



LEMHaD

**CARACTERISATION GEO MECANIQUE DE LA LATERITE DE
SAABA (BURKINA FASO) LITHO-STABILISEE EN VUE D'UNE
UTILISATION EN CONSTRUCTION ROUTIERE**

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

SPECIALITE ROUTES ET OUVRAGES D'ARTS

Présenté et soutenu publiquement le [Date] par

Mana Abdel-Khalil OUATTARA

Matricule : 2013 1229

Directeur de mémoire : Pr. Adamah MESSAN enseignant chercheur à 2IE

Encadrant 2iE & Maitre de stage : Marie Thérèse MBENGUE/GOMIS enseignante à 2IE

Structure d'accueil du stage : Laboratoire Eco-Matériaux et Habitat Durable (LEMHaD) 2IE

Jury d'évaluation du mémoire :

Président : Pr. Adamah MESSAN

Membres et correcteurs :

Dr. Yasmine TRAORE

M. Yetchékpo Patrick GBOHOU

Promotion 2020/2021

DEDICACE

*Je dédie ce mémoire à
mon PÈRE pour son soutien,
ma MÈRE pour ses encouragements.
Sans vous je ne serais pas où je suis.
ALLAH vous comble de Ses Grâces.*

REMERCIEMENTS

Ce travail a été effectué dans le Laboratoire Eco-Matériaux et Habitat Durable (LEMHaD) de l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE). Son accomplissement a été possible grâce au soutien de diverses personnes auxquelles je veux ici exprimer très sincèrement mes remerciements.

Je vais commencer par exprimer ma reconnaissance à Dieu pour la vie et la santé dont Il m'a gratifiées, sans lesquelles, ce travail n'aurait pu s'effectuer.

J'adresse tous mes remerciements à :

- A la **Fondation 2IE** pour la formation reçue tout au long de ce cursus universitaire ;
- Au **Pr Adamah MESSAN**, mon Directeur de Mémoire, pour m'avoir offert ce stage au Laboratoire Eco-Matériaux et Habitat Durable (LEMHaD) de 2IE mais surtout pour la spontanéité avec laquelle vous avez accepté de diriger ce travail. La rigueur qui vous caractérise dans le travail, votre amour du travail bien accompagnés de vos conseils avisés et vos encouragements ont été un véritable soutien pour moi tout au long de mon stage. Tout cet encadrement a contribué à l'aboutissement de ce travail.
- A **Madame Marie Thérèse MBENGUE/GOMIS**, Enseignant en Génie Civil à 2iE, mon Encadrant pédagogique et Maître de stage pour le suivi dont j'ai été l'objet de votre part **tout** au long de ce stage. Votre disponibilité et vos conseils très enrichissants pour la correction de ce document ont permis de le finaliser ;
- Aux **Dr Decroly DJOUBISSIE DENOUWE, Dr Seick Omar SORE, Mr Arnaud OUEDRAOGO, M. Philbert NSHIMIYIMANA, M. Césaire HEMA, M. Christian RAMADJI** , pour votre disponibilité pendant la réalisation des différents essais a été d'un apport inestimable ;
- A **Mr Salif KABORE** pour son aide dans la réalisation des essais.
- A **tous mes collègues stagiaires** du Laboratoire Eco-Matériaux et Habitat Durable (LEMHaD) 2IE pour l'ambiance familiale qui a régné parmi nous tout au long de ce stage ;

RESUME

La question de disponibilité de matériaux de viabilité se pose de plus en plus avec acuité dans les projets routiers de nos jours. Cet état de fait a conduit vers des techniques d'amélioration des performances de matériaux utilisables en couche de chaussée

La lithostabilisation qui fera l'objet de notre étude est l'une de ces techniques. Elle consiste à améliorer la portance des graveleux latéritiques utilisés en assise des chaussées par adjonction d'une quantité de concassé de granite déterminée en conséquence.

Ces travaux de recherche axés sur l'étude des performances mécaniques sur la latérite de l'emprunt de SAABA (Badnogo 2) à travers la lithostabilisation nous ont amené à substituer progressivement (de 20%, 25%, 30%, 35% en masse sèche de la latérite) le granite concassé et à étudier le comportement mécanique des mélanges résultant.

Les essais effectués sur la latéritique améliorée ont montré que le granite avait un effet améliorant sur les propriétés physico-mécaniques de la latérite naturel, qui varie en fonction du taux de granite. Une analyse de l'évolution de la densité sèche optimale de la latérite lithostabilisée a montré que la densité sèche maximale est atteinte pour une amélioration à 35% de granite concassé pour la couche 1 et 30% pour les couches 2 et M (42% de C1 et 58% de C2). Les résultats obtenus montrent également que les indices CBR à 95 % de l'optimum Proctor modifié du mélange ont évolué de près de 274% pour la couche 1, 177% pour la couche 2 et 207% pour la couche M. De plus l'indice de plasticité décroît linéairement avec la teneur en granite, elle passe de 17,9 à 16,7 pour la couche 1, de 22 à 16,5 pour la couche 2 et de 21,41 à 16,6 pour la couche M.

Les valeurs de résistance à la compression et celles du module de Young croissent, en fonction de l'augmentation du taux de granite concassé. La résistance à la compression atteint des valeurs maximales qui varient entre 1,36 MPa et 1,98 MPa. Tandis que le module de Young atteint des valeurs maximales qui varient entre 243,4 MPa et 459,26 MPa.

De toutes les couches (C1, C2 et M), la couche M a présenté des meilleures valeurs pour la plupart dues à sa faible teneur en argile révélée par les essais.

Aussi l'étude a révélé que des valeurs de modules de Young prises d'une façon empirique égales à $k \times \text{CBR}$ (k coefficient constant pour un même traitement) ne sont pas vérifiées sur les matériaux de cet emprunt.

Mots clés : *Latérite lithostabilisé ; carrière de Saaba ; granite concassé ; chaussée, caractérisation,*

ABSTRACT

The question of the availability of viable materials arises more and more acutely in road projects nowadays. This state of affairs has led to different techniques for improving the performance of pavement-usable materials.

The lithostabilization which will be the subject of our study throughout this thesis is one of these techniques and it consists in improving the bearing capacity of the lateritic gravels used in the bedding of pavements by adding a quantity of crushed basanite determined by consequence.

This research work focused on the study of the mechanical performance on the lateritic soil of the loan of SAABA (Badnogo 2) through lithostabilization led us to gradually substitute (of 20%, 25%, 30%, 35% in dry mass of lateritic soil) the crushed basanite and to study the variations in the mechanical behavior of the resulting mixtures.

The tests carried out on the improved lateritic soil showed that the crushed basanite had an improving effect on the physical and mechanical properties of the natural lateritic soil, this improvement varies according to the amount of crushed basanites. An analysis of the evolution of the optimal dry density of the lithostabilized lateritic soil showed that the maximum dry density is reached for an improvement of 35% of crushed basanite for layer 1 and 30% for layers 2 and M (42% of C1 and 58% of C2). The results obtained also show that the CBR index at 95% of the modified Proctor optimum of the mixture evolved by nearly 274% for layer 1, 177% for layer 2 and 207% for layer M. Moreover, the plasticity index decreases linearly with the crushed basanite amount, it goes from 17.9 to 16.7 for layer 1, from 22 at 16.5 for layer 2 and from 21.41 to 16.6 for layer M.

The values of compressive strength and Young's modulus increase with the amount of crushed basanite. The compressive strength reaches maximum values which vary between 1.36 MPa and 1.98 MPa. While the Young's modulus reaches maximum values, which vary between 243.4 MPa and 459.26 MPa.

Of all the layers (C1, C2 and M), the M layer presented better values mostly due to its low clay content revealed by the tests.

The study also revealed that empirically taken values of Young modules equal to $k \times \text{CBR}$ (k constant coefficient for the same treatment) are not verified on the materials of this loan.

Keywords: Lithostabilized lateritic soil; Saaba quarry; crushed basanite; pavement, characterization,

LISTE DES ABREVIATIONS ET SYMBOLES

2iE	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
BCEOM	Bureau Central d'Etudes pour les équipements d'Outre-Mer
CBR	California Behring Ratio
CEBTP	Centre expérimental de Recherches et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics.
CPA	Ciment Portland Artificiel
GAL	Grave Argileuse latéritique
GNT	Graves non traité
GTR	Guide de terrassement Routier
HRB	Highway Research Board
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
LL	Limite de Liquidité
LP	Limite de Plasticité
IP	Indice de plasticité
LEMHaD	Laboratoire Eco-Matériaux et habitat Durable
SETRA	Service d'Etudes Technique des routes et Autoroutes
NF	Norme Française
OPM	Optimum Proctor Modifié
C1	Première couche
C2	Deuxième couche
M	Mélange de première couche et deuxième couche
W	Teneur en eau
M_h	Masse humide
M_s	Masse sèche

SOMMAIRE

<i>DEDICACE</i>	I
<i>REMERCIEMENTS</i>	II
<i>RESUME</i>	III
<i>LISTE DES ABREVIATIONS ET SYMBOLES</i>	V
<i>SOMMAIRE</i>	1
<i>LISTE DES TABLEAUX</i>	5
<i>LISTE DES FIGURES</i>	6
<i>INTRODUCTION</i>	9
1. CONTEXTE ET PROBLEMATIQUE :.....	9
2. OBJECTIF DE L'ETUDE.....	10
3. STRUCTURE DU MEMOIRE :.....	10
CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE	11
I.1. LES LATERITES [14] :	11
<i>1.1.1. Définition</i>	<i>11</i>
<i>1.1.2. Processus de latérisation</i>	<i>12</i>
a. Le climat	13
b. La topographie	13
c. La végétation	13
d. La roche mère.....	13
e. Différents types de latérites	14
<i>1.1.3. Les latérites au Burkina Faso</i>	<i>14</i>
I.2. LES CHAUSSEES	14
<i>1.2.1. Définition d'une chaussée</i>	<i>15</i>
<i>1.2.2. Types de chaussées</i>	<i>15</i>
a. Les chaussées souples ou flexibles	16
b. Les chaussées semi rigides	16
c. Les chaussées rigides.....	16
<i>1.2.3. Principales dégradations des chaussées</i> :.....	<i>16</i>

a.	Les dégradations structurelles.....	17
b.	Les dégradations superficielles.....	17
I.3.	LES DIFFERENTS TYPES DE STABILISATION (TRAITEMENTS DES MATERIAUX)[17].....	18
I.3.1.	<i>Stabilisation chimique</i> [17].....	18
a.	Traitement au ciment.....	18
b.	Traitement à la chaux.....	19
I.3.2.	<i>Traitement aux liants hydrocarbonés</i>	19
I.3.3.	<i>Stabilisation mécanique</i> [18].....	20
a.	Géotextiles.....	20
b.	Lithostabilisation.....	21
I.4.	TECHNIQUE DE LA LITHOSTABILISATION.....	21
I.4.1.	<i>Définition et principe</i>	21
I.4.2.	<i>Etude de l'existant</i>	21
I.4.3.	<i>Avantages de la lithostabilisation</i>	22
I.5.	CONDITION D'UTILISATION DE LA LATERITE DANS LA REALISATION DES DIFFERENTES COUCHES DE CHAUSSEE[22].....	23
CHAPITRE II :	MATERIELS ET METHODES.....	24
II.1	MATERIAUX UTILISES :.....	24
II.1.1.	<i>La latérite</i> :.....	24
a.	Localisation :.....	24
b.	Prélèvement :.....	25
c.	Préparation des échantillons :.....	26
d.	Caractéristiques de la latérite :.....	26
II.1.2.	<i>La grave concassée 0/31.5 utilisée</i>	27
II.2	ESSAIS REALISES :.....	28
II.2.1	<i>Préparation des échantillons NF P 18-553</i> :.....	28
II.2.2	<i>Essais pour la détermination des paramètres d'état</i> :.....	29
a.	Analyse granulométrique par tamisage NF P 94-056.....	29
b.	Les limites d'Atterberg : NF P 94-051.....	29
c.	Teneur en eau initiale.....	30

d.	Essai du bleu de méthylène NF P 94-068.....	30
e.	Essai Proctor Modifié : NF P 94-093, Octobre 1999	31
II.2.3 Essais pour la détermination des paramètres mécaniques :		32
a.	Essai de portance CBR (California Bearing Ratio) : NF P 94-078 (1997).....	32
b.	Essai de compression simple : NF EN 13286.....	33
CHAPITRE III : RESULTATS, ANALYSES ET DISCUSSIONS.....		35
III.1 ESSAIS POUR LA DETERMINATION DES PARAMETRES D'ETAT		35
III.1.1.	<i>Essais de qualité sur le granite.....</i>	<i>35</i>
III.1.2.	<i>Analyse granulométrique.....</i>	<i>36</i>
III.1.3.	<i>Teneur en eau initial</i>	<i>39</i>
III.1.4.	<i>Les limites d'Atterberg</i>	<i>40</i>
a.	Couche C1.....	40
b.	Couche C2.....	41
c.	Couche M	42
III.1.5.	<i>Essai au bleu de méthylène.....</i>	<i>43</i>
a.	Présentation des résultats.....	43
b.	Analyses des valeurs de Bleu de Méthylène.....	44
III.1.6.	<i>Essai Proctor Modifié :</i>	<i>45</i>
a.	Couche C1.....	45
b.	Couche C2.....	46
c.	Couche M	46
III.1.7.	<i>Gonflement mesuré</i>	<i>50</i>
III.2 ESSAIS POUR LA DETERMINATION DES PARAMETRES MECANQUES :.....		51
III.2.1 Essai de portance CBR après imbibition :.....		51
a.	Couche C1.....	51
b.	Couche C2.....	52
c.	Couche M	53
d.	Synthèses sur les résultats.....	54
III.2.2 Essai de compression simple :.....		56

*CARACTERISATION GEO MECANIQUE DE LA LATERITE DE SAABA (BURKINA FASO)
LITHOSTABILISEE EN VUE D'UNE UTILISATION EN CONSTRUCTION ROUTIERE*

a. Résistance à la compression à 28 jours d'âge :	56
b. Module de Young :	58
c. Rapport du module et le CBR : $k = E / CBR$	60
CONCLUSION	62
RECOMMANDATIONS	63
BIBLIOGRAPHIE	64
ANNEXES	67
Annexe I : ANALYSES GRANULOMETRIQUES.....	68
Annexe II : LIMITES D'ATTERBERG	71
Annexe III : ESSAI PROCTOR	72
Annexe IV : ESSAI CBR	75
Annexe V : ESSAI DE COMPRESSION	76
Annexe VI : SYNTHESE DES RESULTATS DE LA CARACTERISATION SUR LE MATERIAU CRU	79

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Dosages pour le traitement de sols par les liants hydrocarbonés	20
Tableau 2: Les avantages de la lithostabilisation	22
Tableau 3: Synthèse des paramètres CEBTP pour chaque couche de chaussée	23
Tableau 4: épaisseur moyenne des couches stratigraphiques.....	26
Tableau 5: Propriétés physiques et de compactage	27
Tableau 6: Propriétés mécaniques	27
Tableau 7: Différents échantillons de l'étude	28
Tableau 8: Caractéristiques géotechniques de la grave concassée.....	35
Tableau 9: Variations des pourcentages de passants pour les tamis de 0,08 mm, 2 mm et 5 mm.	39
Tableau 10: Valeurs des teneurs en eau naturelle	39
Tableau 11: Porosité des couches 1 (a) et 2 (b).....	48
Tableau 12: Porosité de la couche M	48
Tableau 13: Valeurs du gonflement	50
Tableau 14: Usage des différentes couches suivant les valeurs du CBR selon le CEBTP	55
Tableau 15: Rapport E/CBR.....	61
Tableau 16: Optimums Proctor des couches à l'état cru.....	80
Tableau 17: Valeurs des paramètres mécaniques.....	81

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Principe des structures routières (http://lycee-cherioux.fr).....	15
Figure 2: Dégradation structurel.....	17
Figure 3: Fissure : fissuration fine en pleine largeur. (LCPC, 1998)	17
Figure 4: Organigramme de la lithostabilisation	24
Figure 5: Carte de localisation de l'emprunt.....	25
Figure 6: Répartition stratigraphique des couches latéritiques à l'emprunt.....	25
Figure 7: Granite concassé 0/31,5	27
Figure 8: : Etats de consistance (www.researchgate.net)	30
Figure 9: Matériels utilisés pour VBS.....	31
Figure 10: Dame et moule Proctor.	31
Figure 11: éprouvettes CBR imbibées et capteurs pour mesure le gonflement	33
Figure 12: Photos de quelques éprouvettes, à gauche et Presse universelle utilisée pour les écrasements à droite	34
Figure 13: Epreuve en plein écrasement	34
Figure 14: Courbes granulométriques du granite dans le fuseau du CEBTP 1980 (Couche de Fondation)	35
Figure 15: Courbes granulométriques des couches 1,2 et M dans le fuseau du CEBTP 1980 ..	36
Figure 16: Courbes granulométriques des mélanges de la couche 1 dans le fuseau du CEBTP 1980	37
Figure 17: Courbes granulométriques des mélanges de la couche 2 dans le fuseau du CEBTP 1980	37
Figure 18: Courbes granulométriques des mélanges de la couche M dans le fuseau du CEBTP 1980	38
Figure 19: Valeurs des limites d'Atterberg de la couche C1	40
Figure 20: Valeurs des limites d'Atterberg de la couche C2	41
Figure 21: Valeurs des limites d'Atterberg de la couche M(CM)	42
Figure 22: Valeurs de Bleu de méthylène de la couche 1 (a) et celle de la couche 2 (b).....	43
Figure 23: Valeurs de Bleu de méthylène de la couche M.....	43

Figure 24: Optimums Proctor de la couche C1	45
Figure 25: Optimums Proctor de la couche C2	46
Figure 26: Optimums Proctor de la couche M	47
Figure 27: Evolution de la densité optimale en fonction du pourcentage de granites concassés des couche 1(a) et 2(b)	49
Figure 28 : Evolution de la densité optimale en fonction du pourcentage de granites concassés de couche M	49
Figure 29: Valeurs du CBR pour la couche 1 (immédiat (UCBR)et immergée (CBR)).....	51
Figure 30: Valeurs du CBR pour la couche 2 (immédiat (UCBR)et immergée (CBR)).....	52
Figure 31: Valeurs du CBR pour la couche M (immédiat (UCBR)et immergée (CBR)).....	53
Figure 32: Evolution de l'indice CBR à 95% en fonction du taux de granite (Couche 1).....	54
Figure 33: Evolution de l'indice CBR à 95% en fonction du taux de granite : a) Couche 2 et b) couche M	54
Figure 34: Valeurs de la résistance à la compression à 28j d'âge : C 1 à gauche (a) et C2 à droite (b)	56
Figure 35: Valeurs de la résistance à la compression à 28j d'âge :C M.....	56
Figure 36: Valeurs du module de Young à 28j d'âge : C 1 à gauche (a) et C2 à droite (b).....	58
Figure 37: Valeurs du module de Young à 28j d'âge Couche M.....	58
Figure 38: Exemple courbe contrainte-déformation de la couche 1 : Crue (a) et améliorée à 20% de granite (b)	60
Figure 39: Courbes granulométriques des mélanges de la couche 1 et de la grave concassée dans le fuseau du CEBTP 1980 (Couche de Fondation)	68
Figure 40: Courbes granulométriques des mélanges de la couche 1 et de la grave concassée dans le fuseau du CEBTP 1980 (Couche de Base).....	68
Figure 41: Courbes granulométriques des mélanges de la couche 2 et de la grave concassée dans le fuseau du CEBTP 1980 (Couche de Fondation)	69
Figure 42: Courbes granulométriques des mélanges de la couche 2 et de la grave concassée dans le fuseau du CEBTP 1980 (Couche de Base).....	69
Figure 43: : Courbes granulométriques des mélanges de la couche M et de la grave concassée dans le fuseau du CEBTP 1980 (Couche de Fondation).....	70

Figure 44: Courbes granulométriques des mélanges de la couche M et de la grave concassée dans le fuseau du CEBTP 1980 (Couche de Base)..... 70

Figure 45: courbes granulométriques de chaque matériau 79

Figure 46: argilosité de chaque matériau 80

Figure 47: valeur des limites d'Atterberg des matériaux :..... 80

INTRODUCTION

1. Contexte et Problématique :

Depuis 1976, dans de nombreuses régions du monde et particulièrement dans les régions tropicales, d'énormes volumes de sols latéritiques ont été utilisés pour la construction des routes. Les programmes de développement des infrastructures dans les régions tropicales prévoient la construction ou le renforcement d'importantes longueurs de voies de communication pour lesquelles de grandes quantités de ces matériaux sont nécessaires [1]. Jusqu'à récemment dans ces régions tropicales, singulièrement en Afrique subsaharienne, l'on utilisait surtout les graveleux latéritiques en géotechnique routière, comme matériaux d'assise de chaussée.

Avec l'évolution des connaissances, des besoins, la récente prise en compte des contraintes environnementales et la rareté des graveleux latéritiques de bonne qualité, les sols latéritiques fins sont de plus en plus utilisés dans plusieurs domaines du génie civil [2] et [3]. Cependant, les sols latéritiques fins sont considérés comme des sols « à problèmes » [4]. Ils sont généralement associés à une forte compressibilité, des taux élevés de fluage, une plasticité élevée, causes premières des dégradations importantes observées sur les structures routières, ainsi que leur ruine prématurée. Pour améliorer les propriétés mécaniques de ces sols « à problèmes », et les rendre aptes à être utilisés comme matériaux d'assise de chaussée, plusieurs techniques et matériaux ont été testés dans la littérature : il s'agit de la stabilisation chimique avec différents liants, la stabilisation mécanique par ajout de sables naturels, de roches concassées, des coques de noix de palme, des fibres végétales, etc [5]–[8].

Au Burkina Faso, dans cette optique plusieurs chercheurs ont conduit diverses études de caractérisation sur ces matériaux, notamment sur des emprunts à la périphérie de Ouagadougou (capitale du Burkina Faso) [9], [10] à travers les techniques de litho-stabilisation et d'amélioration Chimique (ciment et géo polymères). Ces chercheurs tout comme Toé [11] et Millogo Y. [12] ont conclu que la plupart de ces matériaux brut ne sont utilisables qu'en couche de fondation,

La nécessité de disposer d'une grande base de données sur la ressource disponible nous a emmené à étendre ces études sur l'emprunt de Saaba (Badnogo 2). Dans notre présente étude, il s'agira de faire une caractérisation géomécanique de graveleux latérites provenant de l'emprunt de Saaba (Badnogo 2) litho-stabilisé avec respectivement 20%, 25%, 30% et 35% de granite. Le but est de pouvoir définir quel pourcentage de concassé donnerait les meilleures caractéristiques mécaniques.

2. Objectif de l'étude

La présente étude vise à **ressortir les propriétés physiques et mécaniques de la latérite de Saaba (Badnogo 2) améliorée au granite concassé à différents pourcentages.**

Une étude sur les propriétés de cette latérite à l'état cru a été réalisée par Djimet SEID [13]. Ainsi nos travaux permettront une comparaison entre les paramètres du matériau à l'état cru et ceux des matériaux améliorés aux concassés de granites en vue de définir ses usages possibles en construction routière.

L'atteinte de cet objectif principal suscité se fera selon les objectifs spécifiques suivants :

- Caractérisation physique du matériau amélioré pour chacune des couches de notre emprunt
- Caractérisation mécanique du matériau amélioré pour chacune des couches de notre emprunt
- Etude de l'influence réelle de cette méthode sur la performance du matériau.

3. Structure du mémoire :

Le présent document va décrire le déroulement de l'ensemble des travaux, du prélèvement au niveau de l'emprunt de Saaba (Badnogo 2), aux essais en laboratoire pour l'obtention des résultats. Ainsi, Il va s'articuler autour de trois (3) grandes parties dans son architecture. Ainsi,

- **La Première partie** est essentiellement consacrée à la revue de littérature sur les latérites en générale et leurs usages ;
- **La Deuxième partie** va décrire les matériaux et méthodes utilisés pour la réalisation des essais ;
- **La Troisième partie** va présenter les résultats, leurs analyse et interprétations ;

Et enfin une **Conclusion générale** va être consacrée aux Discussions (recommandations) sur les critères techniques pour une meilleure optimisation des paramètres d'usage.

