mixtes ;
- les chaussées inverses ;
- les chaussées bitumineuses épaisses.

Mais il faut noter qu'au Burkina Faso tout comme dans la plupart des pays africains, on utilise les types de chaussées revêtues qui sont les chaussées souples, les chaussées semi-rigides et quelques fois les chaussées rigides dans la zone à forte inondation.

#### ***□ Chaussées flexibles ou simples***

Elles tiennent leur nom du fait qu'elles ont l'aptitude de se déformer sans se rompre sous l'action des sollicitations. Elles distribuent les efforts de surface à travers les couches de base et de fondation de façon que l'effort sur la plate-forme soit compatible avec la résistance de l'infrastructure et du sol. Elles sont constituées d'une couche bitumineuse en surface et d'une assise en matériau granulaire. L'épaisseur de la chaussée est généralement comprise entre 30 et 60 cm et dépend du trafic souvent faible et du climat. La caractéristique d'une chaussée flexible est son aptitude de se déformer sans se fissurer.

### □ *Chaussées semi-rigides*

Elles comportent une couche de surface bitumineuse reposant sur une assise en matériaux traités aux liants hydrauliques disposés en une couche (base) ou deux couches (base et fondation). Les chaussées semi-rigides supportent un trafic plus élevé et les contraintes transmises au sol support sont aussi plus faibles. D'une épaisseur variante généralement entre 20 et 50 cm, la structure se compose d'un revêtement bitumineux, d'une couche de base améliorée au ciment et d'une couche de fondation en matériaux granulaires traités ou non.

### □ *Chaussées rigides*

Une chaussée rigide est constituée d'un revêtement en béton de ciment de 15 à 40 cm d'épaisseur qui sert de couche de roulement, éventuellement recouverte d'une couche mince en matériaux bitumineux. La couche de béton repose soit sur une couche de fondation (en matériaux traités aux liants hydrauliques ou en béton maigre), soit sur une couche drainante en grave non traitée, soit sur une couche d'enrobé reposant elle-même sur une couche de forme traitée aux liants hydrauliques. La dalle de béton peut être continue avec un renforcement longitudinal (« béton armé continu »), ou discontinue avec ou sans éléments de liaison aux joints. Ces chaussées sont par conséquent peu déformables et elles absorbent la charge afin d'éviter une déformation, sur la fondation ou l'infrastructure, susceptible de causer la rupture. Pour des trafics élevés, ces types de chaussées ont des performances mécaniques très intéressantes, comparées aux autres types de structures et leur durée de vie est beaucoup plus élevée.

#### ***II.1.3 Structure de chaussée***

Elle représente une structure composée de plusieurs couches superposées et constituées de matériaux différents dont l'ensemble forme la superstructure et reposant sur une infrastructure. L'infrastructure est composée en outre de la plate-forme ou sol support et la couche de forme en cas de remblai. Quant à la superstructure elle est constituée de la couche de fondation, la couche de base et la couche de surface ou le revêtement.

### □ *Couche de forme*

Cette couche de transition entre le sol support et le corps de chaussée joue un double rôle :

- pendant la phase de travaux, elle protège le sol support, elle établit une qualité de nivellement et permet la circulation des engins pour l'approvisionnement des matériaux et la construction des couches de chaussée ;
- vis-à-vis du fonctionnement mécanique de la chaussée, elle permet de rendre plus homogènes et éventuellement d'améliorer les caractéristiques dispersées des matériaux de remblai ou du terrain en place ainsi que de les protéger des intempéries (**Conception et dimensionnement des structures de chaussée: Guide technique, 1994**).

#### □ *Couche de fondation*

C'est la couche immédiatement au-dessus de la plateforme, ou couche de forme, elle joue comme rôle la répartition de façon homogène des contraintes sur le sol support. Cette couche doit être bien compactée pour éviter les tassements ultérieurs. Les matériaux qui la composent doivent être structurés, plus denses, moins gonflants et de forte portance (CBR supérieur ou égal 30%) afin d'éviter les problèmes du gonflement souterrain qui peuvent survenir.

#### □ *Couche de base*

Elle constitue avec la couche de fondation, l'assise de la chaussée. Elle est soumise à des contraintes verticales, à l'effet de poinçonnement dû à la pression des pneumatiques et des contraintes de cisaillement. Elle doit être constituée de matériaux suffisamment durs et avoir une bonne résistance à la fragmentation. Elle doit avoir un CBR supérieure ou égale à 80 pour une densité sèche correspondant à 98% de l'OPM. Si le matériau n'atteint pas cette portance, il devra être traité. Et pour cela il faut au moins que le matériau à l'état naturel présente un CBR supérieur à 60 afin de satisfaire aux spécifications requises en matière de résistance et de portance.

#### □ *Couche de surface ou revêtement*

La couche de surface ou de revêtement permet d'adoucir la surface de roulement, d'assurer la distribution des charges transmises dans la chaussée, dans le sol et de protéger l'assise contre l'action des intempéries. Un bon revêtement doit donc pouvoir jouer les rôles suivants :

- résister aux déformations, et à l'usure rapide, aux sollicitations et efforts tangentiels exercés par les charges roulantes ;
- présenter un uni de surface durable de façon à assurer, durant toute la durée de vie, un confort de roulement aux véhicules à vitesse élevée ;

- assurer une évacuation rapide des eaux de ruissellement et garantir une adhérence élevée ;
- être suffisamment imperméable pour empêcher les infiltrations des eaux superficielles.

Cette couche doit être accompagnée par une couche de liaison dans le cas de forts trafics.

La **Figure 2** ci-dessous présente les différentes couches d'une chaussée.

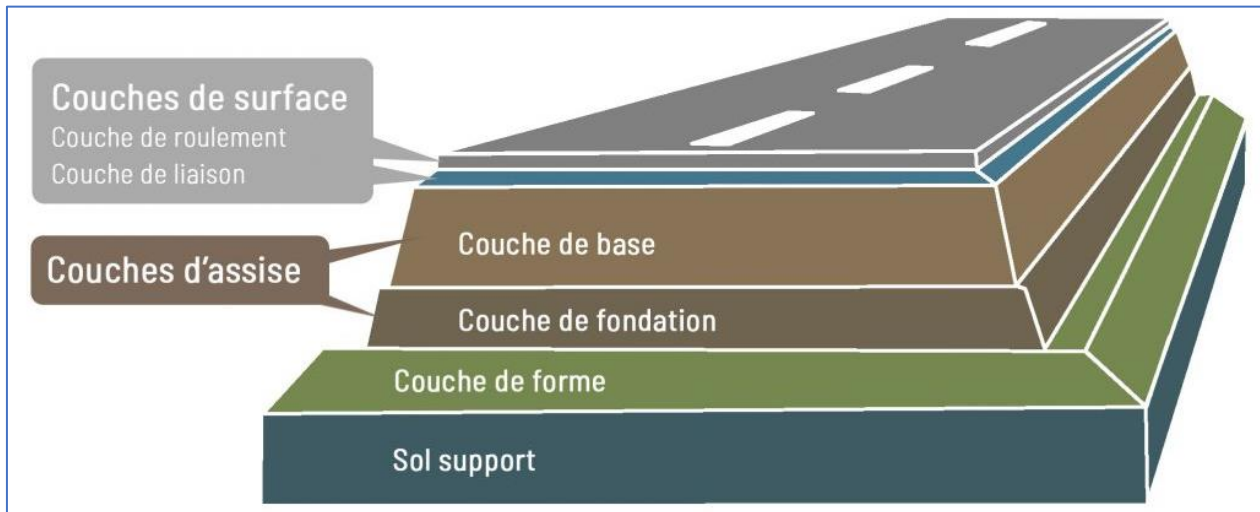


Figure 2: Structure de chaussée (Source : [structure de chaussée - Bing](#))

## II.2 La latérite

### II.2.1 Définition

Le mot « latérite » dérivé du latin later, qui signifie brique. Ce terme a pour la première fois été suggéré par (**Buchaman, 1807**). La latérite constitue un produit commun de l'altération des roches sous les climats tropicaux. Elle est essentiellement constituée d'oxyde de fer et d'aluminium. Du point de vue de l'ingénieur routier, on parlera de graveleux latéritique. Il s'agit d'un sol meuble de granulométrie 0/20 à 0/40 mm comportant de 10 à 35% de fines passant au tamis de 80 $\mu$ m et un « squelette » de 20 à 60% (refus au tamis de 2mm). Selon les études menées par (**Autret, 1983**), un sol latéritique contenant plus de 35% de passant à 80 $\mu$ m n'est plus un graveleux latéritique. Il entre alors dans les catégories des sols fins.

### II.2.2 Les différents profils latéritiques

Les latérites sont caractérisées par une couleur qui varie en fonction du degré d'évolution et le milieu de formation. Les teintes les plus courantes sont le rouge, l'ocre, le beige. La couleur des latérites est due à la présence du fer oxydé dans leur composition chimique. Trois grands types de

sols constituent les horizons latéritiques : les sols ferrugineux, les sols ferralitiques, les ferrisols. Les sols latéritiques peuvent être classés selon l'altération des roches en complexe d'altération de deux formes : les argiles et les oxydes de fer et d'aluminium.

Un profil d'altération typique des massifs latéritiques contient les grands ensembles suivants (du haut vers le bas du profil d'altération) :

- cuirasse : compacte, rocheuse, vacuolaire, épaisse de 30 à 70cm ;
- argile latéritique : de couleur rouge jaune au rouge vif épaisse d'environ 80 cm ;
- granite-roche mère : cette roche et surtout les gravillons constituent un excellent matériau d'empierrement.

Sur le plan morphologique on retrouve deux types de latérite :

- une latérite meuble, elle est généralement graveleuse et se retrouve dans des horizons concrétionnés et gravillonnaires. Elle est utilisée dans la construction des routes et dans la construction des bâtiments en blocs de terre comprimée à ce dernier ;
- une latérite indurée : son durcissement est mis en place ou alors acquis par exposition à l'air. Elle est plus spécifiquement utilisée dans la construction des maisons en blocs de terre taillée.

### ***II.2.3 Utilisation des graveleux latéritiques en construction routière***

Les graveleux latéritiques sont utilisés dans le corps des chaussées des routes en terre et des routes revêtues. Dans le cas des routes en terre, elles sont utilisées en couche de roulement, et dans le cas des routes revêtues, elles interviennent en couche de fondation et en couche de base. Dans l'un ou l'autre des cas, les latérites doivent répondre à des spécifications selon la couche concernée. **(Kanazoe, 2011)**

### ***II.2.4 Les graveleux latéritiques utilisés au Burkina Faso***

La latérite constitue un matériau très variable. Selon **(Kanazoe, 2011)** l'épaisseur des couches exploitables varie entre 20 cm et 50 cm, se situant beaucoup plus autour de 40 cm et très rarement entre 50 et 100 cm de profondeur. Les latérites du Burkina Faso répondent généralement aux spécificités techniques suivantes :

- granulométrie : 0/20

- pourcentage de fines passant au tamis de 80 $\mu$ m : 30%
- refus au tamis de 2 mm : 50 à 80%
- indice de portance CBR : 18 à 85

Ces spécificités sont issues de la classification internationale HRB, A 24 (0) à A 26 (0).

## ***II.3 Le granite***

### ***II.3.1 Définition***

Le mot « granite », dérive du latin Granum qui signifie grain, désigne une roche magmatique plutonique formée en profondeur par un refroidissement lent du magma issu de la fusion partielle de la croûte continentale. Le granite est constitué de minéraux visibles à l'œil nu sous forme de cristaux. Ce sont principalement le mica, le feldspath et le quartz. C'est une roche beaucoup utilisée notamment dans le domaine de la construction pour la mise en œuvre du béton. (**Kanazoe, 2011**)

### ***II.3.2 Typologie de granite***

D'après les études menées par (**Kanazoe, 2011**), il existe différents types de granites. On peut citer entre autres :

- les granites calco-alcalins : Ils sont d'origine mixte et ont la particularité d'être grenus ;
- les granites tholéïtiques : Ils sont de teintes claires et riches en feldspaths ;
- les granites alcalins : Ils sont constitués de minéraux appelés feldspaths alcalins.
- les leuco granites : Ils sont relativement riches en alumine et sont caractérisés par la présence de muscovite (mica blanc) à côté de la biotite ;
- les granites d'anatexie : Ils sont issus de la fusion de la croûte continentale.

## ***II.4 Techniques de stabilisation des matériaux***

### ***II.4.1 Généralités***

En construction routière, le traitement des matériaux consiste à apporter une stabilité à un sol dont les caractéristiques ne répondent plus à l'exigence demandée. Cependant un matériau est dit stable lorsqu'il caractérise une résistance à l'écoulement latéral sous l'effet d'une charge.

Stabiliser un sol consiste à améliorer ses caractéristiques géotechniques par adjonction des alluvionnaires d'un autre matériau, soit d'un liant hydraulique ou hydrocarboné afin qu'il puisse mieux résister à l'écoulement latéral sous l'effet d'une charge.

Les objectifs recherchés par une stabilisation sont les suivants :

- augmenter la résistance mécanique et la portance ;
- améliorer l'aptitude au compactage ;
- diminuer la sensibilité à l'eau.

#### ***II.4.2 Différents modes de traitement des matériaux***

On distingue trois grands modes de traitement des matériaux à savoir :

- le traitement chimique ;
- le traitement aux liants hydrocarbonés ;
- le traitement mécanique.

##### **□ Stabilisation chimique**

Le traitement chimique inclut le mélange ou l'injection de substances chimiques dans le sol. Il permet grâce à la réaction du produit avec les composantes du matériau une augmentation de la cohésion du matériau. Comme produit chimique on peut citer : Ciment, asphalte, chaux, chlorure de calcium, chlorure de sodium, et des feuillets de résidu industriel sont souvent utilisés comme agents de stabilisation chimique.

Cependant les plus courants sont la stabilisation au ciment et la stabilisation à la chaux.

##### **Stabilisation au ciment**

Il s'agit de l'adjonction de ciment et selon les cas à un sol en place ou à un matériau d'apport afin d'augmenter la cohésion du mélange après la prise (meilleure portance, diminution de la sensibilité à l'eau). La stabilisation des sols au ciment trouve son application tant pour les couches de surface que pour la zone supérieure de la couche de fondation ou de la sous-couche de fondation ou de la sous-couche de routes et chemins de toute nature.

##### **Stabilisation à la chaux**

Il s'agit de l'adjonction de chaux vive aux matériaux d'infrastructure dans le but de diminuer la teneur en eau, d'atteindre une densité optimum lors du compactage et d'augmenter ainsi la résistance mécanique du sol traité.



### □ *Stabilisation physique*

Dans ce cas, le liant en question est un produit hydrocarboné (bitume, émulsion) qui imperméabilise encore plus la structure. Cette forme de stabilisation conduit presque aux mêmes résultats que l'ajout de ciment, sans rigidifier le matériau.

### □ *Stabilisation mécanique*

C'est une technologie intéressante pour la construction des assises de chaussées performantes. Dans les conditions de traitement visant à améliorer les propriétés physiques et mécaniques du matériau, elle consiste à améliorer la composition granulométrique du sol ou du matériau de remplissage existant en ajoutant une petite quantité de matériaux grenu, fin ou grossiers afin d'améliorer la possibilité de compactage. Pour les différentes méthodes de traitement mécanique des matériaux de construction routière, on distingue : Le traitement aux géotextiles et la litho-stabilisation.

### **Traitement aux géotextiles**

L'utilisation des géotextiles dans le développement des remblais a été tardive. Cependant les aspects de ce dernier donnent maintenant lieu à des applications de plus en plus nombreuses et prometteuses. La déformabilité et la grande résistance des nappes de géotextile s'adaptent en effet particulièrement bien aux propriétés des sols meubles. Les méthodes de dimensionnement des ouvrages ainsi renforcés sont loin d'être parfaites. Des efforts de recherches importants sont encore à réaliser, notamment sur la résistance au poinçonnement des géotextiles. Néanmoins, dans le domaine des travaux routiers, le traitement des sols aux géotextiles présente plusieurs avantages. Il permet :

- l'obtention d'un bon compactage et économise le matériau de remplissage ;
- d'éviter l'interpénétration du sol naturel avec les agrégats ;
- de conserver parfaitement les propriétés de l'enduit ;
- en cours d'exécution du chantier, de circuler sur la couche de fondation en la maintenant exempte de toute contamination.

### **Litho-stabilisation**

C'est une forme de stabilisation mécanique d'un sol de qualité médiocre par adjonction de concassés ou un matériau plus structuré. Le pourcentage du nouvel apport est souvent supérieur à

10% (**Jikolum, 2011**). Son objectif principal est d'obtenir du mélange un matériau présentant de meilleures performances géotechniques (essentiellement la portance).

Cette partie du traitement est développée dans le paragraphe suivant et fait l'objet de notre étude.

## ***II.5 La technique de la litho-stabilisation***

### ***II.5.1 Historique***

C'est une technique qui consiste à améliorer les performances des sols latéritiques utilisés en assise des chaussées par adjonction d'une quantité de concassés de granite déterminée en conséquence.

Cette technique, utilisée de nos jours en Afrique subsaharienne est reconnue au Burkina-Faso. Elle a pour la première fois fait l'objet d'une étude au Laboratoire National du Bâtiment et des Travaux Publics (LNBTP) à l'occasion du projet d'aménagement de la route Ouagadougou-Yako (selon le livre les matériaux utilisés en construction routière en Haute- Volta. Un matériau non traditionnel « le Lithos tab » de Pierre LOMPO, Paris 1980). Les essais avaient été réalisés sur un graveleux latéritique présentant les caractéristiques suivantes :

- % de fines (< 0.08mm) : 25
- Indice de Plasticité IP : 20
- CBR à 95% de la densité sèche maximale et après 4 jours d'imbibition : 58

Ce matériau a été amélioré à 10, 15, 20 et 25% de concassé 5/15 puis soumis pour chacun des cas à l'essai CBR. Ces résultats ont montré que l'indice portant CBR égal à 80 à 95% OPM n'est atteint que pour 30% de concassé.

Cependant cette étude n'a pas connu de suite immédiate. C'est lors de l'appel d'offres pour l'exécution des travaux d'aménagement de la route Ouagadougou-Koudougou que l'entreprise « Bourdin et chaussée » adjudicataire du marché, a proposé par la suite une variante dans la réalisation de la couche de base en graveleux latéritique amélioré au concassé de granite 12/40, en lieu et place des graveleux améliorés au ciment, proposé initialement dans le dossier d'appel d'offres (**Jikolum, 2011**). Cette option était liée au coût élevé de l'amélioration au ciment.

### ***II.5.2 Mise en œuvre***

La mise en œuvre de la litho-stabilisation s'effectue sur chantier de la façon suivante :

- approvisionnement et répandage de la latérite naturelle ;
- humidification partielle de la latérite répandue par passage d'une citerne à eau munie d'une rampe de distribution ;
- approvisionnement et répandage du concassé de granite sur le graveleux latéritique précédemment répandu à l'état naturel ;
- scarification de l'ensemble latérite et concassés de granite à l'aide du scarificateur de la niveleuse ;
- humidification par passage de la citerne à eau ;
- mise en cordon du mélange à la lame de niveleuse ;
- malaxage et humidification du mélange par déplacements latéraux du cordon, toujours à la lame et passage alternés de la citerne à eau ;
- lorsque la teneur en eau du mélange est satisfaisante et qu'il atteint l'homogénéité, on procède à l'épandage du cordon, au nivellement et au compactage. Ce compactage sera effectué en grande partie à l'aide d'un compacteur à pneu et parachevé à l'aide d'un compacteur vibrant.

Pour que le travail soit fait dans le respect des règles de l'art, un contrôle qualitatif des matériaux ainsi qu'un contrôle de la mise en œuvre sont indispensables. (**Annexe VII** pour une illustration de la mise en œuvre du lithostab).

#### **Contrôle de qualité des matériaux avant la mise en œuvre**

- ✓ Des essais d'identification et de portance sont effectués sur les tas gerbés de graveleux latéritique. Puis le matériau approvisionné est soumis aux différents essais pour vérifier sa conformité aux prescriptions du CPT ;
- ✓ Le concassé de granite est soumis aux essais d'analyse granulométrique, de Los Angeles et de Micro-Deval pour vérifier sa conformité aux prescriptions du CPT.

#### **Contrôle de la mise en œuvre**

##### ✓ **Contrôle de la granulométrie**

Au cours de la mise en œuvre du lithostab, lorsque le mélange (graveleux latéritique et concassés) est jugé homogène et prêt à être répandu, régalié et compacté, des prélèvements sont effectués en plusieurs points. Des essais de granulométrie sont effectués sur ces prélèvements afin de se rendre

compte d'une part de l'homogénéité effective du mélange et d'autre part de tester le dosage en concassés.

### ✓ Contrôle de compactage

Après compactage du lithostab, on vérifie le compactage en utilisant le densitomètre à membrane qui permet de mesurer la densité in situ de la couche concernée, le Proctor de référence permettant de calculer la compacité qui est déterminé selon le mode opératoire LCPC CE.1 approuvé le 29 juillet 1970 par le ministère de l'équipement et du logement français.

### ✓ Mesures de déflexions

Pour tester enfin la déformabilité des différentes structures, Des mesures de déflexions à la poutre Benkelman sont réalisées sous essieu chargé à 13 tonnes afin de tester la déformabilité de la structure. Le Tableau I présente les valeurs limites de déflexions acceptables au Burkina Faso.

*Tableau I: Valeurs de déflexions admissibles au Burkina Faso*

<i>Couche de chaussée</i>	<i>Valeur de la déflexion caractéristique (<math>D=m+1,3\sigma</math>) 1/100mm</i>
<i>Couche de roulement</i>	<i><math>D \leq 45</math></i>
<i>Couche de base</i>	<i><math>D \leq 60</math></i>
<i>Couche de fondation</i>	<i><math>D \leq 80</math></i>

Avec

$m$  =la moyenne des déflexions mesurées sur 500 m et

$\sigma$  =l'écart-type des déflexions mesurées sur 500 m

### **II.5.3 Avantages de la litho-stabilisation**

Les avantages de la litho-stabilisation sont entre autres : les avantages techniques, économiques et environnementaux.

#### □ Avantages techniques

- Accroissement de la capacité mécanique ;

- Augmentation de la portance en générale ;
- Diminution de la dégradation de la chaussée ;
- Facilité de la mise en œuvre.

#### □ Avantages économiques

- Courte durée de la mise en œuvre ;
- Faible coût de transport ;
- Bonne résistance de la chaussée au moindre coût.

#### □ Avantages environnementaux

- Réduction de la déformation des composantes des sols ;
- Exploitation limitée des gisements naturels.

## II.6 Propriétés des matériaux à utiliser

Il ressort du Cahier de Prescriptions Techniques (CPT) que la latérite et le concassé de granite doivent répondre aux caractéristiques présentées dans le **Tableau II** et **Tableau III** et la **Figure 3** et **Figure 4**.

*Tableau II: Exigence du CPT pour la latérite*

Matériau	Nature de l'essai	Résultats exigés
Latérite	Limites d'Atterberg	Limite de liquidité < 40
		Indice de plasticité $\leq 15$
	Proctor modifié	Densité sèche à l'OPM : $\gamma_{dOPM} \geq 2,0t/m^3$
	Portance CBR à 95% de l'OPM et à 4 jours d'immersion dans l'eau	CBR (95%OPM) $\geq 50$
Concassé	Los Angeles	LA $\leq 30$
	Micro-Deval	MDE $\leq 20$ en présence d'eau
	Aplatissement	Coefficient d'aplatissement $\leq 30$
	Propreté superficielle	P $\leq 5\%$

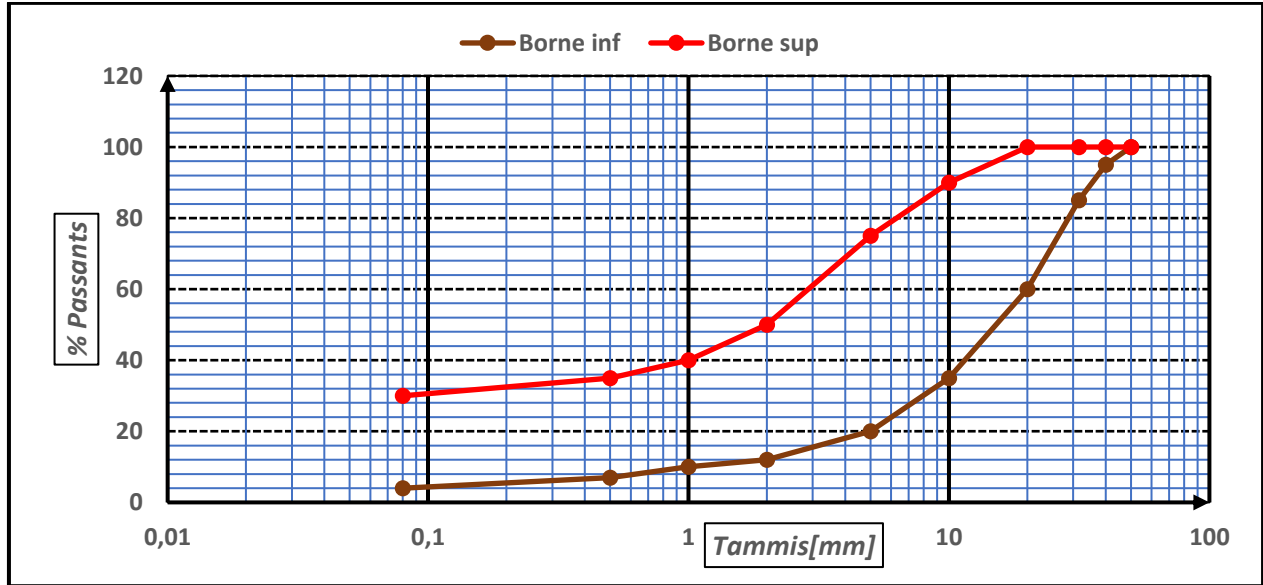


Figure 3: fuseau granulométrique du GAL après CBR pour la couche de fondation donné par le CPT

Tableau III: Exigence du CPT pour la latérite améliorée

Matériau	Nature de l'essai	Résultats exigés
Lithostab	Limites d'Atterberg	Limite de liquidité < 40
		Indice de plasticité $\leq 15$
	Proctor modifié	Densité sèche à l'OPM : $\gamma_{dOPM} \geq 2,0t/m^3$
	Portance CBR à 98% de l'OPM et à 4 jours d'immersion dans l'eau	CBR (98%OPM) $\geq 110$

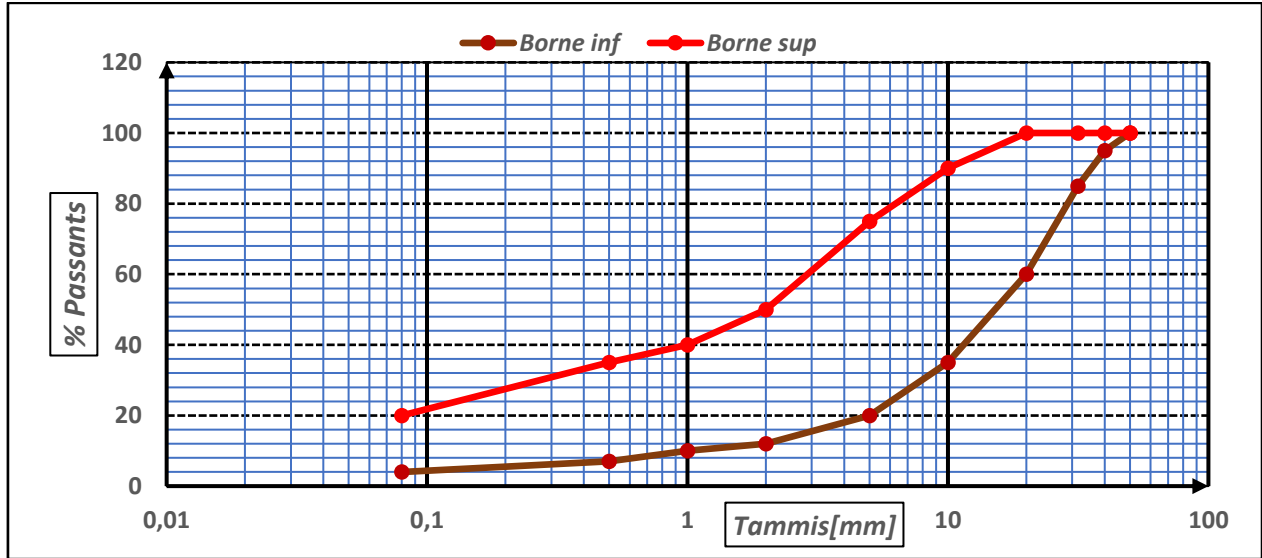


Figure 4: fuseau granulométrique du lithostab après CBR pour la couche de fondation donné par le CPT

### III- MATERIAUX ET METHODES

#### III.1 Matériels

Pour la réalisation de nos différents essais, des matériels et/ou accessoires seront nécessaires. Ces matériels et accessoires sont spécifiques pour chacun des différents essais. Nous les présenterons donc, après la méthodologie de chaque essai.

#### III.2 Méthodologie

Dans cette partie, les méthodes classiques appliquées à la géotechnique pour les sols seront indiquées. L'expression de la démarche pour l'obtention des résultats aide souvent à la compréhension du travail réalisé, car elle permet de représenter, le cas échéant, la chronologie des activités menées pour l'obtention des résultats. Pour ce faire, les essais physiques et mécaniques ont été effectués sur les graveleux latéritiques naturels et des concassés de granite de classe 5/25.

##### III.2.1 Prélèvement des matériaux

Les graveleux latéritiques et les concassés utilisés (**Figure 5**) lors de notre étude expérimentale proviennent de la carrière de l'entreprise Globex. Les échantillons sont prélevés dans des sacs et la masse des matériaux est déterminée selon les essais à réaliser.



Figure 5:Prélèvement de la latérite (a) et du concassé(b) pour l'étude



### III.2.2 Echantillonnage [NF P 18-553]

L'échantillonnage est l'opération qui permet de prélever une fraction d'un matériau telle que la partie prélevée soit représentative de l'ensemble de la masse ou si l'on veut, que la partie prélevée soit identique à la partie restante. Tous les essais à réaliser dépendent du soin apporté à la réalisation de l'échantillonnage. Il peut se faire de deux manières différentes :

- ✚ **par quartage** lorsque la quantité de matériau est importante ;
- ✚ **au moyen d'échantillonneurs** lorsque la quantité du matériau est moins importante ;

Dans le cas de notre étude, nous avons eu recours à l'utilisation de l'échantillonnage par quartage qui consiste à mettre l'échantillon global sur une surface propre et de le mélanger en lui donnant une forme conique et en le retournant pour donner un nouveau tas (**Figure 6**). On répète cette opération trois fois puis on crée un quarter sur le tas aplati selon les deux axes se coupant en angle droits. On élimine deux quarts opposés et on reconstitue un tas avec le reste.



Figure 6: Echantillonnage par la méthode de quartage

### III.3 Essais d'identification

Les essais d'identification sont des essais réalisés en vue de déterminer les propriétés physiques d'un matériau. Dans le cadre de notre étude les matériaux seront soumis aux essais d'analyse granulométrique, de limites d'Atterberg, de Proctor, de CBR, de mesure de coefficient

d'aplatissement, de propreté superficielle, de détermination du poids spécifique, de Los Angeles, Micro-Deval et de compression simple.

### III.3.1 Analyse granulométrique [NF P 94-056]

L'analyse granulométrique est une description des particules du sol. Elle consiste à répartir de façon centésimale les particules suivant leur diamètre. Cette analyse peut se faire soit par tamisage pour les particules de dimensions supérieures à 80 $\mu$ m, soit par sédimentométrie pour les particules plus fines (inférieur à 80 $\mu$ m).

#### □ Analyse granulométrique par tamisage à sec

L'essai a pour but de déterminer la répartition en poids des grains suivant leurs grosseurs. Les résultats de l'analyse granulométrique par tamisage sont traités et reportés sur un diagramme semi logarithmique appelé courbe granulométrique. Ensuite, on procède à une analyse des résultats. La nature bien graduée ou mal graduée, continue ou discontinue, étalée ou serrée du matériau est alors déterminée en interprétant la forme de la courbe granulométrique et les valeurs des coefficients suivants :

- ◆ le coefficient d'uniformité de HAZEN :  $Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$
- ◆ le coefficient de courbure :  $Cc = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ , Avec :
  - ✓  $D_{10}$  : le diamètre correspondant à 10% de passants ;
  - ✓  $D_{30}$  : le diamètre correspondant à 30% de passants ;
  - ✓  $D_{60}$  : le diamètre correspondant à 60% de passants ;

Lorsque le coefficient d'uniformité est supérieur à 2, la granulométrie du matériau est dite étalée dans le cas contraire elle est dite uniforme. Le matériau est dit bien gradué lorsque son coefficient de courbure est compris entre 1 et 3 et son coefficient d'uniformité est supérieur à 5. Dans le cas contraire, on dira que le matériau est mal gradué.

#### Matériels utilisés :

Nous avons utilisé des tamis, une brosse métallique, un fond de cuve et couvercle, deux récipients pour récupérer et peser les échantillons et bien sûr une balance. ( **Figure 7**).



Figure 7: Matériels utilisés pour la granulométrie

#### □ Analyse granulométrique par sédimentométrie

Elle permet de déterminer la distribution en poids des particules fines (diamètre inférieur à 0,08mm) d'un sol en fonction de leurs dimensions. La sédimentométrie est un essai qui complète l'analyse granulométrique par tamisage des sols ("Méthode d'essai LCPC" 1887).

#### Matériels utilisés

Les matériels que nous avons utilisé pour notre analyse granulométrique par sédimentométrie sont : une éprouvette de 1 litre, un agitateur, un chronomètre et un densimètre ( **Figure 8**).



Figure 8: réalisation de l'analyse granulométrique par sédimentométrie

### III.3.2 Limites d'Atterberg [NFP 94- 051]

Le but de l'essai est de déterminer les états de consistance d'un sol (selon la norme (NF P 94051))  
La consistance d'un sol varie de façon continue selon la teneur en eau, lorsque celle-ci augmente, le sol passe successivement de l'état solide à l'état plastique puis à l'état liquide. L'essai définit conventionnellement les limites entre ces états. Les limites à déterminer sont respectivement la limite de liquidité, la limite de plasticité. L'indice de plasticité est déterminé à partir de ces deux limites :

**La limite de liquidité (WL) :** L'échantillon de sol est mis en place dans la coupelle et on trace un sillon avec l'outil à rainurer, on mesure la teneur en eau au moment de la fermeture conventionnelle. Par convention, la limite de liquidité est la teneur en eau du matériau qui correspond à une fermeture de 1cm des lèvres de la rainure après 25 chocs.

**La limite de plasticité (WP) :** par définition la limite de plasticité est la teneur en eau d'un rouleau de sol qui se fissure quand son diamètre atteint 3mm. Pour procéder à l'essai, on fait une boulette de pâte et on la transforme en cylindre en la roulant sur une surface plane sèche et propre ou à la main. On forme ainsi un rouleau aminci progressivement jusqu'à 3mm de diamètre sur une

longueur de 10 à 15 cm. S'il y a fissuration on mesure la teneur en eau qui correspond à la Limite de plasticité dans le cas contraire on laisse sécher le matériau et l'on recommence

**Indice de plasticité (IP°) :** il est obtenu en faisant la différence entre les limites de liquidité et de plasticité

**Matériels utilisés :**

Les matériels utilisés sont : tamis de 0,4mm, une pipette d'eau, la coupelle de Casagrande et ses accessoires (**Figure 9**).



*Figure 9: Matériels utilisés pour l'essai des limites d'Atterberg*

**III.3.3 Détermination de la masse volumique des grains solides [NF P 18-558]**

La détermination de la masse volumique des grains solides consiste à mesurer le volume propre des grains à l'exclusion des vides à calculer le rapport entre leurs points et leur volume. On lave et on sèche le matériau puis on prélève une portion qu'on met dans un bocal puis on ajoute de l'eau distillé et on place l'ensemble dans un récipient en verre hermétiquement fermé dans lequel à l'aide d'un appareil à aspirer on va vider l'air dans le matériau pour pouvoir obtenir la masse volumique réelle. A chaque étape de la procédure on note les pesés pour les calculs ultérieurs. La masse volumique des particules solides d'un sol ( $\rho_s$ ) est le quotient de la masse de ses particules solides ( $m_s$ ) par leur volume ( $V_s$ ).

La masse de particules solides est obtenue par pesage. Le volume est mesuré au pycnomètre. La masse volumique de des particules solides est déterminée à partir de la formule suivante :  $\rho_s =$

$$\rho_w \times \left[ \frac{m_2 - m_1}{m_4 + m_2 - m_1 - m_3} \right]$$

Avec :  $m_1$ , Masse du pycnomètre vide ;  $m_2$ , masse du pycnomètre contenant la prise d'essai ;  $m_3$ , masse du pycnomètre, du sol et de l'eau ;  $m_4$ , Masse du pycnomètre plein d'eau ;  $\rho_w$ , masse volumique de l'eau utilisée dans l'essai.

### III.3.4 Mesure du coefficient d'aplatissement [NF P 18-561]

Cet essai consiste à déterminer la forme des granulats. En effet plus les graves concassés sont plats, moins leur mise en place dans la route ou dans les bétons est facile et plus ils sont fragiles (Atlan 1978). Il est donc important de contrôler le coefficient d'aplatissement des granulats.

Le coefficient d'aplatissement global A s'exprime en intégrant les valeurs partielles déterminées sur chaque classe granulaire :  $A = \frac{\sum m_i}{\sum M_i} * 100$  ;

$\sum M_i$  est la masse totale des classes granulaires ;

$\sum m_i$  est la masse totale de passants à travers le tamis à fente d'écartement E.

#### Matériels utilisés :

Les matériels utilisés sont : des tamis normalisés à mailles carrées, des tamis à fentes parallèles normalisés et une balance de 0,01g de précision ( **Figure 10**).



*Figure 10: Tamis à fente pour l'essai d'aplatissement*

### **III.3.5 Détermination de la propreté superficielle [NF P18-591.]**

La propreté superficielle représente le coefficient pondéral de particules inférieures à 0,5mm contenus dans un échantillon de matériau. Il s'agit donc, pour ce qui est du principe de l'essai, de séparer par lavage sur tamis de 0,5mm les particules inférieures à cette dimension.

On calcule d'abord la masse sèche de l'échantillon soumis à l'essai  $M_s$  à partir de la formule suivante :  $M_s(g) = M_h * \frac{M_{1s}}{M_{1h}}$ . Ensuite, on calcule la masse sèche  $m$  des éléments inférieurs à 0,5mm par la formule  $m(g) = M_s - m'$

La propreté superficielle  $P$  est donnée par la relation suivante :  $P = 100 \times \frac{m}{M_s}$ .

### **III.3.6 Los Angeles [NF P 18- 573]**

L'essai a pour but de mesurer la résistance à la fragmentation par choc du concassé de granite qui servira à notre amélioration. L'essai consiste à mesurer la quantité d'éléments inférieurs à 1,6mm produite par fragmentation, en soumettant le matériau à des chocs de boulets à l'intérieur d'un cylindre en rotation.

### **Matériels utilisés**

Pour la réalisation de cet essai nous avons utilisé les matériels suivants : L'appareil Los Angeles avec ses différents accessoires, une balance, un bac destiné à recueillir les matériaux, un tamis de 1,6mm et une série de deux tamis correspondants aux bornes de la classe granulaire choisie à étudier. (Figure 11).



*Figure 11: Echantillon et appareil utilisé pour l'essai de Los Angeles*

### **III.3.7 Essai Micro-Deval [NF P 18-572]**

Il permet de mesurer la résistance à l'usure par attrition d'un granulat. Une prise d'essai de 500g lavée et séchée de fraction 10/14mm est soumise à un cycle d'usure en présence d'eau par contact avec 5kg de billes d'acier à l'intérieur d'un cylindre en rotation. Le degré d'usure est apprécié par détermination de la proportion d'éléments fins inférieurs à 1,6mm générés au cours de l'essai.

#### **Matériels utilisés**

Les matériels utilisés sont : une machine Micro Deval avec ses différents accessoires (billes, cylindre), un tamis de 1,6mm et une quantité d'eau. (Figure 12).





Figure 12: Echantillon, billes inoxydables et appareil Micro-Deval

### III.4 Essais mécaniques

Les essais mécaniques sont des essais qui permettent de déterminer les propriétés mécaniques d'un matériau. Dans le cadre de notre étude, les matériaux ont été soumis aux essais Proctor modifié, CBR et essai de compression simple. Le matériau utilisé pour la réalisation des différents essais a fait l'objet, comme précédemment, d'un échantillonnage.

#### III.4.1 Essai Proctor modifié [NF P 94 -093]

L'essai consiste à compacter dans un moule normalisé, avec une énergie de compactage normalisée (dame de masse normalisée tombant d'une hauteur constante), un échantillon du matériau à différentes teneurs en eau pour en déduire la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale correspondante  $\gamma_d$ . On distingue :

- L'essai Proctor Modifié avec une énergie de compactage intense pour couche de chaussées ;
- L'essai Proctor Normal avec une énergie de compactage modéré pour remblais en terre.

Pour les besoins de la présente étude concernant les graveleux utilisés en couche de fondation, c'est l'essai Proctor Modifié qui sera décrit.

### Matériels utilisés

Nous avons utilisé le matériel suivant pour l'essai : un tamis de 20mm, une balance, une éprouvette graduée de 1000 ml, un moule Proctor modifié ainsi que ses différents accessoires. (Voir **Figure 13**)



*Figure 13: Matériels utilisés pour l'essai Proctor modifié*

### **III.4.2 Essai de portance CBR (Californian Bearing Ratio test) [ NF P 94-078]**

C'est un essai de portance est un essai de portance qui a pour but de voir le comportement du matériau au passage des charges, et permet de déterminer l'épaisseur des couches de chaussées. On l'obtient en appliquant des charges sur un poinçon cylindrique de section 19,35 cm<sup>2</sup> pour le faire pénétrer dans un échantillon de sol à la vitesse de 1,27 mm/mn. Les valeurs particulières des deux sols ayant provoqué les enfoncements de 2,5 et 5mm sont alors aux valeurs de référence de 13,5 et 20 KN correspondant aux forces observées sur un matériau de référence aux enfoncements.

L'indice CBR est défini conventionnellement par 
$$\mathbf{CBR} = \mathbf{Max} \left\{ \frac{F(2,5mm)}{13,5} ; \frac{F(5mm)}{20} \right\}$$

Il faut noter qu'on soumet d'autres échantillons de même formulation à un régime hydrique de 4 jours avant poinçonnement, pour en déterminer les effets. C'est le cas le plus défavorable à l'échantillon. On distingue donc le CBR immédiat et le CBR après immersion de 4 jours.

## Matériels utilisés

Dans la mesure ou cet essai fait suite à l'essai Proctor, nous avons utilisé le même matériel. En plus, du matériel utilisé pour l'essai Proctor, nous avons utilisé également une presse CBR muni d'un anneau de 50 KN pour le poinçonnement ( **Figure 14**).



*Figure 14: Moules CBR immergés dans l'eau et Presse CBR pour poinçonnement*

### **III.4.3 Essai de compression simple [NF EN 13286-41 et NF EN 13286-43]**

L'essai de compression permet de connaître la résistance à la compression et la capacité à supporter les charges des éprouvettes de matériaux confectionnées au laboratoire ou obtenues à partir des carottes.

#### **↪ Principe**

L'essai consiste à confectionner des éprouvettes et à les compresser jusqu'à rupture. L'effort maximal de chaque éprouvette est enregistré et la résistance à la compression est alors calculée ; en plus la courbe contrainte déformation est enregistrée lors de l'essai pour permettre l'obtention du module d'élasticité.

#### **↪ Exécution de l'essai**

Le moulage se fait comme celui du CBR sauf que le compactage s'effectue en raison de 5 couches de 56 coups chacune. Les moules fendus du CBR utilisées pour la confection des éprouvettes ont une hauteur  $H= 11,5$  cm ; un diamètre  $D= 15,205$  cm et un rayon  $R= 7,6$  cm. Aussi, les éprouvettes après compactage ont été conservées dans du plastique pour réduire les effets de l'air du milieu de conservation sur les éprouvettes pendant 7 jours avant l'exécution de l'essai proprement dit. Les moules ainsi que les éprouvettes doivent être pesés avec exactitude. L'essai s'effectue à l'aide d'un dispositif de compression et l'éprouvette est placée au centre du plateau inférieur et pour le début de l'essai. Nous avons réalisé la compression à la vitesse de  $1,27$  mm/s dans le but de comparer le module obtenu à celle calculée par la relation empirique  $E = 5*CBR$ . En effet, la vitesse d'enfoncement du piston de l'essai CBR est de  $1,27$  mm/s selon la norme qui lui correspond.

### ↳ Expression des Résultats

Les données recueillies sont traitées à l'aide de Excel et à partir de ces données on obtiendra la contrainte, la déformation et le module d'élasticité. Les courbes contrainte déformation sont représentées en **Annexe IV**. La résistance à la compression est donnée par la formule :  $R_c = \frac{F}{A_c}$

$R_c$  , est la résistance à la compression de l'éprouvette ;  $F$ , est la force maximale supportée par l'éprouvette ;  $A_c$  , est la surface de section transversale de l'éprouvette.

Le module d'élasticité en compression est donné par la formule :  $E_c = \frac{1,2 * F_r}{\pi * D^2 * \epsilon_3}$

$E_c$  , est le module d'élasticité en compression ;  $F_r$  , est la force maximale ;

$D$  est le diamètre de l'éprouvette ;  $\epsilon_3$  , est l'allongement longitudinal de l'éprouvette lorsque  $F = 0,3 * F_r$

### ↳ Matériels utilisés

Pour la réalisation de cet essai de compression simple nous avons eu à notre disposition le matériel suivant : un moule CBR à fente pour la confection de nos éprouvettes, une presse hydraulique qui nous donne les charges et déformations, trois (3) capteurs qui nous donnent les déplacements entre les anneaux et une centrale d'acquisition qui nous permet d'enregistrer les forces et déplacements afin de nous permettre de déterminer les modules et les contraintes maximales. (Figure 15)



Figure 15: Photo du moule utilisé(a), quelques éprouvettes emballées dans de sachets plastiques (b) et presse universelle (c et d) pour l'essai de compression

## IV-RESULTATS ET DISCUSSION

Dans cette partie consacrée aux résultats et discussion, nous présenterons les caractéristiques des matériaux selon le CPT, ensuite les résultats des différents essais réalisés sur les matériaux et enfin les résultats sur la litho-stabilisation que nous discuterons par la suite.

### IV.1 Choix de l'emprunt

L'entreprise dispose de deux emprunts (Emprunt de Gampèla et Emprunt de Nambé) sur lesquels nous avons procédé à une caractérisation afin de pouvoir faire un choix sur l'emprunt qui donnerait les meilleures caractéristiques. Des essais d'analyse granulométrique, de limites d'Atterberg, Proctor et CBR ont été réalisés sur les matériaux des deux emprunts et es résultats obtenus sont présentés dans le **Tableau IV**.

*Tableau IV: Récapitulatif des résultats de caractérisation des emprunts*

Nature	Granulométrie [mm]			Limites d'Atterberg			Proctor		CBR à 95% OPM
	0,08	2	D <sub>max</sub> (31,5)	LL	LP	IP	$\gamma_{dmax}(t/m^3)$	$W_{opt}(\%)$	
Emprunt N°1	18	37	100	31	16,5	14,5	2,14	9,3	58
Emprunt N°2	27	49	100	31,5	16,5	15	1,94	10,0	36

Partant de l'analyse des résultats obtenus, ceux de l'emprunt de Nambé semblent être loin de satisfaire aux exigences de cahier de prescriptions techniques pour une couche de fondation. La densité sèche optimale est de  $1,96t/m^3$  qui est inférieur à  $2 t/m^3$ (valeur minimale exigée par le CPT). Du point de vue CBR, la valeur obtenue à 95% de l'OPM est égale 36% qui est également inférieure à la valeur exigée par le CPT (CBR à 95% de l'OPM  $\geq 50$ ).

Au regard de ces résultats obtenus, il a été jugé nécessaire d'abandonner l'exploitation du site de l'emprunt de Nambé car pour toute amélioration de matériaux par traitement mécanique, le CBR requis doit être supérieur ou égale à 50 à 95% de l'OPM pour une couche de fondation (**Tableau II**). L'emprunt de Gampèla est celui qui donne les meilleures caractéristiques et sera utilisé pour la suite de notre étude. Les détails pour les essais sur l'emprunt de Nambé sont consignés en **Annexe II**.

## IV.2 Caractérisation du sol latéritique brut

### IV.2.1 Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique réalisée sur un échantillon du matériau de l'emprunt N°1 a permis d'obtenir la courbe granulométrique présentée dans la **Figure 16** suivante.

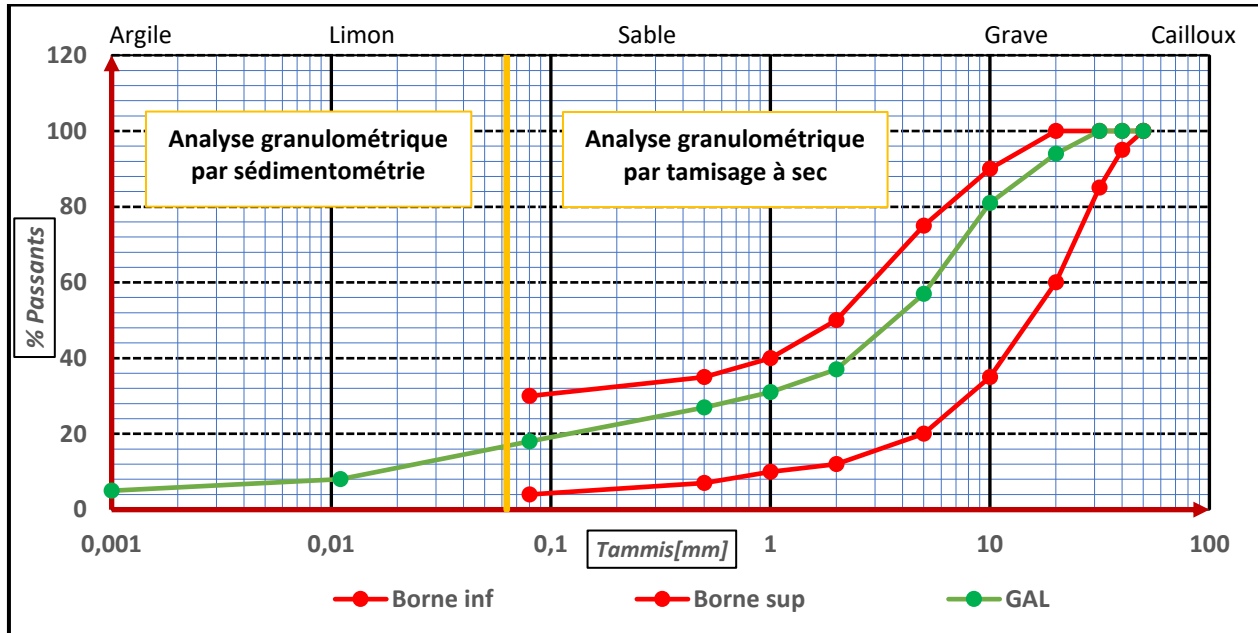


Figure 16: Courbe granulométrique de la grave argileuse latéritique (GAL)

Au regard de cette figure (voir **Annexe I** pour les détails), il ressort que le matériau utilisé ici a une répartition granulométrique qui est globalement comprise dans le fuseau granulométrique exigé par le CPT. Le matériau peut donc être amélioré en vue de son utilisation en couche de fondation. Les coefficients d'uniformité et de courbure sont donnés dans **Tableau V**.

Tableau V: Coefficients d'uniformité et courbure du GAL

D10 (mm)	0.034
D30 (mm)	0,8
D60 (mm)	5,43
Coefficient d'uniformité $Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$	159.70
Coefficient de courbure $Cc = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$	3,47

On constate que notre matériau a un  $C_u > 2$  ; cela confirme le caractère étalé de sa granulométrie, et un coefficient de courbure  $C_c$  qui n'est pas compris dans l'intervalle 1 et 3, le matériau est donc mal gradué.

#### IV.2.2 Limites d'Atterberg

Les essais réalisés sur notre matériau ont permis d'obtenir les résultats suivants :

Tableau VI: Limites d'Atterberg du GAL

Limite de liquidité WL (%)	31,0
Limite de plasticité WP (%)	16,5
Indice de Plasticité (%)	14,5

Partant de l'analyse des résultats obtenus, on constate que :

- ✓ la limite de liquidité (les détails de calculs sont en **Annexe I**) du graveleux latéritique obtenue après l'essai est égale à 31% qui est inférieur à la valeur fixée par le CPT.
- ✓ l'indice de plasticité obtenu est de 14,5% qui est aussi inférieur à la valeur fixée par le CPT.

Ainsi, nous pouvons conclure que les limites de liquidité et de plasticité satisfont aux exigences du CPT. Il ressort également que ce matériau est de classe B6 car le tamisât à  $80\mu\text{m}$  est compris entre 12 et 35% et l'IP est supérieur à 12% selon la classification des sols du Guide des Terrassements Routiers (Gtr, 2000)

Pour la classification des sols fins suivant leur plasticité, on utilise le diagramme de Casagrande (MDS, 2019) qui est représenté dans la **Figure 17** ci-dessous.



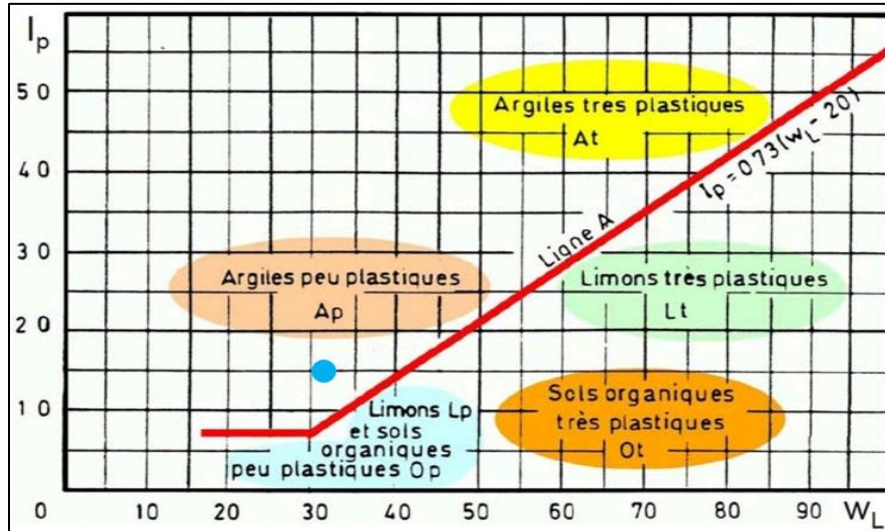


Figure 17: Abaque de plasticité de Casagrande simplifié

Le diagramme montre que les fines de notre matériau sont constituées d'argile peu plastique d'où la nécessité de l'améliorer pour augmenter ses performances mécaniques.

#### IV.2.3 Détermination de la masse volumique des grains solides

C'est un essai qui permet de déterminer la masse volumique réelle d'un matériau. Pour ce projet, la masse volumique des particules solides trouvée est égale à **2,67 g/cm<sup>3</sup>**.

#### IV.2.4 Proctor modifié

Les valeurs des différents teneurs en eau et densités sèches obtenues (**Annexe I** pour les détails de calculs) permettent de tracer la courbe Proctor modifié du matériau. Cette courbe nous a ensuite permis de déterminer les valeurs de la teneur en eau optimale  $\omega_{opt}$  et de la densité sèche optimale  $\gamma_{dmax}$  (**Figure 18**).

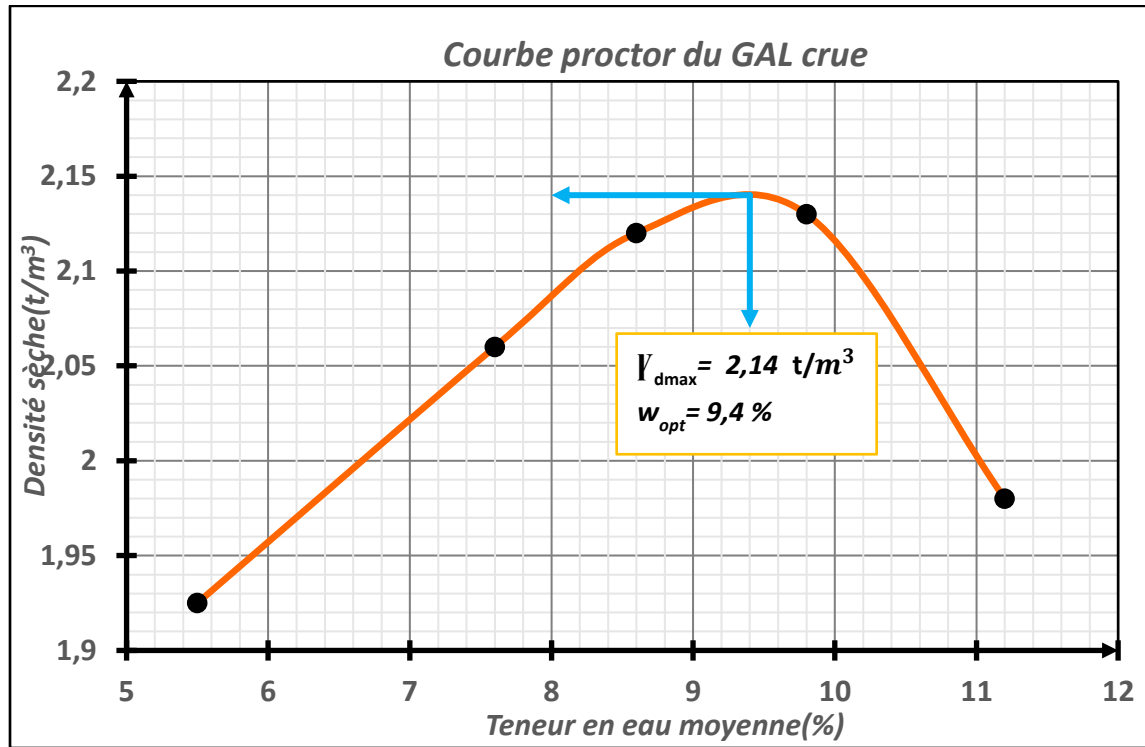


Figure 18: Courbe Proctor du GAL

Les résultats présentés sur cette Figure 18 nous montrent une teneur en eau à l'OPM égale à 9,4 avec une densité sèche à l'OPM égale à 2,14  $t/m^3$  qui est supérieure à 2  $t/m^3$  (valeur minimale fixée par le CPT). Ce facteur de compactage satisfait aux exigences définie par le CPT et le matériau peut donc être autorisé en couche de fondation.

#### IV.2.5 Essai CBR

Les résultats issus de l'essai nous ont permis de tracer la courbe de portance CBR( Annexe I pour les détails de calculs) représentée dans la Figure 19.

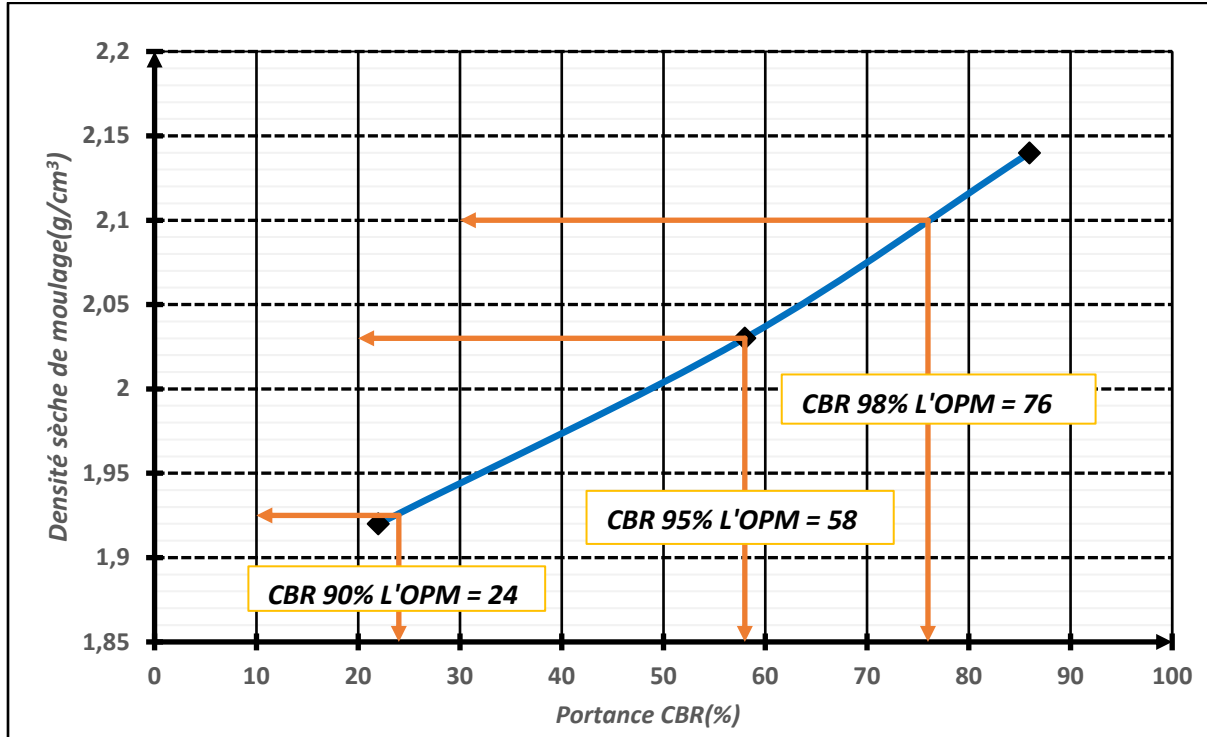


Figure 19: Courbe CBR du GAL

A partir de cette courbe (Figure 19), nous avons pu déterminer les portances à 90%, 95% et 98% de l'OPM.