Chapitre I : SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE

Les sols latéritiques, localisés en général dans les zones tropicales et subtropicales, ont fait l'objet de nombreuses études, comme sols au sens pédologique, comme catégorie minéralogique et comme matériaux de construction. Toutefois, malgré l'intérêt qu'ils suscitent, il n'y a pas d'unanimité sur leur définition.

Les sols latéritiques sont largement employés en construction routière dans le monde en général et en Afrique, en particulier. Au Burkina Faso, les recommandations du « guide de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux » du Centre Expérimental du Bâtiment et des Travaux Publics (CEBTP [14]) sont utilisées comme critères de sélection de ces matériaux. Ces recommandations utilisent la courbe granulométrique, l'indice de plasticité (IP), le pourcentage de fines (passant au tamis de 80 μ m) et l'indice CBR comme paramètres de choix.

Dans ce chapitre, nous nous pencherons d'abord sur la définition et la caractérisation des sols latéritiques, avant d'aborder les critères de sélection en construction routière.

I.1. Les Latérites [15] :

I.1.1. Définition

Le terme « latérite », qui provient du mot latin « later » (brique), a été employé pour la première fois par Buchanan en 1807 pour désigner les dépôts ferrugineux recouvrant de vastes surfaces dans les régions montagneuses de Malabar en Inde. Buchanan [16], cité par Bohi [17], indique que « c'est l'un des meilleurs matériaux de construction, rempli de cavités et de pores, possédant de grandes quantités de fer de coloration rouge et jaune. L'intérieur du matériau, s'il est à l'abri de l'air, est si tendre que tout instrument métallique le coupe. Aussitôt taillée de la forme voulue, la masse devient aussi dure qu'une brique, et résiste à l'eau et à l'air bien mieux que toute autre brique que j'ai vue aux Indes ».

Toutefois, cette définition cache bien les caractères particuliers de la formation de ces matériaux. Florentin et L'Hériteau [18] recensaient déjà, dans leur étude bibliographique sur les latérites, plus d'une trentaine de définitions proposées par des spécialistes des différentes disciplines intéressées (pédologie, géologie minière et géomécanique). Pour sa part, Autret [19] a analysé un nombre important d'ouvrages traitant des sols latéritiques et il suggère de distinguer :

- les sols fins latéritiques (ou latérite) ;
- les graveleux latéritiques (matériau 0/D), utilisés en construction routière comme couche de forme, couche de fondation ou de base ;

- la carapace latéritique ou horizon latéritique, couche très dure mais pouvant être détruite par un engin de terrassement, à la pioche, etc. ;
- la cuirasse latéritique, couche très dure de matériau aggloméré ressemblant à des scories, difficilement destructible par des engins à lame, parfois naturellement fragmenté.

Toutes les définitions des latérites traduisent l'idée selon laquelle elles proviennent d'une altération chimique et physique du sol en place, provoquée par l'alternance de pluies intenses et de périodes sèches, dans les conditions imposées par le milieu ambiant (topographie, végétation). L'on peut définir la latérite comme : un « matériau de structure vacuolaire, souvent bariolé, avec des teintes allant du jaune au rouge, plus ou moins foncé, tirant même sur noir, constitué par une croûte continue d'épaisseur et de dureté variables et ayant souvent l'aspect d'une scorie, ou encore contenant des concrétions isolées oolithiques ou pisolithiques de plus ou moins grande résistance et mélangées à une partie argileuse. En dessous de la croûte ou des concrétions, l'on trouve un sol également bariolé et à structure vacuolaire, mais moins riche en éléments durs et de teintes plus claires ».

I.1.2. Processus de latérisation

Le processus de latérisation, propre aux sols se trouvant dans des zones où règne un climat chaud et humide, résulte d'une altération chimique qui se traduit par la mise en solution de certains éléments de la roche mère, le départ de la silice par lessivage et l'enrichissement du matériau en fer et en alumine, sous forme d'oxydes.

Le rapport S/R défini en fonction des teneurs en SiO_2 , Al_2O_3 et Fe_2O_3 a été pendant de longues années utilisé pour apprécier le degré de latérisation des sols latéritiques (Autret [19]). Ce rapport est défini par la relation suivante :

$$\frac{S}{R} = \frac{\frac{\text{SiO}_2}{60}}{\frac{\text{Al}_2\text{O}_3}{102} + \frac{\text{Fe}_2\text{O}_3}{160}} \quad (1)$$

Les définitions associées sont les suivantes :

- $S/R < 1,33$: latérites vraies ;
- $1,33 < S/R < 2$: roches latéritiques ;
- $S/R > 2$: matériaux non latéritiques.

Autret [19] note que ces définitions ne font pas l'unanimité car, si le rapport S/R a le mérite de séparer les latérites des argiles telles les kaolinites, en revanche il classe parmi les latérites le minerai de fer, la bauxite et de nombreux grès ferrugineux.

Les facteurs pouvant influencer le processus de latérisation sont :

- le climat (pluviométrie, température, bilan hydrique),
- la topographie (érosion, drainage),
- la végétation (matières organiques, bactéries, acides humiques).
- La roche mère

a. Le climat

Le climat a une action combinée par la température et le bilan hydrique. Une pluviométrie importante est nécessaire pour provoquer l'altération des roches, mais le mouvement de l'eau dans le sol (bilan hydrique) exerce une influence déterminante sur la nature du produit final. La température catalyse les réactions chimiques et joue sur l'altération en favorisant la formation ou la destruction de l'humus (Bagarre[1]).

Enfin un climat chaud et pluvieux à deux saisons alternées bien marquées est nécessaire pour la formation des sols latéritiques.

b. La topographie

La topographie influe sur le processus de latérisation dans la mesure où elle favorise ou défavorise l'accumulation d'eau (Autret [19]). Par ailleurs, Enanga, cité par Lyon Associates [20], souligne que l'érosion produite par les eaux de ruissellement dépend de leur importance et de la raideur de la pente.

Les cuirasses ou carapaces latéritiques se trouvent généralement dans les zones plates et rarement sur des pentes (dans le cas où la formation de la pente est postérieure au phénomène de latérisation), où l'on trouve le plus souvent des fragments de carapace dans les éboulis (Autret [19]).

c. La végétation

La végétation joue, selon Tockol [21], sur le ruissellement et le bilan hydrique et favorise la formation d'un type de latérites spécifiques selon qu'on se trouve en zone de forêt ou de savane. Il semble, cependant, que la latérite sous forme de carapace soit plus fréquente en zone de savane qu'en zone de forêt, que le graveleux à pisolite est plus fréquent en forêt qu'en savane tandis que c'est l'inverse pour les brèches latéritiques (Autret [19]).

d. La roche mère

La nature de la roche mère ne semble pas avoir d'incidence sur l'existence du phénomène de latérisation, puisque celui-ci concerne autant des roches basiques ignées de type « basalte » que des roches acides de type « granite » ou « gneiss » ou d'autres roches sédimentaires de type « grès », « schistes » et « calcaires ».

Par contre, elle exerce une influence sur le type de réaction et la nature du constituant argileux; les roches cristallines basiques comme les basaltes sont peu riches en silice et composées en partie d'olivine, qui s'altère en montmorillonite ; les roches cristallines acides, telles que les granites et les gneiss, s'altèrent principalement en kaolinite ou halloysite, les roches sédimentaires argileuses, tels les schistes et les grès, s'altèrent en illite (Autret, [19]).

e. Différents types de latérites

Il s'agit essentiellement, selon que l'on se trouve en zone tropicale sèche ou humide, des sols latéritiques ferrugineux, des sols latéritiques ferralitiques et des ferrisols (Tockol,[21]).

Lyon Associates [20] rapporte que les sols ferrugineux se trouvent dans des régions arides où la saison sèche est marquée tandis que les sols ferralitiques sont généralement rencontrés dans des parties plus humides et dans des zones couvertes d'une végétation dense. Les ferrisols sont, pour leur part, rencontrés dans des zones de pluviométrie moyenne à forte.

I.1.3. Les latérites au Burkina Faso

Le Burkina Faso jouit d'un climat tropical de type soudano-sahélien donc du type tropical sec avec une saison sèche plus longue que la saison des pluies.

La végétation est quant à elle, caractérisée par la savane composée d'arbres et d'arbustes sur un relief relativement plat qui empêche l'écoulement rapide des eaux de pluie.

L'ensemble de ces facteurs naturels au regard de la revue bibliographique sur les types de latérites nous amène à classer les latérites du Burkina Faso parmi les types ferrugineux.

I.2. Les Chaussées

Les premières véritables chaussées furent construites par les romains pour leurs voies impériales, avec un objectif essentiellement militaire. Les chaussées de cette époque étaient déjà constituées de plusieurs couches de matériaux, parfaitement codifiés, avec des grandes dalles en pierres posées sur un béton de chaux.

De l'époque romaine à nos jours l'homme a toujours voulu construire des routes qui constituent un secteur stratégique pour le développement de son économie, de sa culture ou encore répondre aux besoins de l'armée.

Depuis les années 50, avec les nouvelles conditions de trafic, notamment les poids lourds, les anciennes solutions de type empierrement se sont avérées insuffisantes, et l'on a été amené à généraliser l'emploi de matériaux agglomérés par un liant tant pour le corps de chaussée que pour la surface.

Dans ce chapitre, sont présentées des généralités sur les chaussées modernes, voire, les différents matériaux utilisés, les principaux types, etc.

I.2.1. Définition d'une chaussée

Une chaussée peut être définie, comme une structure plane, conçue et dimensionnée pour garantir l'écoulement du trafic, dans de bonnes conditions de sécurité et de confort. Elle assure les déplacements des usagers et le transport des marchandises, quelles que soient les conditions météorologiques, dans des conditions de sécurité et de confort adapté au type d'itinéraire [22].

D'un point de vue mécanique, son rôle est de répartir les charges mécaniques sur le sol support, quelles que soit les conditions environnantes [23].

Une chaussée est une structure multicouche constituée de trois parties principales qui ont chacune un rôle bien défini (Figure 1)

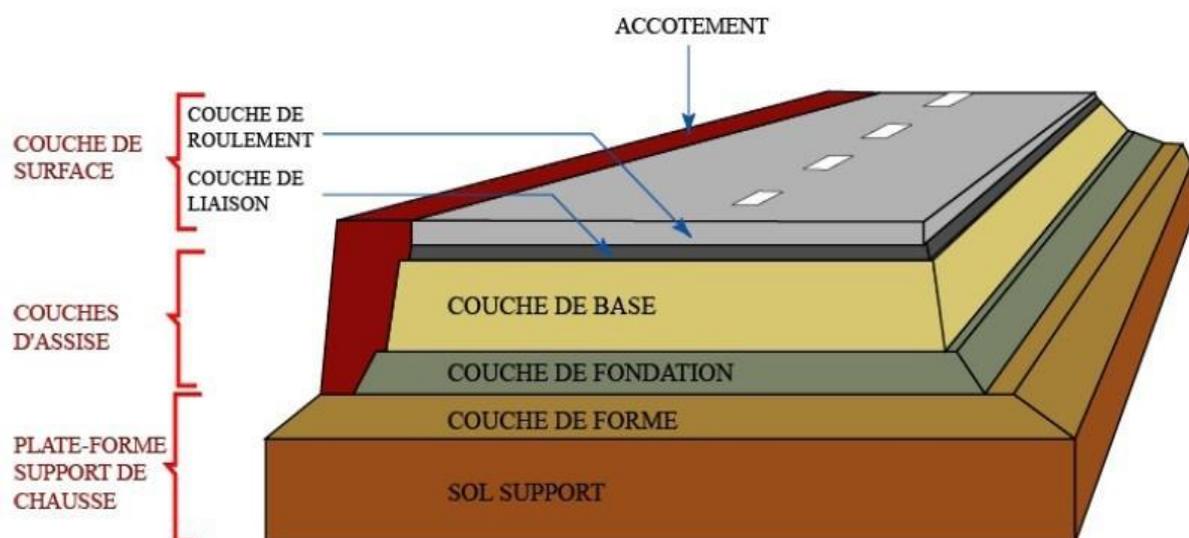


Figure 1: Principe des structures routières (<http://lycee-cherioux.fr>)

I.2.2. 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 types à savoir: les chaussées souples, les chaussées semi-rigides, les chaussées rigides, les chaussées mixtes, les chaussées inverses et les chaussées bitumineuses épaisses.

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

a. Les chaussées souples ou flexibles

Elles sont constituées d'une couche bitumineuse en surface au-dessus d'une couche de base et d'une couche de fondation en matériaux granulaires traités ou non. La chaussée souple distribue les efforts de surface à travers les couches de base et de fondation. Cette distribution se fait de façon à ce que l'effort sur la plateforme soit compatible avec la résistance de l'infrastructure et du sol support. La caractéristique d'une chaussée flexible est son aptitude de se déformer sans se fissurer. L'épaisseur globale de la chaussée est généralement comprise entre 30 et 60 cm.

b. Les chaussées semi rigides

Une chaussée semi rigide est une chaussée avec une couche de surface en béton bitumineux reposant sur une couche de base en matériaux stabilisés aux liants hydrauliques et une couche de fondation granulaire : C'est le type de chaussée de notre étude. Les couches bitumineuses assurent :

- la qualité d'uni de surface ;
- la limitation de la remontée des fissures transversales de la couche de matériaux traités en liants hydrauliques.

La couche de base diffuse et atténue les efforts transmis grâce à sa rigidité élevée conférée par le liant hydraulique

c. Les chaussées rigides.

Elles sont constituées d'une dalle de béton en ciment portland reposant directement sur la couche de fondation ou sur la couche de forme. La dalle de béton joue un double rôle : Elle est à la fois la surface de roulement et la couche de base. Elle répartit les efforts de surface dus aux charges de cisaillement sur une large surface afin d'éviter une déformation sur la couche de fondation ou sur l'infrastructure.

L'ingénieur devra observer ces contraintes et opérer un choix ayant un bon rapport qualité-coût.

I.2.3. Principales dégradations des chaussées :

La dégradation des chaussées est causée par les agressivités qu'elles subissent lors de leur mise en service. Ces agressivités sont dues à l'usage (trafic) ou au climat (pluies, soleil, etc.). La rapidité de l'évolution des dégradations qui apparaissent est aussi liée à la nature et à l'épaisseur des matériaux utilisés et à leurs conditions de fabrication et de mise en œuvre.

Les dégradations les plus couramment rencontrées se classent en deux grandes familles :

Les dégradations structurelles et les dégradations superficielles. Les premières apparaissent au

sein de la structure de chaussée ou de son support et remettent en cause le patrimoine. Les secondes prennent naissance dans la couche de surface de la chaussée et affectent d'abord ses qualités superficielles avant d'évoluer en profondeur.

a. Les dégradations structurelles

Elles caractérisent un état structurel de la chaussée, soit liées à l'ensemble des couches d'assise et du sol support, soit seulement liées à la couche de surface. Ce sont des dégradations issues d'une insuffisance de capacité structurelle de la chaussée (figure 2). L'on y trouve essentiellement les déformations et les fissurations par fatigue.



Figure 2: Dégradation structurel

b. Les dégradations superficielles

Elles engendrent des réparations qui généralement ne sont pas liées à l'aspect structurel de la chaussée. Leur origine est soit un défaut de mise en œuvre, soit un défaut de qualité d'un produit, soit une condition locale particulière que le trafic peut accentuer. Les formes de dégradation les plus courantes sont : les fissurations (hors fatigue), les arrachements et les mouvements de matériaux. Des exemples de dégradations de routes revêtues et non revêtues sont illustrés sur la figure 3.



Figure 3: Fissure : fissuration fine en pleine largeur. (LCPC, 1998)

Au Burkina Faso, la plupart des dégradations observées sont des fissures et des nids de poules. Elles ont le plus souvent lieu sur les chaussées aux couches d'assise en latérite dont la base est généralement améliorée au ciment ou litho stabilisée. Sur les chaussées à couche de base en grave bitume ces dégradations sont moins récurrentes. Ce constat nous interpelle sur la connaissance véritable de ce matériau qu'est le graveleux latéritique.

I.3. Les différents types de stabilisation (traitements des matériaux)[24]

En technique routière, le traitement des matériaux consiste à apporter une stabilité à un sol dont les caractéristiques ne répondent plus à l'exigence demandé. 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 afin de le rendre utilisable en infrastructure ou en superstructure soit par adjonction d'une portion granulaire d'un autre (stabilisation mécanique) ; soit par adjonction de liants hydrauliques (traitement chimiques) ou hydrocarbonés.

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;

Nous avons trois grandes méthodes de stabilisation des matériaux. Ce sont :

- stabilisation chimique ;
- stabilisation aux liants hydrocarbonés ;
- stabilisation mécanique par apport de matériaux.

I.3.1. Stabilisation chimique[24]

Le traitement chimique inclut le mélange ou l'injection de substances chimiques dans le sol. Elle permet grâce à la réaction du produit avec les composantes du matériau une augmentation de la cohésion du matériau. Comme produit chimique l'on peut citer : le ciment, l'asphalte, la chaux, le chlorure de calcium, le 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.

a. Traitement au ciment

Elle est plus utilisée en superstructure et consiste à ajouter à un matériau du ciment à des proportions réduites dans le but d'améliorer la cohésion et la résistance de la couche. La prise du ciment entraîne une floculation des particules, surtout les plus petites ; ceci diminue

l'argilacé du matériau et sa sensibilité à l'eau.

Donc, il est essentiel de ne pas assimiler les sols ciment aux bétons maigres, car la fabrication du béton maigre exige l'emploi des granulats classiques du béton alors que la préparation d'un sol ciment se fait à partir d'un sol.

b. Traitement à la chaux

La chaux vive ou chaux calcinée est une poudre blanchâtre. L'on l'obtient en faisant brûler du calcaire ou de la marne à une température avoisinant les 900 °C. Elle est utilisée pour stabiliser les sols argileux et limoneux. Car ces sols ont des propriétés routières déplorables, ils gonflent et deviennent plastiques en présence d'eau, se rétractent avec la sécheresse, foisonnent sous l'effet du gel. Ils n'ont donc aucune stabilité face aux variations climatiques. Ils présentent en outre souvent un taux d'humidité élevé. Donc la simple adjonction de chaux dans ces sols permet :

- une diminution de la teneur en eau due à : l'apport de matériaux secs (chaux), la consommation de l'eau nécessaire à l'hydratation de la chaux (vive) et l'évaporation d'eau suite à la chaleur dégagée par la réaction d'hydratation ;
- des modifications immédiates les propriétés géotechniques du sol : l'incorporation de chaux dans ces sols développe une agglomération des fines particules en éléments grossiers et friables (c'est la floculation) ;
- des modifications du sol à long terme : car la chaux présente une forte base ce qui permet d'élever le pH du sol et provoque une attaque aux constituants du sol (silice et alumine).

I.3.2. Traitement aux liants hydrocarbonés

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.

Les dosages à respecter varient en fonction du type d'application, de la nature et de la qualité des matériaux à traiter (Tableau 1). (JIKOLUM [25])

Tableau 1: Dosages pour le traitement de sols par les liants hydrocarbonés

Traitement de sols	Dosages
Remblais	2 à 5 %
Parties supérieures de terrassement	2 à 5 %
Couche de forme	4 à 7 %
Assises de chaussée	6 à 8 %
Traitement de concassés	3 à 4 %
Traitement de sables	4 à 7 %

I.3.3. Stabilisation mécanique[26]

C'est l'amélioration du squelette granulaire d'un sol en place par l'adjonction d'un matériau plus grossier afin d'augmenter les possibilités de compactage, ou simplement l'apport d'un matériau nouveau permettant d'améliorer sensiblement les caractéristiques de celui déjà en place. Les principaux aspects sont : le géotextile et la lithostabilisation.

D'après la recommandation du « *Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux* [27] », « des améliorations par traitement mécanique seront envisagées :

- par ajout de sable pour amaigrir une plate-forme argileuse ou de cailloux pour lui donner du squelette ;
- avec les géotextiles dits additifs de structure permettent la mise en place de couches de formes sur les sols fins plastiques à forte teneur en eau.»

a. Géotextiles

Les géotextiles sont des tissus généralement en matériaux synthétiques, destinés aux travaux de bâtiment, de génie civil et d'infrastructure hydraulique. Il s'agit d'une trame, tissée ou non, en matière synthétique, qui a la propriété de laisser passer l'eau. Elle est également appelée « anti contaminant ».

Les géotextiles synthétiques ont pour rôle principal de créer une barrière physique perméable entre un terrain naturel et les matériaux sélectionnés pour la réalisation d'ouvrages ou de chaussées. Cette barrière laissera passer l'eau et empêchera les parties les plus fines issues du terrain naturel de migrer et venir modifier la structure des matériaux d'apport. L'on parle de géotextile de séparation ou de filtration. Ce type de géotextile sert aussi à protéger les drains et ouvrages de drainage, afin d'éviter leur colmatage et donc de participer à leur pérennité. Il existe aussi des géotextiles de renforts utilisés en assise de plateforme routière et ferroviaire

ainsi que pour armer les massifs de remblais renforcés.

Ils définissent les caractéristiques techniques suivantes :

- résistance à la traction ;
- allongement à la rupture ;
- perméabilité ;
- porosité

b. Lithostabilisation

La lithostabilisation 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%.

Ce type de traitement, objet des travaux de notre mémoire, est développée dans le paragraphe suivant.

I.4. Technique de la Lithostabilisation

I.4.1. Définition et principe

La lithostabilisation est dérivée de deux mots : **litho** qui veut dire **objet rigide, pierres** et **stabilisation**. C'est une technique qui permet de stabiliser un sol mou ou moins compact en lui ajoutant des pierres ou des matériaux plus rigides.

Ainsi, la lithostabilisation dans le contexte routier, est une technique qui permet d'améliorer les performances des matériaux d'une couche d'assise par adjonction d'une quantité de concassé (ou d'autre matériau structuré) à déterminer.

Le principe consiste à améliorer un sol par itération en lui ajoutant une proportion de concassé allant de 10 à 40% ou d'autre matériau plus structuré puis soumis à des essais afin d'en jauger les performances mécaniques.

I.4.2. Etude de l'existant

Modifier les propriétés géotechniques des sols pour les rendre aptes à certaines utilisations routières par la lithostabilisation demeure une technique nouvelle, néanmoins, elle a fait l'objet de plusieurs études antérieures au niveau du continent africain[28], [29].

Cette technique, aujourd'hui utilisée dans plusieurs pays en Afrique subsaharienne est d'abord apparue au Burkina-Faso. Elle a pour la première fois été l'objet d'une étude au Laboratoire National de Bâtiment et de Travaux Publics (LNBTP) dans le cadre du projet d'aménagement de la route Ouagadougou/Yako, **Pierre LOMPO** [30].

Ensuite, Thilloux et Requirand [31] rapportent aussi les travaux d'exécution des chaussées de la route Tahoua- Arlit au Niger, pour lesquels la lithostabilisation du sol latéritique avec 33% de calcaire concassé a été largement utilisée.

Il y a en plus, l'étude menée par Toé [11] au LNBTP au Burkina Faso en février 2007, qui montre une application de la lithostabilisation pour le renforcement de la route nationale N°4 de ce pays, par mélange du sol latéritique et de concassée de classe granulaire 0/31,5 à 20%. Tous ses auteurs insistent sur le fait que des années d'observations sont nécessaires avant de pouvoir confirmer les résultats d'étude dans le long terme.