- ❑ Indice CBR à 90% de l'OPM : 24
- ❑ Indice CBR à 95% de l'OPM : 58
- ❑ Indice CBR à 98% de l'OPM : 76

Les valeurs des portances obtenues répondent aux spécifications du CPT (CBR à 95% de l'OPM supérieure ou égale à 50) et peut donc être amélioré en vue de son utilisation en couche de fondation.

#### IV.2.6 Conclusion sur le graveleux latéritique

Le graveleux latéritique étudié ici présente une granulométrie comprise dans le fuseau granulaire du CPT. Les limites d'Atterberg donnent une limite de liquidité de 31 % et un indice de plasticité de 14,5%. Ces valeurs sont conformes à la marge fixée par le CPT. La densité sèche obtenue est de  $2,14\text{t/m}^3$  qui est supérieure à  $2\text{t/m}^3$  comme l'exige le CPT. On note également que sa portance permet son utilisation en couche de fondation (son CBR à 95% de l'OPM est égal à 58 donc

supérieur à la valeur de 50 prescrit par le CPT). Au regard de ces résultats obtenus, nous pouvons conclure que l'emprunt utilisé ici présente les caractéristiques minimales exigées par le CPT pour une amélioration aux concassés.

### IV.3 Caractérisation de granite concassé

Le concassé de granite a été également soumis aux essais d'analyse granulométrique par tamisage, de coefficient d'aplatissement, de propreté superficielle, de Los Angeles et d'essai Micro-Deval afin de déterminer ses différentes caractéristiques.

#### IV.3.1 Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique réalisée sur un échantillon du matériau a permis de tracer la courbe granulométrique suivante ( **Figure 20**).

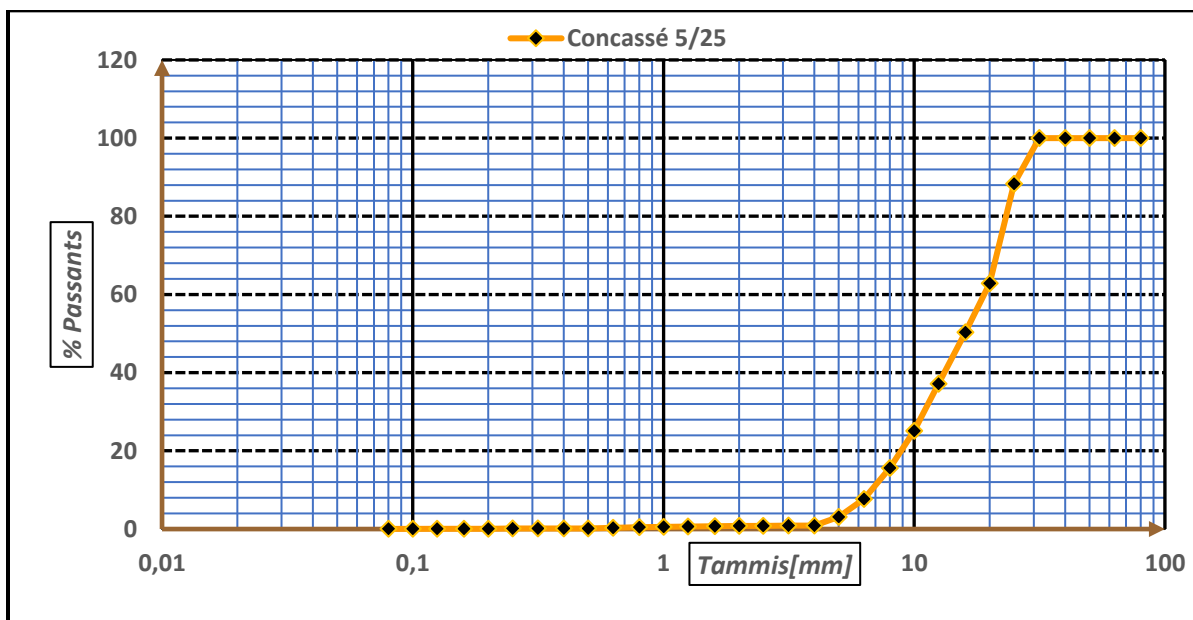


Figure 20: Courbe granulométrique du concassé de granite

L'analyse granulométrique réalisée a permis de confirmer la classe du matériau. On peut aussi remarquer que c'est un matériau ne contenant pas de fines. Les détails concernant la représentation de la courbe sont en **Annexe III**. Les coefficients d'uniformité et de courbure sont donnés dans le **Tableau VII**.

*Tableau VII: Coefficients d'uniformité et de courbure du concassé*

Passants au tamis 80µm (%)	0
Passants au tamis 5mm (%)	3
Passants au tamis 2mm (%)	1
D10 (mm)	6,7
D30 (mm)	11,0
D60 (mm)	19,0
Coefficient d'uniformité $Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$	2,8
Coefficient de courbure $Cc = \frac{D_{30}^2}{D_{10} * D_{60}}$	0,95

Au vu des résultats, on remarque qu'il n'y a presque aucun passant au niveau des tamis de 80 µm et 2mm ce qui justifie leur classe.

Le coefficient d'uniformité du matériau est supérieur à 2 donc sa granulométrie est dite étalée. On note également qu'il a un coefficient de courbure égale à 0,95 qui est très faible et n'entre pas dans la fourchette 1 à 3 donc il est mal gradué.

#### ***IV.3.2 Mesure du coefficient d'aplatissement***

Le coefficient d'aplatissement(A) permet de caractériser la forme des granulats. Le coefficient d'aplatissement pour cet essai nous donne **A=27,02 %** ce qui respecte les exigences du CPT qui recommande un coefficient d'aplatissement inférieur à **30%**. (Confère **Annexe III** pour les détails du calcul).

#### ***IV.3.3 Propreté superficielle***

Le but de cet essai est de déterminer la propreté du gravier au regard de son utilisation. La valeur de l'indice de propreté trouvé pour notre classe de concassé est **P= 2,85** qui est acceptable car le seuil de propreté exigé par le CPT est **P (%) < 5%**.

Les détails de calculs sont consignés en **Annexe III**.

#### ***IV.3.4 Los Angeles***

L'essai a consisté à mesurer la quantité d'éléments inférieurs à 1,63mm produite par fragmentation, en soumettant le matériau à des chocs de boulets à l'intérieur d'un cylindre en rotation.

L'essai a donné un coefficient Los Angeles **LA = 19**. Cette valeur est donc inférieure à **30** fixée par le CPT.

#### ***IV.3.5 Micro-Deval***

Nous avons obtenu un coefficient Micro-Deval **CMD = 7,5%** qui est inférieure à la valeur maximale (**20%**) exigée par le CPT. Le coefficient Micro-Deval trouvé est faible comparée à la valeur exigée, ce qui montre que le concassé étudié ici est résistant face à l'usure.

#### ***IV.3.6 Conclusion sur le concassé de granite***

Pour être utilisé en couche de fondation, le « CPT » recommande un coefficient de Los Angeles inférieur à **30**, une propreté superficielle inférieure à **5**, un coefficient d'aplatissement inférieur à **30** et un coefficient de Micro-Deval inférieur à **20**. Les résultats obtenus répondent donc aux différentes prescriptions et donc le matériau peut être utilisé pour l'amélioration du graveleux latéritique.

#### ***IV.4 Caractérisation du graveleux latéritique litho-stabilisée***

Le graveleux latéritique étudié ci-dessus a fait l'objet d'amélioration aux concassés dans les proportions suivantes : 15%, 20%, 25% et 30% avec du concassé de classe 5/25. La formulation a été faite sur des échantillons représentatifs du sol latéritique mélangé avec du concassé de granite 5/25(Figure 21).



Figure 21: Mélange du graveleux latéritique et concassé 5/25

#### IV.4.1 Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique effectuée sur le mélange graveleux latérique et concassés aux différents pourcentages (**Annexe IV** pour détails de calculs) a permis d'obtenir la courbe granulométrique présentée dans la Figure 22 .

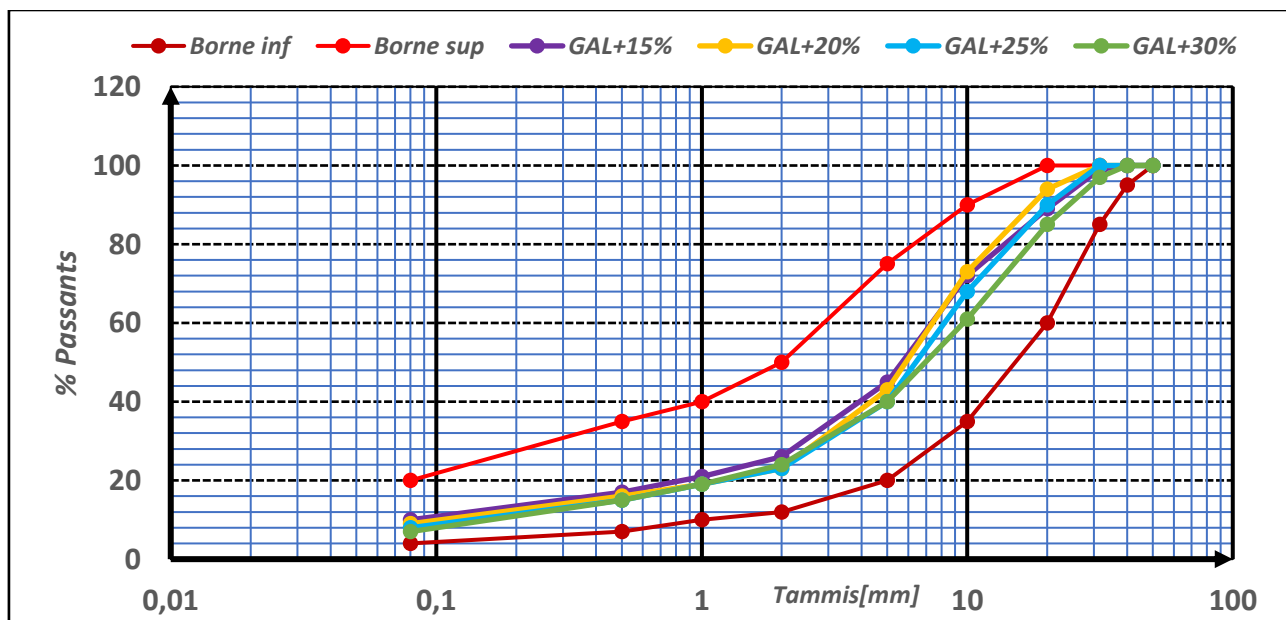


Figure 22: Courbe granulométrique des différents mélanges

Au regard de cette **Figure 22** on remarque que les courbes des différentes améliorations sont toutes dans la fourchette exigée par le CPT. Les mélanges montrent une diminution beaucoup plus remarquable des fines dû au fait que le concassé ne contient presque pas de fines. Les coefficients d'uniformité et de courbure calculés sont consignés dans le **Tableau VIII**.

*Tableau VIII: Coefficients de courbure et d'uniformité du lithostab*

Coefficient	Taux de concassé incorporé			
	15%	20%	25%	30%
Passants au tamis 80µm (%)	10	9	8	7
Passants au tamis 2mm (%)	26	23	23	24
D10 (mm)	0,08	0,1	0,125	0,16
D30 (mm)	2,825	3,15	3,575	3,32
D60 (mm)	7,6	7,67	8,4	9,7
Coefficient d'uniformité $Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$	95,0	76,7	67,2	60,6
Coefficient de courbure $Cc = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$	13,1	12,9	12,1	7,1

On observe de façon générale, une diminution de la proportion de fines (passant au tamis de 0,08mm) au niveau de la granulométrie de la latérite améliorée aux concassés. Il passe de 18% de la latérite crue à 10% de la latérite améliorée aux concassés à 15%. De même que dans les autres proportions de mélange, le pourcentage de fines (passant au tamis de 0,08mm) a connu une baisse également, 9% au mélange de 20% de concassé, 8% au mélange de 25% de concassé et 7% au mélange de 30% de concassé. Cela s'explique par l'ajout d'un matériau granitique à faible proportion de fines.

La latérite a, à l'état naturel, un coefficient d'uniformité égal à 159,70 et un coefficient de courbure égal à 3,47. On constate, à la vue du tableau, qu'après amélioration les coefficients d'uniformité ont en moyenne diminué et les coefficients de courbure ont connu une augmentation. Ceci confirme le fait que la granulométrie de la latérite soit moins étalée après amélioration qu'à l'état naturel.



#### IV.4.2 Limites d'Atterberg

Les essais n'ont été fait que sur le mélange à 15% et les résultats trouvés sont consignés dans le **Tableau IX** suivant.

*Tableau IX: Limites d'Atterberg du GAL améliorée à 15%*

<b>GAL amélioré à 15% de concassé</b>	
Limite de liquidité WL (%)	<b>31,0</b>
Limite de plasticité WP (%)	<b>16,5</b>
Indice de Plasticité IP (%)	<b>14,5</b>

Au regard des résultats trouvés, on constate qu'il n'y a pas eu de variation comparée aux résultats trouvés avec le matériau à l'état naturel (**WL = 31 et IP = 14,5**). Il n'y a pas eu apport de fines par conséquent il n'y a pas d'influence sur les limites. Cette remarque a été également observée sur les études menées par (**Kanazoe, 2011**) portant sur l'amélioration d'un graveleux latéritique par ajout de concassé de classe granulaire 5/20.

Ainsi nous n'avons pas réalisé des essais sur les autres taux d'améliorations car la classe granulaire ajoutée ici n'apporte pas de grains inférieurs à 400um donc il n'y aura presque pas de variation de résultats par rapport aux résultats trouvés avec le matériau amélioré à 15% de concassé.

#### IV.4.3 Proctor modifié

L'essai Proctor modifié a été réalisé sur la latérite améliorée à plusieurs pourcentages 15%, 20 %, 25 % et 30% de concassés de granites. Pour chaque mélange, la masse volumique sèche à l'OPM ainsi que la teneur en eau optimale ont été déterminées. Les détails de calculs sont consignés en **Annexe IV**.

La **Figure 23** représente les courbes Proctor obtenues après ces différents mélanges.

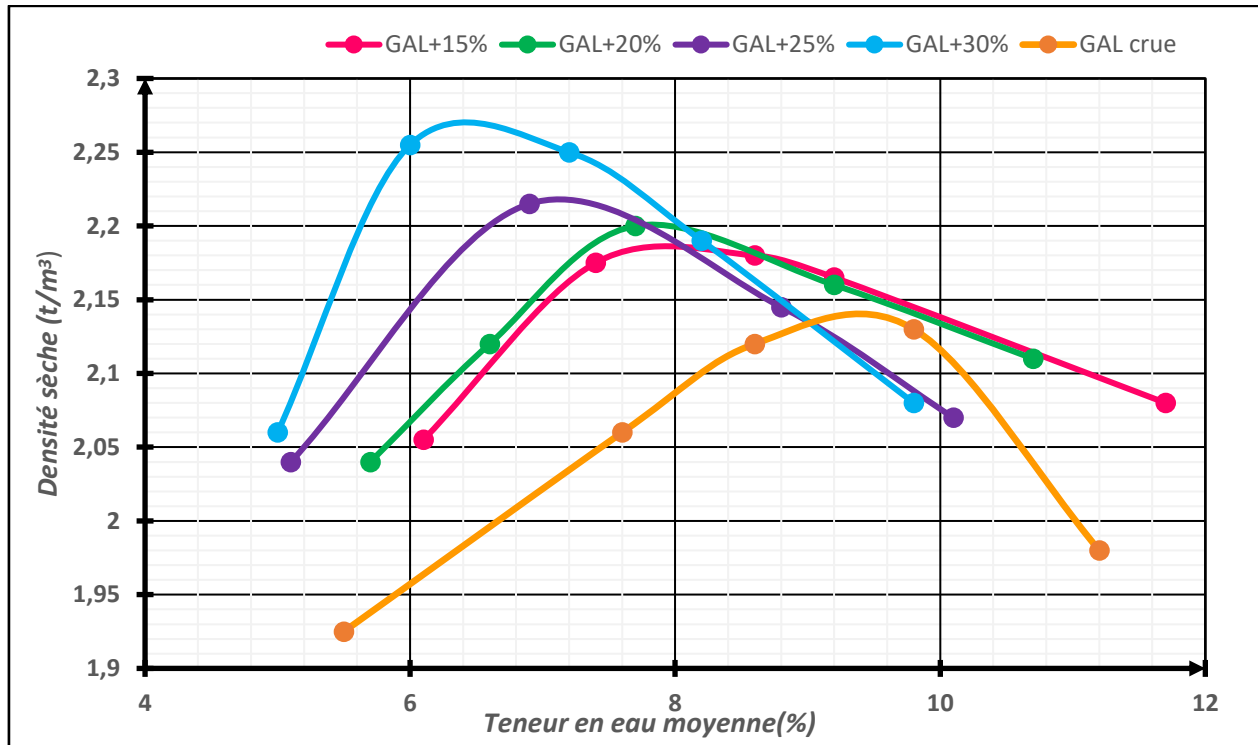


Figure 23: Courbes Proctor modifiées des différentes proportions de mélange

A partir de ces courbes, nous avons déterminé la teneur en eau optimale et la densité sèche correspondante à chaque mélange. Les valeurs obtenues sont résumées dans le **Tableau X**.

Tableau X: Récapitulatif des résultats de l'essai Proctor sur les mélanges

Nature	Teneur en eau optimale (%)	Densité sèche maximale (t/m <sup>3</sup> )
GAL améliorée au concassé à 15%	8,1	2,18
GAL améliorée au concassé à 20%	7,7	2,20
GAL améliorée au concassé à 25%	7,2	2,22
GAL améliorée au concassé à 30%	6,5	2,27

#### □ Evolution de la teneur en eau et de la densité sèche en fonction du taux d'amélioration

La **Figure 24** ci-dessous montre l'évolution de la masse volumique sèche et de la teneur en eau en fonction du taux d'amélioration aux concassés.

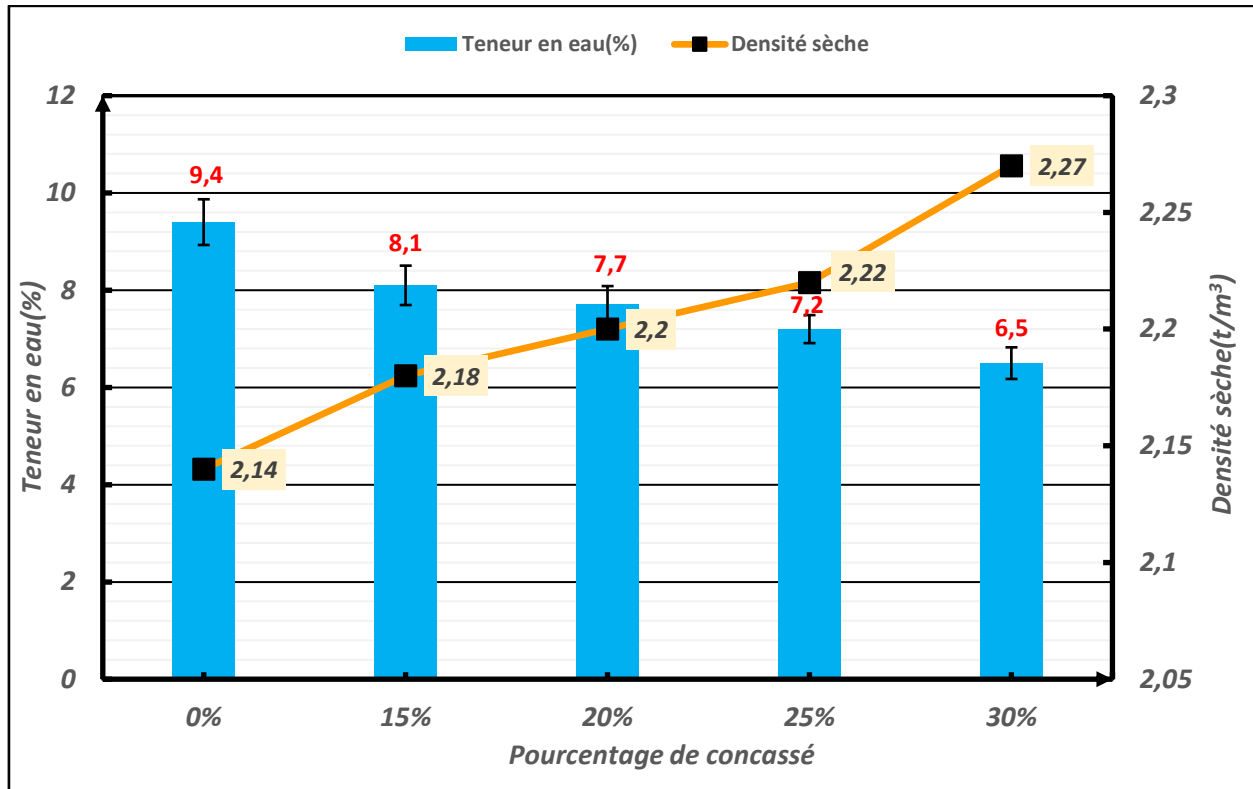


Figure 24: Variation de la densité sèche et teneur en eau en fonction du taux d'amélioration

L'histogramme de la **Figure 24** montre une diminution linéaire de la teneur en eau optimale en fonction du taux de granite, Elle passe de 9,4% avant traitement à 6,5% après ajout de 30% de granite concassé. Cette évolution s'explique par l'augmentation des quantités de particules de granite concassé insensibles à l'eau. Cette tendance régressive a été également obtenue par d'autres chercheurs comme (**Diop et al, 2019**). Les teneurs en eau optimales obtenues pour tous les mélanges sont inférieures à 13% valeur retenue pour un matériau utilisable en couche de fondation (**CEBTP**).

La courbe de la **Figure 24** montre une densité sèche maximale qui croit en fonction du pourcentage de graves concassés ajoutés. Elle passe de 2,14 t/m<sup>3</sup> à 0% de granite à 2,27 t/m<sup>3</sup> à 30% de granite concassé. Cette évolution s'explique par l'ajout de matériaux de grand diamètre dans le mélange, permettant une meilleure imbrication des grains et par conséquent, un sol plus dense. Cette remarque a été également faite par (**Ouattara, 2021**). Toutes les densités sèches obtenues sont supérieures à 2t/m<sup>3</sup> comme recommandé par le CPT. En effet en tenant compte de la densité sèche

des échantillons et la masse volumique des grains solides ( $\rho_s = 2,67 \text{ t/m}^3$ ), les différents mélanges contiendront une compacité résumée dans le **Tableau XI**.

*Tableau XI: Porosité et compacité des différents mélanges*

% de concassé incorporé	$\gamma_{dmax}$ (t/m <sup>3</sup> )	Porosité n (%)	Compacité C (%)
0%	2,14	19,85	80,15
15%	2,18	18,35	81,65
20%	2,20	17,6	82,40
25%	2,22	16,85	83,15
30%	2,27	14,98	85,02

**NB** :  $n = 1 - \frac{\gamma_{dmax}}{\rho_s}$  et  $C = 1 - n$

Le **Tableau XI** présente les résultats des porosités et compacités des différents pourcentages de granite incorporés. Les résultats montrent que la porosité diminue avec l'augmentation du taux de granite tandis que la compacité augmente produisant ainsi un sol plus compact.

L'ajout de graves concassées à un graveleux latéritique a pour effet l'augmentation de la densité sèche et la réduction de la teneur en eau à l'OPM. Ces conclusions sont conformes aux résultats obtenus par (**Ouattara, 2021**).

#### **IV.4.4 Essai de Portance CBR**

Après quatre jours d'immersion, le poinçonnement des mélange (15%, 20%, 25% et 30% de concassés de granite) a été effectué et les indices CBR déterminés. (**Annexe IV** pour les détails). Les indices CBR ont été déterminés à 90%, 95% et 98% de l'optimum Proctor modifié (OPM) et les résultats obtenus sont résumés dans le **Tableau XII**.

Tableau XII: Récapitulatif des résultats de l'essai CBR sur les mélanges

Nature	CBR à 90% de l'OPM	CBR à 95% de l'OPM	CBR à 98% de l'OPM
GAL améliorée au concassé à 15%	28	64	88
GAL améliorée au concassé à 20%	45	76	107
GAL améliorée au concassé à 25%	32	80	130
GAL améliorée au concassé à 30%	35	95	155

Les différents indices CBR obtenus consignés dans le **Tableau XII** ci-dessus ont permis d'obtenir l'histogramme de la **Figure 25** montrant l'évolution de la portance CBR à 90 %, 95 % et à 98 % de l'OPM en fonction du taux d'amélioration.

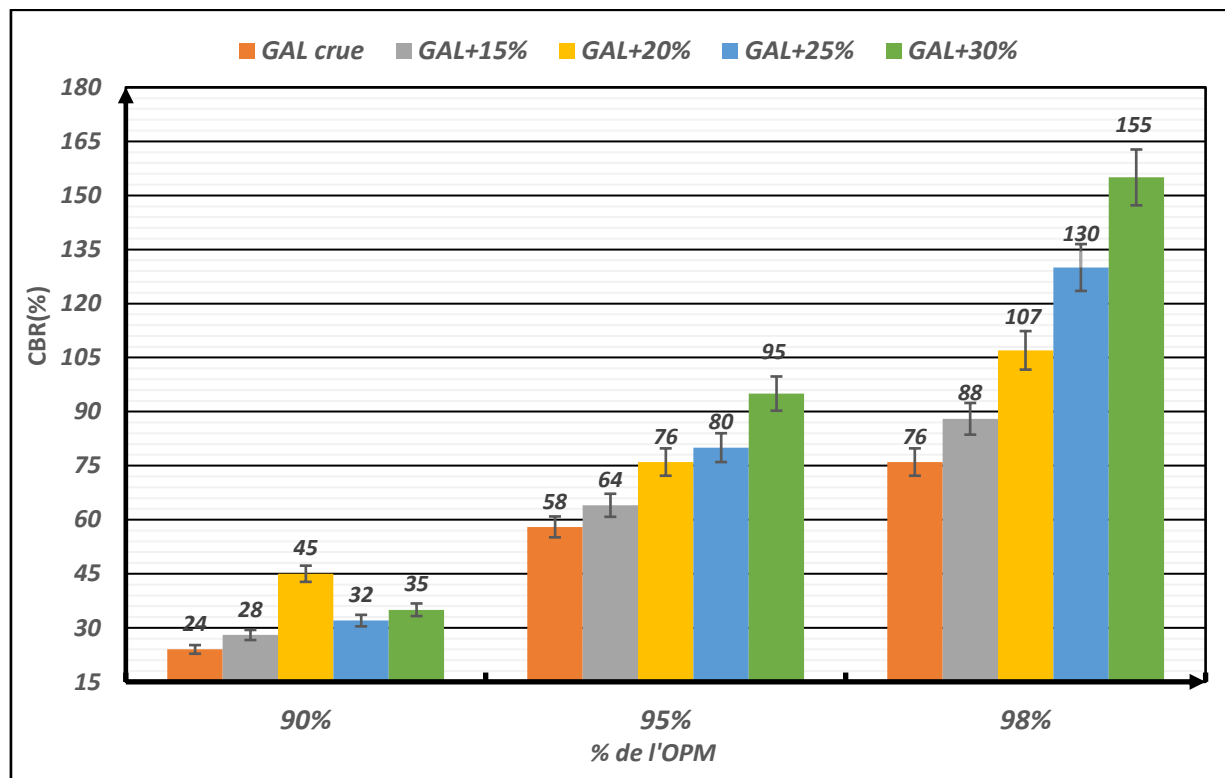


Figure 25: Variation du CBR en fonction du taux d'amélioration

Le **Tableau XII** et la **Figure 25** montrent une augmentation du CBR en fonction du dosage de granite concassés. La plage de variation à 95% et 98% de l'OPM (58 et 76 à 0% de granite à 95 et 155 à 30% de granite respectivement), soit une augmentation de 63,80% et 103,95%

respectivement. Mais il a été remarqué que dans le mélange à 20% de concassé (à 90% de l'OPM) le CBR a augmenté relativement par rapport aux mélanges de 25% et 30% de concassé. Cela pourrait être dû à une mauvaise répartition des matériaux lors de l'opération de quartage

L'évolution de ces valeurs montre que l'ajout de granite concassés augmente les caractéristiques mécaniques de la latérite dû au fait que le mélange devient de plus en plus insensible à l'eau comme montre par la diminution considérable de la teneur en eau et l'augmentation de la densité. En effet les densités sèches des mélanges à 0%, 15%, 20% et 25% sont inférieures à celles du mélange à 30%, ce qui pourrait justifier la valeur élevée du CBR à 30%. Cette remarque a été également faite par (Ilboudo, 2016).

#### *IV.4.5 Conclusion sur les mélanges*

Les courbes granulométriques des mélanges avec de concassés de granite aux différents pourcentages 15%, 20%, 25% et 30% sont toutes dans le fuseau granulaire prescrit par le CPT (Figure 4). Les limites d'Atterberg également réalisées sont conformes aux valeurs maximales exigées par le CPT (Tableau IX). Les densités sèches obtenues de tous mélanges sont supérieures à  $2t/m^3$  comme recommandé dans le CPT. Les portances CBR obtenues à 98% de l'OPM des mélanges à 25% et à 30% de concassé sont également supérieurs à la valeur recommandée par le CPT (Tableau III).

A la suite de notre étude, il ressort que les mélanges à 25% et à 30 % répondent aux spécifications du CPT ( $CBR \geq 110$  à 98% de l'OPM). Nous allons donc considérer ces mélanges et le matériau cru pour l'essai de compression simple afin de déterminer leurs performances mécaniques.

#### *IV.4.6 Essai de compression simple*

Dans cette partie nous présenterons les résultats de l'essai de compression. Les paramètres déterminés sont la résistance à la compression et le module de Young (module d'élasticité) de trois formulations à savoir celle du matériau cru, du matériau amélioré à 25% et à 30%. Les données recueillis lors des essais ont permis de tracer les courbes de contrainte-déformation des différents échantillons présentés en Annexe IV. Ces courbes permettent de déterminer la résistance à la compression et surtout le module d'élasticité des échantillons. Le Tableau XIII présente les résultats des teneurs en eau des différentes éprouvettes, la résistance à la compression maximale et le module de Young.

Tableau XIII: Résultats de l'essai de compression simple

Formulation	Echantillon	Compacité	W (%)	Rc (MPa)	E <sub>dét</sub> (MPa)	E <sub>cat</sub> =5*CBR
GAL crue	E1	103,78%	8,0	0,52	132,8	380
	E2	102,20%	7,8	0,34	102,25	
	E3	103,23%	7,3	0,41	131,16	
	Moyenne	103,07%	7,7	0,42	122,07	
GAL+25% de concassé	E1	101,77%	7,0	0,57	174,34	650
	E2	100,93%	6,7	0,65	182,46	
	E3	-	-	-	-	
	Moyenne	101,35%	6,8	0,61	178,4	
GAL+30% de concassé	E1	99,43%	6,5	0,79	197,31	775
	E2	99,02%	5,8	0,73	193,61	
	E3	96,39%	5,4	0,80	258,96	
	Moyenne	98,28%	5,9	0,77	216,63	

### □ Résistance à la compression

Les résultats des résistances à la compression montrent l'influence du granite concassé sur le matériau. La résistance à la compression augmente avec l'ajout du granite concassé. Elle passe d'une valeur de 0,42 MPa (latérite crue) à 0,61 MPa à 25% d'ajout de granite concassé, soit une augmentation de 145%. L'ensemble des résultats montre un effet améliorant du granite concassé sur la résistance à la compression. Le même effet a été constaté dans les études menées par (Ouattara, 2021). Cette augmentation s'explique par le fait que le matériau ajouté possède un grand diamètre, ce qui permet une meilleure imbrication des grains et par conséquent, un sol plus dense.

### □ Module de Young

Les résultats des modules de Young montrent l'influence du granite concassé sur le matériau. Le module de Young augmente avec l'ajout de granite concassé. Elle passe d'une valeur de 122,07 MPa (latérite crue) à une valeur de 216,63 MPa à 30% d'ajout de granite concassé. Aussi la valeur

maximale de module obtenue à 30% de granite est cohérente et pourrait être justifiée par le fait que les valeurs maximales de densité et de CBR sont obtenues à ce taux d'amélioration. Cette remarque a été également soulignée dans les études menées par (Ouattara, 2021).

#### □ Rapport du module calculé sur module déterminé : Ecal/Edét

Le Tableau XIV présente les résultats de calculs du rapport entre le module déterminé par essai de compression et celui déterminé par la formule du CEBTP ( $E=5*CBR$ ).

*Tableau XIV: Rapport du module de Young calculé sur le module de Young déterminé*

% de concassé	0%	25%	30%
<b>Module Ecal (MPa)</b>	<b>380</b>	<b>650</b>	<b>775</b>
<b>Module Edét (MPa)</b>	<b>122,07</b>	<b>178,4</b>	<b>216,63</b>
<b>Ecal/Edét</b>	<b>3,11</b>	<b>3,64</b>	<b>3,57</b>

De l'analyse de ces résultats, on remarque que ce rapport a une tendance croissante avec l'augmentation de granite concassé. Aussi on remarque que le module déterminé par l'essai de compression simple est trois (03) fois plus petite que le module estimé par  $E= 5*CBR$ . Nous pouvons dire que la formule du CEBTP permettant de déterminer le module à partir du CBR surestime la valeur du module et n'est donc pas vérifié pour ce matériau.

#### **IV.4.7 Conclusion partielle**

Au regard de toutes les études réalisées au laboratoire et vu que le module  $E= 5*CBR$  surestime le module et que la fondation doit avoir un module le plus élevé possible car le trafic est élevé (T5). Notre choix se porte sur l'amélioration à 30% d'ajout de concassé car il donne le module le plus élevé (216,63MPa) et respecte toutes les spécifications du CPT ( $CBR \geq 110$  à 98% de l'OPM et une densité sèche maximale supérieure ou égale  $2t/m^3$ ).

#### **IV.5 Essais in situ**

##### **IV.5.1 Essai de compacité**

Le contrôle de compacité est réalisé l'aide d'un densitomètre à membrane qui permet de mesurer la densité en place de la couche réalisée. Le densitomètre permet la mesure de la masse volumique



des sols in situ, et faire une comparaison avec celle de l'essai Proctor (densité optimale) ce qui nous donne la compacité, exprimé en pourcentage. La **Figure 26** illustre un essai de compacité réalisé sur la couche de fondation.



*Figure 26: Densitomètre à membrane pour essai de compacité*

Pour notre projet et d'après le cahier des clauses techniques particulières, la couche de fondation doit avoir une compacité en place supérieure ou égale à 98% de l'OPM. Et après la mise en œuvre ; on effectue des essais de compacité à chaque profil (droit-axe-gauche) pour la vérification.

La **Figure 27** illustre un essai de compacité réalisée aux points de chaque 50m sur une distance de 350m.

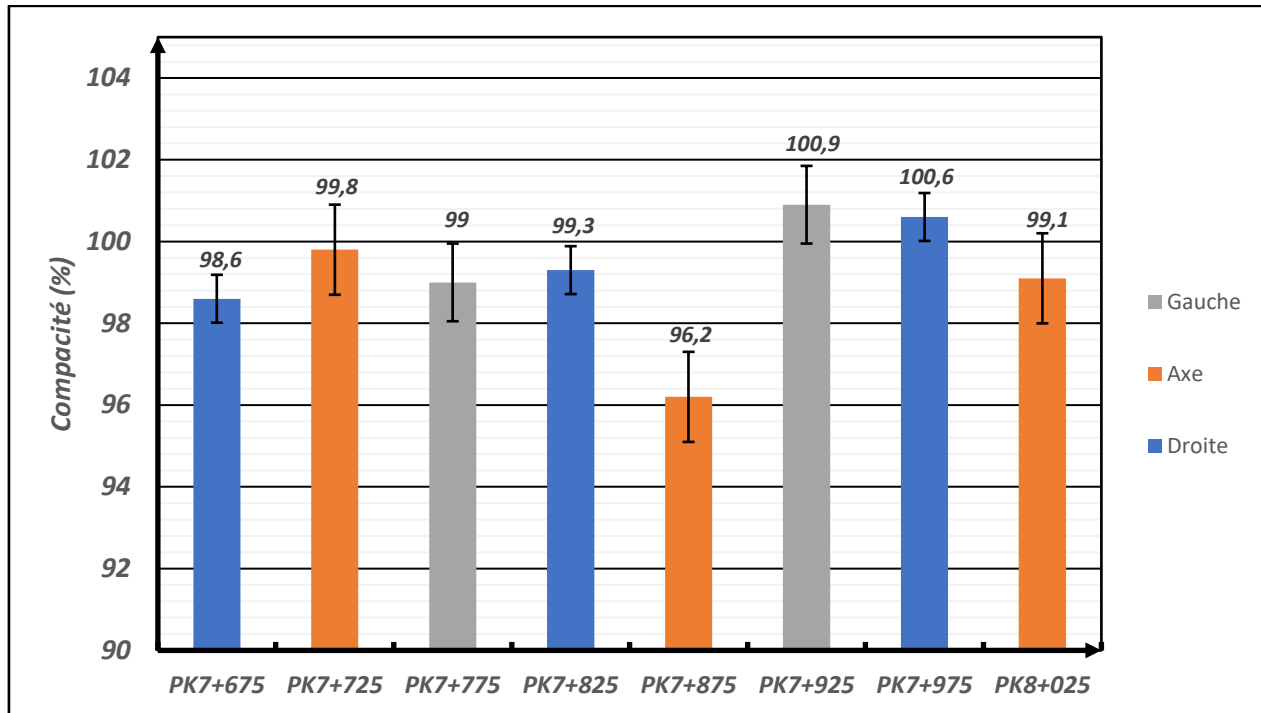


Figure 27: Résultats de l'essai de compacité

Au regard de l'historgramme de la **Figure 27**, toutes les valeurs de compacité sont supérieures ou égale à 98% sauf celle obtenue au PK7+875 où la valeur de compacité (96,2%) est inférieure à 98%. Ceci pourrait se justifier par un mauvais compactage, il faut donc procéder à un décapage et reprendre le compactage à ce point.

#### IV.5.2 Essai de déflexion

La déflexion est la déformation verticale de la chaussée d'une structure sous la charge d'un camion de 13 tonnes à l'essieu arrière. La mesure de déflexion se fait à l'aide de la poutre Benkelman. L'essai a pour but de mesurer le comportement de la structure de chaussée et d'analyser la capacité à supporter les sollicitations causées par le trafic. La déflexion acceptée pour la couche de fondation est 80/100mm. La **Figure 28** illustre une mesure de déflexions réalisée sur une partie de la couche de fondation. Les valeurs des différents points sont consignées en **Annexe V**.



Figure 28: Mesure de déflexions sur la couche de fondation

Les déflexions mesurées nous ont permis d'obtenir les courbes de la Figure 29.

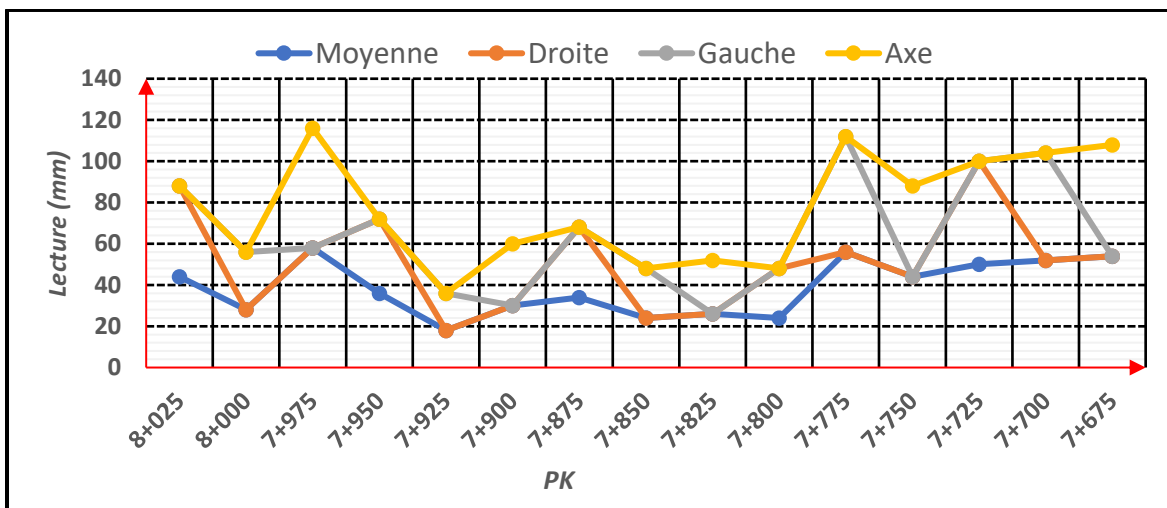


Figure 29: Résultats de déflexions sur la couche de fondation

Les valeurs des déflexions mesurées sont pour la plupart inférieures à 80 (valeur maximale recommandée pour une couche de fondation). Cependant nous avons constaté que la déflexion dépasse le seuil accepté par le projet sur certains points (PK7+975 à l'axe, PK7+775 à l'axe et PK7+775 au côté gauche). Cela pourrait être due à un mauvais compactage de la couche ou à une mauvaise répartition des matériaux de façon homogène.

## V- DIMENSIONNEMENT STRUCTURAL DE LA CHAUSSEE

Le dimensionnement de la chaussée a pour objectif de déterminer des épaisseurs optimales des couches du corps de la chaussée capables de supporter le trafic prévu pour la durée de vie souhaitée. Plusieurs facteurs entrent en jeu tels que : le trafic, la portance du sol support, les conditions climatiques de la zone du projet et la disponibilité des matériaux dans la zone.

### ✚ Données du projet

Les données recueillies auprès de l'entreprise chargée des travaux sont présentées dans le **Tableau XV** ci-dessous.

*Tableau XV: Hypothèses et données de calculs (source : AGEIM/CCTP)*

<b>Trafic Moyen Journalier Annuel (TMJA 2018)</b>	<b>644PL/J</b>
<b>Essieu de référence</b>	<b>13T</b>
<b>Durée de mise en service</b>	<b>15ans</b>
<b>Coefficient d'Agressivité Moyen (CAM)</b>	<b>1,3</b>
<b>Taux d'accroissement du trafic i</b>	<b>7%</b>
<b>Année de mise en service</b>	<b>2023</b>
<b>CBR du sol support</b>	<b>37</b>

### V.1 Etude du trafic

#### V.1.1 Détermination de la classe du trafic

Le trafic considéré pour le dimensionnement est celui des poids lourds, véhicules de plus de 3,5 tonnes de poids totale autorisé en charge (PTAC > 3,5 tonnes) car ses véhicules entraînent une agressivité plus importante que celle des véhicules légers. Pour notre projet le trafic journalier moyen annuel a été évalué à **644** poids lourds par jour. A partir de cette donnée ; nous procéderons au calcul du trafic cumulé en utilisant la formule suivante :

$$T_C = 365 * T_0 * \frac{[(1+i)^n - 1]}{i}$$

Avec :

- ✓  $T_0$  : Le trafic moyen journalier de l'année de mise en service ;
- ✓  $i$  : Le taux d'accroissement géométrique a été pris égal à 7%;

✓  $n$  : la durée de vie de l'ouvrage est ici de 15 ans

$$T_0 = TPL * (1 + i)^{n'}$$

Avec,  $T_0$ : Trafic à l'année de mise en service de la chaussée

$n'$  : intervalle entre l'année de comptage et l'année de mise en service

TPL : Trafic des poids lourds

$$TPL = 644 \text{ PL}$$

$$n' = 2023 - 2018 = 5$$

$$T_0 = 644 * (1 + 0,07)^5$$

$$T_0 = 903 \text{ PL}$$

Le trafic cumulé a été calculé à partir de la formule :  $T_C = 365 * T_0 * \frac{[(1+i)^n - 1]}{i}$

$$T_C = 8,28 * 10^6 \text{ PL}$$

Le nombre équivalent de poids lourds a été calculé à partir de la formule :  $NE = T_C * CAM$

$$NE = 8,28 * 10^6 * 1,3$$

$$NE = 1,073 * 10^7 \text{ PL}$$

Du nombre équivalent de poids lourds, nous pouvons conclure que nous avons un trafic de type T5 selon la classification de la méthode CEBTP présentée dans le **Tableau XVI**.

*Tableau XVI: Classification du trafic selon le CEBTP*

Classe de trafic	Nombre journalier de véhicules (véh/j)	Nombre cumulé de poids lourds (PL)	Nombre cumulé d'essieux équivalents de 13 T
T1	$100 \leq T < 300$	$1x 10^5 \leq T < 5x 10^5$	$1x 10^5 \leq T < 5x 10^5$
T2	$300 \leq T < 1000$	$5x 10^5 \leq T < 1,5x 10^6$	$5x 10^5 \leq T < 1,5x 10^6$
T3	$1000 \leq T < 3000$	$1,5x 10^6 \leq T < 4x 10^6$	$1,5x 10^6 \leq T < 4x 10^6$
T4	$3000 \leq T < 6000$	$4x 10^6 \leq T < 1x 10^7$	$4x 10^6 \leq T < 1x 10^7$
T5	$6000 \leq T < 12000$	$1x 10^7 \leq T < 2x 10^7$	$1x 10^7 \leq T < 2x 10^7$

### V.1.2 Détermination de la classe du sol

Dans le cadre de ce projet, des sondages pour la reconnaissance du sol support ont été réalisés par le LNBTP à des intervalles de 250 m. De l'analyse des résultats des sondages, nous déduisons que notre plate-forme a une portance de classe S5 selon la classification du CEBTP. La classification de la portance du sol support selon le CEBTP est présentée dans le **Tableau XVII**.

*Tableau XVII : Classification de la portance du sol de plate-forme selon le CEBTP*

Classe de sol	CBR
S1	$CBR < 5$
S2	$5 < CBR < 10$
S3	$10 < CBR < 15$
S4	$15 < CBR < 30$
S5	$CBR > 30$

## V.2 Déroulement des calculs

Les calculs se feront à deux étapes : D'abord par la méthode de CEBTP pour pré dimensionner à l'aide des tableaux fournis par le manuel de renforcement des chaussées souples en pays tropicaux de 1985 et ensuite faire une vérification par la méthode rationnelle en utilisant le logiciel Alize III du LCPC.

### V.2.1 Méthode du CEBTP

Le Guide de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux (CEBTP,1984), fourni à partir de la classe du sol support(S5) et du trafic prévu (T5), des structures de chaussée possibles.

A cet effet pour des raisons économiques et aux vues de la disponibilité d'emprunts de latérite dans la zone du projet, la structure de chaussée présentée dans le **Tableau XVIII** a été retenue pour le projet.

*Tableau XVIII: Structure de chaussée retenue*

Couches	Matériaux	Epaisseur(cm)
Revêtement	Béton Bitumineux (BB)	5
Base	Grave Bitume (GB)	15
Fondation	Graveleux Latéritique Litho-stabilisé (GLL)	20

### □ Hypothèses

- ✓ Le coefficient de poisson  $\nu$  sera pris égal à 0,35 pour les matériaux non traités et 0,25 pour les matériaux traités ;
- ✓ Toutes les interfaces entre les couches seront considérées collées.
- ✓ Le CAM est égal à 0,8 pour les matériaux bitumineux et 1,3 pour les matériaux semi-rigides ;
- ✓ La variation de la température sera prise égale à 40°C ;

### □ Calcul des contraintes et déformations *admissibles*

Les matériaux utilisés pour les corps de chaussée sont caractérisés par des limites admissibles de contraintes et de déformations. Cela signifie que les matériaux ne doivent être sollicités au-delà de ces limites.

#### ↳ Contrainte admissible

La contrainte admissible ( $\sigma_{z,adm}$ ) est donnée par la formule de Kerkhoven et Dormons :

$$\sigma_{z,adm} = \frac{0,3 * CBR}{1 + 0,7 \times \log (NE)} \text{ Avec, CBR du sol support.}$$

$$\sigma_{z,adm} = \frac{0,3 * 28}{1 + 0,7 \times \log (1,073 * 10^7)}$$

$$\sigma_{z,adm} = \mathbf{1,874 MPa}$$

#### ↳ Déformation admissible

La déformation admissible ( $\epsilon_{z,adm}$ ) est obtenue à partir de la loi de Shell et obtenu par la formule suivante :

$$\epsilon_{z,adm} = A \times NE^{-0,222}$$

$$\epsilon_{z,adm} = 0,012 \times (1,073 * 10^7)^{-0,222}$$

$$\epsilon_{z,adm} = \mathbf{329,67 \mu def.}$$

Pour les matériaux bitumineux, les déformations admissibles en traction sont calculées par la relation suivante :

$$\epsilon_{t,adm} = \epsilon_6(10^\circ\text{C}; 25\text{Hz}) * \left(\frac{NE}{10^6}\right)^b * \sqrt{\frac{E(10^\circ\text{C})}{E(\theta_{eq})}} * kc * kr * ks$$

*Tableau XIX: Récapitulatif des valeurs des paramètres*

<i>Matériaux</i>	$\varepsilon_6(10^\circ\text{C}; 25\text{Hz})$	$E(10^\circ\text{C})$	$E(40^\circ\text{C})$	$l/b$	$Sh(\text{cm})$	$SN$	$kc$	$l/ks$	$r(\%)$	$kr$
<b>BB</b>	100	7200	1000	5	0,01	0,25	1,1	1	5	0,815
<b>GB</b>	90	12300	2700	5	0,01	0,3	1,3	1	5	0,787

$\varepsilon_{t,adm}(BB) = 164,8 \mu\text{def.}$

$\varepsilon_{t,adm}(GB) = 127,3 \mu\text{def.}$

### V.2.2 Vérification avec le logiciel Alizé III du LCPC

Le programme Alizé est utilisé pour le dimensionnement et la vérification des structures de chaussées et de renforcement. Il permet de calculer les contraintes et les déformations induites dans les différentes couches de chaussée choisie. La charge prise en compte est une charge unitaire correspondante à un demi-essieu de 13 tonnes par une empreinte circulaire.

Les données à entrer dans le modèle pour la vérification sont :

- ✓ Les épaisseurs de chaque couche ;
- ✓ Les modules de Young et les coefficients de poisson de chaque couche y compris le sol support ;
- ✓ Les types d'interface entre les couches (conditions de collage).

#### □ Vérification en utilisant le module de Young obtenu par essai de compression

- Couche de surface : **E = 1000 MPa**
- Couche de base **E = 2700 MPa**
- Couche de fondation : **E = 216,63 MPa**
- Plateforme : **E = 185 MPa**

En utilisant les données et hypothèses ci-dessus, le logiciel Alizé donne les résultats présentés dans le **Tableau XX**.



Tableau XX: Résultats des sollicitations en utilisant le module de Young trouvé par essai de compression simple

Couches	Epaisseurs(m)	Valeurs obtenues	Valeurs admissibles	Observations
Revêtement	0,05	$\epsilon_{tcalcul}=80,0$	$\epsilon_{tadm}=164,8$	Condition vérifié
Base	0,15	$\epsilon_{tcalcul}=54,3$	$\epsilon_{tadm}=127,3$	Condition vérifié
Fondation	0,2	$\epsilon_{zcalcul}=593,2$	$\epsilon_{zadm}=329,7$	Condition non vérifié
		$\sigma_{zcalcul}=0,127$	$\sigma_{zadm}=1,874$	Condition vérifié
Sol support	Infini	$\epsilon_{zcalcul}=335,1$	$\epsilon_{zadm}=329,7$	Condition non vérifié
		$\sigma_{zcalcul}=0,069$	$\sigma_{zadm}=1,874$	Condition vérifié

□ Vérification en utilisant le module de Young déterminé par  $E=5*CBR$

- Couche de surface : **E = 1000 MPa**
- Couche de base **E = 2700 MPa**
- Couche de fondation : **E = 5\*CBR= 650 MPa**
- Plateforme : **E = 185 MPa**

En utilisant les données et hypothèses ci-dessus, le logiciel Alizé donne les résultats présentés dans le **Tableau XXI**.

Tableau XXI: Résultats des sollicitations en utilisant le module de Young  $E=5xCBR$

Couches	Epaisseurs(m)	Valeurs obtenues	Valeurs admissibles	Observations
Revêtement	0,05	$\epsilon_{tcalcul}= 49,7$	$\epsilon_{tadm}= 164,8$	Condition vérifié
Base	0,15	$\epsilon_{tcalcul}=37,2$	$\epsilon_{tadm}=127,3$	Condition vérifié
Fondation	0,2	$\epsilon_{zcalcul} = 289,9$	$\epsilon_{zadm}=329,7$	Condition vérifié
		$\sigma_{zcalcul}=0,176$	$\sigma_{zadm}=1,874$	Condition vérifié
Sol support	Infini	$\epsilon_{zcalcul} = 315,5$	$\epsilon_{zadm}=329,7$	Condition vérifié
		$\sigma_{zcalcul}=0,062$	$\sigma_{zadm}=1,874$	Condition vérifié

De l'analyse des résultats, on constate qu'en tenant compte du module de Young déterminé au préalable par l'essai de compression simple, les contraintes trouvées sur Alizé LCPC sont toutes inférieures aux contraintes admissibles mais les déformations trouvées sur Alizé LCPC quant à elles sont supérieures aux déformations admissibles à l'exception de la couche de base et de la couche de fondation (**Tableau XX**). D'autre part en tenant compte du module de Young déterminé

par la formule  $E= 5 \times \text{CBR}$ , les contraintes et déformations sont vérifiées pour toutes les couches de notre structure (**Tableau XXI**).

### *V.2.3 Comparaison des résultats*

Au regard des résultats, il ressort qu'en utilisant le module trouvé par l'essai de compression simple les déformations obtenues sont supérieures aux déformations admissibles. Le dimensionnement fait en utilisant le module ( $E= 5*\text{CBR}$ ) obtenu par l'entreprise montre que les sollicitations de calculs sont inférieures aux sollicitations admissibles. Cela nous amène à nous poser un certain nombre de questions sur la détermination du module réel du matériau. Cette différence peut être dû à plusieurs facteurs :

- Du module utilisé : Le module de Young utilisé est obtenu sous chargement statique alors que des chargements cycliques sont recommandés pour caractériser le module réel du matériau.
- De la taille des éprouvettes : Les éprouvettes utilisées sont d'élanement 1 alors que la norme demande des éprouvettes d'élanement 2.

On remarque qu'un module trop élevé conduit à un sous dimensionnement. Il conviendrait de réaliser des essais permettant de caractériser le module réel du matériau (essai triaxial cyclique de préférence).

## CONCLUSION ET PERSPECTIVES

La litho-stabilisation améliore les caractéristiques physiques et mécaniques des sols latéritiques et les rend aptes à certaines utilisations routières.

Dans ce contexte, l'étude s'est intéressée à l'amélioration d'un graveleux latérique par ajout de concassés de granite en vue de son utilisation en couche de fondation dans le cadre des travaux de construction et de bitumage du boulevard des Tansoba.

Pour ce faire, des essais d'identification et de portance ont été réalisés sur le graveleux latéritique et sur le granite concassé de classe granulaire 5/25 avant de les mélanger à différents pourcentages (15%, 20%, 25% et 30%). Ce matériau latéritique pour être utilisé en couche de fondation devait avoir un CBR supérieur ou égal à 50 à 95% de l'Optimum Proctor Modifié et nous avons obtenu 58% ce qui atteste son amélioration. Les résultats obtenus ont montré que les mélanges à 25% et à 30% de granite répondent aux spécifications du CPT. L'entreprise a choisi le mélange à 25% de granite car il donne une valeur de portance optimale qui est de 130 à 98% de l'OPM.

Nous avons également pu déterminer les résistances à la compression des mélanges à 25% et à 30% de granite (0,61 MPa et 0,77MPa respectivement) ainsi que leurs modules d'élasticité (178,4MPa et 216,63MPa respectivement). Nous avons finalement fait notre choix sur le mélange à 30% car pour un trafic élevé comme dans le cas de notre projet (trafic T5) la couche de fondation a besoin d'un module le plus élevé possible.

Une partie de cette étude a consisté aussi à faire une comparaison des résultats du dimensionnement de la chaussée en utilisant des valeurs de module déterminées par deux méthodes différentes à savoir la méthode par essai de compression simple et la méthode empirique  $E=5 \cdot \text{CBR}$ . De cette comparaison, il ressort que la structure proposée n'est pas admissible dans le cas où le module est déterminé par l'essai de compression. L'étude a mis à nu les limites liées à la détermination du module de Young. Ces limites se caractérisent essentiellement par le manque d'essais permettant de caractériser le module réel du matériau.

A la lumière de cette étude, ne serait-il pas pertinent d'accorder une place de choix à la recherche dans le domaine routier afin de pouvoir caractériser les modules réels des matériaux locaux utilisés en construction routière au Burkina Faso ?

## RECOMMANDATIONS

A la lumière de cette étude, les recommandations ci-dessous sont nécessaires pour une meilleure connaissance de la technique de la litho-stabilisation et pour la conception des routes durables et de qualité :

- ✚ A l'endroit des entreprises : il faudrait respecter les clauses techniques des projets et employer une ressource humaine qualifiée et expérimentée dans la réalisation des travaux ;
- ✚ Il est nécessaire de vérifier à long terme la portance des matériaux stabilisés car certains perdent leurs résistances progressivement au fur et à mesure des temps ;
- ✚ Faire plus d'études en ce qui concerne la détermination du module de Young par l'essai de compression avant de pouvoir se prononcer de façon fiable pour son adoption en couche de fondation.
- ✚ Mettre en place un catalogue de structure de chaussée adapté à notre propre environnement économique, climatique et géotechnique (objectif à terme du guide CEBTP depuis 1980). Le catalogue constituera une base de données essentielle avec des spécifications établies après une analyse des paramètres réels des matériaux locaux.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

### Ouvrages et articles

- [1] KANAZOE, M. (2011). *Amélioration des graveleux latéritiques avec du granite concasse de classes granulométriques différentes (0/20 ; 0/31,5 ; 5/20).*
- [2] JIKOLUM, E. (2011). *Utilisation de la technique de la litho stabilisation en assise de chaussée. Cas des travaux de renforcement du tronçon Ouagadougou-Pô-frontière du Ghana.*
- [3] KENFACK, T. M. (2016). *Influence de la classe granulaire des concasses de granite sur la mise en œuvre de la technique de la litho stabilisation en vue d'assurer une meilleure durabilité des couches de bases.*
- [4] KIKONE, W. D. (2016). *Etude technico-économique des différentes techniques d'amélioration des couches de chaussées.*
- [5] LOMPO, P. (1980). *Les matériaux utilisés en construction routière en Haute Volta. Un matériau non traditionnel "le lithostab" IVe conférence routière africaine.*
- [6] Mahamat, N. (2012). *Amélioration des graveleux latéritiques au ciment en couches de chaussée au Burkina Faso.*
- [7] NASSIR, A. D. T. (2015). *La litho stabilisation en couche de chaussée.*
- [8] OUATTARA, M. A. (2021). *Caractérisation géo mécanique de la latérite de Saaba (Burkina Faso) litho-stabilisée en vue d'une utilisation en construction routière.*
- [9] OUEDRAOGO, T. B. (2012). *Renforcement des routes bitumées au Burkina Faso.*
- [10] SAWADOGO, M. (2017). *Études techniques des différentes techniques d'amélioration d'une couche de base.*
- [11] SOURA, D. (2016). *Étude d'amélioration des matériaux utilisés en couche de chaussée au Burkina Faso : État des lieux et perspectives, cas de la voie d'accès à l'aéroport de Donsin.*
- [12] TOUKA, M. S. A. (2010). *Étude technico-économique et d'impact environnemental et social pour la réhabilitation et le renforcement.*
- [13] ZOUNGRANA, S. (2017). *Caractérisation de la latérite de la carrière de Kamboinsè en vue d'une utilisation durable dans les structures de chaussée.*
- [14] CEBTP, *Guide pratique de dimensionnement des routes pour les pays tropicaux, CEBTP, 1984, pp. 66-77.*

[15] LCPC, « Guide technique de construction et de dimensionnement des structures de chaussées, » SETRA.

#### **Sites internet**

[16] « Catalogue d'essais in situ et essais en labo », AGIR Laboratoire. <https://www.agir-labo.fr/catalogue-essais/> (consulté le 10 avril 2023).

[17] « Projet de Fin D'études Sur La Litho stabilisation Des Latérites | PDF | Fatigue (matériau) Génie du bâtiment ». <https://www.scribd.com/document/489927781/projet-de-fin-d-etudes-sur-la-lithostabilisation-des-laterites> (consulté le 11 avril 2023) 89p

[18] « Synthèse Des Études Effectuées Sur La Litho stabilisation | PDF ». <https://www.scribd.com/document/489927901/Synthese-des-etudes-effectuees-sur-la-lithostabilisation> (consulté le 11 avril 2023) 19p.