I.4.3. Avantages de la lithostabilisation

La technique de la lithostabilisation dans le cadre de ce projet a ses avantages qui sont entre autres : techniques et environnementaux. Ces avantages sont recensés dans le tableau 2 ci-dessous :

Tableau 2: Les avantages de la lithostabilisation

Techniques	<ul style="list-style-type: none">• l'augmentation de la portance en générale ;• l'accroissement de la capacité mécanique ;• la bonne répartition des charges sur le support ;• la diminution de dégradations de la chaussée ;• la facilité de la mise en œuvre
Environnementaux	<ul style="list-style-type: none">• la réduction de la déformation des composantes des sols ;• l'exploitation limitée des gisements naturels ;

I.5. Condition d'utilisation de la latérite dans la réalisation des différentes couches de chaussée[27]

Les graveleux latéritiques en géotechnique routière, avec ou sans traitement, pour être employables doivent avoir des caractéristiques géotechniques qui sont rassemblé dans le Tableau 3 ci-dessous.

Tableau 3: Synthèse des paramètres CEBTP pour chaque couche de chaussée

Couches de chaussée	Plate-forme	Couche de forme	Couche de fondation	Couche de base	Couche de roulement
CBR	> 5	> 5; >10 pour les chantiers utilisant les très gros engins	> 25 pour T1; > 30 pour T2; > 35 pour T4 et T5	> 25 pour T1; > 30 pour T2; > 35 pour T4 et T5	=30 si trafic > 30v/j; =20 si trafic < 30v/j
Dmax (mm)	-	< 150	< 40mm	< 40mm	= 20mm
% de fines (Dmax= 80µm)	-	< 45 %	< 35 %	< 20 %	< 32 %
IP	< 40	< 30	IP=30 (T1,T2); IP=20 (T3,T4,T5)	< 15	15 < IP < 25
Gonflement linéaire	< 2%	< 2%	< 2%	< 1 %	-
Teneur en matière organique	< 3%	< 3%	< 1.5%	-	-
Densité a 95%OPM (g/cm3)	-	-	> 1.8	> 2	-
Déflexion (mm)	-	-	< 300/100	< 150/100	-

Cette première partie du mémoire a déroulé l'état de l'art sur la latérite, ses différents emplois possibles en construction routière et nous a permis d'avoir des références normatives pour les différents essais de notre étude.

Chapitre II : MATERIELS ET METHODES

La reconnaissance des caractéristiques géotechniques d'un sol passe par un certain nombre d'essais au laboratoire. Ces essais ont pour but d'identifier, pour un sol, les paramètres essentiels à son étude. Nous discuterons des différents essais dans les lignes qui suivent.

II.1 MATERIAUX UTILISES :

Les matériaux utilisés sont la latérite et le granite. La formulation des matériaux de la couche d'assise (Base ou Fondation) a été réalisée suivant le protocole expérimental présenté dans l'organigramme de la figure 4.

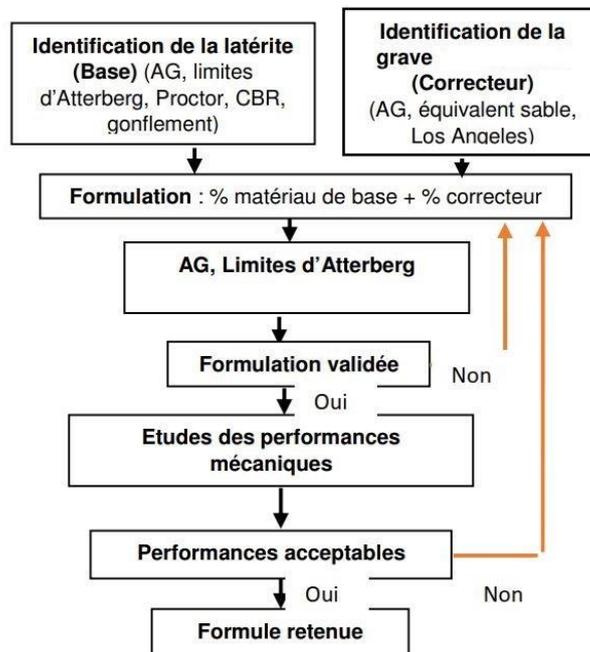


Figure 4: Organigramme de la lithostabilisation

II.1.1. La latérite :

a. Localisation :

La latérite faisant l'objet de notre étude est celle de l'emprunt de latérite de Badnogo 2 (Figure 5), situé dans la province du Kadiogo au Sud-Est de Ouagadougou à 21 km de la RN4 et à 43 km de 2IE Kamboinsé, elle a servi de matériaux de chaussée dans la réhabilitation de l'avenue Président Thomas SANKARA. L'emprunt est localisé sur une latitude de 12° 16' 37,5'' Nord et d'une longitude de 1° 21' 12 ,1'' Ouest.

LOCALISATION DE L'EMPRUNT



Source: SIG ET GOOGLE EARTH

Figure 5: Carte de localisation de l'emprunt

b. Prélèvement :

Du point de vue stratigraphie la carrière latéritique de Saaba (Badnogo 2) est composée de trois (3) couches latéritiques qui sont les couches 1, 2 et la cuirasse (Figure 6), le prélèvement s'est donc fait en suivant cette stratigraphie. Chaque couche a été prélevée de sorte à éviter la contamination par l'autre. Les deux premières couches (C1 et C2) ont été prélevées étant donné que la troisième est une cuirasse latéritique.

L'ensemble des prélèvements a été effectués avec des pelles, pioches et sacs plastiques.



Figure 6: Répartition stratigraphique des couches latéritiques à l'emprunt

L'observation du profil géologique nous montre une première couche C1 de grains de couleur marron avec une partie fine de couleur beige. La couche C2 est de couleur rougeâtre avec moins de fine et des grains moins friables que ceux de la première C1 (Figure 6). La troisième couche qui est une cuirasse est de couleur jaunâtre.

Les profondeurs des couches sont dans le Tableau 4.

Tableau 4: Epaisseur moyenne des couches stratigraphiques

<i>Couche</i>	<i>Profondeur (m)</i>
<i>Terre végétale</i>	0.00 – 0.20
<i>Couche 1</i>	0.20 – 0.70
<i>Couche 2</i>	0.70 - 1.40
<i>Cuirasse</i>	1.40 et plus

c. Préparation des échantillons :

Elle s'est faite au laboratoire. La manœuvre a consisté, pour chaque couche, à malaxer l'ensemble des prélèvements afin d'obtenir un mélange homogène. Les mélanges qui en résultent sont stockés dans les tonneaux couverts afin d'éviter des variations des teneurs en eau naturelle des matériaux.

La couche mélange (M) est obtenue après un mélange soigné des deux premières couches C1 et C2 respectivement en dosages de 41.6% et 58.4% en volume soit cinq (05) doses de C1 pour sept (07) doses de C2, en fonction des épaisseurs des différentes couches.

d. Caractéristiques de la latérite :

La latérite qui fait l'objet de notre mémoire a été étudiée dans son état naturel à travers une étude de "Caractérisation géo mécanique de la latérite de Saaba"[32]. Ainsi nous utiliserons ces différents résultats (dont la synthèse se trouve en *annexe VI*) afin de juger de l'impact de l'amélioration à la grave concassée. Les tableaux 5 et 6 présente un résumé des propriétés physique et mécanique du matériau cru pour les différentes couches.

Tableau 5: Propriétés physiques et de compactage

Type d'essais Couches	Teneur en eau	Poids spécifique	Granulométrie		Argilosité et limite d'Atterberg				Proctor modifié		Classification	
			Passant 80 µm (%)	Passant 2 mm (%)	Vbs	ω_L (%)	ω_P (%)	IP	γ_{dopt} (t/m ³)	ω_{opt} (%)	GTR	HRB
C1	1,3%	27,85	16,17	19,84	0,83	31,64	20,30	11,34	2,02	11,2	B5	A2-6
C2	1,5%	26,72	4,41	15,65	0,5	32,89	21,63	11,26	2,215	9,9	B5	A2-6
M	1,4%	27,56	10,78	16,69	0,67	28,69	19,24	9,44	1,985	11,05	B5	A2-6

Tableau 6: Propriétés mécaniques

	CBR à 90% OPM	CBR à 95% OPM	CBR à 98% OPM	E (MPa)	Rc (MPa)
C1	–	11	11	47	0.493
C2	13	16	19	63	0.601
M	15	17	18	57	0.7

II.1.2. La grave concassée 0/31.5 utilisée

La grave concassée utilisée est du granite provenant de la carrière de Yimdi situé dans la province du Kadiogo au Sud-Est de Ouagadougou. L'emprunt est localisé sur une latitude de : 12° 18' 55,4'' Nord et d'une longitude de 1° 40' 74 ,9'' Ouest.



Figure 7: Granite concassé 0/31,5

II.2 ESSAIS REALISES :

Ils se regroupent en deux grandes catégories, ceux donnant les caractéristiques physiques et ceux donnant les caractéristiques mécaniques. Notre étude étant axée sur l'amélioration des propriétés physico-mécaniques de la latérite à travers l'adjonction d'autres matériaux, les essais se sont limités sur la latérite améliorée ainsi que le granite puisque l'étude sur la latérite crue a déjà fait l'objet d'une étude[13].

Par ailleurs, il faut noter que ces essais se sont faits sur un échantillon représentatif du matériau. Ainsi afin d'obtenir un tel échantillon, nous avons procédé par une opération appelée l'échantillonnage.

II.2.1 Préparation des échantillons NF P 18-553 :

Avant de faire les essais sur le matériau, celui-ci est passé dans la section échantillonnage du laboratoire. 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 s'est effectué de deux façons :

- ✚ Par quartage lorsque la quantité de matériau est importante ;
- ✚ Au moyen d'échantillonneurs lorsque la quantité du matériau est peu importante.

Le matériau à étudier étant le mélange de la latérite et du granite concassé, nous avons procédé à la composition des échantillons à travers la variation du granite concassé sur chaque couche de latérite et du mélange. Comme nous le montre le Tableau 7.

Tableau 7: Différents échantillons de l'étude

Latérite (C)	Dosage en granite concassé (G)	Pourcentage de latérites	DESIGN. ECHANTILLON
Couche 1 (C1)	0%	100%	100%C1 + 0%G
	20%	80%	80%C1 + 20%G
	25%	75%	75%C1 + 25%G
	30%	70%	70%C1 + 30%G
	35%	65%	65%C1 + 35%G
Couche 2 (C2)	0%	100%	100%C2 + 0%G
	20%	80%	80%C2 + 20%G

	25%	75%	75% C2 + 25% G
	30%	70%	70% C2 + 30% G
	35%	65%	65% C2 + 35% G
Mélange (M)	0%	100%	100% CM + 0% G
	20%	80%	80% CM + 20% G
	25%	75%	75% CM + 25% G
	30%	70%	70% CM + 30% G
	35%	65%	65% CM + 35% G

II.2.2 Essais pour la détermination des paramètres d'état :

Ces essais ont pour but de déterminer les paramètres de base des sols et les classer en fonction des critères de classification proposée par AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Official), GTR (Guide de Terrassement Routier) et HRB (Highway Research Board). Pour parvenir à les classer, nous avons eu recours à quelques essais :

- ✓ Analyse granulométrique par tamisage ;
- ✓ Essai de consistance (les limites d'Atterberg) ;
- ✓ Essai au bleu de méthylène
- ✓ Proctor modifié ;

a. Analyse granulométrique par tamisage NF P 94-056

L'analyse granulométrique est un essai qui consiste à étudier la granulométrie du sol, c'est-à-dire la distribution des grains suivant leur dimension en déterminant par pesée l'importance relative des classes de grains de dimensions bien définies. Elle se fait par tamisage pour la fraction de sol dont le diamètre des grains est supérieur à 0,08 mm et par sédimentométrie pour la fraction de sol dont le diamètre des grains est inférieur à 0,08mm. Dans le cadre de notre étude, nous nous sommes limités à l'analyse granulométrique par tamisage, quel que soit le pourcentage de fines.

b. Les limites d'Atterberg : NF P 94-051

Elles sont les teneurs en eau qui délimitent les quatre états de consistance sur la fraction de sol passant au tamis d'ouverture de maille de 400 μ m. Elles s'expriment en pourcentages et sont les suivantes :

- La limite de retrait (w_r) : c'est la teneur en eau maximale que le sol peut avoir sans changer de volume. Cette limite sépare l'état solide de l'état semi-solide.

- La limite de plasticité (w_p) : l'on la définit comme la teneur en eau d'un sol qui a perdu sa plasticité et se fissure en se déformant lorsqu'il est soumis à de faibles charges. Cette limite sépare l'état plastique de l'état semi-solide. Elle varie de 0% à 100%, mais elle demeure généralement inférieure à 40%.

La limite de liquidité (w_l) : est la teneur en eau qui sépare l'état liquide de l'état plastique. Elle correspond à la teneur en eau à laquelle 25 coups secs sur l'appareil de CASAGRANDE ferment la rainure faite sur une longueur de 3 mm.

Seules la limite de plasticité et la limite de liquidité seront déterminées lors de cette étude.

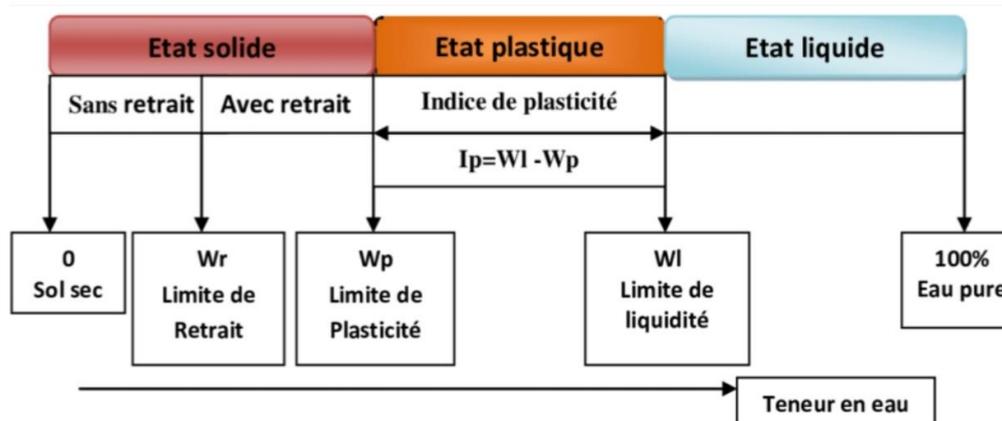


Figure 8 : Etats de consistance (www.researchgate.net)

c. Teneur en eau initiale

La teneur en eau initiale est la teneur en eau du matériau à l'état initial, état auquel se trouve le sol ou le matériau en place à l'emprunt. L'essai est fait selon les prescriptions que suggère la norme NF P 94-050. Le matériau est prélevé sur une quantité représentative et pesée, après étuvage et une seconde pesée, on détermine la teneur en eau du matériau à travers cette formule :

$$w (\%) = \frac{M_h - M_s}{M_s} \times 100 \quad (2)$$

d. Essai du bleu de méthylène NF P 94-068

Il permet de mesurer la capacité d'absorption ionique des sols et granulats à l'aide du bleu de méthylène. Il a pour but de déterminer la quantité et l'activité de la fraction argileuse d'un sol d'une façon globale.

L'on mélange 60g de latérite avec de l'eau distillée dans un malaxeur réglé en 700 tours/min pendant cinq (5) minutes (figure 9). Le dosage s'effectue en ajoutant successivement des quantités différentes de bleu de méthylène tout en réglant le malaxeur à 400 tours/min durant

l'essai et en contrôlant l'absorption après chaque ajout. Pour cela, on prélève une goutte de la suspension que l'on dépose sur le papier-filtre, ce qui provoque la création d'une tache. L'absorption maximale est atteinte lorsqu'une auréole bleu clair persistante se produit à la périphérie de la tache.



Figure 9: Matériels utilisés pour VBS.

e. Essai Proctor Modifié : NF P 94-093, Octobre 1999

L'essai Proctor a pour but de déterminer, pour un compactage d'intensité donnée, la teneur en eau à laquelle le matériau doit être compacté pour obtenir la densité sèche maximale. Le principe de l'essai consiste à humidifier un sol à plusieurs teneurs en eau et à le compacter selon un procédé et une énergie conventionnelle. Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérée, on détermine la masse volumique sèche du sol et on établit la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau. De façon générale, cette courbe appelée courbe Proctor présente une valeur maximale de la masse volumique sèche, elle est obtenue pour une valeur particulière de la teneur en eau. Ce sont ces 2 valeurs qui sont appelées caractéristiques de compactage Proctor Modifié.



Figure 10: Dame et moule Proctor.

II.2.3 Essais pour la détermination des paramètres mécaniques :

a. Essai de portance CBR (California Bearing Ratio) : NF P 94-078 (1997)

L'essai CBR est un essai de portance, c'est-à-dire qu'il permet de mesurer l'aptitude des matériaux à supporter la charge apportée par le pneu sur la chaussée.

L'on en distingue deux types, le CBR immédiat réalisé à la teneur en eau naturelle pour mesurer l'aptitude du matériau à supporter la circulation des engins de chantier en phase de chantier ; et le CBR après immersion qui caractérise l'évolution de la portance d'un sol compacté à différentes teneurs en eau et/ou soumis à des variations de régime hydrique.

Le principe de l'essai CBR est donc de reproduire ce phénomène en compactant le matériau dans les conditions de l'essai Proctor dans un moule CBR puis en mesurant les forces à appliquer sur un poinçon cylindrique pour le faire pénétrer à vitesse constante dans une éprouvette de ce matériau.

Les valeurs obtenues lors du poinçonnement sont reportées sur un graphe effort - déformation. L'on obtient alors trois courbes concaves correspondant aux trois moules poinçonnés. Il faut ensuite lire sur chacune des courbes, les valeurs des efforts correspondant à 2,5mm et 5mm d'enfoncement puis les rapporter respectivement aux valeurs des forces observées sur un matériau de référence pour les mêmes enfoncements (13,35 kN et 19,93 kN).

L'indice recherché par courbe est par convention la plus grande de ces valeurs. Les trois valeurs ainsi obtenues sont utilisées pour le tracé de la courbe indice-densité sèche sur laquelle sont lus les indices CBR après immersion à 95% de la densité sèche maximale de référence. Il s'agit d'une courbe indice-densité sèche.

Le compactage est effectué à la teneur en eau correspondant à 95 % de l'OPM déterminée lors de l'essai Proctor. Lorsque la dimension maximale des éléments du sol à étudier est inférieure à 20 mm, l'intégralité du sol est soumise à l'essai. Si le sol contient des éléments supérieurs à 20 mm dans une proportion inférieure à 30 %, ils sont éliminés par tamisage. L'essai est alors réalisé sur la fraction restante. L'ensemble des CBR de notre étude est réalisé après imbibition (ou immersion), L'éprouvette compactée dans le moule CBR est immergée dans l'eau pendant quatre jours au-delà desquels le poinçonnement est exécuté. Le but de cette opération étant de placer le sol dans les plus mauvaises conditions hydrométriques qu'il est susceptible de rencontrer dans la pratique.



Figure 11: éprouvettes CBR imbibées et capteurs pour mesure le gonflement

b. Essai de compression simple : NF EN 13286

L'essai de compression simple date des années 1930 et constitue l'une des méthodes les plus utilisées dans le monde pour déterminer la résistance au cisaillement non drainé des sols cohérents. L'essai de compression a été effectué sur les échantillons crus et améliorés. Les échantillons ont été compactés à l'optimum Proctor avec la teneur en eau optimale. La hauteur des échantillons est de 320 mm et de 160 mm de diamètre. Les échantillons ont ensuite été confinés dans une salle à la température ambiante. L'échantillon est soumis à une force de compression croissante jusqu'à la rupture. L'essai a été effectué conformément à la norme NF EN 13286-41. L'essai de compression permet à la fois de déterminer le module de Young (E) du matériau ainsi que la résistance à la compression (R_c). La résistance à la compression est obtenue en faisant le rapport entre la force maximale F_{max} et la surface transversale S de l'échantillon. Quant au module de Young, il a été déterminé conformément à la norme NF EN 13286-43.

Les images ci-dessous illustrent les éprouvettes et l'ensemble du dispositif d'essai.



Figure 12: Photos de quelques éprouvettes, à gauche et Presse universelle utilisée pour les écrasements à droite



Figure 13: Epreuve en plein écrasement

Cette deuxième partie de notre travail, essentiellement pratique, nous a amené à faire les essais en laboratoire suivant la norme AFNOR (Association Française de Normalisation). Ces différentes manipulations nous ont permis d'avoir des résultats, qui sont présentés dans la partie suivante.

Chapitre III : RESULTATS, ANALYSES ET DISCUSSIONS

III.1 Essais pour la détermination des paramètres d'état

III.1.1. Essais de qualité sur le granite

La figure 14 représente la courbe granulométrique de la grave (granite) concassé dans le fuseau granulaire du CEBTP pour les couches de fondation.

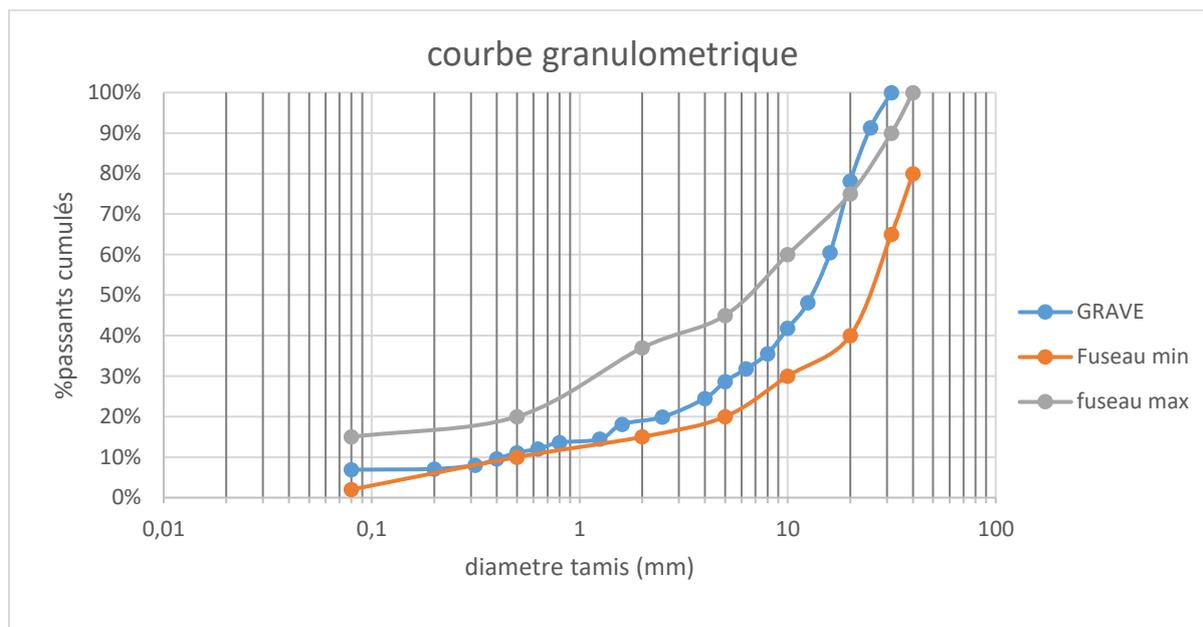


Figure 14: Courbes granulométriques du granite dans le fuseau du CEBTP 1980 (Couche de Fondation)

Cette figure montre que le granite concassé est dans le fuseau de la norme du CEBTP 1980 pour une utilisation en couche de fondation.

Le Tableau 8 présente les caractéristiques géotechniques du granite concassé utilisé.

Tableau 8: Caractéristiques géotechniques de la grave concassée

Caractéristiques géotechniques	Passants (%)			Equivalent de sable (%)	Los Angeles (%)	IP (%)	% Fines après compactage	VBS
	40 mm	2 mm	0,08 mm					
Grave Concassée	100	19,9	6,9	75,41	23,42 < 30	-	-	-

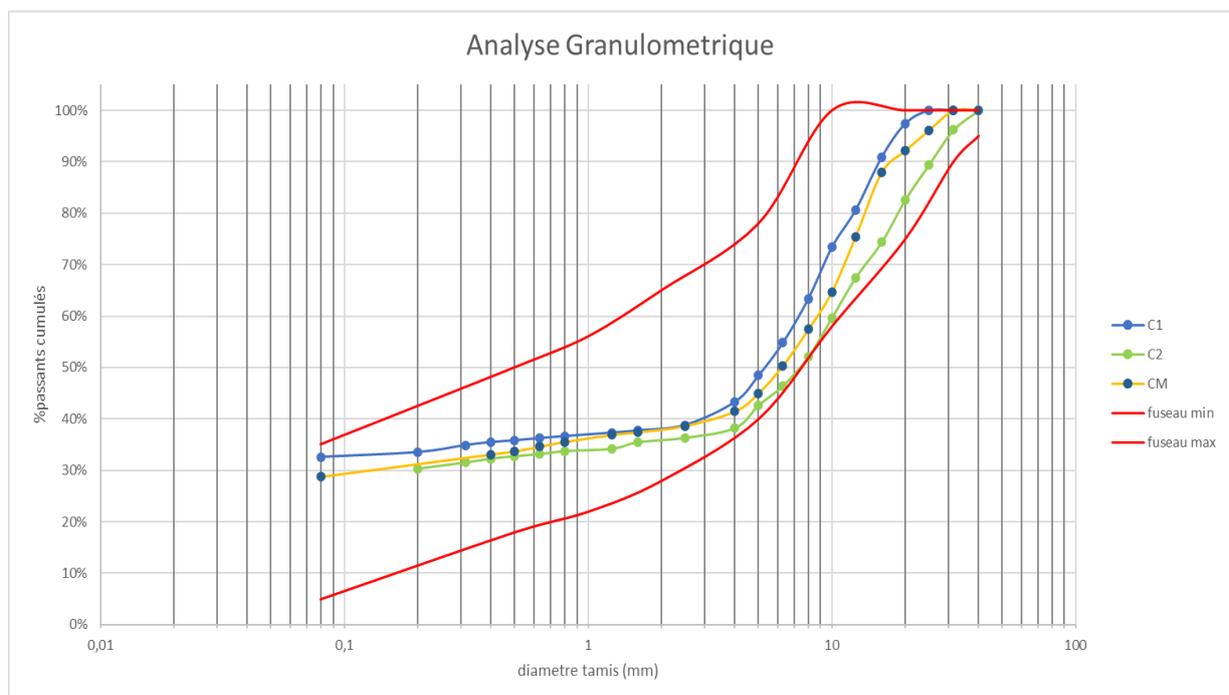
Le tableau 8 montre que le granite concassé a une bonne résistance au frottement puisque son coefficient Los Angeles est de 23,42 %, inférieur au maximum de 30 % exigé pour les trafics T4 et T5 par le CEBTP 1980. De plus l'équivalent de sable est de 75,41%, cette teneur de l'équivalent de sable est supérieure aux 40 % exigés pour une couche de base pour les trafics T3 et T4 par le CEBTP 1980. L'indice de plasticité de ce matériau est

nul et sa teneur en fines est de 6,9%. Or, selon le CEBTP 1980, pour une utilisation en couche de chaussée, les sols à indice de plasticité nul doivent avoir une teneur en fines supérieure à 4%.

III.1.2. Analyse granulométrique

Les échantillons latéritiques (C1, C2, CM) de Saaba sont de faible portance, respectivement 11,16 et 17 [32]. Pour améliorer leurs caractéristiques mécaniques, une certaine quantité de granites suivant un pourcentage défini a été introduite. Les courbes granulométriques avant et après traitement (Annexe 1) permettent d'appréhender l'effet du traitement sur la granulométrie des graveleux latéritiques naturels.

La figure 15 représente les courbes granulométriques de la grave latéritique de Saaba (C1, C2, CM) dans le fuseau granulaire du CEBTP pour les couches de fondation.



*Figure 15: Courbes granulométriques des couches 1,2 et M dans le fuseau du CEBTP 1980
(Couche de Fondation)*

Les figures 16 à 18 représentent les courbes granulométriques de la grave latéritique mélangée de Saaba (C1, C2, CM) à différents taux (20%, 25%, 30% et 35%) de granite concassé dans le fuseau granulaire du CEBTP pour les couches de fondation. On observe une diminution de la quantité de particule fine pour chaque couche avec la profondeur de prélèvement.

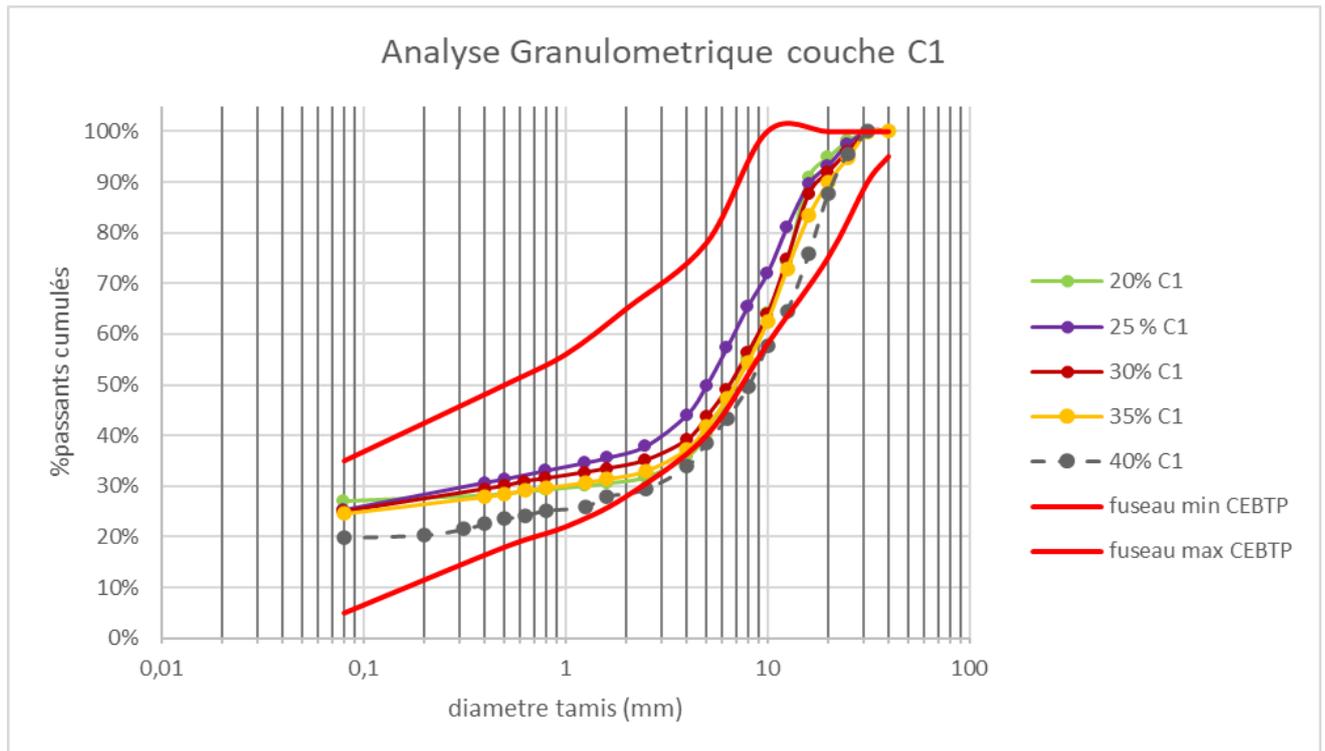


Figure 16: Courbes granulométriques des mélanges de la couche 1 dans le fuseau du CEBTP 1980
(Couche de Fondation)

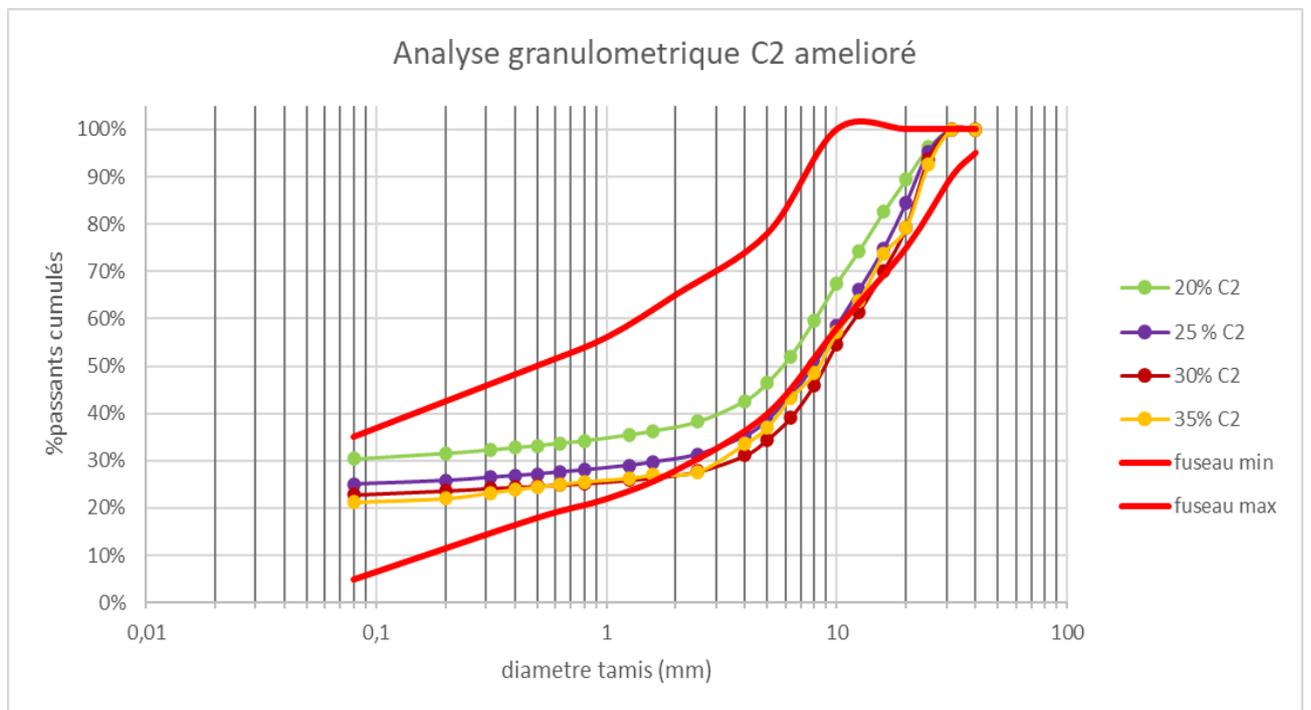
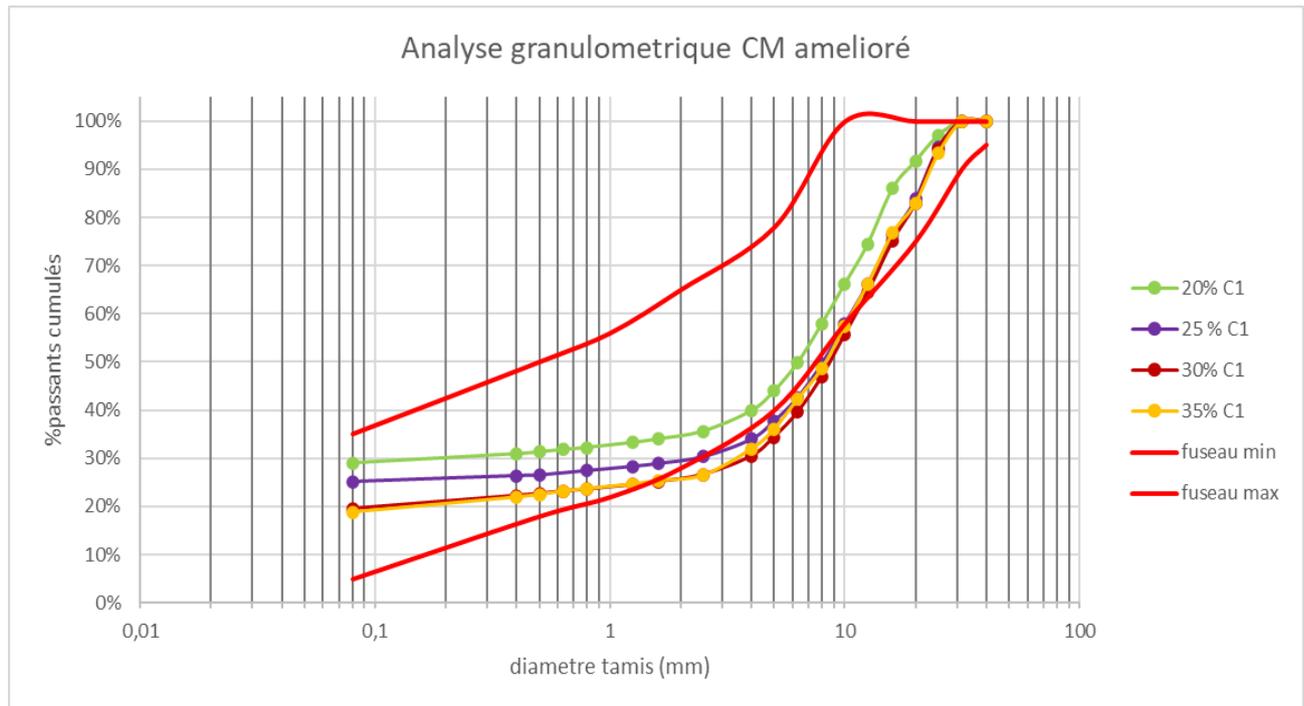


Figure 17: Courbes granulométriques des mélanges de la couche 2 dans le fuseau du CEBTP 1980
(Couche de Fondation)



*Figure 18: Courbes granulométriques des mélanges de la couche M dans le fuseau du CEBTP 1980
(Couche de Fondation)*

Ces figures montrent que l'ajout de la grave (granite) concassée renforce le squelette de la latérite pour toutes les couches et diminue la quantité de particule fine ramenant quasiment toutes les courbes dans le fuseau de la norme du CEBTP 1980 pour les couches de fondation et de Base (Annexe 1). De plus, le pourcentage des fines (passants au tamis de 0,08 mm) pour tous les mélanges a baissé en dessous des 35% recommandée par le CEBTP.

Le Tableau 9 présente les pourcentages de passants pour les tamis de 0,08 mm, 2 mm et 5 mm, Les effets de l'addition de granites concassés (0/31,5 mm) sur les sols naturels modifient la distribution de la taille des grains. On constate une diminution progressive du taux de particules fines ($d < 0,08$) pour toutes les couches avec l'augmentation de la quantité de grave (granite) concassée. Le taux de fines ($d < 0,08$) passe de 32,6% à l'état crue à 27,1% après ajout de 20% de concassé, ensuite à 25,3% après ajout de 25% de concassé, puis 24,9% après ajout de 30% de concassé, et enfin à 24,5% après ajout de 35% de concassé pour la couche 1. De même pour les couches 2 et M on observe une diminution du taux de fines qui passe respectivement de 32% et 28,8% à l'état crue à 21,1% et 18,8% après ajout de 35% de concassé.

Pour la fraction $0,08 < d < 5$ on constate globalement une diminution de son taux qui s'explique par l'ajout d'un matériau granitique à faible proportion de fines.

Tableau 9: Variations des pourcentages de passants pour les tamis de 0,08 mm, 2 mm et 5 mm.

Paramètres	Passants %		
	d<0,08 mm	d<2 mm	d<5 mm
100%C1+0%G	32,6	37,8	48,4
80%C1 + 20%G	27,1	31,4	40,2
75%C1 + 25%G	25,3	36,2	49,8
70%C1 + 30%G	24,9	34,6	43,6
65%C1 + 35%G	24,5	32,3	41,7
100%C2+0%G	32	38,8	48,2
80%C2 + 20%G	30,3	38	46,5
75%C2 + 25%G	25	21,2	38,7
70%C2 + 30%G	22,8	26,4	34,5
65%C2 + 35%G	21,2	27,3	36,9
100%CM+0%G	28,8	38,2	45
80%CM + 20%G	29,09	34,7	43,9
75%CM + 25%G	25,2	30,3	37,7
70%CM + 30%G	19,5	26,6	34,4
65%CM + 35%G	18,8	25,7	33,2

III.1.3. Teneur en eau initial

Elles se regroupent dans le Tableau 10 suivant :

Tableau 10: Valeurs des teneurs en eau naturelle

Couche	w_i (%)
C1	1.3
C2	1.5
CM	1.4

Ces faibles valeurs des teneurs en eau naturelle sont dues au fait que le prélèvement s'est opéré en période sèche de l'année. La couche C1 selon la stratigraphie (Figure 6) est exposée au soleil ce qui entraîne une perte plus prononcée en eau naturelle. Le mélange étant constitué des couches C1 et C2, il est tout à fait normal que sa teneur en eau naturelle soit comprise entre celles des deux couches.

III.1.4. Les limites d'Atterberg

Elles sont présentées par couche pour mieux apprécier le comportement du granite concassé.

a. Couche C1

Les résultats sont présentés à travers la figure 19

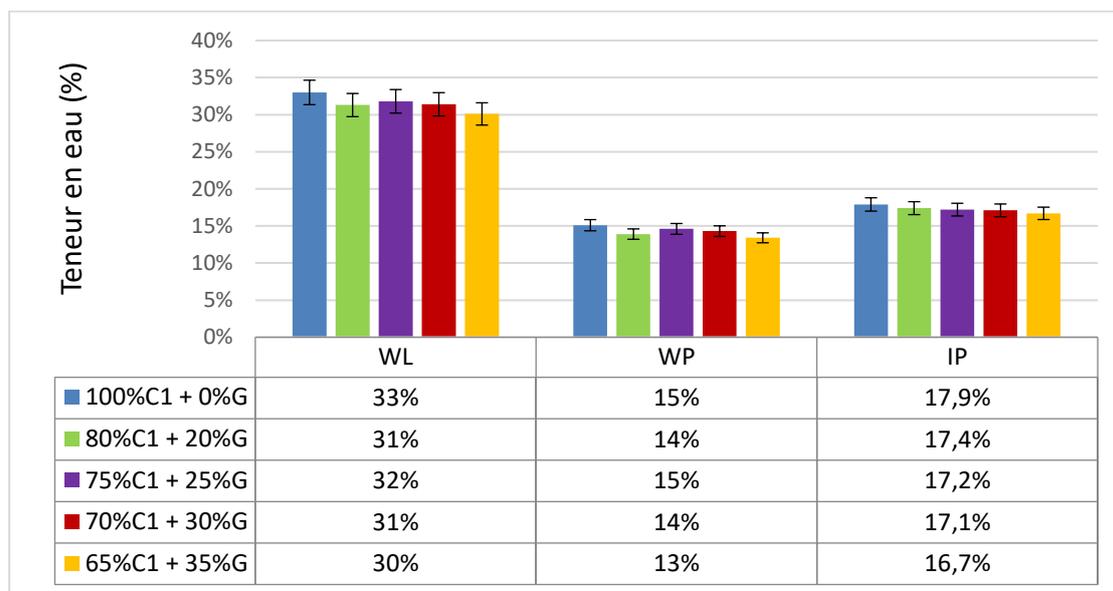


Figure 19: Valeurs des limites d'Atterberg de la couche C1

Les résultats des essais de limites d'Atterberg recueillis sur les échantillons latéritiques de la Couche 1 avant et après traitement à 20%, 25%, 30%, 35% de granite concassé (figure 19) font ressortir d'importantes différences. Pour tous les échantillons traités, les paramètres (WL, WP et WC) sont plus faibles après l'ajout de granite concassé.

L'indice de plasticité est légèrement réduit en passant de 17,9 avant traitement à 16,7 après l'ajout du granite concassé à 35%. Le mélange entraîne globalement une faible réduction de la limite de liquidité WL, de 33 à 30 pour 35% de granite concassé.

Nous constatons que les valeurs de la limite de liquidité diminuent progressivement avec l'augmentation du taux de granite concassé tandis que les valeurs de la limite de plasticité évolue en dent de scie de 15 à crue elle chute à 14 à 20% avant d'augmenter à nouveau à 15 à 25% et rechuter jusqu' à 13 à 25%. Ainsi l'indice de plasticité chute après ajout de granite concassé il devient plus bas à 35% des matériaux de mélange. Cette tendance régressive a été obtenue par Osula [25]. Selon cet auteur cette diminution de l'indice de plasticité serait du point de vue physique dû à l'apport d'une certaine quantité de particules ($0,08\text{mm} < d < 0,4\text{mm}$) lesquelles

s'interposerait entre les particules fines ($d < 0,08\text{mm}$). Malgré la diminution de la limite de liquidité et de l'indice de plasticité, les matériaux étudiés sont modérément argileux.

b. Couche C2

Les résultats se présentent comme suit dans la figure 20

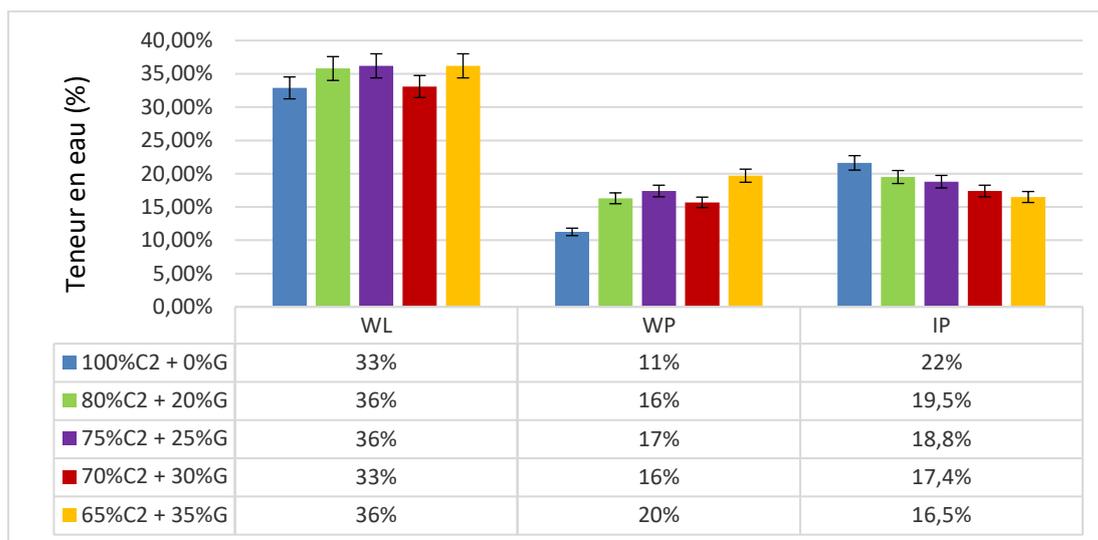


Figure 20: Valeurs des limites d'Atterberg de la couche C2

Pour les échantillons de la couche 2 améliorés à 20%, 25%, 30%, 35% de granite concassé, la tendance est la même concernant les modifications des caractéristiques de plasticité, à l'exception de la limite de plasticité (figure 20). Celle-ci croit en dent de scie après l'ajout de granite concassé. La limite de liquidité passe de 33 à 36 pour 35% de granite concassé et l'indice de plasticité chute de 22 à 16,5 pour 35% de granite concassé.