## ANNEXES

### Tables des matières des annexes

Annexe I	Details des résultats d'essais du matériau de l'emprunt N°1 .....	ii
Annexe II	Details des résultats d'essais du matériau de l'emprunt N°2 .....	xi
Annexe III	Details des résultats d'essais du concassé .....	xviii
Annexe IV	Details des résultats d'essais du lithostab.....	xxiv
Annexe V	Résultats d'essais in situ : essai de compacité et mesure de déflexions.....	xlvi
Annexe VI	Details des résultats de vérification sur Alize LCPC .....	li
Annexe VII	Illustration de la mise en œuvre du lithostab.....	liv

**Annexe I      Détails des résultats d'essais du matériau de l'emprunt N°1**

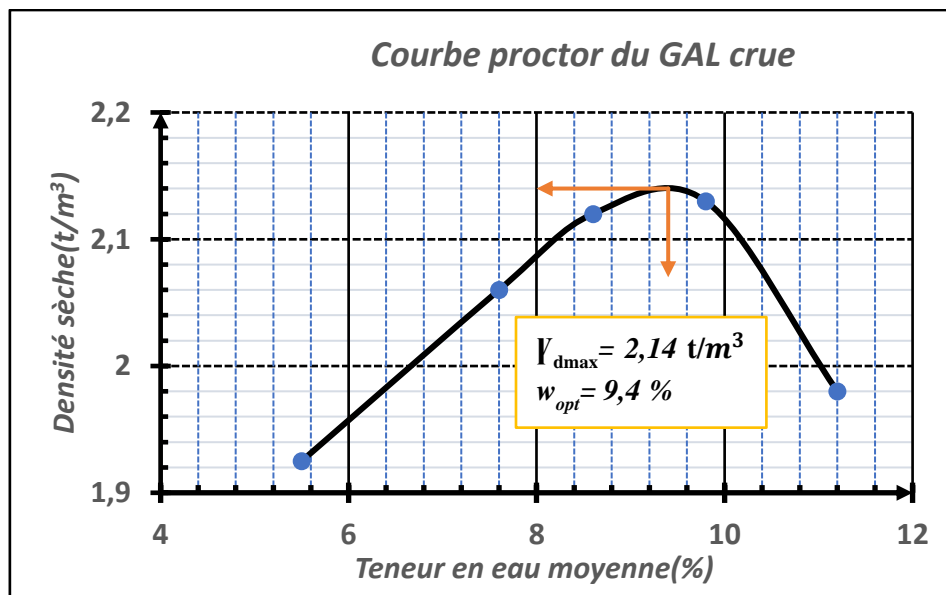


<b>ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR TAMISAGE A SEC (NFP 18-560)</b>				
Date de prélèvement : 30/03/2023			Nature : <b>GAL crue</b>	
Date de l'essai : 05/04/2023			Provenance : Matériau d'emprunt 1, sur tas	
Masse de l'échantillon M(g) : 4436			Operateur : KANE Hamidou	
<b>Modules AFNOR</b>	<b>Tamis (mm)</b>	<b>Masse des refus cumulés [R<sub>i</sub>]</b>	<b>% des refus cumulés [100(R<sub>i</sub>/M)]</b>	<b>% de tamisât cumulés [100-100(R<sub>i</sub>/M)]</b>
50	80		0	100
49	63		0	100
48	50		0	100
47	40	0	0	100
46	31,5	1	0	100
45	25	92	2	98
44	20	271	6	94
43	16	376	8	92
42	12,5	572	13	87
41	10	845	19	81
40	8	1147	26	74
39	6,3	1516	34	66
38	5	1919	43	57
37	4	2258	51	49
36	3,15	2510	57	43
35	2,5	2682	60	40
34	2	2800	63	37
33	1,6	2894	65	35
32	1,25	2975	67	33
31	1	3047	69	31
30	0,8	3108	70	30
29	0,63	3177	72	28
28	0,5	3233	73	27
27	0,4	3308	75	25
26	0,315	3369	76	24
25	0,25	3426	77	23
24	0,2	3472	78	22
23	0,16	3516	79	21
22	0,125	3563	80	20
21	0,1	3596	81	19
20	0,08	3638	82	18
19	0,063	3669	83	17

<b>ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR SEDIMENTOMETRIE</b>										
<b>REALISATION DE L'ESSAI</b>										
Temps (min)	Densimètre R	Temp $\theta$ (°C)	$C_t(\theta)$	$\rho_w(\theta)$	$\eta$ (poiseuille)	$H_t$ (cm)	$D(\mu\text{m})$	$\rho_t(\theta)$	P (%)	P' (%)
0,5	1,023	27,5	0,00162 5	997	0,000855	12,7 5	62	102 0	89	15
1	1,018	27,5	0,00162 5	997	0,000855	14,6 6	47	101 5	70	12
2	1,016	27,5	0,00162 5	997	0,000855	15,4 2	34	101 3	62	10
5	1,014	27,5	0,00162 5	997	0,000855	16,1 8	22	101 1	54	9
10	1,0135	27,5	0,00162 5	997	0,000855	16,3 7	16	101 0	52	9
20	1,0125	27,5	0,00162 5	997	0,000855	16,7 5	11	100 9	48	8
40	1,0115	27	0,0015	997	0,000865	17,1 3	8	100 8	44	7
80	1,011	27	0,0015	997	0,000865	17,3 2	6	100 8	42	7
240	1,01	26	0,00132 5	997	0,000884	17,7 1	3	100 7	38	6
1440	1,008	26,5	0,0014	997	0,000874	18,4 7	1	100 5	30	5

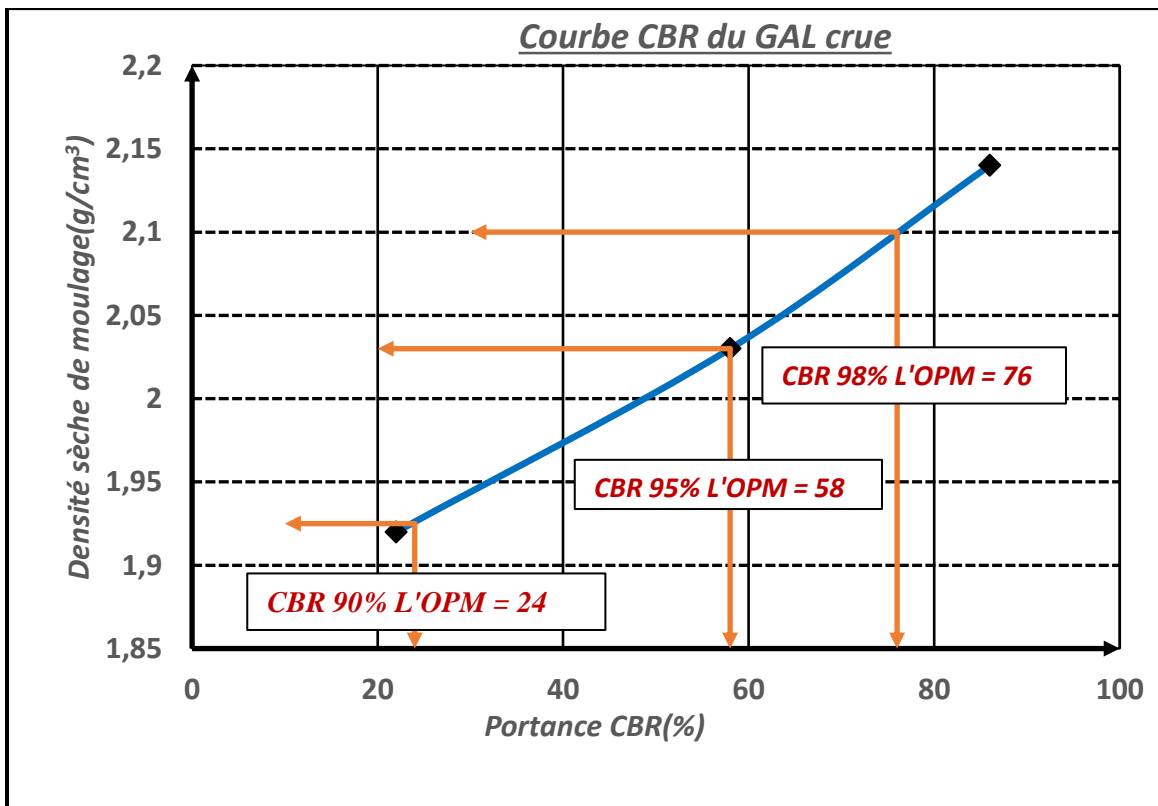
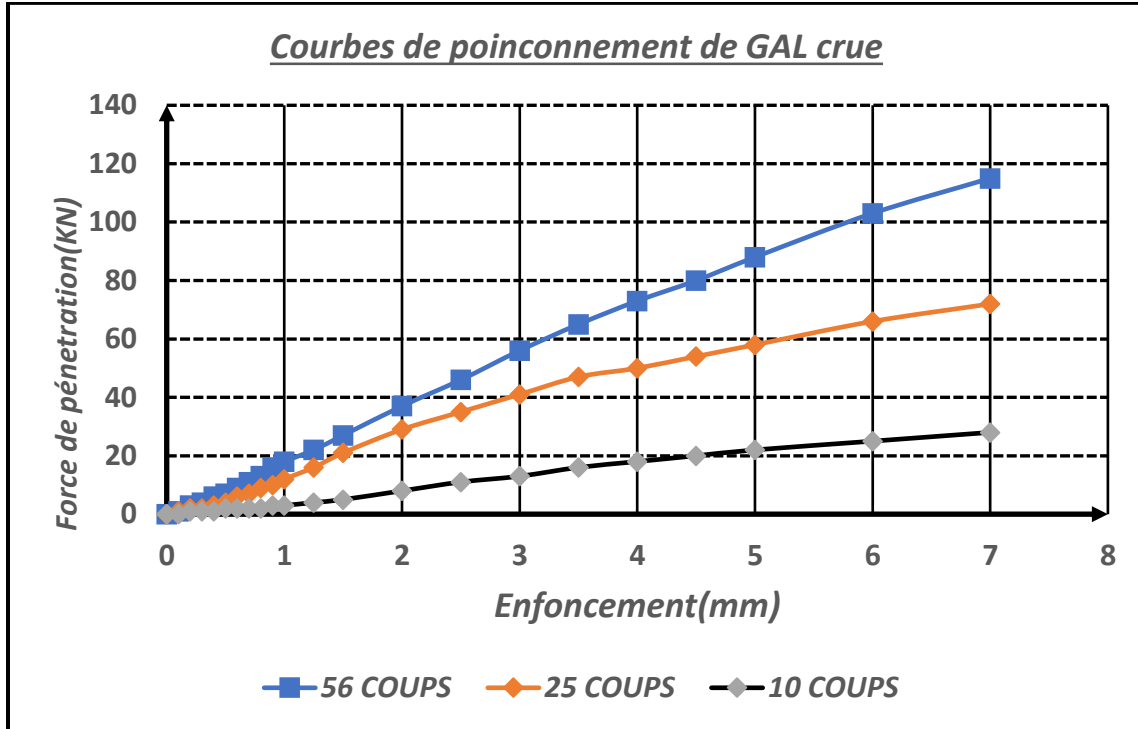
DETERMINATION DES LIMITES D'ATTERBERG (NF 94-051)												
Echantillon						Opérateur						
Identification :						Nom	KANE Hamidou					
Provenance :	Matériau d'emprunt 1, sur tas					Date d'essai	27-04-2023					
Nature :	GAL crue					Lieu d'essai : LNBTP Siège						
Limite de liquidité à la coupelle de Casagrande WL										Limite de plasticité au rouleau WP		
Mesure n°	1		2		3		4		5		1	2
Nbre de coups	15		21		26		33					
Numéro de tare	3	7	8	10	11	13	16	18			21	22
Masse totale humide(g)	8358	5842	6603	7676	9327	9497	7319	7401			6876	6701
Masse totale sèche(g)	7681	5122	5936	6891	8428	8522	6641	6718			6680	6374
Masse de la ter(g)	5579	2887	3805	4375	5513	5355	4385	4435			5493	4409
Masse d'eau(g)	677	720	667	785	899	975	678	683			196	327
Masse du sol sec(g)	2102	2235	2131	2516	2915	3167	2256	2283			1187	1965
Teneur en eau (%)	32,2	32,2	31,3	31,2	30,8	30,8	30	29,9			16,5	16,6
Teneur en eau moyenne (%)	32,2		31,2		30,8		29,9				16,5	
Limite de liquidité WL (%)											31,0	
Limite de plasticité WP (%)											16,5	
Indice de plasticité IP= WL-WP											14,5	

Essai Proctor modifié – GAL crue										
Teneur en eau de moulage										
Numéro de Tare	14	T2	T25	T26	T12	T30	T15	T21	T8	M
Masse totale humide (g)	479	467	421	415	414	390	439	436	426	486
Masse totale sèche (g)	443	428	403	395	389	365	409	405	388	443
Masse de la Tare(g)	62	52	53	51	52	52	52	52	52	55
Masse d'eau (g)	36	39	18	20	25	25	30	31	38	43
Masse du sol sec (g)	381	376	350	344	337	313	357	353	336	388
Teneur en eau (%)	9,4	10,4	5,1	5,8	7,4	8,0	8,4	8,8	11,3	11,1
Teneur en eau moyenne (%)	9,8		5,5		7,6		8,6		11,2	
Densité de Moulage										
Masse total humide (g)	9237		8545		8976		9110		9093	
Masse du moule (g)	3943		3943		3943		3943		3943	
Masse nette humide (g)	5294		4602		5033		5167		5150	
Volume du moule (cm 3)	2267		2267		2267		2267		2267	
Densité humide	2,335		2,03		2,22		2,28		2,27	
Densité sèche	2,13		1,925		2,06		2,12		1,98	
Masse nette à compacté (g)	6843		8209		7300		7806		8342	
Eau de mouillage (g)	2% - 626		4% - 328		6% - 438		8% - 624		10% - 834	



Essai CBR			
Échantillon		Opérateur	
Identification		Nom	KANE Hamidou
Provenance	Matériaux d'emprunt 1, sur tas	Date de moulage	08/04/2023
Nature	GAL crue	Date d'essai	12/04/2023
<b>Installations et conditions ambiantes</b>		<b>Équipements</b>	
Lieu des essais	Labo chantier	Moules/Dame	CBR
Socle de compactage	BA	Balances	
<b>REFERENCES DE COMPACTAGE</b>		Teneur en eau	<b>9,3</b>
		Densité	<b>2,14</b>
<b>INTENSITE DE COMPACTAGE</b>	<b>MOULAGE A (5x56 COUPS)</b>	<b>MOULAGE B (5x25 COUPS)</b>	<b>MOULAGE C (5x10 COUPS)</b>
<b>Teneur en eau de moulage</b>			
Numéro de Tare	W	T4	T10
Masse totale humide(g)	389	381	388
Masse totale sèche(g)	370	353	358
Masse de la tare (g)	64	53	31
Masse d'eau(g)	29	28	30
Masse du sol sec(g)	306	300	327
Teneur en eau (%)	9,4	9,3	9,1
Teneur en eau moyenne (%)	<b>9,2</b>		
<b>Densité de moulage</b>			
Numéro de moule	E2	PM	B10
Masse totale humide(g)	9072	8839	8588
Masse du moule (g)	3716	3751	3768
Masse nette humide(g)	5356	5088	4820
Volume du moule (cm <sup>3</sup> )	2292	2292	2292
Densité humide	2,335	2,22	2,1
Densité sèche	2,14	2,03	1,92

<b>Essai de poinçonnement</b>											
<b>MOULAGE A (5x56 COUPS)</b>				<b>MOULAGE B (5x25 COUPS)</b>				<b>MOULAGE C (5x10 COUPS)</b>			
Date d'essai	12/04/2023			Date d'essai	12/04/2023			Date d'essai	12/04/2023		
Teneur en eau	<b>9,3</b>			Teneur en eau	<b>9,3</b>			Teneur en eau	<b>9,3</b>		
Densité	<b>2,14</b>			Densité	<b>2,03</b>			Densité	<b>1,92</b>		
Surcharge				Surcharge				Surcharge			
E(mm)	F(div)	E(mm)	F(div)	E(mm)	F(div)	E(mm)	F(div)	E(mm)	F(div)	E(mm)	F(div)
0,1	<b>1</b>	2	<b>37</b>	0,1	<b>1</b>	2	<b>29</b>	0,1	<b>0</b>	2	<b>8</b>
0,2	<b>3</b>	2,5	<b>46</b>	0,2	<b>2</b>	2,5	<b>35</b>	0,2	<b>1</b>	2,5	<b>11</b>
0,3	<b>4</b>	3	<b>56</b>	0,3	<b>2</b>	3	<b>41</b>	0,3	<b>1</b>	3	<b>13</b>
0,4	<b>6</b>	3,5	<b>65</b>	0,4	<b>3</b>	3,5	<b>47</b>	0,4	<b>1</b>	3,5	<b>16</b>
0,5	<b>7</b>	4	<b>73</b>	0,5	<b>4</b>	4	<b>50</b>	0,5	<b>2</b>	4	<b>18</b>
0,6	<b>9</b>	4,5	<b>80</b>	0,6	<b>6</b>	4,5	<b>54</b>	0,6	<b>2</b>	4,5	<b>20</b>
0,7	<b>11</b>	5	<b>88</b>	0,7	<b>7</b>	5	<b>58</b>	0,7	<b>2</b>	5	<b>22</b>
0,8	<b>13</b>	6	<b>103</b>	0,8	<b>9</b>	6	<b>66</b>	0,8	<b>2</b>	6	<b>25</b>
0,9	<b>16</b>	7	<b>115</b>	0,9	<b>10</b>	7	<b>72</b>	0,9	<b>3</b>	7	<b>28</b>
1	<b>18</b>	8		1	<b>12</b>	8		1	<b>3</b>	8	
1,25	<b>22</b>	9		1,25	<b>16</b>	9		1,25	<b>4</b>	9	
1,5	<b>27</b>	10		1,5	<b>21</b>	10		1,5	<b>5</b>	10	
IP (2,5mm) = <b>69</b> F(2,5mm) /13,5				IP (2,5mm) = <b>51</b> F(2,5mm) /13,5				IP (2,5mm) = <b>17</b> F(2,5mm) /13,5			
IP (5mm) = <b>86</b> F(5mm) /20				IP (5mm) = <b>58</b> F(5mm) /20				IP (5mm) = <b>22</b> F(5mm) /20			
ICBR Immersion = <b>24</b>				ICBR Immersion = <b>58</b>				ICBR Immersion = <b>76</b>			
<b>TENEUR EN EAU APRES ESSAI</b>											
	<b>MOULAGE A (5x56 COUPS)</b>			<b>MOULAGE B (5x25COUPS)</b>			<b>MOULAGE C (5x10 COUPS)</b>				
Numéro de Tare	E2			PM			B10				
Masse totale humide(g)	9127			9020			8777				
Masse totale sèche(g)	8620			8403			8168				
Masse de la tare (g)	3716			3751			3768				
Masse d'eau(g)	507			617			609				
Masse du sol sec(g)	4904			4652			4400				
Teneur en eau (%)	10,3			13,3			13,8				

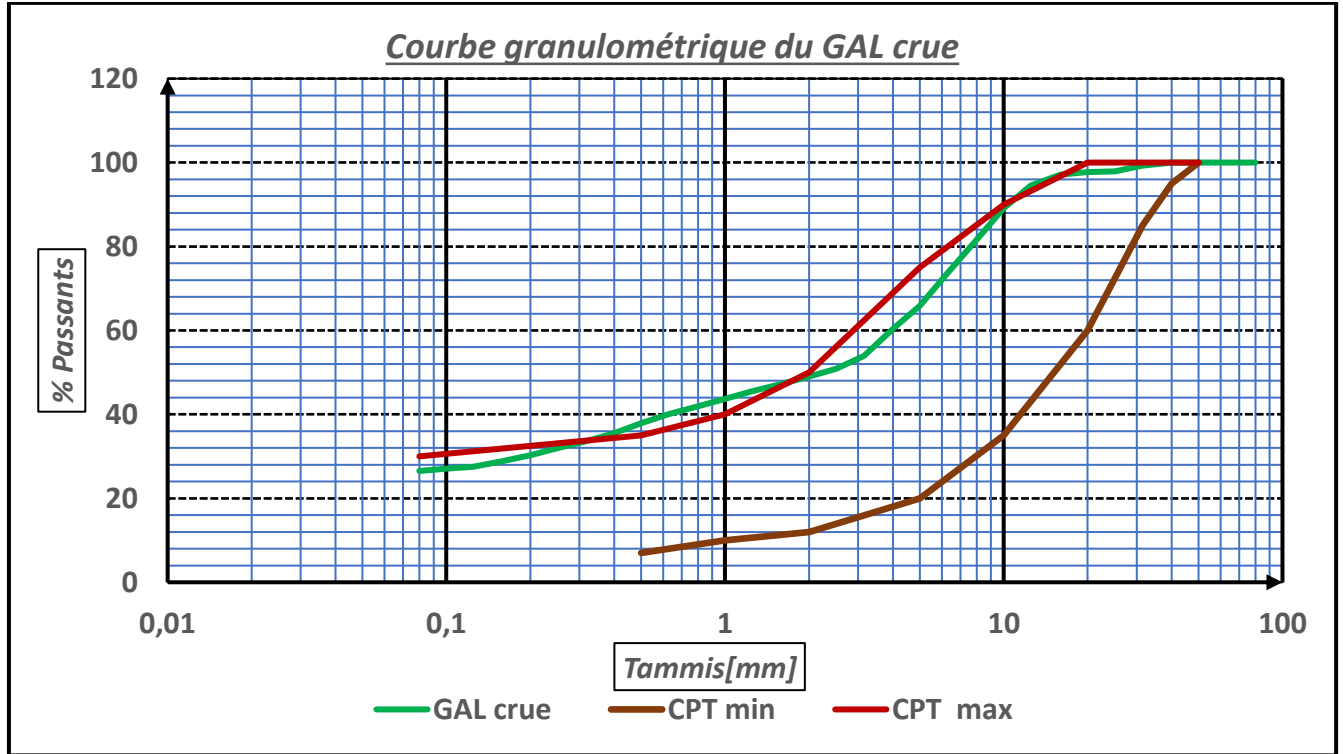


<b>ESSAI DE DETERMINATION DE LA MASSE VOLUMIQUE DES GRAINS SOLIDES</b>	
Masse des grains solides ms en (g)	<b>50</b>
Masse de pycnomètre vide (m1) (g)	<b>206,8</b>
Masse du pycnomètre avec échantillon (m2) (g)	<b>256,8</b>
Masse du pycnomètre + eau + échantillon (m3) (g)	<b>786,07</b>
Masse du pycnomètre plein d'eau (m4) en (g)	<b>754,8</b>
Le volume occupé par les grains solides $V_s = (m_4 - m_1 + m_2 - m_3) \text{ (cm}^3\text{)}$	<b>23,73</b>
$\rho_W$ : Masse volumique de l'eau (g/cm <sup>3</sup> )	<b>1</b>
Masse volumique des grains solides ( $\rho_s$ ) (g/cm <sup>3</sup> )	<b>2,67</b>

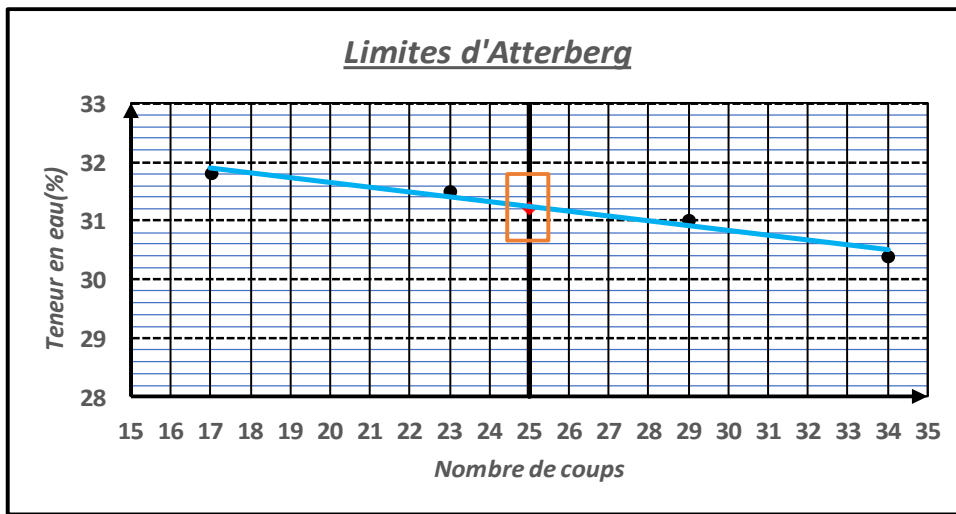


**Annexe II      Détails des résultats d'essais du matériau de l'emprunt de Nambé**

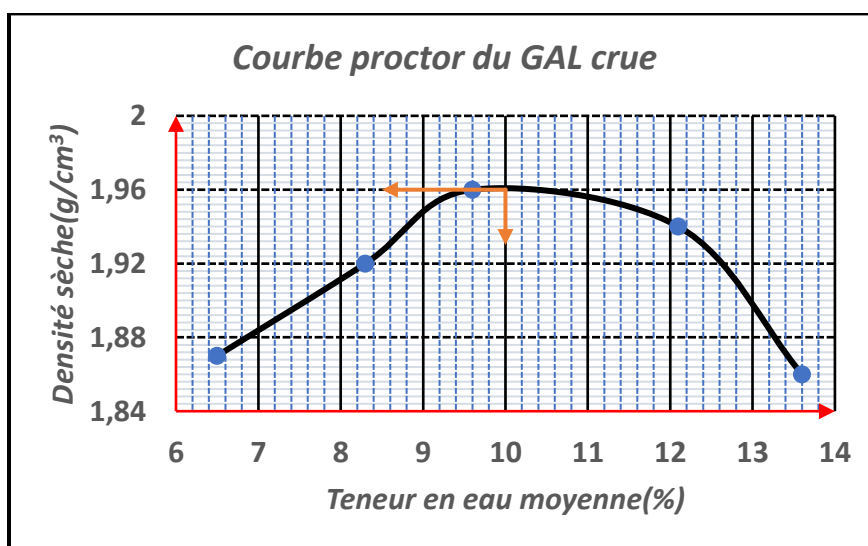
ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR TAMISAGE (NFP 18-560)				
Date de prélèvement : 30/03/2023			Nature : GAL 2	
Date de l'essai : 05/04/2023			Provenance : emprunt de Nambé	
Masse de l'échantillon M(g) : 5587			Operateur : KANE Hamidou	
Modules AFNOR	Tamis (mm)	Masse des refus cumulés [R <sub>i</sub> ]	% des refus cumulés [100(R <sub>i</sub> /M)]	% de tamisât cumulés [100-100(R <sub>i</sub> /M)]
50	80		0	100
49	63		0	100
48	50		0	100
47	40	0	0	100
46	31,5	41	1	99
45	25	118	2	98
44	20	128	2	98
43	16	159	3	97
42	12,5	303	5	95
41	10	606	11	89
40	8	1024	18	82
39	6,3	1463	26	74
38	5	1905	34	66
37	4	2212	40	60
36	3,15	2577	46	54
35	2,5	2746	49	51
34	2	2849	51	49
33	1,6	2944	53	47
32	1,25	3043	54	46
31	1	3148	56	44
30	0,8	3246	58	42
29	0,63	3345	60	40
28	0,5	3469	62	38
27	0,4	3600	64	36
26	0,315	3713	66	34
25	0,25	3801	68	32
24	0,2	3898	70	30
23	0,16	3971	71	29
22	0,125	4048	72	28
21	0,1	4075	73	27
20	0,08	4105	73	27



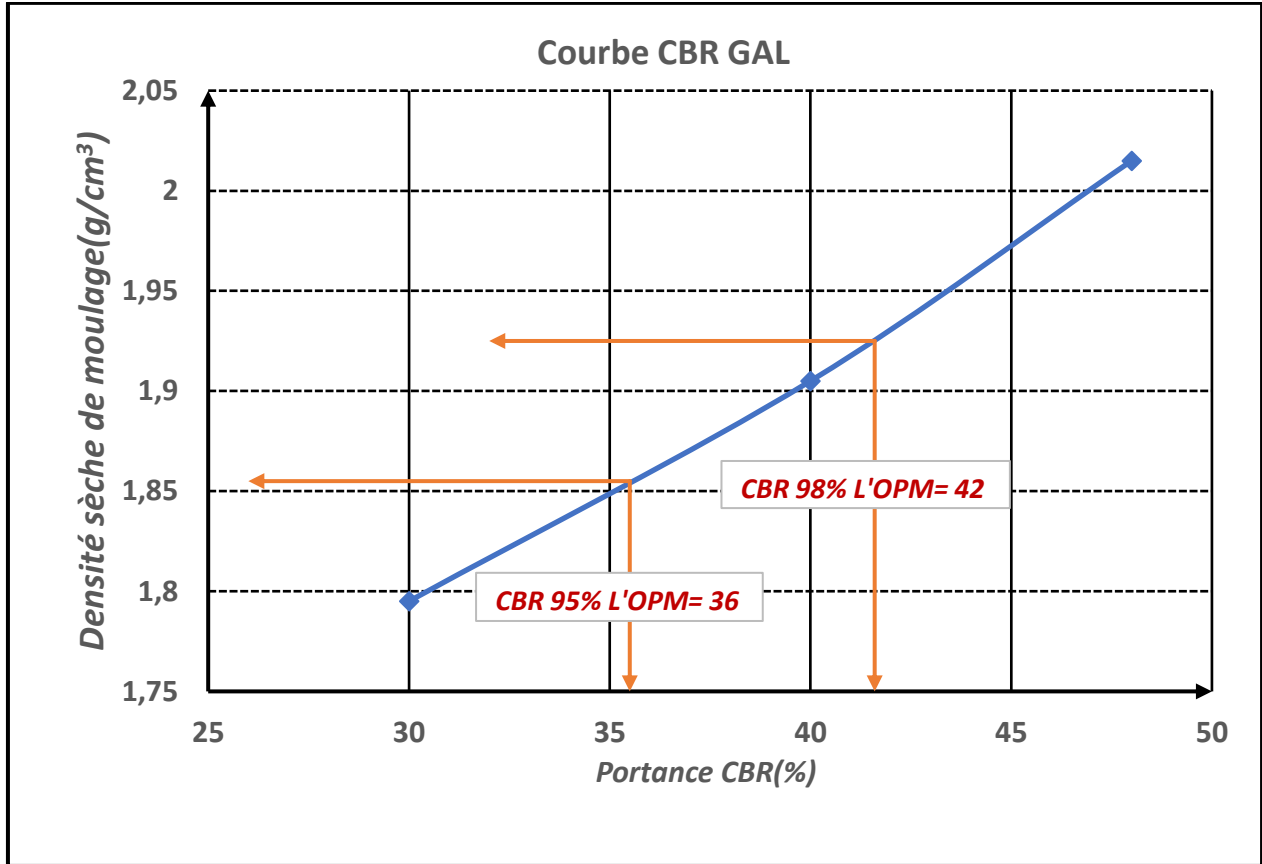
DETERMINATION DES LIMITES D'ATTERBERG (NF 94-051)											
Echantillon						Opérateur					
Identification :						Nom	KANE Hamidou				
Provenance :	Matériaux d'emprunt 2 sur tas					Date d'essai	27/04/2023				
Nature :	GAL crue					Equipements					
Lieu d'essai :	Labo chantier					Appareil de Casagrande					
Limite de liquidité à la coupelle de Casagrande WL									Limite de plasticité au		
Mesure n°	1		2		3		4		1	2	
Nbre de coups	17		23		34		34				
Numéro de tare	3	7	8	10	11	13	16	18	21	22	
Masse totale humide(g)	8358	5842	6603	7676	9327	9497	7319	7401	6876	6701	
Masse totale sèche(g)	7681	5122	5936	6891	8428	8522	6641	6718	6680	6374	
Masse de la ter(g)	5579	2887	3805	4375	5513	5355	4385	4435	5493	4409	
Masse d'eau(g)	677	720	667	785	899	975	678	683	196	327	
Masse du sol sec(g)	2102	2235	2131	2516	2915	3167	2256	2283	1187	1965	
Teneur en eau (%)	32,2	32,2	31,3	31,2	30,8	30,8	30	29,9	16,5	16,6	
Teneur en eau moyenne											
Limite de liquidité WL(%)										<b>31</b>	
Limite de plasticité WP(%)										<b>18</b>	
Indice de plasticité IP= WL-WP										<b>13</b>	