Nous constatons que l'indice de plasticité diminue progressivement après ajout de granite concassé il devient plus bas à 35% de matériaux de mélange. Ce qui serait dû comme pour la couche 1 à l'apport d'une certaine quantité de particules ($0,08\text{mm} < d < 0,4\text{mm}$) lesquelles s'interposerait entre les particules fines ($d < 0,08\text{mm}$).

c. Couche M

Cette dernière couche reconstituée possède les valeurs présentées à la figure 21 :

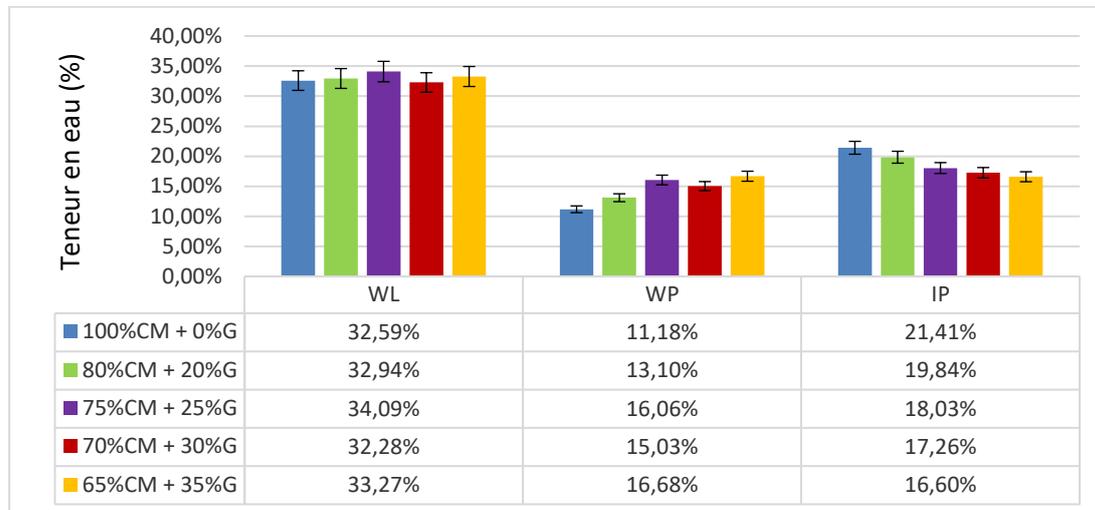


Figure 21: Valeurs des limites d'Atterberg de la couche M(CM)

Sur la couche M, résultant du mélange les mêmes observations que celles de la couche C2 sont faites sur les variations des limites (WL et WP) et les indices de plasticité. Cependant les valeurs des limites de liquidité et de plasticité ont diminué plus fortement que celles de la couche C2.

➤ Synthèse sur les résultats des limites d'Atterberg :

En résumé, on peut retenir que l'effet du granite concassé n'est pas immédiat et influe très peu sur les caractéristiques de plasticité des graveleux latéritiques des différentes couches (Couche 1, Couche 2, Couche M).

La tendance à la diminution de la limite de liquidité WL, l'évolution variable de la limite de plasticité WP et la réduction de l'indice de plasticité IP sont corroborée par les conclusions auxquelles sont parvenues de nombreuses études Millogo et al [24], Osula [25].

Les trois matériaux améliorés ont montré à travers les différents résultats (figure 19 à figure 21) une faible sensibilité au granite concassé. Cela se traduit par les faibles variations des limites observées. Ainsi nous pourrions dire que l'ajout de granite concassé influence faiblement la sensibilité à l'eau de cette latérite. Cela est dû à la faible proportion de granite concassé dans la fraction fine.

L'ensemble des matériaux améliorés respectent la limite du CEBTP (1980) qui recommande un indice de plasticité maximal de 20 pour les trafics T3, T4 et T5 et de 30 pour T1 et T2 sur le matériau à l'état cru.

Détails de calculs en *annexe II*.

III.1.5. Essai au bleu de méthylène

Cet essai a été réalisé sur nos différentes couches C1, C2 et CM à différents pourcentages de granites (0%, 20%, 25%, 30%, 35%). Nous avons également effectué cet essai sur deux portions de matériaux de classe granulométrique différentes (5 mm et 0.08 mm) présentés dans les figures suivantes.

a. Présentation des résultats

Le récapitulatif des résultats des valeurs de bleu de méthylène (VBS) de nos différentes couches latéritiques sont donnés dans les figures ci-dessous

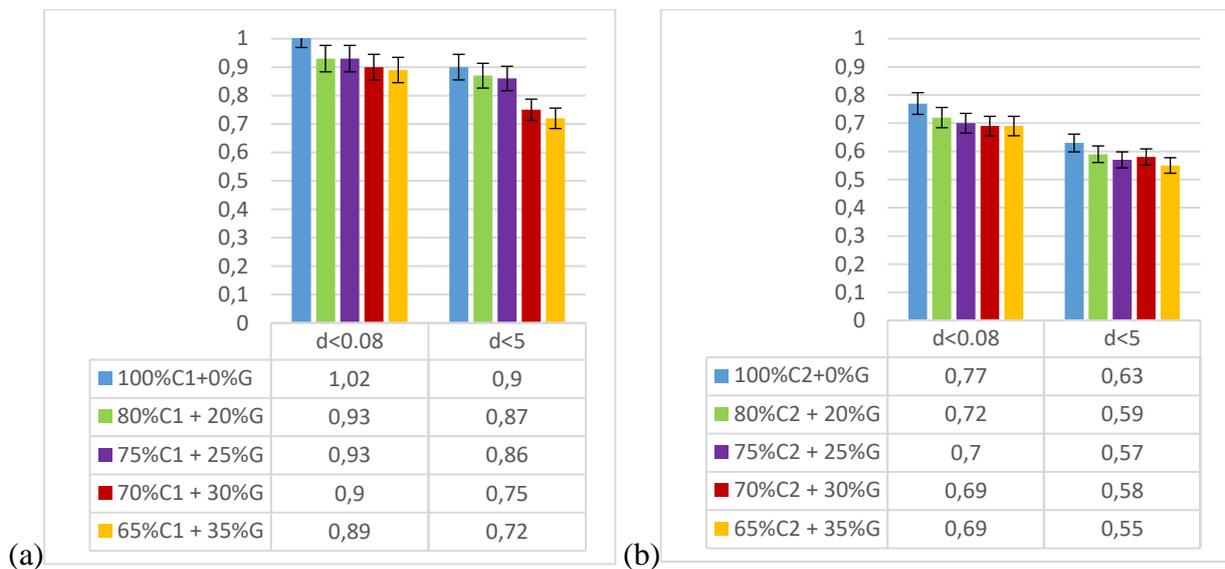


Figure 22: Valeurs de Bleu de méthylène de la couche 1 (a) et celle de la couche 2 (b)

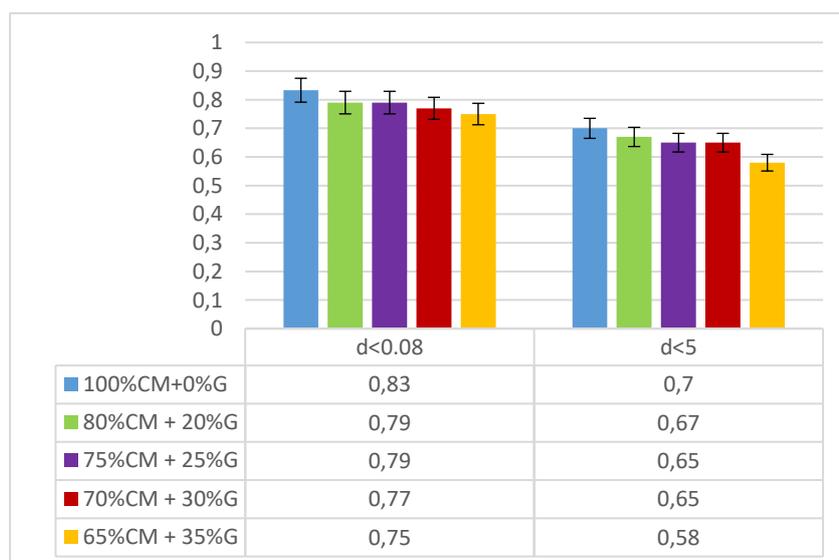


Figure 23: Valeurs de Bleu de méthylène de la couche M

b. Analyses des valeurs de Bleu de Méthylène

Pour les différentes valeurs de bleu des sols étudiés, on constate que plus nous allons en profondeur plus l'activité argileuse des sols diminue. Les figure 22 et figure 23, nous montrent les différentes valeurs obtenues lors de l'essai. On constate que l'activité argileuse de la couche C1 est supérieure aux deux (2) autres couches (C2 et CM). Cela serait dû à l'état de surface (couche C1 étant la plus friable) et la porosité intragranulaire du grain.

Pour chaque couche on remarque que les valeurs de bleu diminuent avec l'augmentation du pourcentage de granite concassé. Celles-ci passent respectivement de 0,9, 0,63, 0,7 à crue à 0,72, 0,55 et 0,58 à 35% de granite pour les couches C1, C2 et CM avec les valeurs minimales obtenue pour 35% de granite concassé. Les résultats de bleu de méthylène sont les plus élevés dans les couches naturelles.

De plus nous constatons l'influence de la classe granulaire, en effet on observe sur toutes les couches que la valeur de VBS augmente avec la classe $d < 0,8$ mm.

La diminution des valeurs de bleu de méthylène en fonction de taux de granite concassé s'explique par l'apport d'une certaine quantité de particules ($0,08\text{mm} < d < 0,4\text{mm}$) lesquelles s'interposeraient entre les particules fines ($d < 0,08$ mm) [12] réduisant ainsi la capacité d'absorption d'eau. Cependant, pour une valeur du VBS comprise entre 0,10 et 1,50, le GTR92 estime qu'on est en présence d'un matériau sensible à l'eau.

Les indices de plasticités, limites de plasticités et valeurs de bleu sont les plus élevés pour les matériaux des couches à crue, Ces valeurs sont les plus basses à 35% de granite mélangé. Cette tendance régressive est obtenue par Osula [33]. Du point de vue physique l'ajout de granite concassé sur nos couches crues apporte une certaine quantité de particules ($0,08\text{mm} < d < 0,4\text{mm}$) lesquelles s'interposent entre les particules fines et limitent leur plasticité.

III.1.6. Essai Proctor Modifié :

Les résultats de cet essai sont affichés par couche :

a. Couche C1

La figure 24 a) présente les résultats des densités sèches optimales de la couche 1 à différents pourcentages de granites (0%, 20%, 25%, 30%, 35% et 40%) et la figure 24 b) présente les résultats des teneurs en eau optimale de cette même couche aux mêmes teneurs en granites.

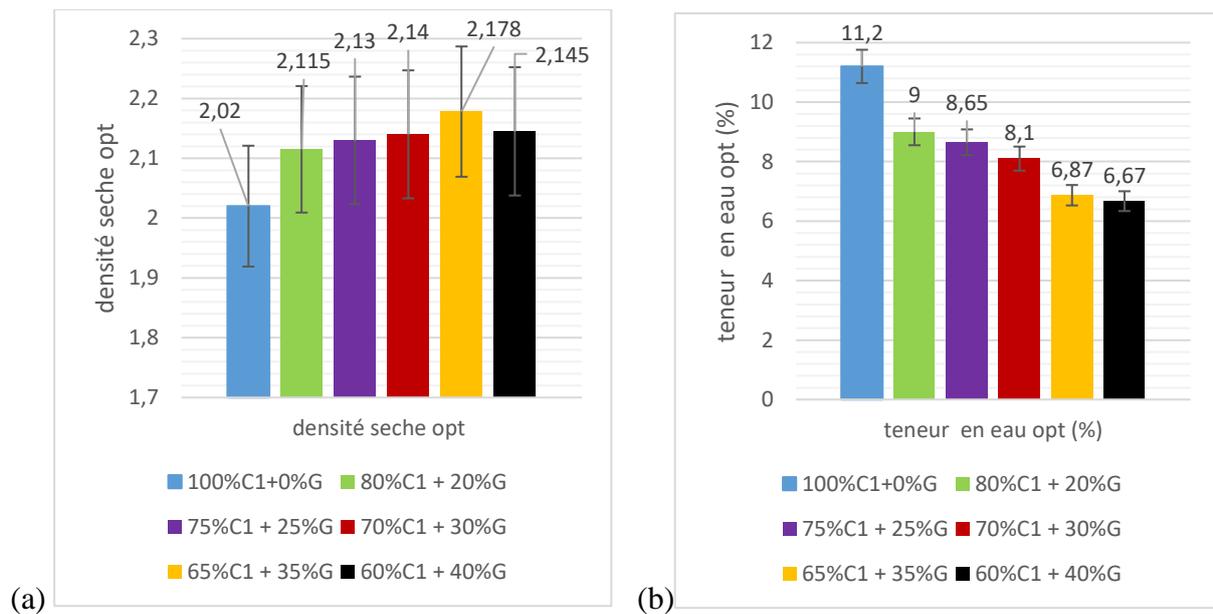


Figure 24: Optimums Proctor de la couche C1

Ces essais ont permis de déterminer les références Proctor optimales (densité et teneur en eau à l'OPM).

La densité sèche optimale à une augmentation de 2,02 t/m³ à 0% de granite à 2,178 t/m³ à 35% de granite concassé, puis connaît une baisse de la densité à 2,145 t/m³ avec l'augmentation de granite concassé à 40%. En effet nous avons déterminé la densité à 40% de granite concassé pour s'assurer d'avoir le mélange offrant les meilleures propriétés

La teneur en eau optimale, elle montre une diminution linéaire qui est fonction du taux d'amélioration de grave (granite) concassée. Elle passe de 11,2% avant traitement à 6,67% après ajout de 40% de grave (granite) concassée. L'ajout de grave (granite) concassée a eu pour effet l'augmentation de la densité sèche et la diminution de la teneur en eau (figure 24b). Ceci s'explique par l'apport de matériaux grossiers dans le mélange, permettant une meilleure imbrication des grains et par conséquent, la formation d'une matrice de sol plus dense.

b. Couche C2

La figure 25 a) présente les résultats des densités sèches optimale de la couche 2 à différents pourcentages de granites (0%,20%,25%,30% et 35%) et la figure 25 b) présente les résultats des teneurs en eau optimale de cette même couches aux même teneurs en granites.

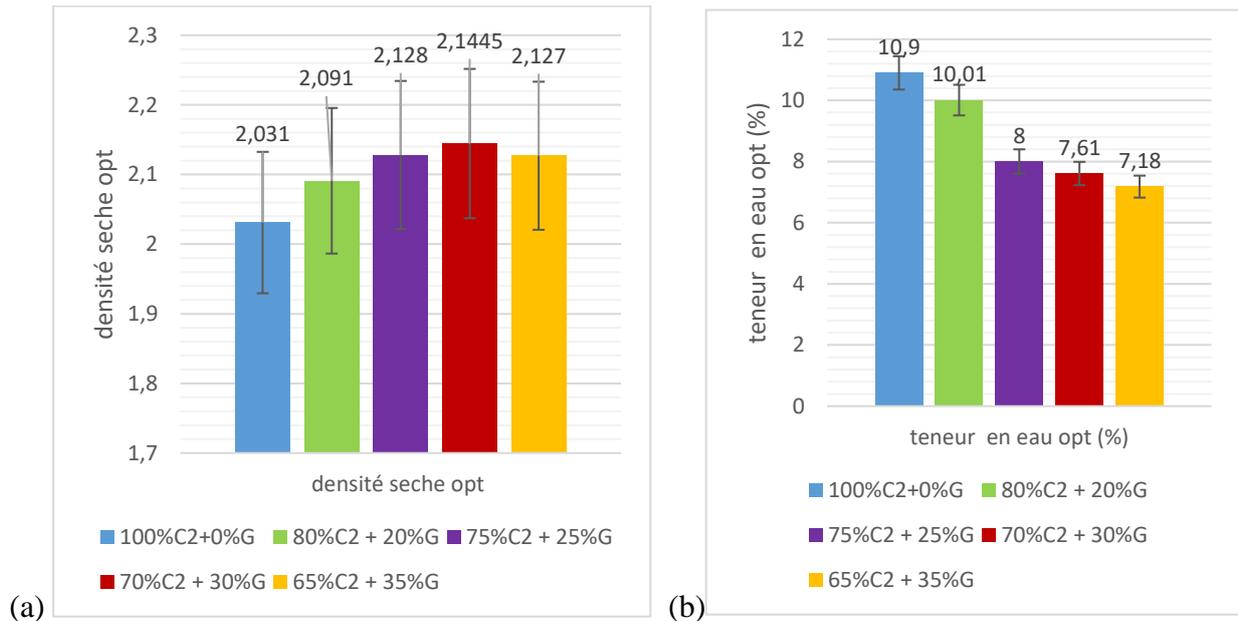


Figure 25: Optimums Proctor de la couche C2

La figure 25 montre que les modifications apportées par l'ajout de granite concassé à ces sols sont analogues à celles de la couche 1. La densité sèche à l'OPM augmente de 2,031 t/m³ à 0% de granite à 2,1445 t/m³ pour 30% de granite concassé puis chute à 2,127 t/m³ pour 35% de grave (granite) concassé, cette diminution peut s'expliquer par la présence excessive de grains grossiers qui finissent par augmenter l'indice des vides du mélange. La teneur en eau à l'OPM diminue de 10,9% avant traitement à 7,18% après, à 35% de granite concassée.

c. Couche M

La figure 26 a) présente les résultats des densités sèches optimale de la couche M à différents pourcentages de granites (0%,20%,25%,30% et 35%) et la figure 26 b) présente les résultats des teneurs en eau optimale de cette même couches aux même teneurs en granites.

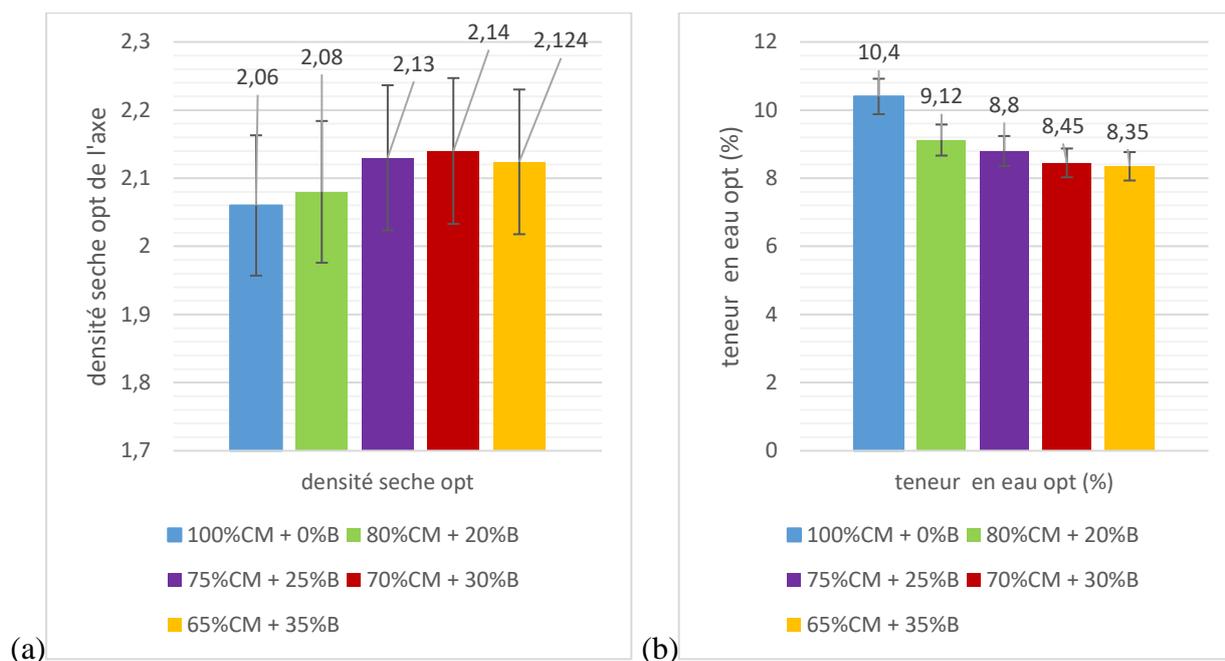


Figure 26: Optimums Proctor de la couche M

La figure 26 montre que les modifications apportées par l'ajout de granite concassé à ces sols sont analogues à celles de la couche 1. La densité sèche à l'OPM augmente de 2,06 t/m³ à 0% de granite à 2,14 t/m³ pour 30% de granite concassé puis chute à 2,124 t/m³ pour 35% de granite concassé, cette diminution peut s'expliquer par la présence excessive de grains grossiers qui finissent par augmenter l'indice des vides du mélange. La teneur en eau à l'OPM diminue de 10,4% avant traitement à 8,35% après, à 35% de grave concassée.

➤ Synthèse sur les résultats des essais Proctor modifié :

L'essai Proctor montre que les densités sèches optimales augmentent en fonction de la profondeur alors que la teneur en eau augmente en fonction de la profondeur.

Du point de vue de la densité sèche optimale, les résultats des trois matériaux étudiés à différents pourcentages de granites concassés font ressortir des densités sèches optimales supérieures à 2 t/m³ (variant de 2.02 à 2.17) ce qui est au-dessus du minimum de 1.8 t/m³ exigé par le CEBTP [35] pour les couches de fondations et 2 t/m³ pour les couches de bases.

Les teneurs en eau optimales obtenues pour tous les mélanges sont inférieure à 13% valeur retenu pour un matériau utilisable en couche de fondation (CEBTP).

Les figure 24 à figure 26 montrent que la teneur en eau optimale diminue en fonction du taux de granite, cette tendance régressive a été obtenu par d'autres chercheurs comme William Hyoumbi et al [36]. Cette évolution s'explique par l'augmentation des quantités de particules insensibles à l'eau qui sont la fraction fine de granite concassé.

Les figure 27 et figure 28 montrent l'évolution de la densité optimale en fonction du pourcentage de graves concassés ajoutés, cette évolution se traduit en deux (2) phases : Une première phase traduite par une augmentation de la densité jusqu'à 30% de grave concassée pour la couche 2 et M, et 35% pour la couche 1 et une deuxième phase traduite par une diminution à 40% pour la couche 1 et 35% pour la couche 2 et M. Cette première phase 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. Pour la deuxième phase, on note une diminution brusque de la densité, cette diminution peut s'expliquer par la présence excessive de grains grossiers qui finissent par augmenter l'indice des vides du mélange. En effet en tenant compte de la teneur en eau des échantillons (W_{OPM}) et de la valeur théorique généralement admise pour la densité des grains solides minérales ($\rho_s = 2,65 \text{ t/m}^3$), les différents mélanges à 35% contiendraient chacun une porosité (à l'issue de l'essai Proctor) voisine de 18 – 20 % (Tableau 11 et 12) ; valeurs obtenues à l'aide de la formule :

$$n = 1 - \frac{\rho_b}{\rho_s} \quad (3)$$

Où ρ_b équivaudrait ici à la densité sèche $\gamma_d \text{ max}$.

Tableau 11: Porosité des couches 1 (a) et 2 (b)

Couche	Dose de concasse granitique	$\gamma_d \text{ max}$ (g/cm ³)	Porosité		Couche	Dose de concasse granitique	$\gamma_d \text{ max}$ (g/cm ³)	Porosité
C1	0%	2,02	23,77%	(a)	C2	0%	2,031	23,36%
	20%	2,115	20,19%			20%	2,091	21,09%
	25%	2,13	19,62%			25%	2,128	19,70%
	30%	2,14	19,25%			30%	2,1445	19,08%
	35%	2,178	17,81%			35%	2,127	19,74%

Tableau 12: Porosité de la couche M

Couche	Dose de concasse granitique	$\gamma_d \text{ max}$ (g/cm ³)	Porosité
CM	0%	2,06	22,26%
	20%	2,08	21,51%
	25%	2,13	19,62%
	30%	2,14	19,25%
	35%	2,124	19,85%

Les tableaux 11 et 12 présentent les résultats des porosités des différentes couches à différents pourcentages de granite. Les résultats montrent que la porosité diminue avec l'augmentation du taux de granite produisant ainsi un sol plus compacte, cependant au delà d'un certain pourcentage 35% pour la couche 1 et 30% pour les couches 2 et M la porosité augmente

réduisant ainsi la compacité du sol, cela est dû à une présence excessive d'éléments grossiers de granite dans les mélanges.

Les valeurs maximales des densités sont obtenues pour un apport de 30 % pour toutes les couches sauf la couche C1 qui elle obtient sa valeur maximum à 35%.

. 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 à celles auxquelles sont parvenues de nombreuses études [5], [10], [24], [29], [37], [38].

Détails des essais Proctor *en annexe III*.