<b>Essai Proctor modifié – GAL</b>										
<b>Teneur en eau de moulage</b>										
Numéro de Tare	14	T2	T25	T26	T12	T30	T15	T21	T8	M
Masse totale humide (g)	479	467	421	415	414	390	440	436	426	486
Masse totale sèche (g)	443	428	403	395	389	365	409	405	388	443
Masse de la Tare(g)	62	52	53	51	52	52	52	52	52	55
Masse d'eau (g)	36	39	18	20	25	25	31	31	38	43
Masse du sol sec (g)	391	376	350	344	337	313	357	353	336	388
Teneur en eau (%)	9,4	10,3	5,1	5,8	7,4	7,9	8,6	8,7	11,3	11
Teneur en eau moyenne (%)	9,8		5,4		7,6		8,6		11,1	
<b>Densité de Moulage</b>										
Masse total humide (g)	9237		8545		8976		9110		9093	
Masse du moule (g)	3943		3943		3943		3943		3943	
Masse nette humide (g)	5294		4602		5033		5167		5150	
Volume du moule (cm <sup>3</sup> )	2267		2267		2267		2267		2267	
Densité humide	2,335		2,03		2,22		2,3		2,27	
Densité sèche	2,125		1,925		2,06		2,12		1,98	
Masse nette à compacté (g)	6843		8209		7300		7806		8342	
Eau de mouillage (g)	9% - 626		4% - 328		6% - 438		8% - 624		10% - 834	



<b>Essai CBR</b>			
<b>Échantillon</b>		<b>Opérateur</b>	
Identification		Nom	KANE Hamidou
Provenance	Emprunt de Nambé	Date de moulage	08/04/2023
Nature	GAL crue	Date d'essai	12/04/2023
Installations et conditions ambiantes		Équipements	
Lieu des essais	Labo chantier	Moules/Dame	CBR
<b>REFERENCES DE COMPACTAGE</b>		Teneur en eau	<b>10</b>
		Densité	<b>1,96</b>
<b>Teneur en eau de moulage</b>			
<b>INTENSITE DE COMPACTAGE</b>	<b>MOULAGE A (5x56 COUPS)</b>	<b>MOULAGE B (5x25 COUPS)</b>	<b>MOULAGE A (5x10 COUPS)</b>
Numéro de Tare	W	T4	T10
Masse totale humide(g)	389	381	388
Masse totale sèche(g)	370	353	358
Masse de la tare (g)	64	53	31
Masse d'eau(g)	29	28	30
Masse du sol sec(g)	306	300	327
Teneur en eau (%)	9,4	9,3	9,1
Teneur en eau moyenne (%)	<b>9,2</b>		
<b>Densité de moulage</b>			
Numéro de moule	E2	PM	B10
Masse totale humide(g)	9072	8839	8588
Masse du moule (g)	3716	3751	3768
Masse nette humide(g)	5356	5088	4820
Volume du moule (cm <sup>3</sup> )	2292	2292	2292
Densité humide	2,335	2,22	2,1
Densité sèche	2,14	2,03	1,92



**Annexe III    Détails des résultats d'essais du concassé**



<b>ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR TAMISAGE (NFP 18-560)</b>				
Date de prélèvement : 30/03/2023			Nature : <b>Concassé 5/25</b>	
Date de l'essai : 05/04/2023			Provenance : Carrière de Globex sur tas	
Masse de l'échantillon M(g) : <b>4552</b>			Operateur : KANE Hamidou	
<b>Modules AFNOR</b>	<b>Tamis (mm)</b>	<b>Masse des refus cumulés [R<sub>i</sub>]</b>	<b>% des refus cumulés [100(R<sub>i</sub>/M)]</b>	<b>% de tamisât cumulés [100-100(R<sub>i</sub>/M)]</b>
50	80		0	100
49	63		0	100
48	50		0	100
47	40		0	100
46	31,5	0	0	100
45	25	532	12	88
44	20	1690	37	63
43	16	2263	50	50
42	12,5	2860	63	37
41	10	3407	75	25
40	8	3840	84	16
39	6,3	4201	92	8
38	5	4412	97	3
37	4	4510	99	1
36	3,15	4512	99	1
35	2,5	4514	99	1
34	2	4516	99	1
33	1,6	4519	99	1
32	1,25	4523	99	1
31	1	4528	99	1
30	0,8	4532	100	0
29	0,63	4538	100	0
28	0,5	4544	100	0
27	0,4	4546	100	0
26	0,315	4547	100	0
25	0,25	4547	100	0
24	0,2	4548	100	0
23	0,16	4549	100	0
22	0,125	4549	100	0
21	0,1	4550	100	0
20	0,08	4550	100	0

<b>Mesure du coefficient d'aplatissement</b>				
Échantillon		Operateur		
Identification		Nom : KANE Hamidou		
Provenance	Carrière de Globex sur tas		Date d'essai :	
Nature	<b>Concassé 5/25</b>	<b>Équipements</b>		
Lieu d'essai	LNBTP Siège			
Lavage fines	Jet d'eau		Tamis	Controls
Séchage (NFP 94 - 050)	Au moins 4h à 105°C		Balance	KERN 11 FC13
			Étuve	Controls
Masse de l'échantillon soumis à l'essai M0 (g)				
Masse du refus au tamis de 4mm (g)				
Tamisage sur tamis à mailles carrées		Tamisage sur grilles à fentes		Coefficient d'aplatissement  100(Me/Mg)
Classes granulaires (mm)	Masse de la classe granulaire Mg(g)	Écartement des grilles E (mm)	Masse du passant Me (g)	
20/25	789	12,5	198	25,1
16/20	577	10	138	23,92
12,5/16	374	8	129	34,49
10/12,5	260	6,3	91	35
8//10	247	5	62	25,1
6,3/8	211	4	62	29,38
5/6,3	193	3,15	42	21,76
4//5	125	2,5	28	22,4
<b>M=ΣMg</b>	2776	<b>ΣMe</b>	750	---
<b>Coefficient d'aplatissement global A=100(ΣMe/Mg)</b>				<b>27,02</b>

<b>DETERMINATION DE LA PROPETE SUPERFICIELLE (NFP 18-591)</b>	
Masse M de l'échantillon soumis à essai (g)	6805
<b>Exécution de l'essai</b>	
Détermination de la masse sèche Ms de l'échantillon pour laboratoire	
Masse M1h (g) du premier échantillon	715
Masse Mh (g) du deuxième échantillon	6090
Séchage du premier échantillon à l'étuve à $105 \pm 5^{\circ}\text{C}$ jusqu'à masse constante au gramme près	
Masse sèche M1s (g) du premier échantillon	714
Calcul de la masse sèche Ms (g) de l'échantillon soumis à l'essai de propreté $M_s(g) = M_h(M_{1s}/M_{1h})$	6081
Détermination de la masse sèche m des éléments inférieurs à 0,5mm (ou à 1,6 mm pour les ballasts)	
Lavage de l'échantillon au tamis de 0,5mm (ou de 1,6mm pour les ballasts) jusqu'à ce que l'eau qui s'écoule soit claire	
Séchage du refus à l'étuve à $105 \pm 5^{\circ}\text{C}$ jusqu'à masse constante au gramme près	
Masse sèche m'(g) du refus séché et tamisé	5908
Calcul de la masse m (g) des éléments inférieurs à 0,5mm (ou à 1,6mm pour les ballasts) : $m(g) = M_s - m'$	173
<b>Calcul de la propreté superficielle P</b>	
<b>La propreté superficielle est donnée par la relation : <math>P = 100(m/M_s)</math></b>	<b>2,85</b>

ESSAI LOS ANGELES		
<b>Échantillon</b>		<b>Opérateur</b>
Identification		Nom
Provenance		
Nature	<b>Concassé 5/25</b>	Visa
Installations et conditions ambiantes		Équipements
Lieu d'essai : LNBTP siège		Appareil Los Angeles
Lavage au tamis de 1.6mm		Boulets de 47+ -1mm de diamètre et de masse 420 et 445
Séchage (NFP 94-050)		Jeu de tamis
		Étuve
		Balance
Classe granulaire du matériau : <b>Granite concassé 5/25</b>		
Classe granulaire choisie : <b>10/25</b>		
Poids matériaux avant essai A(g) : <b>5000g</b>		
Poids du refus au tamis 33 (1.66mm) B(g) : <b>4038g</b>		
Coefficient Los Angeles : <b><math>100[(A-B) / A] = 19 \%</math></b>		

<b>ESSAI MICRO DEVAL (NFP 18-572)</b>			
<b>Échantillon</b>		<b>Opérateur</b>	
Identification		Nom	
Provenance			
Nature	<b>Concassé 5/25</b>	Visa	
Installations et conditions ambiantes		Équipements	
Lieu d'essai : LNBTP siège		Appareil Los Angeles	
Lavage au tamis de 1.6mm		Billes de 10mm + - 0.5 de diamètre et de masse	
Séchage (NFP 94-050)		Jeu de tamis	
		Étuve	
		Balance	
Classe granulaire du matériau : <b>Granite concassé 5/25</b>			
Classe granulaire choisie : <b>10/14</b>			
Poids matériaux avant essai A(g) : <b>500g</b>			
Poids du refus au tamis 33 (1.66mm) B(g) : <b>462g</b>			
Coefficient Micro-Deval : <b><math>[(A-B) / A]100 = 7,5 \%</math></b>			

**Annexe IV    Détails des résultats d'essais du lithostab**

<b>ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR TAMISAGE (NFP 18-560)</b>				
Date de prélèvement : 30/03/2023			Nature : <b>GAL+15% concassé 5/25</b>	
Date de l'essai : 28/04/2023			Provenance :	
Masse de l'échantillon M(g) : <b>5761</b>			Operateur : KANE Hamidou	
<b>Modules AFNOR</b>	<b>Tamis (mm)</b>	<b>Masse des refus cumulés [R<sub>i</sub>]</b>	<b>% des refus cumulés [100(R<sub>i</sub>/M)]</b>	<b>% de tamisât cumulés [100-100(R<sub>i</sub>/M)]</b>
50	80		0	100
49	63		0	100
48	50		0	100
47	40	0	0	100
46	31,5	51	1	99
45	25	176	3	97
44	20	611	11	89
43	16	841	15	85
42	12,5	1299	23	77
41	10	1628	28	72
40	8	2115	37	63
39	6,3	2626	46	54
38	5	3155	55	45
37	4	3632	63	37
36	3,15	3916	68	32
35	2,5	4138	72	28
34	2	4290	74	26
33	1,6	4411	77	23
32	1,25	4489	78	22
31	1	4566	79	21
30	0,8	4631	80	20
29	0,63	4713	82	18
28	0,5	4780	83	17
27	0,4	4835	84	16
26	0,315	4898	85	15
25	0,25	4962	86	14
24	0,2	5020	87	13
23	0,16	5060	88	12
22	0,125	5102	89	11
21	0,1	5165	90	10
20	0,08	5191	90	10

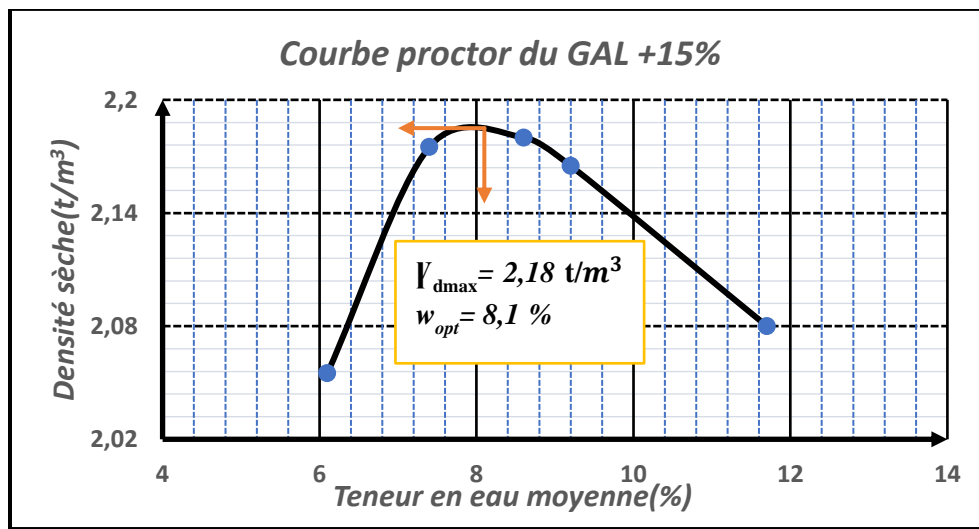
<b>ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR TAMISAGE (NFP 18-560)</b>				
Date de prélèvement : 30/03/2023			Nature : <b>GAL+20% concassé 5/25</b>	
Date de l'essai : 28/04/2023			Provenance :	
Masse de l'échantillon M(g) : <b>5639</b>			Operateur : KANE Hamidou	
<b>Modules AFNOR</b>	<b>Tamis (mm)</b>	<b>Masse des refus cumulés [R<sub>i</sub>]</b>	<b>% des refus cumulés [100(R<sub>i</sub>/M)]</b>	<b>% de tamisât cumulés [100-100(R<sub>i</sub>/M)]</b>
50	80		0	100
49	63		0	100
48	50		0	100
47	40		0	100
46	31,5	0	0	100
45	25	53	1	99
44	20	327	6	94
43	16	645	11	89
42	12,5	1121	20	80
41	10	1532	27	73
40	8	2076	37	63
39	6,3	2710	48	52
38	5	3225	57	43
37	4	3675	65	35
36	3,15	3965	70	30
35	2,5	4187	74	26
34	2	4332	77	23
33	1,6	4440	79	21
32	1,25	4509	80	20
31	1	4572	81	19
30	0,8	4640	82	18
29	0,63	4694	83	17
28	0,5	4755	84	16
27	0,4	4796	85	15
26	0,315	4852	86	14
25	0,25	4906	87	13
24	0,2	4958	88	12
23	0,16	5003	89	11
22	0,125	5047	90	10
21	0,1	5102	90	10
20	0,08	5143	91	9



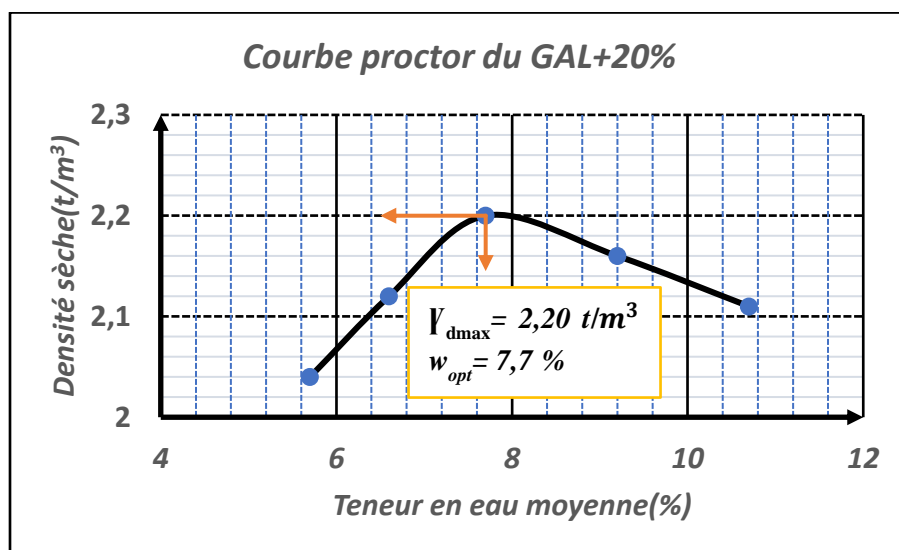
<b>ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR TAMISAGE (NFP 18-560)</b>				
Date de prélèvement : 30/03/2023			Nature : <b>GAL+25% concassé 5/25</b>	
Date de l'essai : 28/04/2023			Provenance :	
Masse de l'échantillon M(g) : <b>5662</b>			Operateur : KANE Hamidou	
<b>Modules AFNOR</b>	<b>Tamis (mm)</b>	<b>Masse des refus cumulés [R<sub>i</sub>]</b>	<b>% des refus cumulés [100(R<sub>i</sub>/M)]</b>	<b>% de tamisât cumulés [100-100(R<sub>i</sub>/M)]</b>
50	80		0	100
49	63		0	100
48	50		0	100
47	40		0	100
46	31,5	0	0	100
45	25	84	1	99
44	20	575	10	90
43	16	875	15	85
42	12,5	1496	26	74
41	10	1839	32	68
40	8	2382	42	58
39	6,3	2928	52	48
38	5	3377	60	40
37	4	3852	68	32
36	3,15	4056	72	28
35	2,5	4217	74	26
34	2	4362	77	23
33	1,6	4465	79	21
32	1,25	4536	80	20
31	1	4606	81	19
30	0,8	4671	82	18
29	0,63	4725	83	17
28	0,5	4790	85	15
27	0,4	4839	85	15
26	0,315	4895	86	14
25	0,25	4951	87	13
24	0,2	5007	88	12
23	0,16	5046	89	11
22	0,125	5096	90	10
21	0,1	5140	91	9
20	0,08	5185	92	8

<b>ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR TAMISAGE (NFP 18-560)</b>				
Date de prélèvement : 30/03/2023			Nature : <b>GAL+30% concassé 5/25</b>	
Date de l'essai : 28/04/2023			Provenance :	
Masse de l'échantillon M(g) : <b>5427</b>			Operateur : KANE Hamidou	
<b>Modules AFNOR</b>	<b>Tamis (mm)</b>	<b>Masse des refus cumulés [R<sub>i</sub>]</b>	<b>% des refus cumulés [100(R<sub>i</sub>/M)]</b>	<b>% de tamisât cumulés [100-100(R<sub>i</sub>/M)]</b>
50	80		0	100,00
49	63		0	100
48	50		0	100
47	40	0	0	100
46	31,5	155	3	97
45	25	364	7	93
44	20	830	15	85
43	16	1198	22	78
42	12,5	1764	33	67
41	10	2116	39	61
40	8	2489	46	54
39	6,3	2872	53	47
38	5	3244	60	40
37	4	3584	66	34
36	3,15	3838	71	29
35	2,5	3965	73	27
34	2	4145	76	24
33	1,6	4248	78	22
32	1,25	4321	80	20
31	1	4396	81	19
30	0,8	4463	82	18
29	0,63	4522	83	17
28	0,5	4592	85	15
27	0,4	4642	86	14
26	0,315	4712	87	13
25	0,25	4766	88	12
24	0,2	4835	89	11
23	0,16	4872	90	10
22	0,125	4934	91	9
21	0,1	4986	92	8
20	0,08	5042	93	7

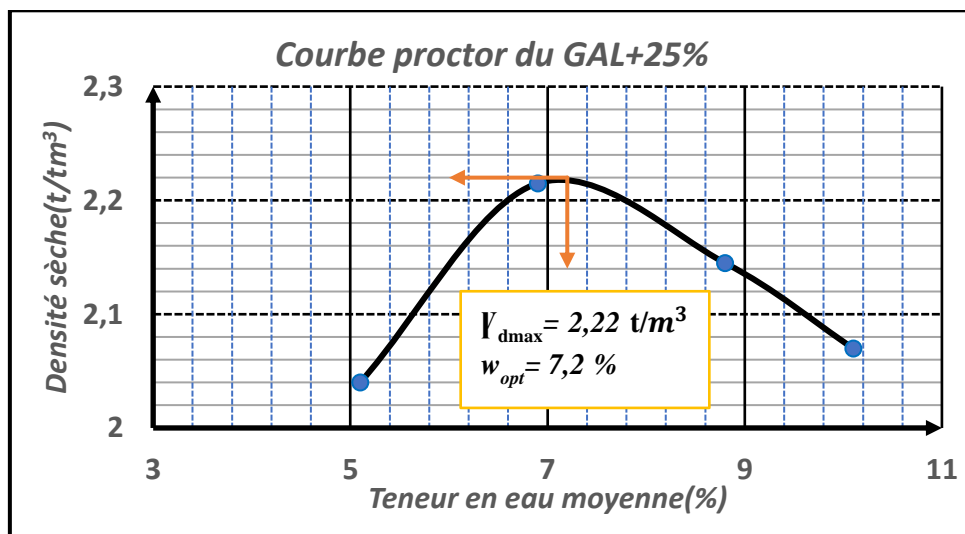
Essai Proctor modifié – GAL +15% de 5/25										
Teneur en eau de moulage										
Numéro de Tare	S	T31	W	20	27	T4	0	JK	T18	T23
Masse totale humide (g)	418	495	462	462	478	476	532	591	417	403
Masse totale sèche (g)	380	449	438	440	450	446	496	543	388	375
Masse de la Tare(g)	56	52	64	56	55	53	65	62	51	52
Masse d'eau (g)	38	46	24	22	28	30	36	48	29	28
Masse du sol sec (g)	324	397	374	384	395	393	431	481	337	323
Teneur en eau (%)	11,7	11,6	6,4	5,7	7,1	7,6	8,4	10,0	8,6	8,7
Teneur en eau moyenne (%)	11,7		6,1		7,4		9,2		8,6	
Densité de Moulage										
Masse total humide (g)	9191		8894		9231		9329		9290	
Masse du moule (g)	3943		3943		3943		3943		3943	
Masse nette humide (g)	5248		4951		5288		5386		5347	
Volume du moule (cm <sup>3</sup> )	2267		2267		2267		2267		2267	
Densité humide	2,315		2,18		2,33		2,38		2,36	
Densité sèche	2,08		2,06		2,18		2,17		2,18	
Masse nette à compacter (g)	7555		7024		8317		6540		7803	
Eau de mouillage (g)	10% - 755		4% - 281		6% - 499		8% - 523		7% - 546	



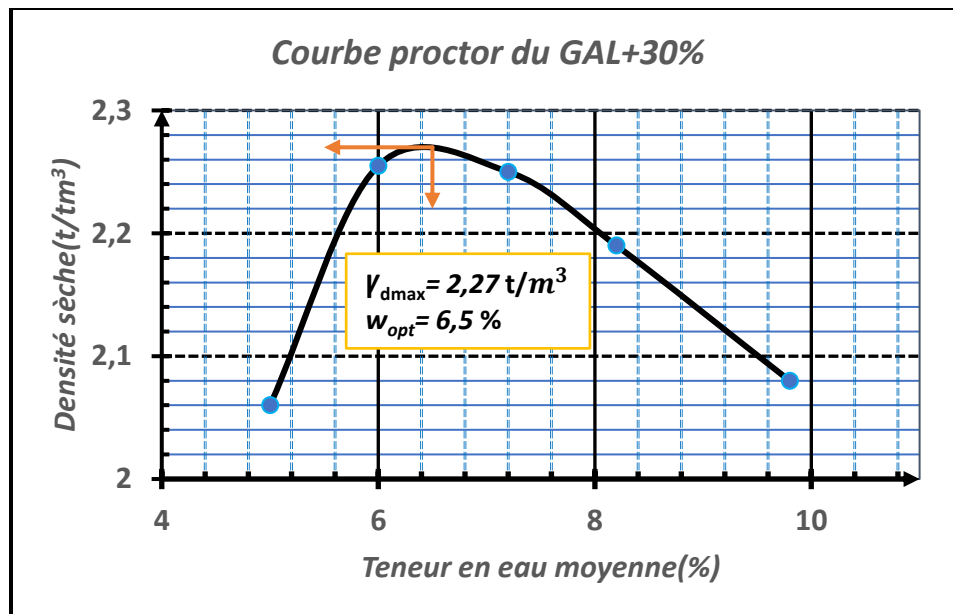
Essai Proctor modifié – GAL+20% de 5/25										
Teneur en eau de moulage										
Numéro de Tare	T21	T33	B18	15A	14	P7	B4	P1	O	P5
Masse totale humide (g)	384	388	362	467	395	364	393	347	474	420
Masse totale sèche (g)	358	366	344	445	374	344	364	320	431	385
Masse de la Tare(g)	52	52	30	62	62	30	43	31	56	30
Masse d'eau (g)	26	22	18	22	21	20	29	27	43	35
Masse du sol sec (g)	306	314	314	383	312	314	321	289	375	355
Teneur en eau (%)	8,5	7,0	5,7	5,7	6,7	6,4	9,0	9,3	11,5	9,9
Teneur en eau moyenne (%)	7,8		5,7		6,6		9,2		10,7	
Densité de Moulage										
Masse total humide (g)	9230		8646		9186		9239		9222	
Masse du moule (g)	3943		3943		3943		3943		3943	
Masse nette humide (g)	5287		4703		5243		5296		5279	
Volume du moule (cm <sup>3</sup> )	2267		2267		2267		2267		2267	
Densité humide	2,33		2,075		2,31		2,34		2,33	
Densité sèche	2,20		2,04		2,12		2,16		2,11	
Masse nette à compacté (g)	6000		8028		7300		7822		8935	
Eau de mouillage (g)	7% - 420		4% - 321		6% - 438		8% - 625		10% - 893	



Essai Proctor modifié – GAL+25% de 5/25										
Teneur en eau de moulage										
Numéro de Tare	JK	27	T4	14	W	T23	P7	O	T33	T21
Masse totale humide (g)	458	435	405	447	413	420	441	402	380	429
Masse totale sèche (g)	445	422	385	429	390	397	409	374	347	398
Masse de la Tare(g)	62	55	53	6	64	52	30	65	52	52
Masse d'eau (g)	13	13	20	18	23	23	32	28	33	31
Masse du sol sec (g)	383	367	332	423	326	345	379	309	295	346
Teneur en eau (%)	3,4	3,5	6,0	4,3	7,1	6,7	8,4	9,1	11,2	9,0
Teneur en eau moyenne (%)	3,5		5,1		6,9		8,8		10,1	
Densité de Moulage										
Masse total humide (g)	8720		8802		9308		9229		9129	
Masse du moule (g)	3943		3943		3943		3943		3943	
Masse nette humide (g)	4777		4859		5365		5286		5186	
Volume du moule (cm 3)3	2267		2267		2267		2267		2267	
Densité humide	2,107		2,14		2,37		2,33		2,29	
Densité sèche	2,04		2,04		2,21		2,144		2,08	
Masse nette à compacté (g)	7560		7225		7779		7164		7532	
Eau de mouillage (g)	2% - 151		4% - 289		6% - 467		8% - 573		10% - 753	



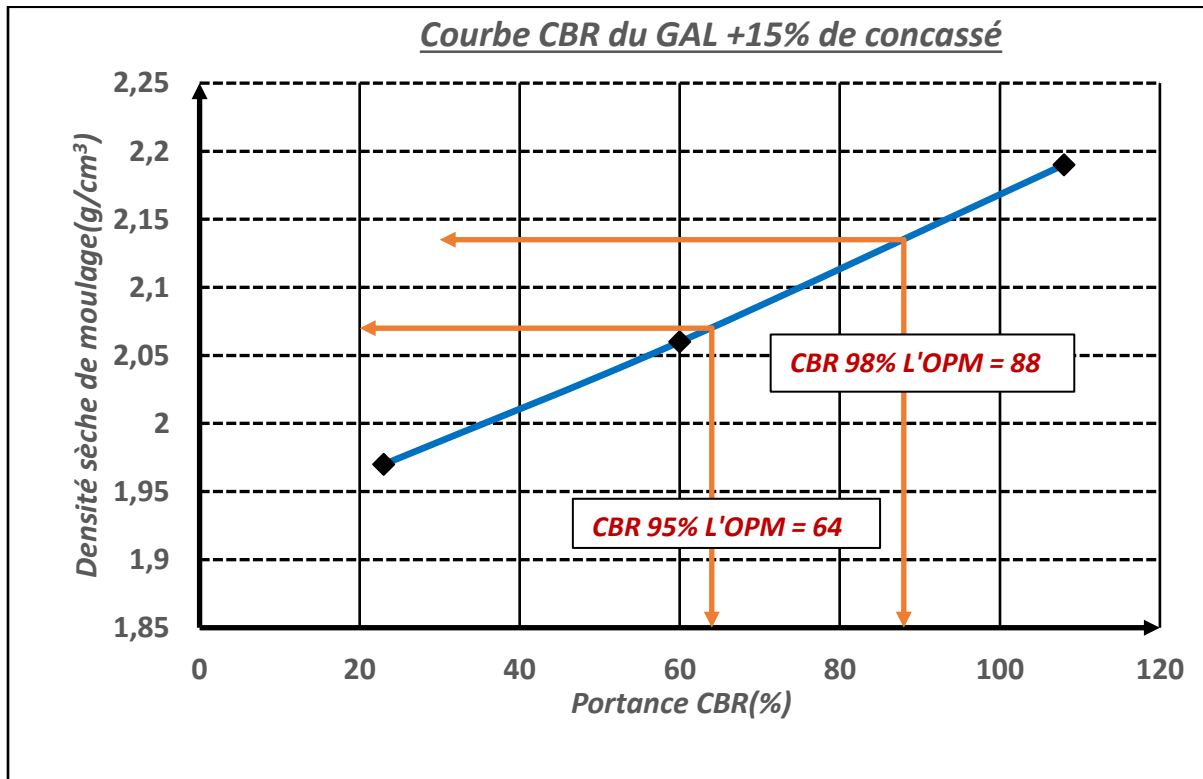
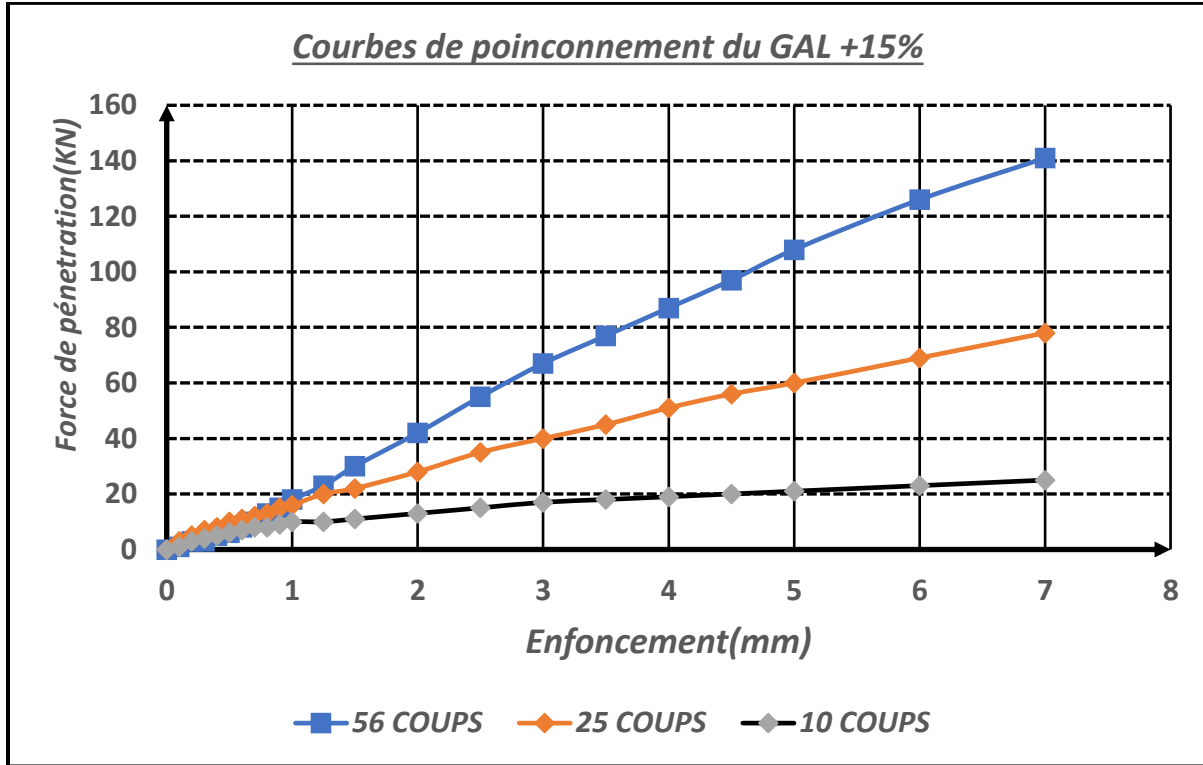
Essai Proctor modifié – GAL+30% de 5/25										
Teneur en eau de moulage										
Numéro de Tare	27	14	K	T9	T13	T26	T25	Z8	P7	T4
Masse totale humide (g)	538	552	366	455	424	423	398	414	393	458
Masse totale sèche (g)	493	510	350	437	402	403	374	385	369	430
Masse de la Tare(g)	55	62	49	53	52	51	53	54	30	53
Masse d'eau (g)	45	42	16	18	22	20	24	29	24	28
Masse du sol sec (g)	438	448	301	384	350	352	321	331	339	377
Teneur en eau (%)	10,3	9,4	5,3	4,7	6,3	5,7	7,5	8,8	7,1	7,4
Teneur en eau moyenne (%)	9,8		5,0		6,0		8,1		7,3	
Densité de Moulage										
Masse total humide (g)	9138		8847		9385		9321		9430	
Masse du moule (g)	3944		3944		3944		3944		3944	
Masse nette humide (g)	5194		4903		5441		5377		5486	
Volume du moule (cm 3)	2267		2267		2267		2267		2267	
Densité humide	2,29		2,16		2,40		2,37		2,42	
Densité sèche	2,09		2,06		2,26		2,19		2,26	
Masse nette à compacté (g)	8005		7895		6579		6860		7511	
Eau de mouillage (g)	10% - 800		4% - 315		6% - 394		8% - 548		10% - 525	



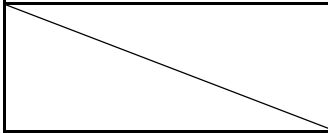
<b>Essai CBR</b>			
<b>Échantillon</b>		<b>Opérateur</b>	
Identification		Nom	KANE Hamidou
Provenance	Matériaux d'emprunt	Date de moulage	20/04/2023
Nature	<b>GAL+15% de concassés 5/25</b>	Date d'essai	24/04/2023
<b>Installations et conditions ambiantes</b>		<b>Équipements</b>	
Lieu des essais	Labo chantier	Moules/Dame	CBR
Socle de compactage	BA	Balances	
<b>REFERENCES DE COMPACTAGE</b>		Teneur en eau	<b>8,1</b>
		Densité	<b>2,18</b>
<i><b>INTENSITE DE COMPACTAGE</b></i>	<i><b>MOULAGE A (5x56 COUPS)</b></i>	<i><b>MOULAGE B (5x25 COUPS)</b></i>	<i><b>MOULAGE C (5x10 COUPS)</b></i>
<b>Teneur en eau de moulage</b>			
Numéro de Tare	W	T33	T21
Masse totale humide(g)	450	394	337
Masse totale sèche(g)	420	366	315
Masse de la tare (g)	64	52	52
Masse d'eau(g)	30	28	22
Masse du sol sec(g)	356	314	263
Teneur en eau (%)	8,4	8,9	8,4
Teneur en eau Moyenne (%)	<b>8,6</b>		
<b>Densité de moulage</b>			
Numéro de moule	H	M2	E2
Masse totale humide(g)	9157	8963	8672
Masse du moule (g)	3699	3753	3791
Masse nette humide(g)	5458	5210	4881
Volume du moule (cm <sup>3</sup> )	2303	2321	2291
Densité humide	2,37	2,24	2,13
Densité sèche	2,19	2,06	1,97

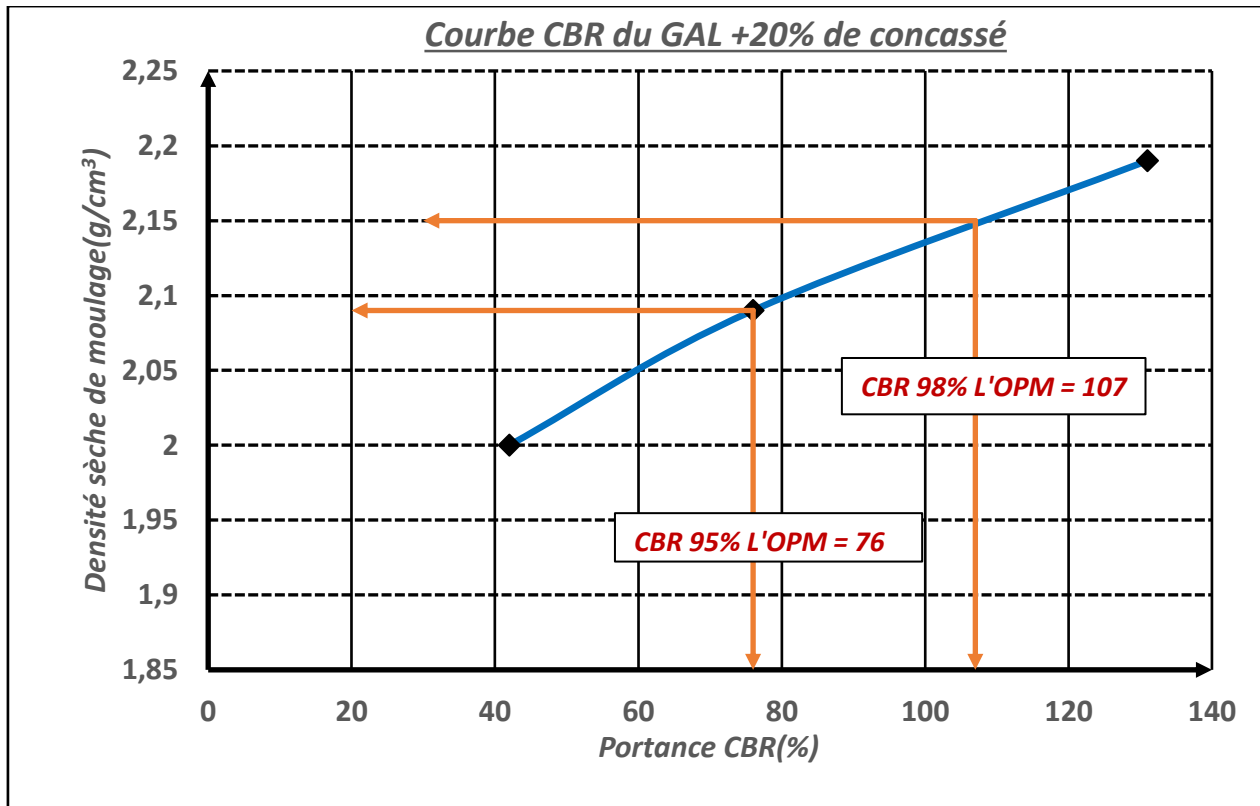
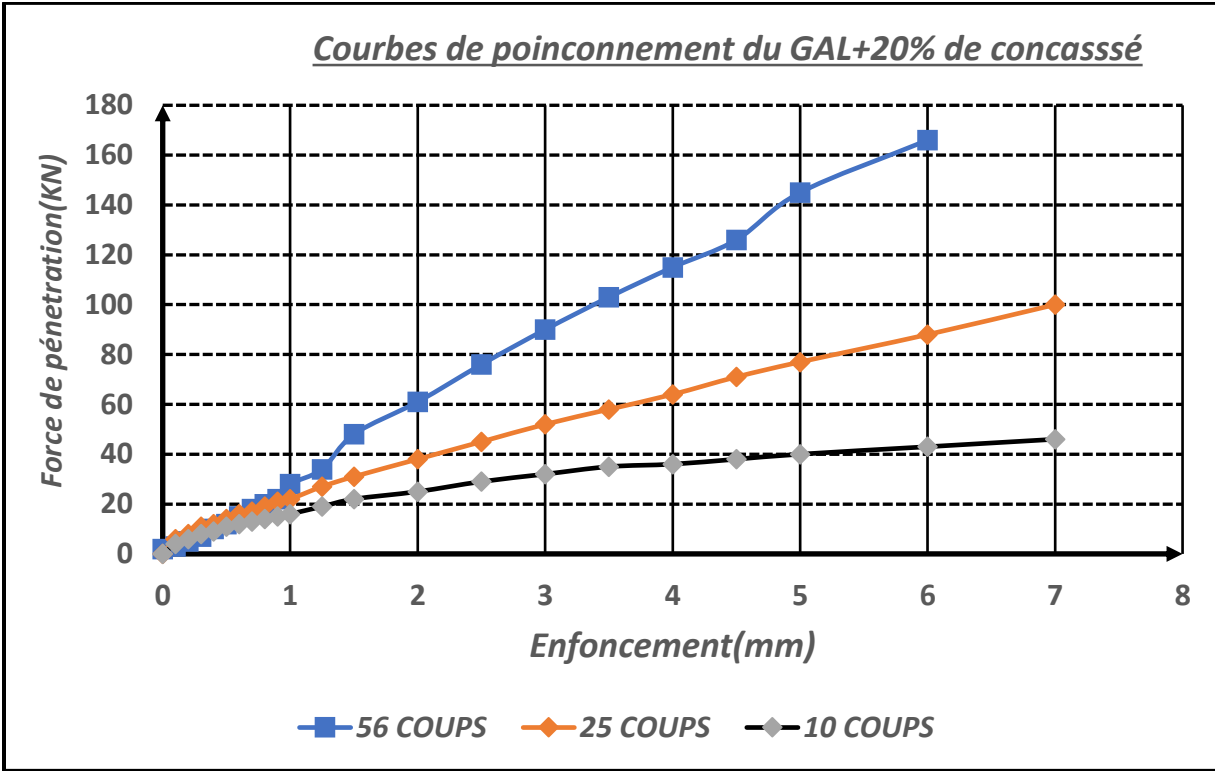
<b>Essai de poinçonnement</b>											
<b>MOULAGE A (5x56 COUPS)</b>				<b>MOULAGE B (5x25 COUPS)</b>				<b>MOULAGE C (5x10 COUPS)</b>			
Date d'essai	24/04/2023			Date d'essai	24/04/2023			Date d'essai	24/04/2023		
Teneur en eau	<b>8,1</b>			Teneur en eau	<b>8,1</b>			Teneur en eau	<b>8,1</b>		
Densité	<b>2,19</b>			Densité	<b>2,06</b>			Densité	<b>1,97</b>		
Surcharge				Surcharge				Surcharge			
E(mm)	F(div)	E(mm)	F(div)	E(mm)	F(div)	E(mm)	F(div)	E(mm)	F(div)	E(mm)	F(div)
0,1	<b>1</b>	2	<b>42</b>	0,1	<b>3</b>	2	<b>28</b>	0,1	<b>1</b>	2	<b>13</b>
0,2	<b>3</b>	2,5	<b>55</b>	0,2	<b>5</b>	2,5	<b>35</b>	0,2	<b>3</b>	2,5	<b>15</b>
0,3	<b>3</b>	3	<b>67</b>	0,3	<b>7</b>	3	<b>40</b>	0,3	<b>4</b>	3	<b>17</b>
0,4	<b>5</b>	3,5	<b>77</b>	0,4	<b>8</b>	3,5	<b>45</b>	0,4	<b>5</b>	3,5	<b>18</b>
0,5	<b>6</b>	4	<b>87</b>	0,5	<b>10</b>	4	<b>51</b>	0,5	<b>6</b>	4	<b>19</b>
0,6	<b>8</b>	4,5	<b>97</b>	0,6	<b>11</b>	4,5	<b>56</b>	0,6	<b>7</b>	4,5	<b>20</b>
0,7	<b>10</b>	5	<b>108</b>	0,7	<b>12</b>	5	<b>60</b>	0,7	<b>8</b>	5	<b>21</b>
0,8	<b>13</b>	6	<b>126</b>	0,8	<b>13</b>	6	<b>69</b>	0,8	<b>8</b>	6	<b>23</b>
0,9	<b>15</b>	7	<b>141</b>	0,9	<b>15</b>	7	<b>78</b>	0,9	<b>9</b>	7	<b>25</b>
1	<b>18</b>	8	<b>158</b>	1	<b>16</b>	8	<b>86</b>	1	<b>10</b>	8	
1,25	<b>23</b>	9	<b>165</b>	1,25	<b>20</b>	9		1,25	<b>10</b>	9	
1,5	<b>30</b>	10	<b>179</b>	1,5	<b>22</b>	10		1,5	<b>11</b>	10	
IP (2,5mm) = <b>81</b> F(2,5mm) /13,5				IP (2,5mm) = <b>53</b> F(2,5mm) /13,5				IP (2,5mm) = <b>23</b> F(2,5mm) /13,5			
IP (5mm) = <b>108</b> F(5mm) /20				IP (5mm) = <b>60</b> F(5mm) /20				IP (5mm) = <b>21</b> F(5mm) /20			
ICBR Immersion = <b>88</b>				ICBR Immersion = <b>64</b>				ICBR Immersion = <b>28</b>			
<b>TENEUR EN EAU APRES ESSAI</b>											
	<b>MOULAGE A (5x56 COUPS)</b>			<b>MOULAGE B (5x25COUPS)</b>			<b>MOULAGE C (5x10 COUPS)</b>				
Numéro de Tare	H			M2			E2				
Masse totale humide(g)	9199			9057			8816				
Masse totale sèche(g)	8731			8557			8281				
Masse de la tare (g)	3699			3753			3791				
Masse d'eau(g)	468			500			535				
Masse du sol sec(g)	5032			4804			4490				
Teneur en eau (%)	9,3			10,4			11,9				





Essai CBR			
Échantillon		Opérateur	
Identification		Nom	KANE Hamidou
Provenance	Matériaux d'emprunt	Date de moulage	20/04/2023
Nature	<b>GAL+20% de concassés 5/25</b>	Date d'essai	24/04/2023
<b>Installations et conditions ambiantes</b>		<b>Équipements</b>	
Lieu des essais	Labo chantier	Moules/Dame	CBR
Socle de compactage	BA	Balances	
<b>REFERENCES DE COMPACTAGE</b>		Teneur en eau	<b>7,7</b>
		Densité	<b>2,2</b>
<i><b>INTENSITE DE COMPACTAGE</b></i>	<i><b>MOULAGE A (5x56 COUPS)</b></i>	<i><b>MOULAGE B (5x25 COUPS)</b></i>	<i><b>MOULAGE C (5x10 COUPS)</b></i>
<b>Teneur en eau de moulage</b>			
Numéro de Tare	T4	T9	L
Masse totale humide(g)	396	382	518
Masse totale sèche(g)	368	357	488
Masse de la tare (g)	53	53	54
Masse d'eau(g)	28	25	30
Masse du sol sec(g)	315	304	434
Teneur en eau (%)	8,9	8,2	6,9
Teneur en eau Moyenne (%)	<b>8,0</b>		
<b>Densité de moulage</b>			
Numéro de moule	M6	G2	F3
Masse totale humide(g)	9180	8985	8694
Masse du moule (g)	3699	3737	3791
Masse nette humide(g)	5481	5248	4903
Volume du moule (cm <sup>3</sup> )	2303	2321	2291
Densité humide	2,38	2,26	2,14
Densité sèche	2,19	2,09	2,00

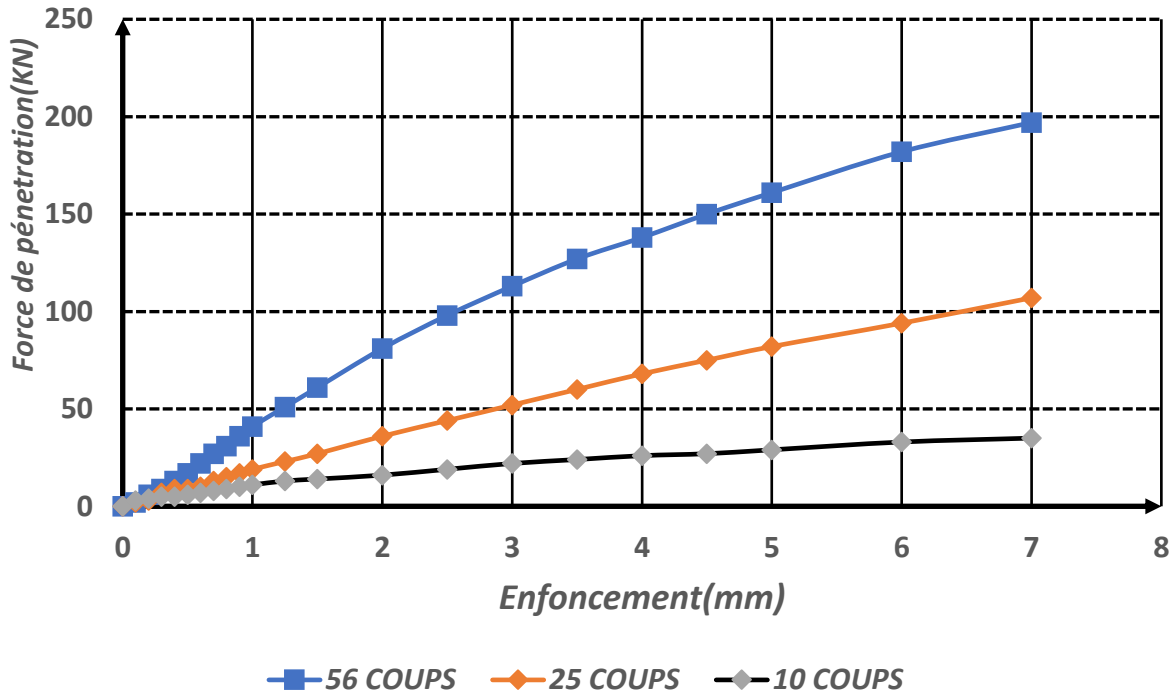
<b>Essai de poinçonnement</b>											
<b>MOULAGE A (5x56 COUPS)</b>				<b>MOULAGE B (5x25 COUPS)</b>				<b>MOULAGE C (5x10 COUPS)</b>			
Date d'essai		24/04/2023		Date d'essai		24/04/2023		Date d'essai		24/04/2023	
Teneur en eau		<b>7,7</b>		Teneur en eau		<b>7,7</b>		Teneur en eau		<b>7,7</b>	
Densité		<b>2,19</b>		Densité		<b>2,09</b>		Densité		<b>2</b>	
Surcharge				Surcharge				Surcharge			
E(mm)	F(div)	E(mm)	F(div)	E(mm)	F(div)	E(mm)	F(div)	E(mm)	F(div)	E(mm)	F(div)
0,1	<b>2</b>	2	<b>48</b>	0,1	<b>6</b>	2	<b>38</b>	0,1	<b>4</b>	2	<b>25</b>
0,2	<b>3</b>	2,5	<b>61</b>	0,2	<b>8</b>	2,5	<b>45</b>	0,2	<b>6</b>	2,5	<b>29</b>
0,3	<b>5</b>	3	<b>76</b>	0,3	<b>11</b>	3	<b>52</b>	0,3	<b>8</b>	3	<b>32</b>
0,4	<b>7</b>	3,5	<b>90</b>	0,4	<b>12</b>	3,5	<b>58</b>	0,4	<b>9</b>	3,5	<b>35</b>
0,5	<b>10</b>	4	<b>103</b>	0,5	<b>14</b>	4	<b>64</b>	0,5	<b>11</b>	4	<b>36</b>
0,6	<b>12</b>	4,5	<b>115</b>	0,6	<b>16</b>	4,5	<b>71</b>	0,6	<b>12</b>	4,5	<b>38</b>
0,7	<b>15</b>	5	<b>126</b>	0,7	<b>17</b>	5	<b>77</b>	0,7	<b>13</b>	5	<b>40</b>
0,8	<b>18</b>	6	<b>145</b>	0,8	<b>19</b>	6	<b>88</b>	0,8	<b>14</b>	6	<b>43</b>
0,9	<b>20</b>	7	<b>166</b>	0,9	<b>21</b>	7	<b>100</b>	0,9	<b>15</b>	7	<b>46</b>
1	<b>22</b>	8	<b>185</b>	1	<b>22</b>	8		1	<b>16</b>	8	<b>50</b>
1,25	<b>28</b>	9		1,25	<b>27</b>	9		1,25	<b>19</b>	9	
1,5	<b>34</b>	10		1,5	<b>31</b>	10		1,5	<b>22</b>	10	
IP (2,5mm) = <b>103</b>				IP (2,5mm) = <b>69</b>				IP (2,5mm) = <b>42</b>			
F(2,5mm) /13,5				F(2,5mm) /13,5				F(2,5mm) /13,5			
IP (5mm) = <b>131</b>				IP (5mm) = <b>76</b>				IP (5mm) = <b>40</b>			
F(5mm) /20				F(5mm) /20				F(5mm) /20			
ICBR Immersion = <b>107</b>				ICBR Immersion = <b>76</b>				ICBR Immersion = <b>45</b>			
<b>TENEUR EN EAU APRES ESSAI</b>											
		<b>MOULAGE A (5x56 COUPS)</b>			<b>MOULAGE B (5x25COUPS)</b>			<b>MOULAGE C (5x10 COUPS)</b>			
		Numéro de Tare			M6			G2			F3
Masse totale humide(g)		9213			9083			8839			
Masse totale sèche(g)		8777			8599			8327			
Masse de la tare (g)		3699			3737			3791			
Masse d'eau(g)		436			484			512			
Masse du sol sec(g)		5078			4862			4536			
Teneur en eau (%)		8,6			10,0			11,3			



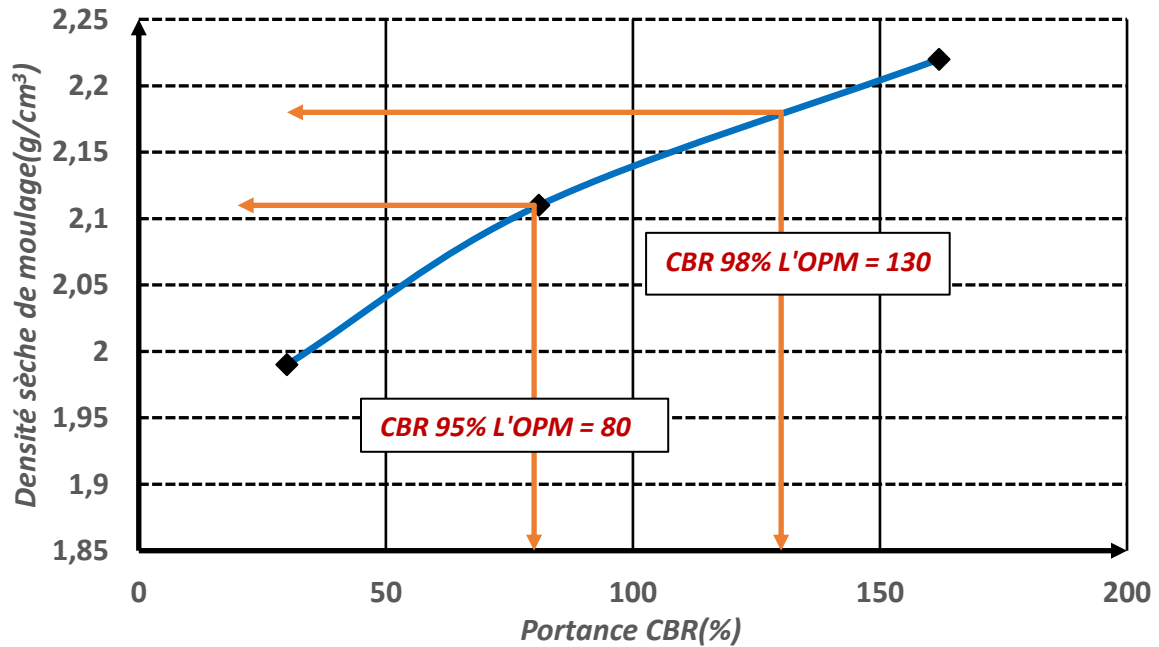
Essai CBR			
Échantillon		Opérateur	
Identification		Nom	KANE Hamidou
Provenance	Matériaux d'emprunt	Date de moulage	03/05/2023
Nature	<b>GAL+25% de concassés 5/25</b>	Date d'essai	07/05/2023
<b>Installations et conditions ambiantes</b>		<b>Équipements</b>	
Lieu des essais	Labo chantier	Moules/Dame	CBR
Socle de compactage	BA	Balances	
<b>REFERENCES DE COMPACTAGE</b>		Teneur en eau	<b>7,2</b>
		Densité	<b>2,22</b>
<i>INTENSITE DE COMPACTAGE</i>	<i>MOULAGE A (5x56 COUPS)</i>	<i>MOULAGE B (5x25 COUPS)</i>	<i>MOULAGE C (5x10 COUPS)</i>
<b>Teneur en eau de moulage</b>			
Numéro de Tare	P7	L	4
Masse totale humide(g)	415	474	413
Masse totale sèche(g)	388	445	385
Masse de la tare (g)	30	54	53
Masse d'eau(g)	27	29	28
Masse du sol sec(g)	358	391	332
Teneur en eau (%)	7,5	7,4	8,4
Teneur en eau moyenne (%)	<b>7,8</b>		
<b>Densité de moulage</b>			
Numéro de moule	I	M2	4
Masse totale humide(g)	9245	9020	8700
Masse du moule (g)	3740	3753	3742
Masse nette humide(g)	5505	5267	4958
Volume du moule (cm <sup>3</sup> )	2303	2321	2303
Densité humide	2,39	2,27	2,15
Densité sèche	2,22	2,11	1,99

Essai de poinçonnement											
MOULAGE A (5x56 COUPS)				MOULAGE B (5x25 COUPS)				MOULAGE C (5x10 COUPS)			
Date d'essai		07/05/2023		Date d'essai		07/05/2023		Date d'essai		07/05/2023	
Teneur en eau		<b>7,2</b>		Teneur en eau		<b>7,2</b>		Teneur en eau		<b>7,2</b>	
Densité		<b>2,22</b>		Densité		<b>2,11</b>		Densité		<b>1,99</b>	
Surcharge				Surcharge				Surcharge			
E(mm)	F(div)	E(mm)	F(div)	E(mm)	F(div)	E(mm)	F(div)	E(mm)	F(div)	E(mm)	F(div)
0,1	<b>2</b>	2	<b>81</b>	0,1	<b>2</b>	2	<b>36</b>	0,1	<b>3</b>	2	<b>16</b>
0,2	<b>6</b>	2,5	<b>98</b>	0,2	<b>3</b>	2,5	<b>44</b>	0,2	<b>4</b>	2,5	<b>19</b>
0,3	<b>9</b>	3	<b>113</b>	0,3	<b>7</b>	3	<b>52</b>	0,3	<b>5</b>	3	<b>22</b>
0,4	<b>13</b>	3,5	<b>127</b>	0,4	<b>9</b>	3,5	<b>60</b>	0,4	<b>5</b>	3,5	<b>24</b>
0,5	<b>17</b>	4	<b>138</b>	0,5	<b>9</b>	4	<b>68</b>	0,5	<b>6</b>	4	<b>26</b>
0,6	<b>22</b>	4,5	<b>150</b>	0,6	<b>10</b>	4,5	<b>75</b>	0,6	<b>7</b>	4,5	<b>27</b>
0,7	<b>27</b>	5	<b>161</b>	0,7	<b>13</b>	5	<b>82</b>	0,7	<b>8</b>	5	<b>29</b>
0,8	<b>31</b>	6	<b>182</b>	0,8	<b>15</b>	6	<b>94</b>	0,8	<b>9</b>	6	<b>33</b>
0,9	<b>36</b>	7	<b>197</b>	0,9	<b>17</b>	7	<b>107</b>	0,9	<b>10</b>	7	<b>35</b>
1	<b>41</b>	8	<b>215</b>	1	<b>19</b>	8	<b>117</b>	1	<b>11</b>	8	<b>36</b>
1,25	<b>51</b>	9	<b>233</b>	1,25	<b>23</b>	9	<b>128</b>	1,25	<b>13</b>	9	<b>37</b>
1,5	<b>61</b>	10	<b>250</b>	1,5	<b>27</b>	10	<b>137</b>	1,5	<b>14</b>	10	<b>37</b>
IP (2,5mm) = <b>145</b> F(2,5mm) /13,5				IP (2,5mm) = <b>66</b> F(2,5mm) /13,5				IP (2,5mm) = <b>29</b> F(2,5mm) /13,5			
IP (5mm) = <b>162</b> F(5mm) /20				IP (5mm) = <b>81</b> F(5mm) /20				IP (5mm) = <b>30</b> F(5mm) /20			
ICBR Immersion = <b>130</b>				ICBR Immersion = <b>80</b>				ICBR Immersion = <b>32</b>			
TENEUR EN EAU APRES ESSAI											
	MOULAGE A (5x56 COUPS)			MOULAGE B (5x25COUPS)			MOULAGE C (5x10 COUPS)				
Numéro de Tare	I			M2			E2				
Masse totale humide(g)	9294			9097			8897				
Masse totale sèche(g)	8852			8627			8390				
Masse de la tare (g)	3740			3753			3742				
Masse d'eau(g)	442			470			507				
Masse du sol sec(g)	5112			4874			4648				
Teneur en eau (%)	8,6			9,6			10,9				