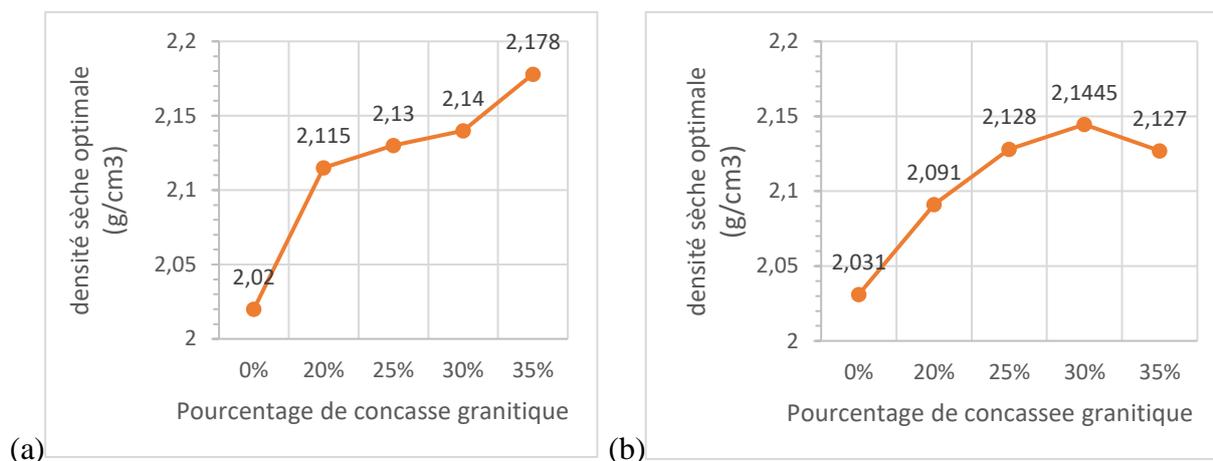


Figure 27: Evolution de la densité optimale en fonction du pourcentage de granites concassés des couche 1(a) et 2(b)

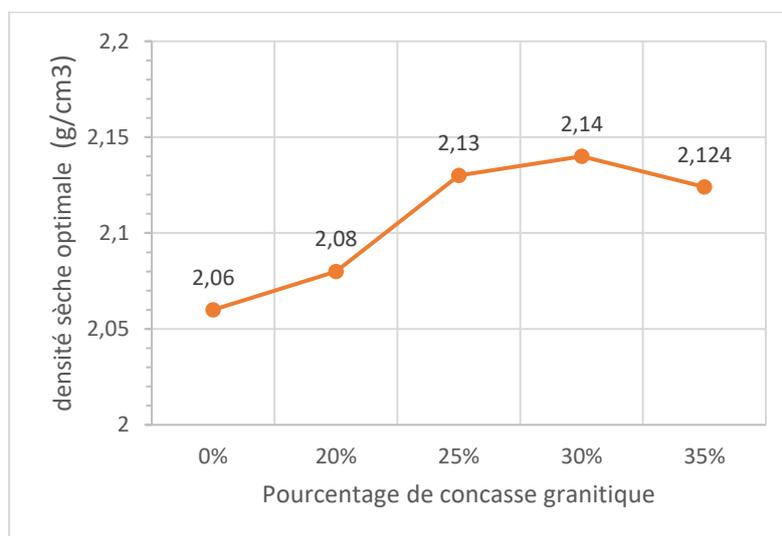


Figure 28 : Evolution de la densité optimale en fonction du pourcentage de granites concassés de couche M

III.1.7. Gonflement mesuré

L'imbibition des éprouvettes confectionnées pour l'essai CBR nous a donné les résultats dans le tableau 13 suivant :

Tableau 13: Valeurs du gonflement

Couche	Echantillon	Gonflement (%)		
		56 Coups	25 Coups	10 Coups
C1	100%C1+0%G	0,056	0,009	0,009
	80%C1 + 20%G	0,156	0,124	0,123
	75%C1 + 25%G	0,191	0,187	0,155
	70%C1 + 30%G	0,156	0,148	0,157
	65%C1 + 35%G	0,187	0,159	0,149
C2	100%C2+0%G	0,043	0,01	0
	80%C2 + 20%G	0,274	0,017	0,148
	75%C2 + 25%G	0,101	0,152	0,009
	70%C2 + 30%G	0,121	0,112	0,013
	65%C2 + 35%G	0,201	0,205	0,165
CM	100%CM+0%G	0,017	0,035	0,009
	80%CM + 20%G	0,187	0,16	0,156
	75%CM + 25%G	0,135	0,121	0,047
	70%CM + 30%G	0,181	0,165	0,116
	65%CM + 35%G	0,191	0,178	0,143

Le gonflement sur l'ensemble des matériaux est faible et en dessous de la limite maximale de 2 prescrite par le CEBTP [35] pour les couches de fondation et de 1 pour les couches de bases.

III.2 Essais pour la détermination des paramètres mécaniques :

III.2.1 Essai de portance CBR après imbibition :

a. Couche C1

La figure 29 présente les résultats des CBR immédiat (UCBR) et après imbibition (CBR) de la couche 1 à différents pourcentages de granites (0%,20%,25%,30%, et 35%).

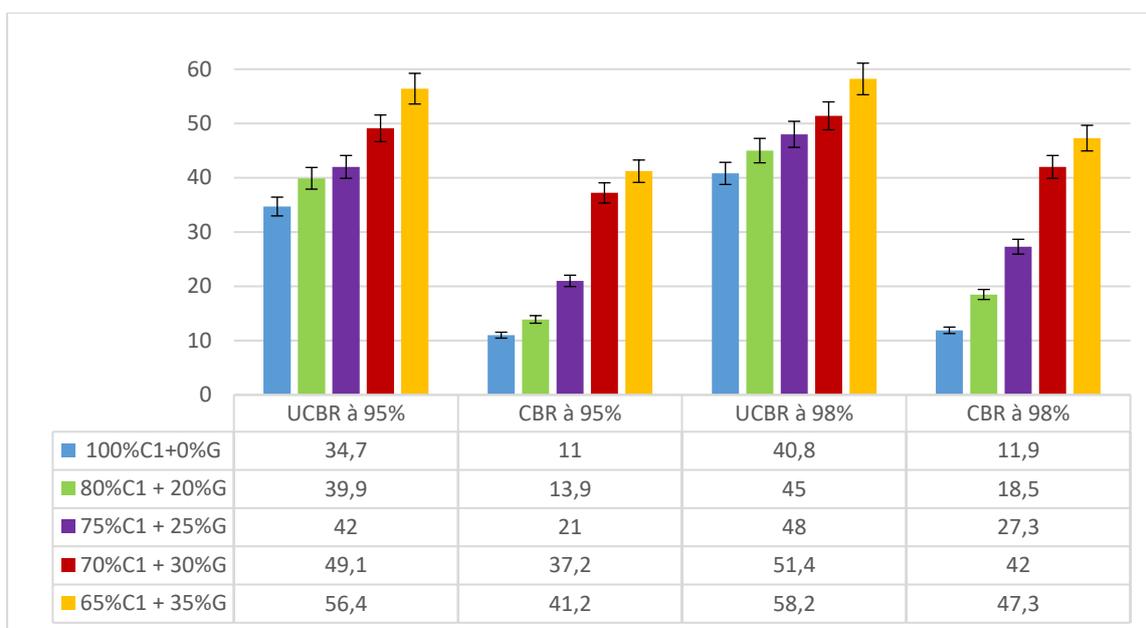


Figure 29: Valeurs du CBR pour la couche 1 (immédiat (UCBR) et immergée (CBR))

Les résultats de la figure 29 montrent une augmentation du CBR en fonction de celle du dosage de granite concassés pour l'ensemble des mélanges. :

En effet le CBR immédiat (UCBR) à 95% et 98% de l'OPM de la couche M montre globalement une augmentation avec l'ajout de granites concassés. Elles passent respectivement (95% et 98%) de 34,7 et 40,8 (latérite crue) et atteignent leurs valeurs de maximales de 56,4 et 58,2 à 35% d'ajout de granite concassé, soit une augmentation de 62,54% et 42,65%.

Et le CBR immergée (CBR) à 95% et 98% de l'OPM de la couche M montre aussi globalement une augmentation avec l'ajout de granites concassés. Elles passent respectivement (95% et 98%) de 11 et 11,9 (latérite crue) et atteignent leurs valeurs de maximales de 41,2 et 47,3 à 35% d'ajout de granite concassé, soit une augmentation de 274,55% et 297,48%.

De plus pour le matériau cru la portance déterminée immédiatement et celle déterminée après 4 jours immersion est de 34,7 et 11 soit une perte en portance dû à l'eau de 68,29% alors qu'après 35% d'amélioration on a une perte de 24,23%. Nous pouvons en conclure que l'ajout de granite réduit la sensibilité du matériau à l'eau.

b. Couche C2

La figure 30 présente les résultats des CBR immédiat et après imbibition de la couche 2 à différents pourcentages de granites (0%,20%,25%,30%, et 35%).

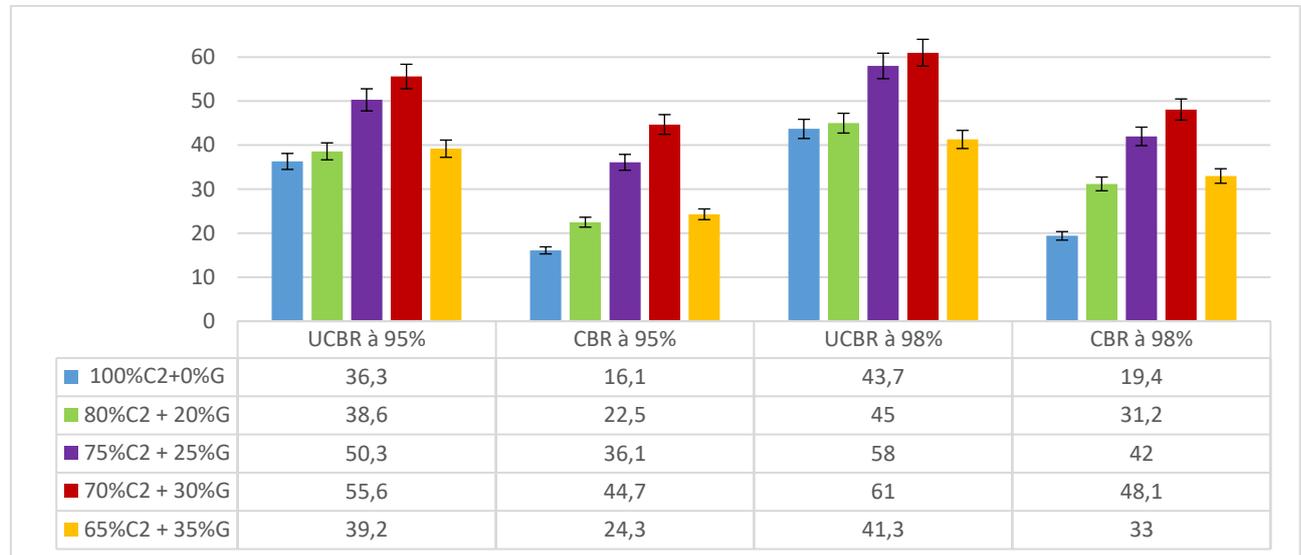


Figure 30: Valeurs du CBR pour la couche 2 (immédiat (UCBR) et immergée (CBR))

Les résultats d’essais CBR des graveleux latéritiques de la couche 2 avant et après traitement de granite concassé sont regroupés dans la figure 30. Les modifications apportées par l’ajout de granite concassé à ces sols sont analogues à celles de la couche 1.

En effet le CBR immédiat (UCBR) à 95% et 98% de l’OPM de la couche M montre globalement une augmentation avec l’ajout de granites concassés. Elles passent respectivement (95% et 98%) de 36,3 et 43,7 (latérite crue) et atteignent leurs valeurs de maximales de 55,6 et 61 à 30% d’ajout de granite concassé, soit une augmentation de 53,17% et 38,59%.

Et le CBR immergée (CBR) à 95% et 98% de l’OPM de la couche M montre aussi globalement une augmentation avec l’ajout de granites concassés. Elles passent respectivement (95% et 98%) de 16,1 et 19,4 (latérite crue) et atteignent leurs valeurs de maximales de 52,6 et 56,4 à 30% d’ajout de granite concassé, soit une augmentation de 177,64% et 147,94%.

De plus pour le matériau cru la portance déterminée immédiatement et celle déterminée après 4 jours immersion est de 36,3 et 16,1 soit une perte en portance dû à l’eau de 55,64% alors qu’après 30% d’amélioration on a une perte de 19,60%. Nous pouvons en conclure que l’ajout de granite réduit la sensibilité du matériau à l’eau.

c. Couche M

La figure 31 présente les résultats des CBR immédiat et après imbibition de la couche 2 à différents pourcentages de granites (0%,20%,25%,30%, et 35%).

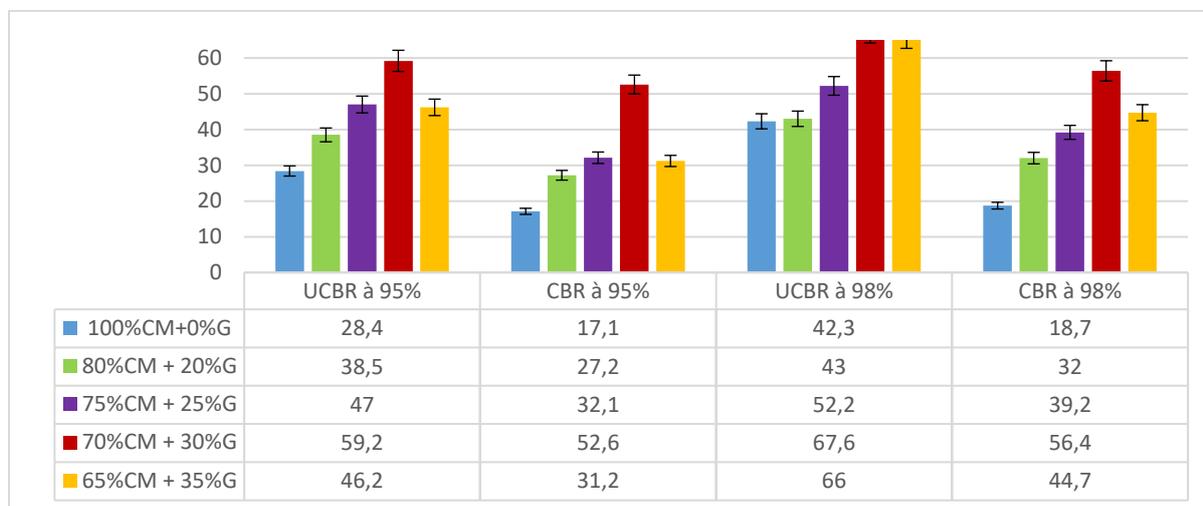


Figure 31: Valeurs du CBR pour la couche M (immédiat (UCBR)et immergée (CBR))

Les résultats de la figure 31 montrent une augmentation du CBR en fonction de celle du dosage de granites concassés pour l'ensemble des mélanges. Les variations relatives du CBR montrent un effet plus accru du granites concassés sur la couche M où l'on note les plus fortes valeurs.

En effet le CBR immédiat (UCBR) à 95% et 98% de l'OPM de la couche M montre globalement une augmentation avec l'ajout de granites concassés. Elles passent respectivement (95% et 98%) de 28,4,7 et 42,3 (latérite crue) et atteignent leurs valeurs de maximales de 59,2 et 67,6 à 30% d'ajout de granite concassé, soit une augmentation de 108% et 59,81%.

Et le CBR immergée (CBR) à 95% et 98% de l'OPM de la couche M montre aussi globalement une augmentation avec l'ajout de granites concassés. Elles passent respectivement (95% et 98%) de 17,1 et 18,7 (latérite crue) et atteignent leurs valeurs de maximales de 52,6 et 56,4 à 30% d'ajout de granite concassé, soit une augmentation de 207,6% et 201,60%.

De plus pour le matériau cru la portance déterminée immédiatement et celle déterminée après 4 jours immersion est de 28,4 et 17,1 soit une perte en portance dû à l'eau de 39,78% alors qu'après 30% d'amélioration on a une perte de 11,14%. Nous pouvons en conclure que l'ajout de granite réduit la sensibilité du matériau à l'eau.

d. Synthèses sur les résultats

Dans un premier temps, nous constatons que l'indice CBR augmente en fonction de la profondeur pour la carrière de Saaba. Plus la teneur en fine est faible, l'indice de plasticité est faible, la teneur en eau optimale est faible, plus l'indice CBR est élevé.

Nous notons dans un deuxième temps (figure 32 et figure 33) une augmentation de l'indice CBR en fonction du taux de granites concassés, celle-ci passe pour la couche 1 de 11 à 0% de granite à 41,2 pour 35% de granite, pour la couche 2 de 16,1 à 0% de granite à 44,7 à 30% de granite avant de chuter à 24,3 pour 35% de granite, et enfin pour la couche M de 17,1 à 0% de granite à 52,6 à 30% de granite avant de chuter à 31,2 pour 35% de granite cela montre que l'ajout de granites concassés augmente les caractéristiques mécaniques des latérites. Ceci est dû au fait que le mélange devient de plus en plus insensible à l'eau comme montré par la diminution considérable de la teneur en eau et l'augmentation de la densité[37], [38].

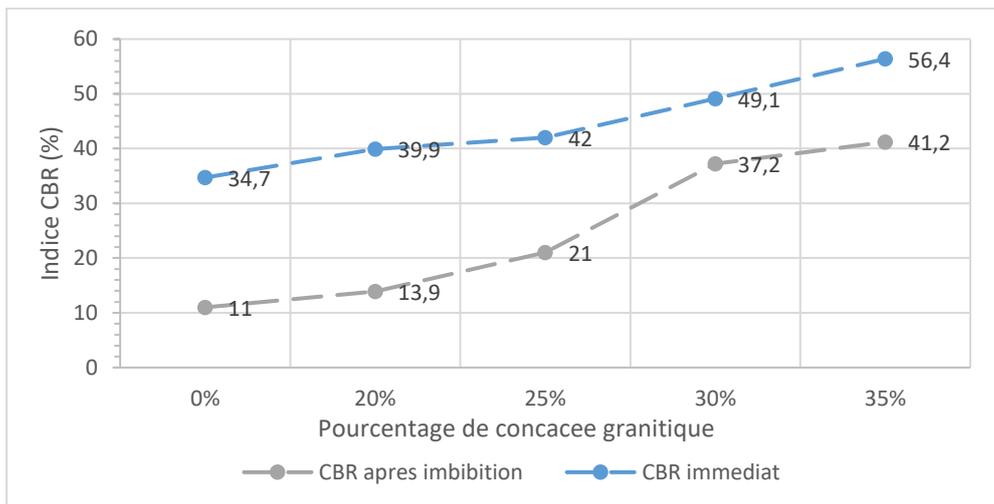


Figure 32: Evolution de l'indice CBR à 95% en fonction du taux de granite (Couche 1)

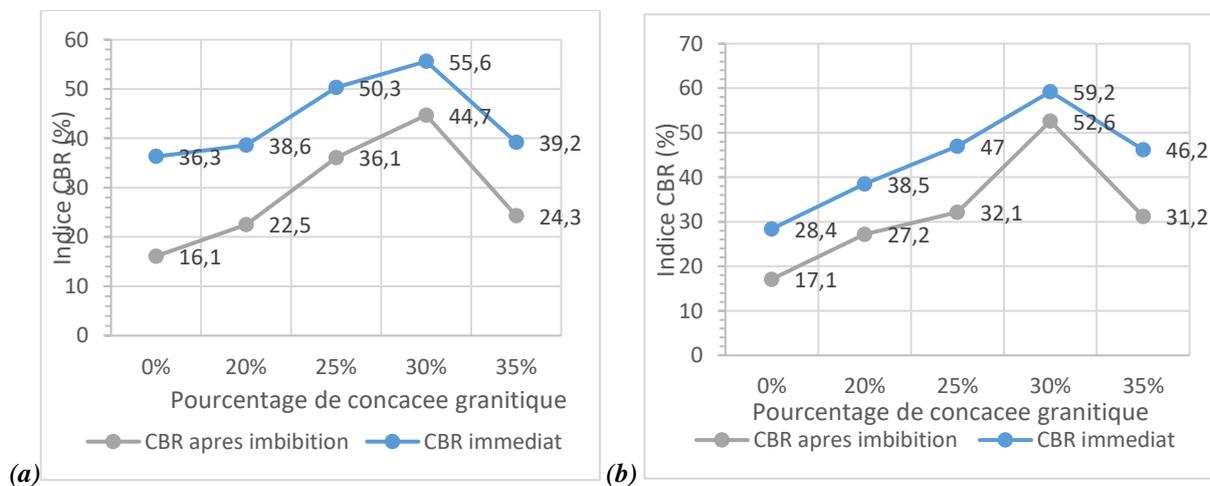


Figure 33: Evolution de l'indice CBR à 95% en fonction du taux de granite : a) Couche 2 et b) couche M

De plus les courbes de l'évolution de la portance CBR en fonction du taux d'amélioration et les courbes de l'évolution de la densité sèche en fonction du taux d'amélioration nous laisse dire qu'il y a une relation étroite entre la portance d'un sol et sa densité sèche.

Les essais CBR montrent qu'aucun des échantillons ne peut être utilisé en couche de base car les valeurs maximales obtenues pour les couches 1, 2 et M (qui sont respectivement 56,4 à 35% de granite, 55,6 à 30% de granite et 59,2 à 30% de granite) sont inférieures à 80 qui est la limite minimale recommandée par le (CEBTP 1980). En revanche, les échantillons issus de la couche 1 amélioré à 30% (CBR=37,2) et 35% (CBR=41,2) de la couche 2 amélioré à 25% (CBR=36,1) et 30% (CBR=44,7), et de la couche M amélioré à 25% (CBR=32,1), 30% (CBR=52,6) et 35% (CBR=31,2), sont utilisables en couche de fondation car leur CBR sont supérieurs à 30, valeur minimale recommandée par le CEBTP.

Suivant ces valeurs de CBR des différents matériaux et les recommandations du CEBTP nous pourront juger de l'usage possible de chaque matériau à travers le Tableau 14: Usage des différentes couches suivant les valeurs du CBR selon le CEBTP suivant :

Tableau 14: Usage des différentes couches suivant les valeurs du CBR selon le CEBTP

Couche	Taux d'amélioration	CBR	Recommandation du CEBTP (trafic T3)		Usage en fondation	Usage en base
			Fondation	Base		
C1	100%C1+0%G	11	>30	>80	Non	Non
	80%C1 + 20%G	13,9	>30	>80	Non	Non
	75%C1 + 25%G	21	>30	>80	Non	Non
	70%C1 + 30%G	37,2	>30	>80	Oui	Non
	65%C1 + 35%G	41,2	>30	>80	Oui	Non
C2	100%C2+0%G	16,1	>30	>80	Non	Non
	80%C2 + 20%G	22,5	>30	>80	Non	Non
	75%C2 + 25%G	36,1	>30	>80	Oui	Non
	70%C2 + 30%G	44,7	>30	>80	Oui	Non
	65%C2 + 35%G	24,3	>30	>80	Non	Non
M	100%CM+0%G	17,1	>30	>80	Non	Non
	80%CM + 20%G	27,2	>30	>80	Non	Non
	75%CM + 25%G	32,1	>30	>80	Oui	Non
	70%CM + 30%G	52,6	>30	>80	Oui	Non
	65%CM + 35%G	31,2	>30	>80	Oui	Non

D'après le tableau 14, après amélioration avec le granite concassé, l'usage de la couche M est le plus large. Ceci étant, le granite concassé a eu plus d'effet améliorant sur cette couche dans son ensemble bien qu'elle n'ait pas affiché les plus grandes valeurs maximales de CBR de l'étude.