**Courbes de poinçonnement du GAL + 25% de concassé**



**Courbe CBR du GAL +25% de concassé**

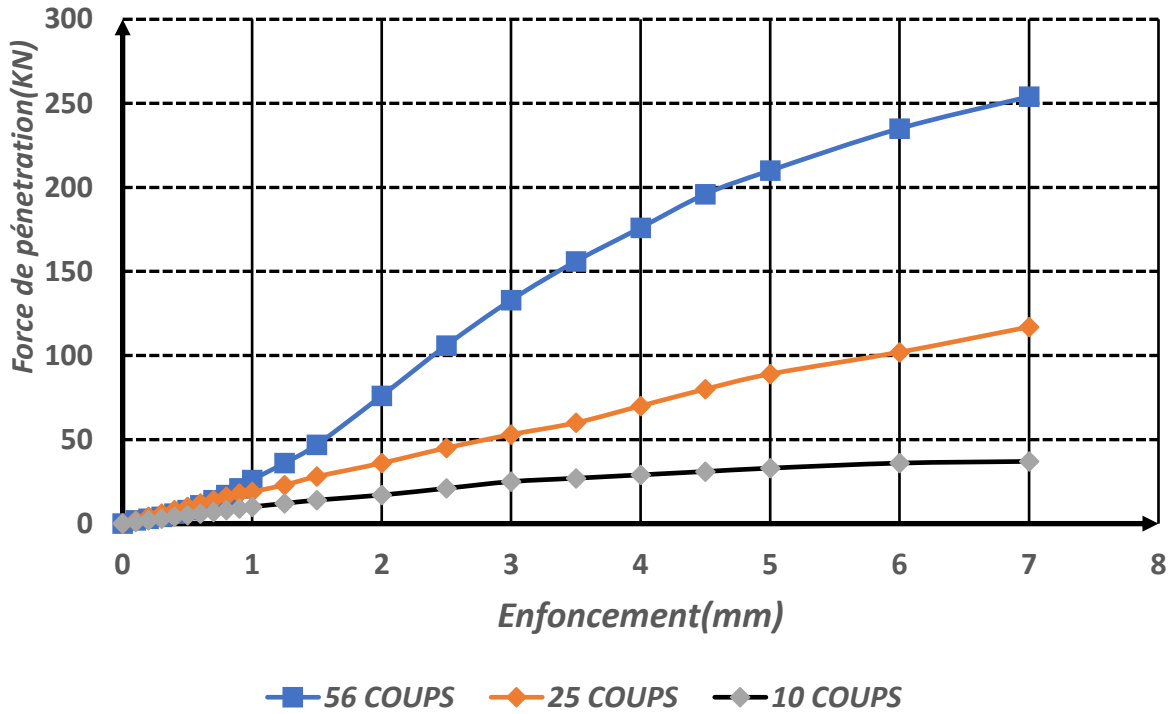


<b>Essai CBR</b>			
<b>Échantillon</b>		<b>Opérateur</b>	
Identification		Nom	KANE Hamidou
Provenance	Matériaux d'emprunt	Date de moulage	03/05/2023
Nature	<b>GAL+30% de concassés 5/25</b>	Date d'essai	07/05/2023
<b>Installations et conditions ambiantes</b>		<b>Équipements</b>	
Lieu des essais	Labo chantier	Moules/Dame	CBR
Socle de compactage	BA	Balances	
Séchage (NFP 94-050)	Au moins 4H à 105°C	Étuve	
<b>REFERENCES DE COMPACTAGE</b>		Teneur en eau	<b>6,5</b>
		Densité	<b>2,27</b>
<i>INTENSITE DE COMPACTAGE</i>	<i>MOULAGE A (5x56 COUPS)</i>	<i>MOULAGE B (5x25 COUPS)</i>	<i>MOULAGE C (5x10 COUPS)</i>
<b>Teneur en eau de moulage</b>			
Numéro de Tare	T25	T26	14
Masse totale humide(g)	423	392	461
Masse totale sèche(g)	399	371	435
Masse de la tare (g)	53	51	62
Masse d'eau(g)	24	21	26
Masse du sol sec(g)	346	320	373
Teneur en eau (%)	6,9	6,6	7,0
Teneur en eau moy (%)	<b>6,8</b>		
<b>Densité de moulage</b>			
Numéro de moule	M6	G2	F3
Masse totale humide(g)	9340	8979	8752
Masse du moule (g)	3737	3717	3782
Masse nette humide(g)	5603	5262	4970
Volume du moule (cm <sup>3</sup> )	2321	2291	2291
Densité humide	2,41	2,30	2,17
Densité sèche	2,26	2,16	2,03

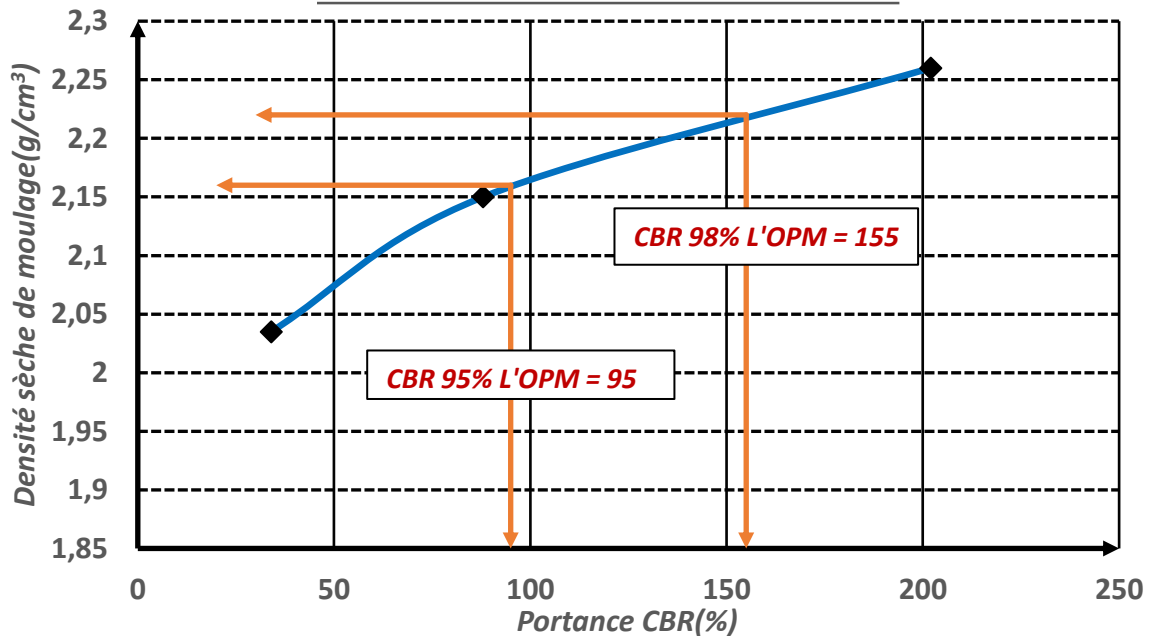


<b>Essai de poinçonnement</b>											
<b>MOULAGE A (5x56 COUPS)</b>				<b>MOULAGE B (5x25 COUPS)</b>				<b>MOULAGE C (5x10 COUPS)</b>			
Date d'essai	07/05/2023			Date d'essai	07/05/2023			Date d'essai	07/05/2023		
Teneur en eau	<b>6,5</b>			Teneur en eau	<b>6,5</b>			Teneur en eau	<b>6,5</b>		
Densité	<b>2,26</b>			Densité	<b>2,16</b>			Densité	<b>2,03</b>		
Surcharge				Surcharge				Surcharge			
E(mm)	F(div)	E(mm)	F(div)	E(mm)	F(div)	E(mm)	F(div)	E(mm)	F(div)	E(mm)	F(div)
0,1	<b>2</b>	2	<b>76</b>	0,1	<b>2</b>	2	<b>36</b>	0,1	<b>1</b>	2	<b>17</b>
0,2	<b>3</b>	2,5	<b>106</b>	0,2	<b>4</b>	2,5	<b>45</b>	0,2	<b>2</b>	2,5	<b>21</b>
0,3	<b>4</b>	3	<b>133</b>	0,3	<b>6</b>	3	<b>53</b>	0,3	<b>3</b>	3	<b>25</b>
0,4	<b>6</b>	3,5	<b>156</b>	0,4	<b>8</b>	3,5	<b>60</b>	0,4	<b>4</b>	3,5	<b>27</b>
0,5	<b>8</b>	4	<b>176</b>	0,5	<b>10</b>	4	<b>70</b>	0,5	<b>5</b>	4	<b>29</b>
0,6	<b>11</b>	4,5	<b>196</b>	0,6	<b>12</b>	4,5	<b>80</b>	0,6	<b>6</b>	4,5	<b>31</b>
0,7	<b>14</b>	5	<b>210</b>	0,7	<b>14</b>	5	<b>89</b>	0,7	<b>7</b>	5	<b>33</b>
0,8	<b>17</b>	6	<b>235</b>	0,8	<b>16</b>	6	<b>102</b>	0,8	<b>8</b>	6	<b>36</b>
0,9	<b>21</b>	7	<b>254</b>	0,9	<b>18</b>	7	<b>117</b>	0,9	<b>9</b>	7	<b>37</b>
1	<b>26</b>	8	<b>270</b>	1	<b>19</b>	8	<b>131</b>	1	<b>10</b>	8	39
1,25	<b>36</b>	9		1,25	<b>23</b>	9	<b>143</b>	1,25	<b>12</b>	9	40
1,5	<b>47</b>	10		1,5	<b>28</b>	10	<b>145</b>	1,5	<b>14</b>	10	41
IP (2,5mm) = <b>202</b> F(2,5mm) /13,5				IP (2,5mm) = <b>68</b> F(2,5mm) /13,5				IP (2,5mm) = <b>33</b> F(2,5mm) /13,5			
IP (5mm) = <b>198</b> F(5mm) /20				IP (5mm) = <b>88</b> F(5mm) /20				IP (5mm) = <b>34</b> F(5mm) /20			
ICBR Immersion = <b>155</b>				ICBR Immersion = <b>95</b>				ICBR Immersion = <b>35</b>			
<b>TENEUR EN EAU APRES ESSAI</b>											
	<b>MOULAGE A (5x56 COUPS)</b>			<b>MOULAGE B (5x25COUPS)</b>			<b>MOULAGE C (5x10 COUPS)</b>				
Numéro de Tare	M6			G2			F3				
Masse totale humide(g)	9353			9058			8913				
Masse totale sèche(g)	8994			8642			8444				
Masse de la tare (g)	3737			3717			3782				
Masse d'eau(g)	359			416			469				
Masse du sol sec(g)	5257			4925			4662				
Teneur en eau (%)	6,8			8,4			10,1				

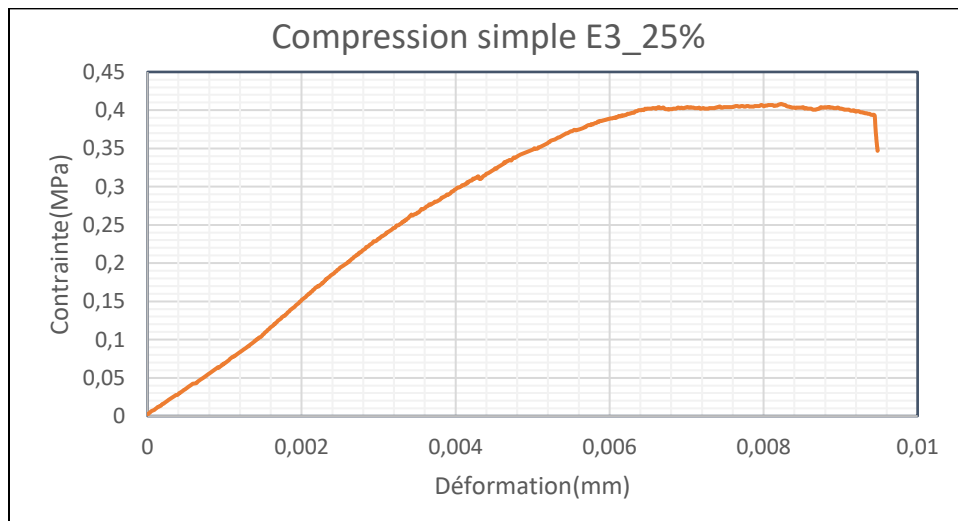
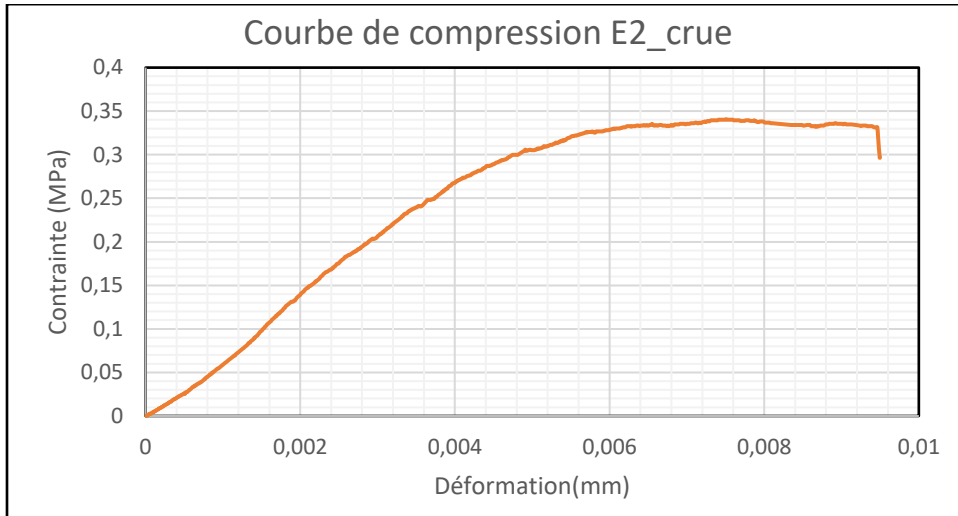
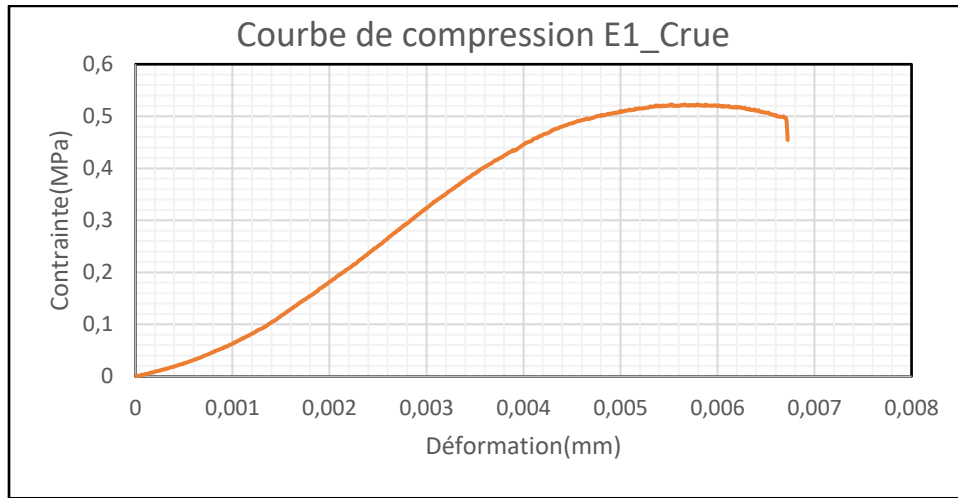
**Courbes de poinçonnement du GAL +30% de concassé**



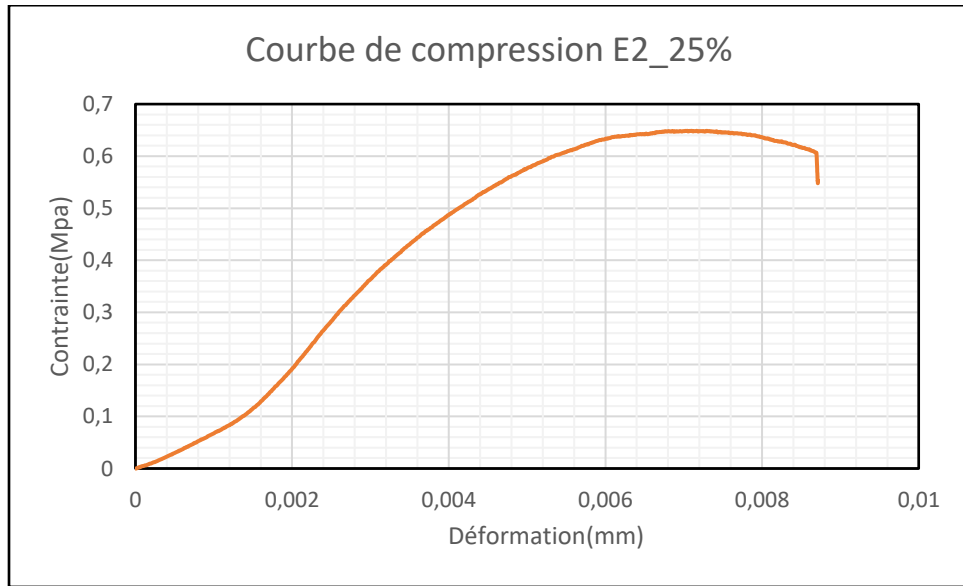
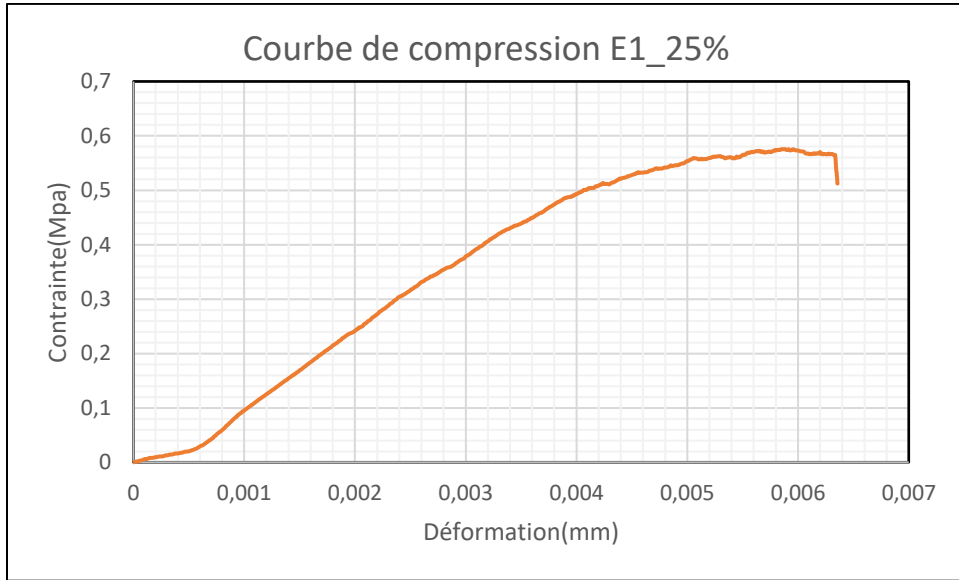
**Courbe CBR du GAL +30% de concassé**



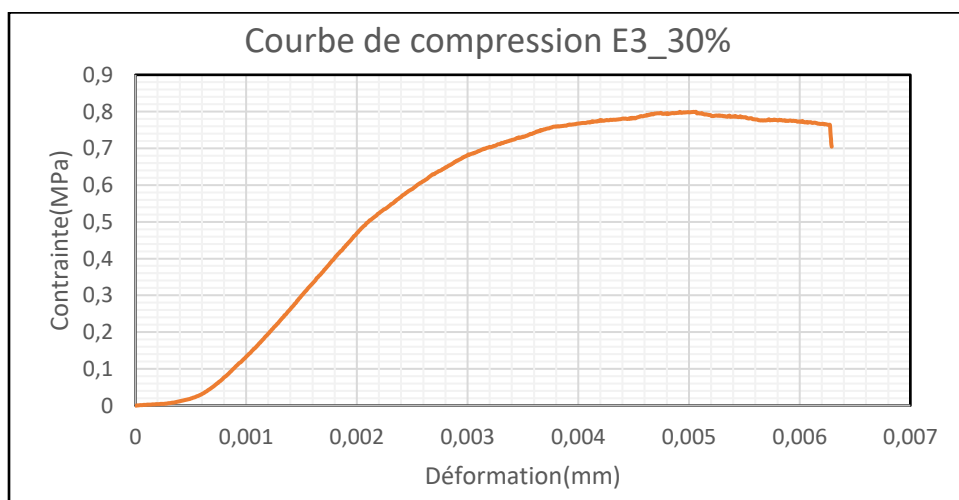
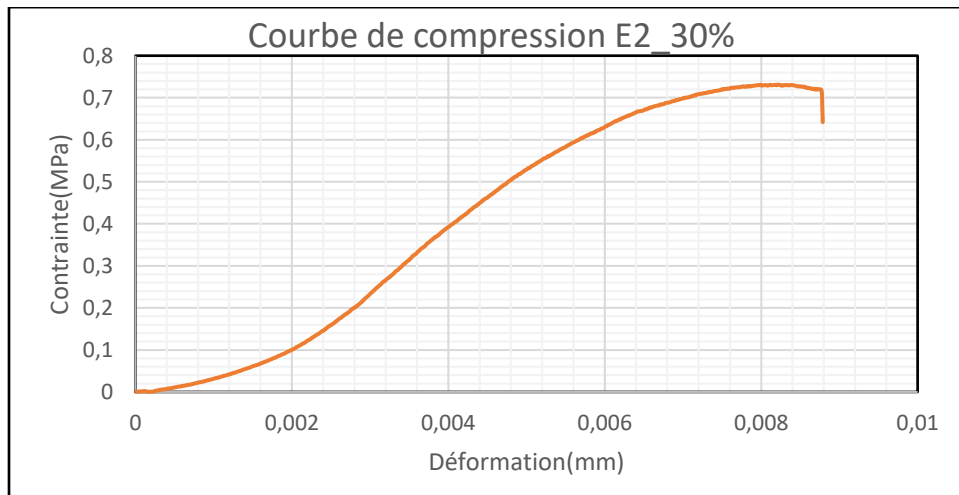
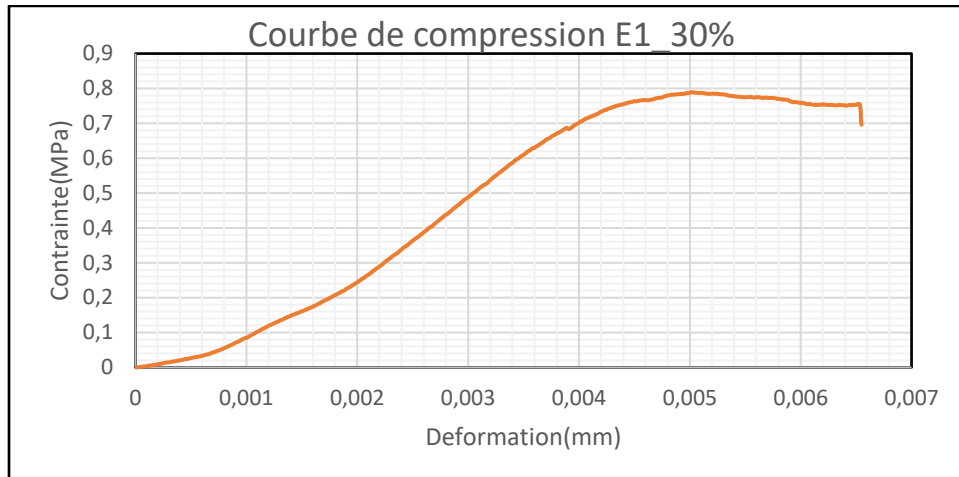
**Essai de Compression simple sur le GAL crue**



**Essai de compression simple sur GAL améliorée à 25%**



**Essai de compression simple sur GAL améliorée à 30%**



**Annexe V Résultats d'essais in situ : essai de compacité et mesure de déflexions**

<b>MESURE DE DEFLEXION A LA POUTRE BENKELMAN SUR LA COUCHE DE FONDATION EN LITHO</b>					
<b>DATE</b>	<b>PK</b>	<b>POSITION</b>	<b>COMPARATEUR</b>		<b>DEFLEXION MAXIMUM (1/100 mm)</b>
			<b>Z<sub>1</sub> (initiale)</b>	<b>Z<sub>2</sub> (finale)</b>	
16/05/2023	8+025	Droite	0	22	44
16/05/2023	8+000	Gauche	0	14	28
16/05/2023	7+975	Axe	0	29	58
16/05/2023	7+950	Droite	0	18	36
16/05/2023	7+925	Gauche	0	9	18
16/05/2023	7+900	Axe	0	15	30
16/05/2023	7+875	Droite	0	17	34
16/05/2023	7+850	Gauche	0	12	24
16/05/2023	7+825	Axe	0	13	26
16/05/2023	7+800	Droite	0	12	24
16/05/2023	7+775	Gauche	0	28	56
16/05/2023	7+750	Axe	0	22	44
16/05/2023	7+725	Droite	0	25	50
16/05/2023	7+700	Gauche	0	26	52
16/05/2023	7+675	Axe	0	27	54
<b>Nombre de valeurs</b>				<b>15</b>	<b>15</b>
<b>Valeur minimale</b>				<b>9</b>	<b>18</b>
<b>Valeur maximale</b>				<b>29</b>	<b>58</b>
<b>Valeur moyenne</b>				<b>19,27</b>	<b>38,53</b>
<b>Écart-type</b>				<b>6,47</b>	<b>12,93</b>
<b>Coefficient de variation</b>				<b>34,66</b>	<b>34,66</b>
<b>Déflexion caractéristique D90</b>					<b>55,34</b>
<b>Prescriptions</b>					<b>≤80</b>

		DENSITE IN SITU							
PROFIL	PK7+ 675	PK7+7 25	PK7+7 75	PK7+8 25	PK7+8 75	PK7+9 25	PK7+9 75	PK8+0 25	
Localisation	Droite	Axe	Gauche	Droite	Axe	Gauche	Droite	Axe	
Petit Volume(V1)	130	115	111	120	110	100	99	130	
Grand Volume (V2)	2595	2600	2580	2650	2680	2670	2738	2688	
Volume Net(V)	2465	2485	2469	2530	2570	2570	2639	2558	
Poids Mat Humide	5684	5695	5604	5800	5698	5987	6100	5856	
Densité Humide	2,31	2,29	2,27	2,29	2,22	2,33	2,31	2,29	
Poids Sol Humide	411	445	378	444	382	416	444	413	
	Poids Sol Sec	390	430	366	427	368	400	429	397
	Poids de l'eau	21	15	12	17	14	16	15	16
	Teneur en eau	5,4	3,5	3,3	4,0	3,8	4,0	3,5	4,0
Densité Sèche	2,19	2,21	2,20	2,20	2,14	2,24	2,23	2,20	
Proctor de Référence	2,22								
% Compacité in Situ	98,6	99,8	99,0	99,3	96,2	100,9	100,6	99,1	
% Compacité exigée		98%							
Observations :									



**Annexe VI    Détails des résultats de vérification sur Alize LCPC**

### Vérification de l'hypothèse 1

Alizé-Lcpc - Définition d'une Structure (Fichier/nouveau)

Fichier Calculer Valeurs admissibles Bibliothèques Configurer Alizé Fenêtre ?

Titre : **PROJET DE CONSTRUCTION ET DE BITUMAGE DU BOULEVARD DES TANSOBA**

Structure de base

	épais. (m)	module (MPa)	Nu	matériau type
	0,05	1000	0,350	bb
collé	0,15	2700	0,350	gb3
collé	0,20	216,63	0,25	autre
collé	infini	200	0,350	pf4

Modifier la structure  
nb de couches : 4  
Ajouter 1 couche  
Supprimer 1 couche

Série de calculs  
nb de calculs : 1  
Voir/gérer les variantes  
Supprimer les variantes

Niveaux de calcul  
Modifier les niveaux

Aide  
Nature des interfaces  
Epaisseurs mini-maxi  
Calcul direct (charge réf.)  
Quitter Alizé

Alizé-Lcpc - Résultats (Structure : données écran, Charge de référence)

PROJET DE CONSTRUCTION ET DE BITUMAGE DU BOULEVARD DES TANSOBA

épais. (m)	module (MPa)	coefficient Poisson	Zcalcul (m)	EpsT (µdef)	SigmaT (MPa)	EpsZ (µdef)	SigmaZ (MPa)
0,050	1000,0	0,350	0,000	80,0	0,181	220,0	0,658
	collé		0,050	54,3	0,178	304,0	0,619
0,150	2700,0	0,350	0,050	-195,9	-0,666	201,1	0,127
	collé		0,200	-195,9	-0,010	593,2	0,127
0,200	216,6	0,250	0,400	-130,8	-0,012	340,7	0,069
	collé		0,400	-130,8	0,000	335,1	0,069
infini	200,0	0,350	0,400	-130,8	0,000	335,1	0,069

variante 1: Durée= 00:00sec

Grandeurs affichées  
 tableau 1    tableau 2  
 tableau 3    tableau 4  
 tableau 5    tableau 6  
 tableau 7    tableau 8

Déflexion = 33,4 mm/100  
entre-jumelage  
Rdc = 319,8 m

Imprimer   Enregistrer  
Voir Chargt.   Fermer

Alizé-Lcpc Mémo

- 1 - EpsiT= 164,8 (bb)
- 2 - EpsiT= 127,3 (gb3)
- 3 - EpsiZ= 329,7 (gnt et sol)

Pour imprimer les données des calculs de valeurs admissibles à la suite des résultats des calculs mécaniques: cocher les cases

### Vérification de l'hypothèse 2

Alizé-Lcpc - Définition d'une Structure (Fichier/nouveau)

Fichier Calculer Valeurs admissibles Bibliothèques Configurer Alizé Fenêtre ?

Titre : PROJET DE CONSTRUCTION ET DE BITUMAGE DU BOULEVARD DES TANSOBA

Structure de base

	épais. (m)	module (MPa)	Nu	matériau type
	0,05	1000	0,350	bb
collé	0,15	2700	0,350	gb3
collé	0,20	650	0,25	autre
collé	infini	200	0,350	pf4

Modifier la structure  
nb de couches : 4

Ajouter 1 couche

Supprimer 1 couche

Série de calculs  
nb de calculs : 1

Voir/gérer les variantes

Supprimer les variantes

Niveaux de calcul

Modifier les niveaux

Aide

Nature des interfaces

Epaisseurs mini-maxi

Calcul direct (charge réf.)

Quitter Alizé

Alizé-Lcpc - Résultats (Structure : données écran, Charge de référence)

PROJET DE CONSTRUCTION ET DE BITUMAGE DU BOULEVARD DES TANSOBA

variante 1: Durée= 00:00sec

épais. (m)	module (MPa)	coefficient Poisson	Zcalcul (m)	EpsT (µdef)	SigmaT (MPa)	EpsZ (µdef)	SigmaZ (MPa)
0,050	1000,0	0,350	0,000	49,7	0,119	271,4	0,658
			0,050	37,2	0,141	334,7	0,626
0,150	2700,0	0,350	0,050	37,2	0,353	89,3	0,626
			0,200	-115,9	-0,343	143,9	0,176
0,200	650,0	0,250	0,200	-115,9	-0,035	289,9	0,176
			0,400	-136,2	-0,089	155,1	0,062
infini	200,0	0,350	0,400	-136,2	-0,005	315,5	0,062

Grandeurs affichées

tableau 1  tableau 2

tableau 3  tableau 4

tableau 5  tableau 6

tableau 7  tableau 8

Déflexion = 26,4 mm/100 entre-jumelage

Rdc = 436,2 m

Imprimer Enregistrer

Voir Chargt. Fermer

Alizé-Lcpc Mémo

1 - EpsiT= 164,8 (bb)

2 - EpsiT= 127,3 (gb3)

3 - EpsiZ= 329,7 (gnt et sol)

Pour imprimer les données des calculs de valeurs admissibles à la suite des résultats des calculs mécaniques: cocher les cases

**Annexe VII Illustration de la mise en œuvre du lithostab**

Approvisionnement et répartition du graveleux latéritique



*Approvisionnement et répartition de concassés sur le graveleux latéritique*



**Humidification par passage de la citerne à eau**



*Homogénéisation et humidification du graveleux latéritique*





### Compactage à l'aide du compacteur de type 815



Compactage à l'aide du compacteur à rouleau lisse