L'ajout de graves concassées au graveleux latéritique naturel a pour effet l'augmentation du UCBR, du CBR et de la densité sèche. De plus l'augmentation des valeurs de UCBR, CBR et de la densité sèche sont due à la réduction de la quantité d'eau absorbé par les matériaux. Ces conclusions sont conformes à celles auxquelles sont parvenues de nombreuses études[12], [39].

Détails de calcul en *annexe IV*.

III.2.2 Essai de compression simple :

a. Résistance à la compression à 28 jours d'âge :

Les figures 34 et 35 présentent les résultats de résistance à la compression des différentes couches à différents pourcentages de granites (0%,20%,25%,30% et 35%) après vingt-huit (28) jours de cure :

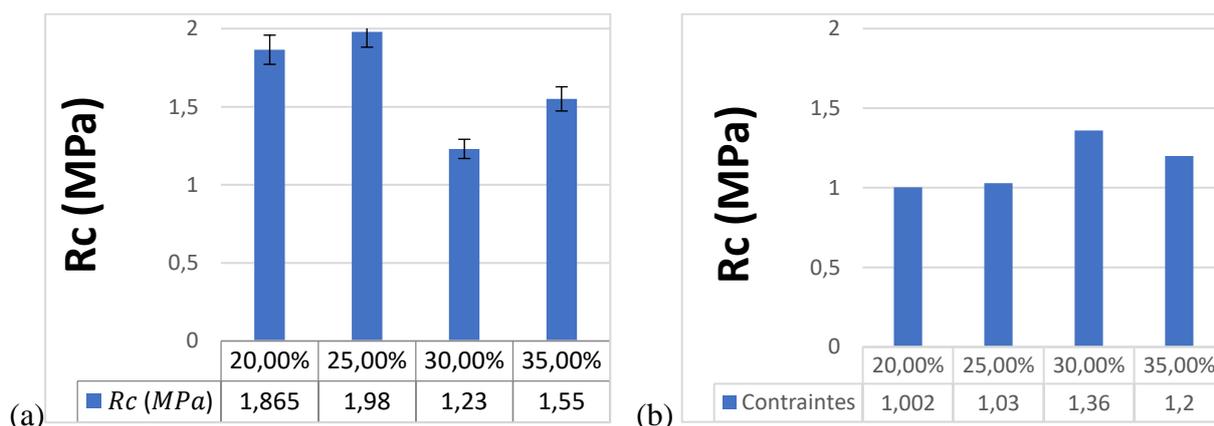


Figure 34: Valeurs de la résistance à la compression à 28j d'âge : C 1 à gauche (a) et C2 à droite (b)

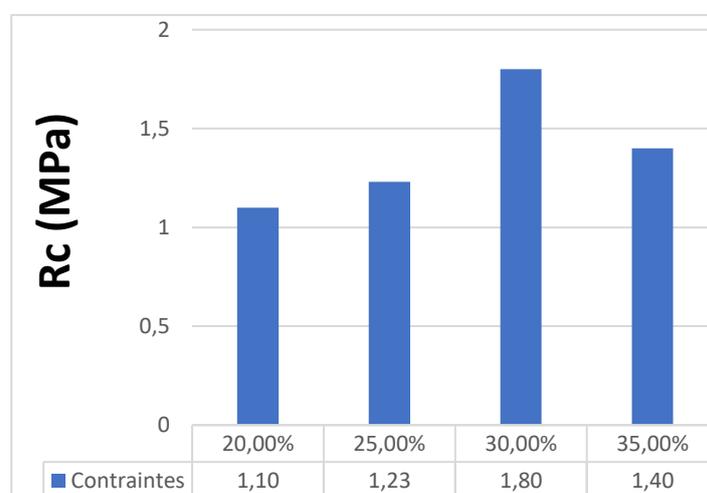


Figure 35: Valeurs de la résistance à la compression à 28j d'âge : C M

Les résultats des résistances à la compression montrent l'influence du granite concassé sur chaque couche :

- Sur les résultats de la couche C1 nous observons que la résistance à la compression augmente globalement avec la quantité de granite concassé. Elle passe d'une valeur de 0.49 Mpa (latérite crue) et atteint sa valeur de maximale de 1.98 Mpa à 25% d'ajout de granite concassé, soit une augmentation de 404%.
- La même observation faite sur la couche C1 se répète sur la couche C2 avec pour particularité des valeurs de résistances plus élevées. Avec un minimum de résistance de 0.6 MPa du matériau non stabilisé à un maximum de 1,36 Mpa du matériau amélioré à 30% de granite concassé, soit 226,67% de variation.
- La couche M nous observons que la résistance à la compression augmente globalement avec la quantité de grave concassé. Elle passe d'une valeur de 0,7 Mpa (latérite crue) et atteint sa valeur de maximale de 1,8 Mpa à 30% d'ajout de granite concassé, soit une augmentation de 388,88%.

L'ensemble des résultats montre un effet améliorant du granite concassé sur la résistance à la compression. Le même effet a été noté par William Hyoumbi et al [36] : La résistance à la compression, à une tendance à l'augmentation cela s'explique par le fait que l'ajout de matériaux de grand diamètre dans le mélange, permet une meilleure imbrication des grains et par conséquent, un sol plus dense. Mais nous notons une certaine discordance des résultats avec la couche 1 qui est dû selon nous à la disposition aléatoire des particules de grave concassée et aux manques de cohésion qui cause l'effritement de la latérite lors des essais.

b. Module de Young :

Les figures 36 et 37 présentent les résultats de module de Young des différentes couches à différents pourcentages de granite (0%,20%,25%,30% et 35%) après vingt-huit (28) jours de cure.

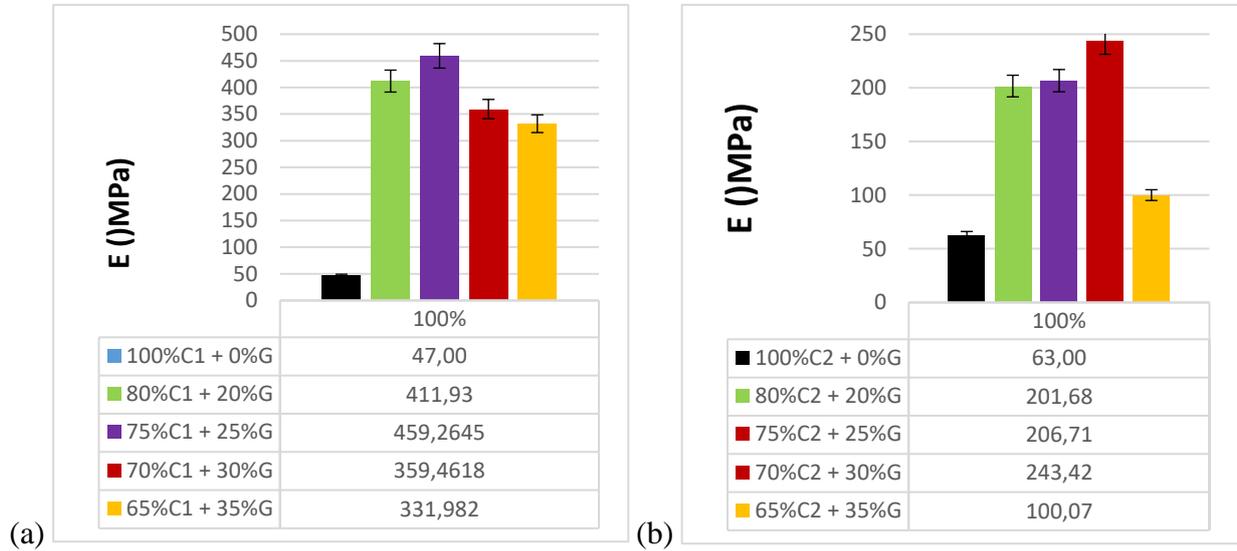


Figure 36: Valeurs du module de Young à 28j d'âge : C1 à gauche (a) et C2 à droite (b)

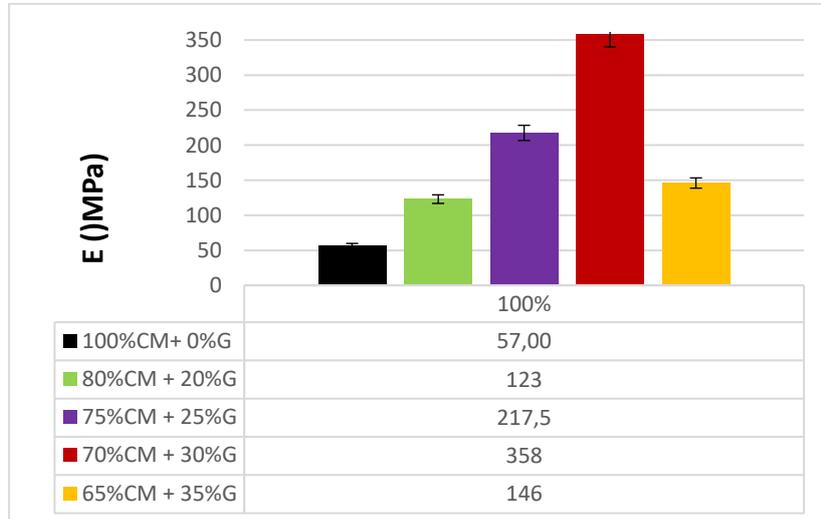


Figure 37: Valeurs du module de Young à 28j d'âge Couche M

Les résultats des modules de Young montrent l'influence du granite concassé sur chaque couche :

- Sur les résultats de la couche C1 nous observons que le module de Young augmente globalement avec la quantité de granite concassé. Elle passe d'une valeur de 47 Mpa

(latérite crue) et atteint sa valeur de maximale de 459,26 Mpa à 25% d'ajout de granite concassé avant de chuter jusqu'à 331,98 Mpa à 35%.

- Sur la couche C2 on observe des valeurs de module de Young plus faible que celle de la couche 1. Avec un minimum de module de 63 MPa du matériau non stabilisé à un maximum de 243,42 Mpa du matériau amélioré à 30% de granite concassé avant de chuter jusqu'à 100,07 Mpa à 35%.
- La même observation faite sur la couche C2 se répète sur la couche CM avec pour particularité des valeurs de module plus élevé. Avec un minimum de module de Young à 57 MPa du matériau non stabilisé à un maximum de 358 Mpa du matériau amélioré à 30% de granite concassé avant de chuter à 146 Mpa à 35%.

L'ensemble des résultats nous permet de constater globalement une nette augmentation du module en fonction du taux de concassés, plus prononcé sur la couche 1. La tendance commune à la couche 2 et M est l'obtention de la valeur maximale de module à 30% de granite puis diminution à 35%, tandis que la couche 1 à une valeur maximale à 25% avant de diminuer à 30% granite. Cette diminution est dû à la présence à l'excès d'éléments grossiers de granite qui réduisent la compacité du sol naturel et à la perte en eau lors de la période de cure.

Les valeurs des modules de Young proviennent des courbes contraintes-déformation de l'essai de compression. Le module de chaque éprouvette est calculé à l'aide de la formule issu de la norme NF EN 13286-43 suivante :

$$E_c \text{ ou } E_t = \frac{1,2F_r}{\pi D^2 \varepsilon_3}$$

Où

E_c est le module d'élasticité en compression, exprimé en mégapascals (MPa)

E_t est le module d'élasticité en traction, exprimé en mégapascals (MPa)

F_r est la force maximale supportée, exprimée en newtons (N)

D est le diamètre de l'éprouvette, exprimé en millimètres (mm)

ε_3 est l'allongement longitudinal de l'éprouvette, lorsque $F = 0,3F_r$.

Le module du matériau est donné par la moyenne des valeurs obtenues sur les trois éprouvettes confectionnées pour chaque matériau.

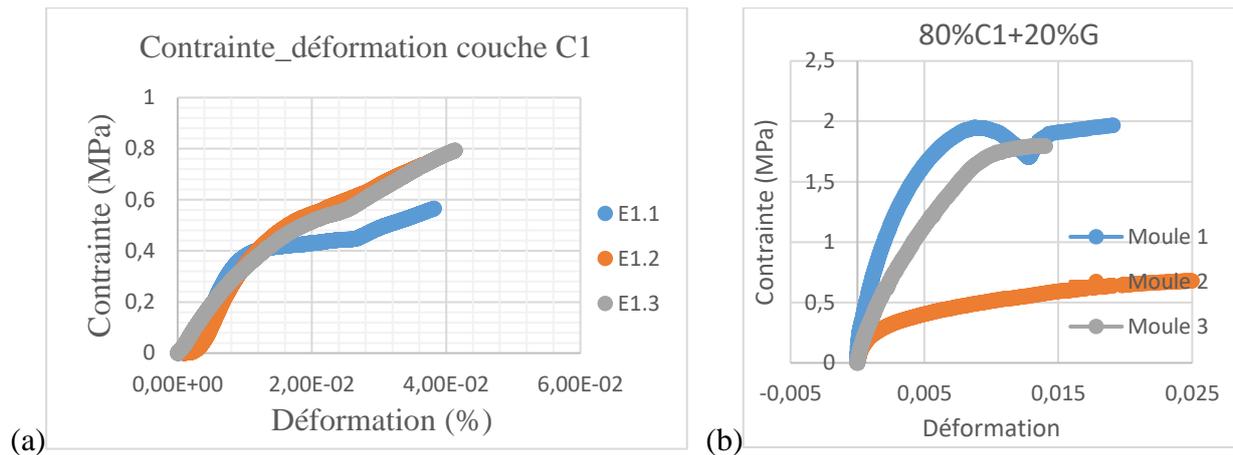


Figure 38: Exemple courbe contrainte-déformation de la couche 1 : Crue (a) et améliorée à 20% de granite (b)

La figure 38 a) présente la courbe contrainte-déformation de la couche 1 Crue et la figure 38 b) présente la courbe contrainte-déformation de la couche 1 améliorée à 20% de granite.

On remarque que l'allure de la couche C1 crue et de la couche 1 améliorée à 20% de granite présente un palier qui se situe respectivement à une contrainte de 0,4 MPa et 1,7 MPa. De ce fait, nous dirons que la couche C1 crue est moins rigide la couche améliorée.

Le traitement de l'ensemble des résultats des éprouvettes nous donne les valeurs des différents modules de Young (Voir annexe V).

La valeur maximale de module à 30% de granite obtenu pour la couche 2 et M est cohérente avec le fait que les valeurs maximales de densité et de CBR sont obtenues à ce même pourcentage, cependant pour la couche 1 la valeur de maximale de modules est atteinte à 25% d'ajout de granite alors que les valeurs maximales de densité et de CBR sont obtenues à 30% d'ajout de granite ce qui nous amène à nous poser des questions quant à la relation qui existe entre le module et la portance.

c. Rapport du module et le CBR : $k = E / CBR$

Selon le CEBTP la valeur du module de Young peut être déterminé par la relation

$$E = 5x CBR$$

Où

E est le module de Young,

CBR est la portance après 4 jours d'immersion

Le tableau 15 présentent les résultats des calculs du coefficient k rapport du module de Young sur le CBR.

Tableau 15: Rapport E/CBR

Couche	Taux d'amélioration	Echantillon	Module E	CBR à 95%	K
C1	20%	80%C1 + 20%G	411,93	13,9	29,64
	25%	75%C1 + 25%G	459,2645	21	21,87
	30%	70%C1 + 30%G	359,4618	37,2	9,68
	35%	65%C1 + 35%G	331,982	41,2	8,06
C2	20%	80%C2 + 20%G	201,7	22,5	8,96
	25%	75%C2 + 25%G	206,7	36,1	5,73
	30%	70%C2 + 30%G	243,4	44,7	5,45
	35%	65%C2 + 35%G	100,1	24,3	4,12
CM	20%	80%CM + 20%G	123	27,2	4,52
	25%	75%CM + 25%G	217,5	32,1	6,78
	30%	70%CM + 30%G	358	52,6	6,81
	35%	65%CM + 35%G	146	31,2	4,68

Ce rapport entre le module et la portance CBR est assez disparate entre les différents taux d'améliorations de graves concassées au sein de chaque couche et entre couches. Cependant sur chaque couche ce rapport à une tendance décroissante avec l'augmentation du granite concassé.

De plus le calcul du coefficient k montre que la formule du CEBTP permettant de déterminer le module a partir du CBR n'est pas vérifiée pour cette carrière.

CONCLUSION

Ces travaux ont été menés dans le but de déterminer les propriétés géotechniques et mécaniques des graveleux latéritiques prélevés sur la carrière de **Saaba (Badnogo II)** améliorés par l'ajout de grave concassée **0/31,5**. Les essais géotechniques ont pour but l'estimation des paramètres permettant une meilleure compréhension de l'aptitude des sols en construction routière. En outre, ces essais fournissent des informations sur la granulométrie, la plasticité et la capacité portante des sols latéritiques. Les propriétés géotechniques des sols déduites des essais ont été interprétées en référence aux valeurs seuils recommandées dans le guide pratique de dimensionnement des chaussées à assise latéritique en Afrique tropicale.

Ce document, établi par le CEBTP (1980) est actuellement utilisé comme guide de dimensionnement des chaussées dans de nombreux pays d'Afrique.

L'ensemble des résultats géotechniques et mécaniques obtenus montrent que :

- ✚ Les enveloppes granulométriques s'inscrivent presque entièrement dans le fuseau type. Leur teneur en fines sont inférieurs au 35% règlementaire et ils comportent des éléments de diamètre maximal relativement moyen, de l'ordre de 31,5 mm.
- ✚ Les limites de liquidité, indice de plasticité, la valeur de bleu de méthylène et la teneur en eau optimale diminuent pour toutes les couches lorsque le taux de granites concassé augmente ;
- ✚ Cependant lorsque le taux de concassée augmente, la densité sèche optimale et le CBR augmentent jusqu'à 30% d'amélioration avant de chuter.
- ✚ Des trois couches 1,2 et M, la couche M a montré les meilleures performances après amélioration.

Ainsi cette méthode d'amélioration augmente la capacité portante de la latérite de Saaba. Pour un traitement à la grave concassée le taux de dosage également varie en fonction des couches latéritiques. Sur la couche 1 le dosage maximum retenu est de 35% de granite tandis que sur les couches 2 et M il est de 30% de granite. Elles peuvent être toutes utilisées en couche de fondation mais aucune en couche de base.

Cette étude a aussi permis, à travers les courbes contraintes-déformations résultant des essais de compression simple, de déterminer le module de Young et la résistance caractéristique.

Les valeurs du module de Young nous ont montré les limites de la traditionnelle formule du calcul du module qui consiste à l'avoir en affectant au CBR un coefficient multiplicateur.

RECOMMANDATIONS

A la lumière de cette étude, les recommandations sont formulées pour les recherches ultérieures à poursuivre ou à entreprendre :

- ✓ Faire des essais de cisaillement pour mieux maîtriser les conditions à la rupture du matériau ;
- ✓ Faire une étude chimique et minéralogique afin de discerner la nature argileuse des différentes couches étudiées ;
- ✓ Etendre la recherche sur d'autres profils latéritiques afin de vérifier si la corrélation du Module de Young proposée par le CEBTP est adaptée aux matériaux latéritiques du Burkina Faso ;
- ✓ En plus des essais de CBR, de compression simple et de cisaillement d'autres essais pourront compléter notre étude caractéristique comme l'essai de compression triaxial pour déterminer les modules réversibles afin de les comparer à celles obtenues par l'essai de compression axiale.
- ✓ Il est nécessaire de vérifier à long terme le comportement des matériaux crus et stabilisés en effectuant des simulations mathématiques des comportements par la méthode des éléments finis par exemple.
- ✓ Etendre cette étude à d'autres carrières afin de confirmer et de dégager à partir d'une étude statistique les diverses corrélations qui s'établissent entre les propriétés physiques du graveleux crus et les propriétés mécaniques du matériau amélioré. Cette étude permettra de développer éventuellement des relations qui permettront à prédire juste à partir des essais d'identification (analyse granulométrique, limites d'Atterberg et poids spécifique) les caractéristiques mécaniques du matériau traité.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] BAGARRE E., « Utilisation des graveleux latéritiques en technique routière », 1990.
- [2] MESBAH A., MOREL J.C., et OLIVIER M., « Comportement des sols fins argileux pendant un essai de compactage statique: détermination des paramètres pertinents », *Mater. Struct.*, vol. 32, n° 9, p. 687-694., 1999.
- [3] DE MEDINA J., MOTTA L.M., et DOS SANTO J.D., « «Deformability characteristics of brazilian laterites» », *Geotech. Geol. Eng.*, vol. 24, n° 4, p. 949-971, 2006.
- [4] GIDIGASU M., « Laterite soil engineering: pedogenesis and engineering principles ». Paris, Editions Elsevier, 2012.
- [5] M. NDIAYE, J. P. MAGNAN, I. K. CISSE, et L. CISSE, « Study of the improvement of laterites from Senegal by addition of sand », *Bull. Lab. Ponts Chaussées*, n° 280-281, 2013.
- [6] Madjadoumbaye, Tamo, F. E. H., Defo, Mbessa, et Kamdjo, « Possibilities for improving the bearing capacity of laterite with a vegetable shell : the shell of palm kernels », *Electron. J. Geotech. Eng.*, p. 18, 2013.
- [7] Chandrasekharan, E. C., H. F, et Winterkorn, « Laterite soils and their stabilization », *Highw. Res. Board Bull.*, 1951.
- [8] Attoh-okine et N. O., « Lime treatment of latérite soils and gravels revisited. », *Constr. Build. Mater.*, p. 9, 1995.
- [9] K. D. E. AZOUMAH, « Caractérisation de la latérite de Kamboïnse (Burkina Faso) stabilisée par des liants géopolymères en vue d'une application durable dans les structures de chaussées », 2019.
- [10] S. ZOUNGRANA, « Caractérisation de la latérite de KAMBOINSE en vue d'une utilisation durable dans les structures de chaussées », p. 150, 2018.
- [11] Toe J.M., « Utilisation de la technique de la lithostabilisation en assise de chaussée. Une expérience de chantier. », présenté à Présentation à la Conférence des Jeunes Géotechniciens Africains, Tunis, mars 16, 2007.
- [12] MILLOGO Y., « Etude géotechnique, chimique et minéralogique de matières premières argileuse et latéritique du Burkina Faso améliorées aux liants hydrauliques : application au génie civil (bâtiment et route) », Université de Ouagadougou, 2008.
- [13] D. SEID, « Caractéristion géo mécanique de la latérite de Saaba », 2019.
- [14] CEBTP, « Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux ». Centre expérimental de recherches et d'études du Batiment et des Travaux publics, Paris, France, 1984.
- [15] R. MAIGNIEN, *Latérites et Latérisation*. 1982.
- [16] Buchanan F, *A journey through the countries of Mysore, Canara and Malabar*, Asian Educational Services., 3 vol. New-Delhi.
- [17] BOHI Z., « caractérisation des sols latéritiques utilisés en construction routière : Le cas de la région de l'AGNEBY (COTE D'IVOIRE) », Ecole des Ponts Paris Tech, Paris, 2008.
- [18] Florentin J. et L'Hériteau J., *Études bibliographiques des latérites*, BCEOM. Paris, 1952.
- [19] AUTRET P., « Latérites et graveleux latéritiques », *Études ISTD-LCPC*, p. 38, 1983.
- [20] Lyon Associates Inc., « Laterite and lateritic soils and other problem soils in Africa », *AID Eng. Study*, 1971.
- [21] I. TOCKOL, « Contribution à l'étude de la latérite des graveleux latéritiques dans les pays du sahel: cas des routes non revetues ». 1993.

- [22] Roger Coquand, « Routes (Circulation – Tracé - Construction) », in *Construction et Entretien*, 6ème édition., Eyrolles, 1978.
- [23] Michel Fauré, *Routes*, vol. II. Aléas, 1998.
- [24] H. TUYISHIME, *Etude comparative des différentes techniques de stabilisation en géotechnique routière*, 122 vol. 2015.
- [25] JIKOLUM NGANGMIAN Emmanuel, « Utilisation de la technique de la litho-stabilisation en assise de chaussée: Cas de travaux de renforcement du tronçon Ouaga-Po-Frontière du Ghana ». juin 2011.
- [26] H. TUYISHIME, « ETUDE COMPARATIVE DES DIFFERENTES TECHNIQUES DE STABILISATION EN GEOTECHNIQUE ROUTIERE », p. 122, 2015.
- [27] CEBTP, « GUIDE PRATIQUE DE DIMENSIONNEMENT DES CHAUSSEES POUR LES PAYS TROPICAUX ». 1980.
- [28] D. P. Griffith, F. Khonsari, et J. H. Skurnick, « Experimental and clinical trials of lithostat (acetohydroxamic acid AHA) », *Inhib. Cryst. Ren. Lithiasis Their Clin. Appl. Bologna Acta Medica*, p. 228-235, 1998.
- [29] S. Diop, « Etude de caractérisation des matériaux de la carrière de Sindia (Sénégal occidental) pour une utilisation en géotechnique routière », *Rev. Cames –Sciences Appliquées Ing.*, vol. 1, n° 2, p. 79-85, 2014.
- [30] Pierre LOMPO, *Les matériaux utilisés en construction routière en Haute Volta – Un matériau non traditionnel « le Lithostab »*. Paris, 1980.
- [31] M. Thilloux et R. Requirand, « LA ROUTE TAHOUA-ARLIT NIGER-LES MATERIAUX DE CHAUSSEES », *ETUDES*, 1983.
- [32] D. SEID, « Caractéristion géo mécanique de la latérite de Saaba ». 2019.
- [33] Osula, « Lime modification of problem laterite », *Eng Geol*, vol. 30, p. 141-154, 1991.
- [34] Millogo, Traoré, Ouedraogo, et Blanchart, « Geotechnical, mechanical, chemical and mineralogical characterization of a lateritic gravels of Sapouy (Burkina Faso) used in road construction », *Constr. Bulding Mater.*, p. 1-7, 2008.
- [35] CEBTP, *Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux*. 1980.
- [36] William Hyoumbi, Armand SYLVAIN LUDOVIC. Wouatong, Patrick Pizette, et Norotiana Razafimahatratra, « Investigations of the Crushed Basanite Aggregates Effects on Lateritic Fine Soils of Bafang Area (West-Cameroon) », *Geotech. Geol. Eng.*, nov. 2018.
- [37] M. S. Issiakou, N. Saiyouri, Y. Anguy, C. Gaborieau, et R. Fabre, « Etudes des matériaux latéritiques utilisés en construction routière au Niger: Méthode d'amélioration », 2015.
- [38] L. AHOUE et R. G. ELENGA, « Amélioration des propriétés géotechniques du graveleux latéritique par ajout de la grave alluvionnaire concassée 0/31, 5 », *Sci. Appliquées Ing.*, vol. 3, n° 1, p. 1-6, 2019.
- [39] A. T. N. Mvindi, V. L. Onana, A. N. Ze, H. N. Ohandja, et G. E. Ekodeck, « Influence of hydromorphic conditions in the variability of geotechnical parameters of gneiss-derived lateritic gravels in a savannah tropical humid area (Centre Cameroon), for road construction purposes », *Transp. Geotech.*, vol. 12, p. 70-84, 2017.

Sites internet

https://www.google.com/search?ei=gTP8XOzvOsOV1fAPy5-HsA8&q=types+de+Lat%C3%A9rites+au+Burkina+faso&oq=types+de+Lat%C3%A9rites+au+Burkina+faso&gs_l=psy-ab.3..0i7118.1382546.1386179..1388665...0.0..0.0.....0....1..gws-wiz.wyN7FUx-H9sn consulté le 31 mai 2020

https://www.researchgate.net/figure/Dfinition-des-limites-dAtterberg-et-lindice-de-plasticite-5441-La-limite-de_fig15_309872829 consulté le 02 mai 2020.

ANNEXES

Sommaire annexe

Annexe I : ANALYSES GRANULOMETRIQUES.....	68
Annexe II : LIMITES D'ATTERBERG	71
Annexe III : ESSAI PROCTOR	72
Annexe IV : ESSAI CBR	75
Annexe V : ESSAI DE COMPRESSION	76
Annexe VI : SYNTHESE DES RESULTATS DE LA CARACTERISATION SUR LE MATERIAU CRU	79

Annexe I : ANALYSES GRANULOMETRIQUES

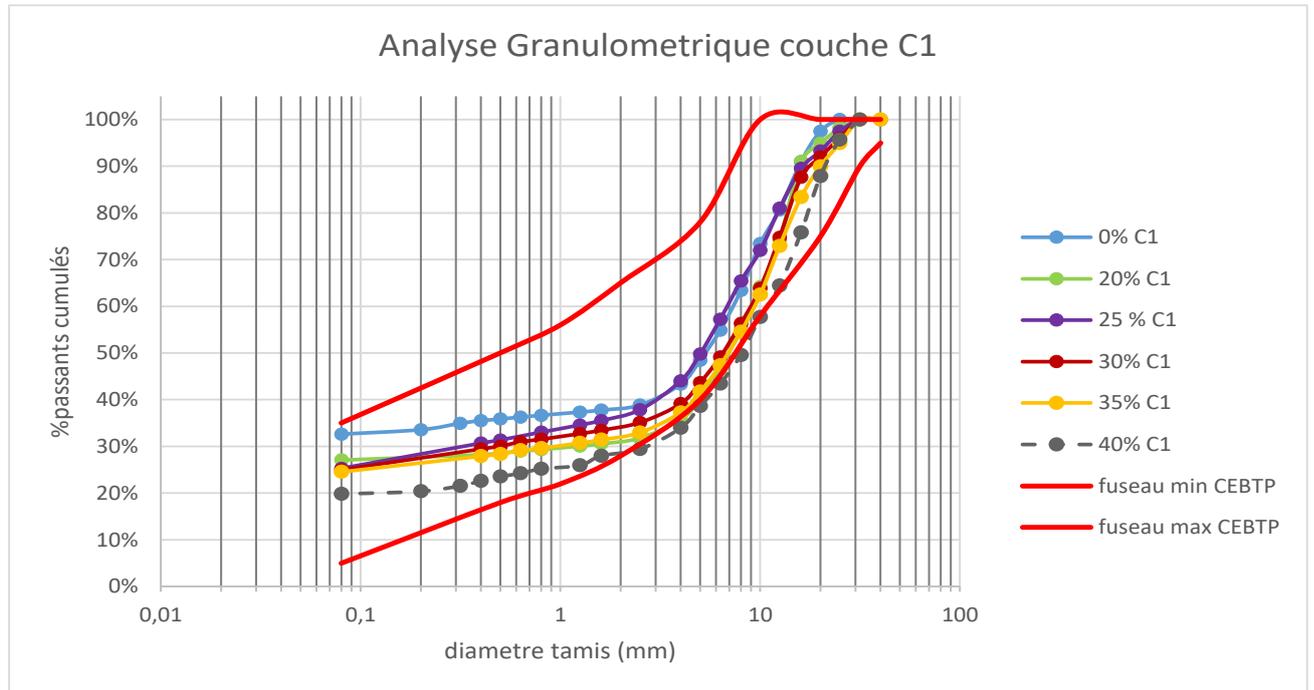


Figure 39: Courbes granulométriques des mélanges de la couche 1 et de la grave concassée dans le fuseau du CEBTP 1980 (Couche de Fondation)

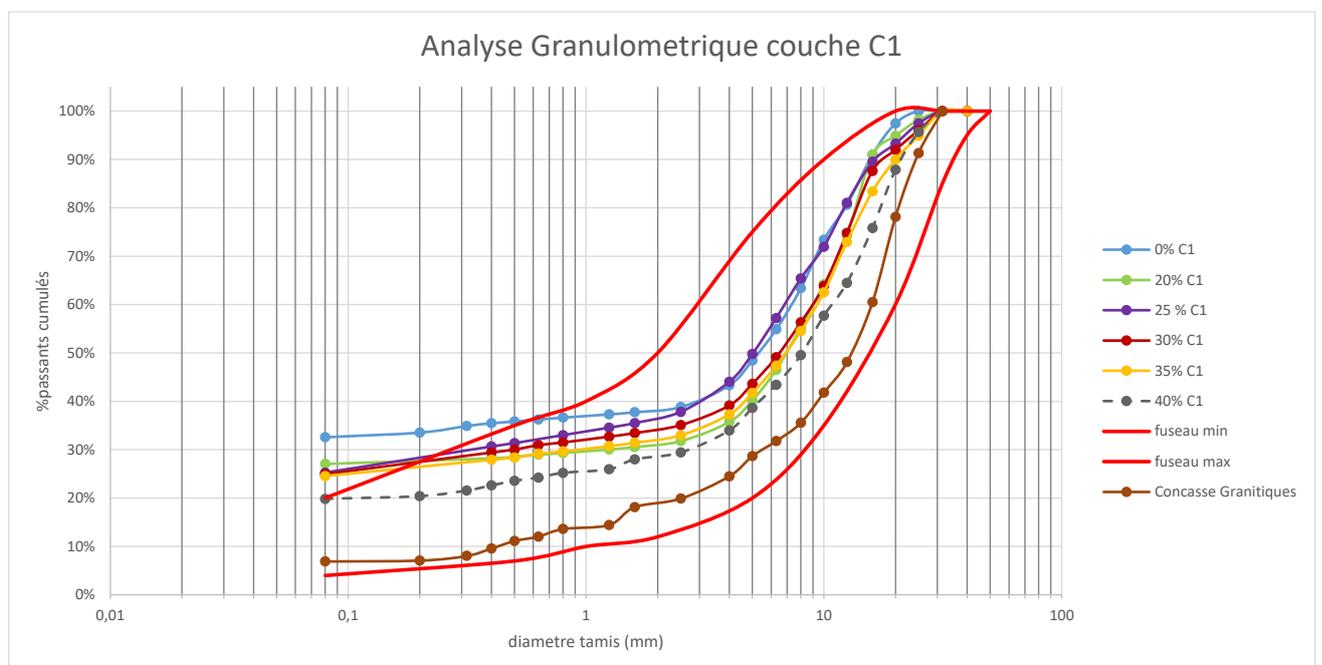


Figure 40: Courbes granulométriques des mélanges de la couche 1 et de la grave concassée dans le fuseau du CEBTP 1980 (Couche de Base)

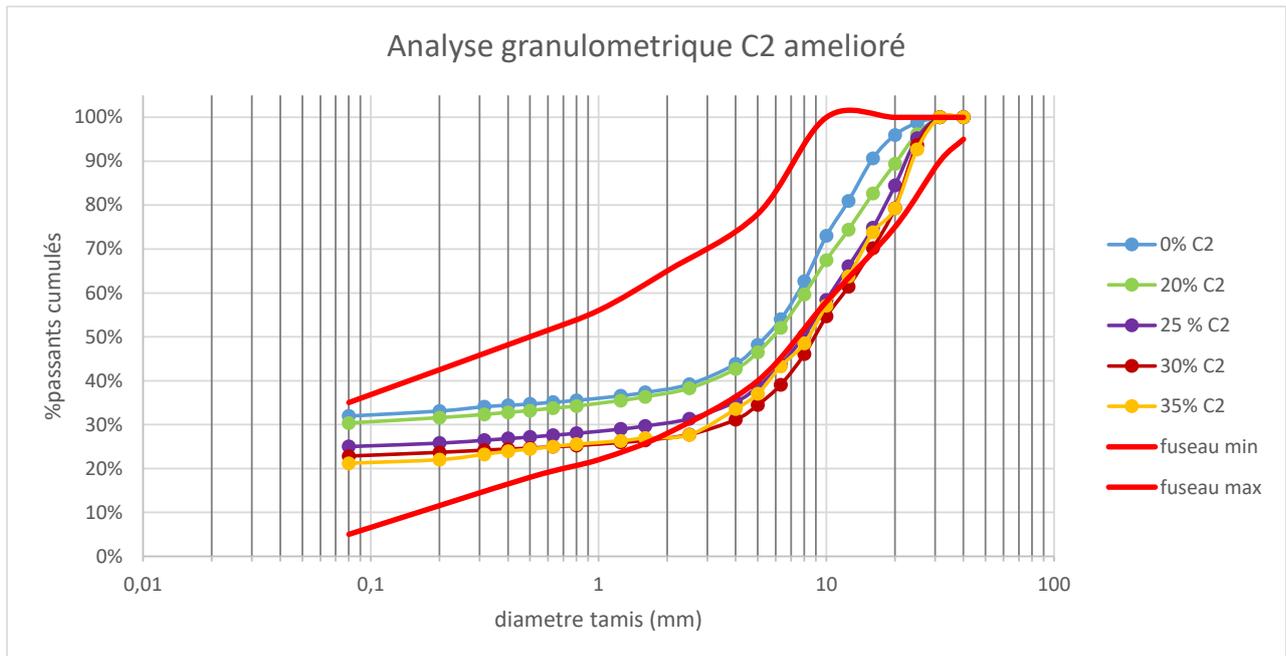


Figure 41: Courbes granulométriques des mélanges de la couche 2 et de la grave concassée dans le fuseau du CEBTP 1980 (Couche de Fondation)

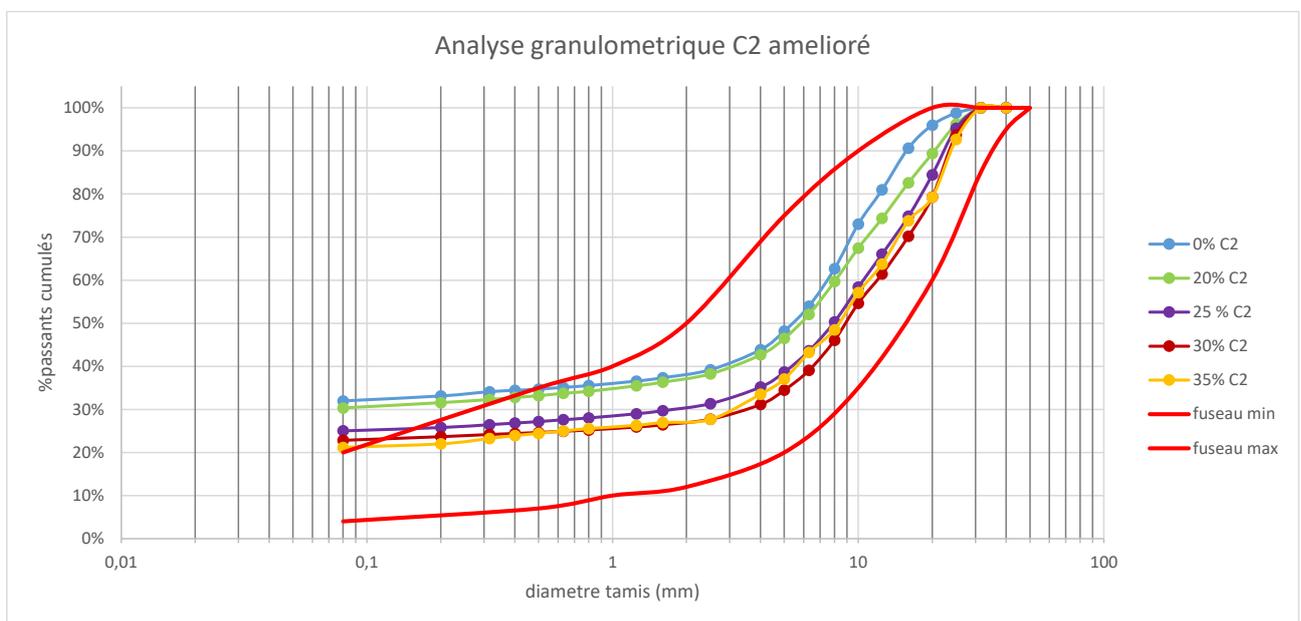


Figure 42: Courbes granulométriques des mélanges de la couche 2 et de la grave concassée dans le fuseau du CEBTP 1980 (Couche de Base)

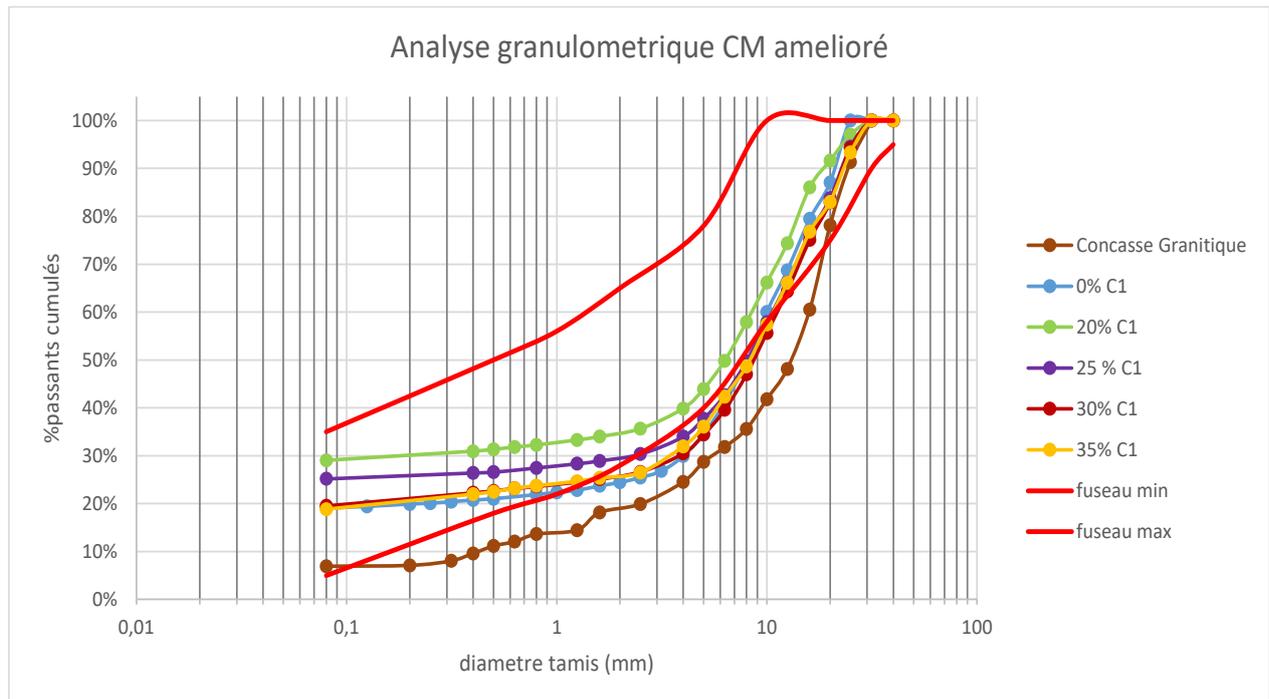


Figure 43: : Courbes granulométriques des mélanges de la couche M et de la grave concassée dans le fuseau du CEBTP 1980 (Couche de Fondation)

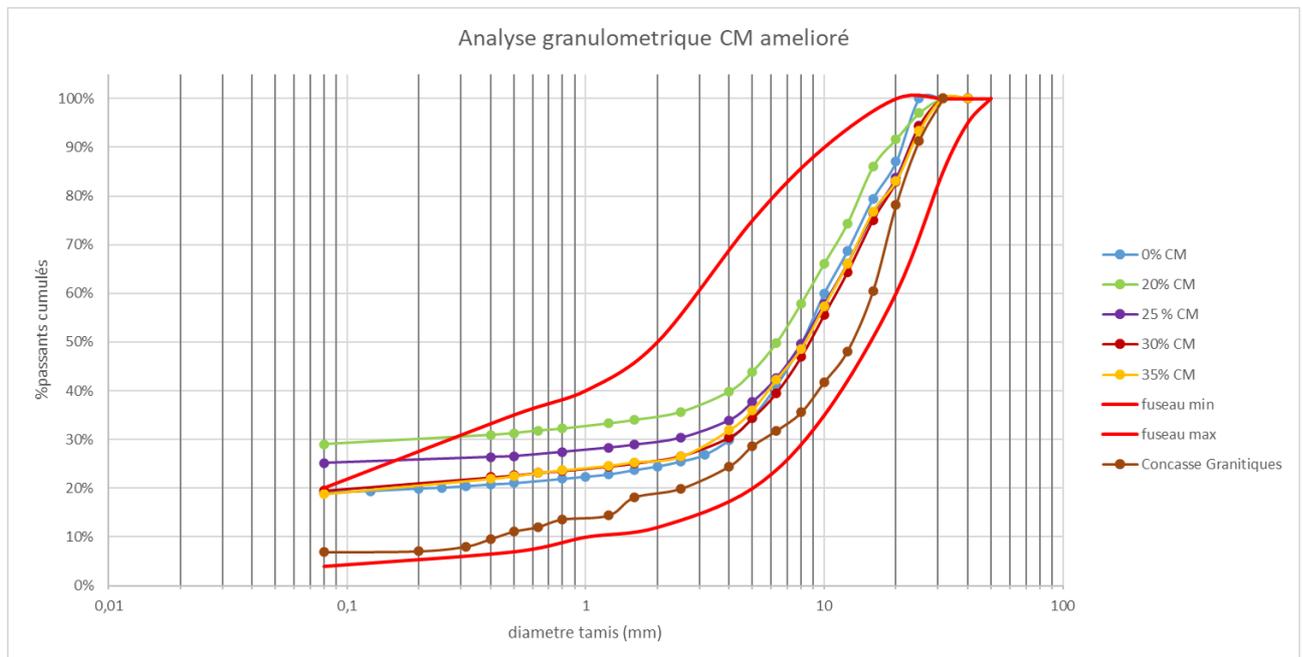
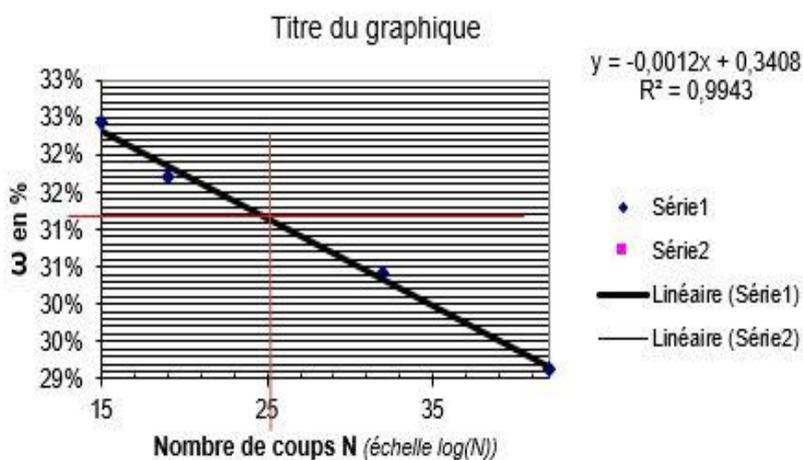


Figure 44: Courbes granulométriques des mélanges de la couche M et de la grave concassée dans le fuseau du CEBTP 1980 (Couche de Base)

Annexe II : LIMITES D'ATTERBERG

Exemple de détermination de limites d'atterberg avec la couche 1 améliorée à 25% de granite concassé

N° tare	Limite de liquidité				Limite de plasticité			
	57	53	26	K	14	61	C	H
Poids total humide (g)	44,52 g	43,38 g	40,88 g	43,92 g	27,78 g	25,46 g	28,89 g	27,46 g
Poids total sec (g)	39,43 g	39,26 g	37,51 g	39,96 g	27,52 g	25,24 g	28,68 g	27,17 g
Poids tare (g)	23,73 g	26,27 g	26,43 g	26,37 g	25,75 g	23,70 g	27,20 g	25,21 g
Poids de l'eau (g)	5,09 g	4,12 g	3,37 g	3,96 g	0,26 g	0,22 g	0,21 g	0,29 g
Poids sec (g)	15,70 g	12,99 g	11,08 g	13,59 g	1,77 g	1,54 g	1,48 g	1,96 g
Teneur en eau (g)	32,4%	31,7%	30,4%	29,1%	14,7%	14,3%	14,2%	14,8%
Nombre de coups N	15	19	32	42				



RESULTATS

$\omega_L =$ 31,8%
 $\omega_P =$ 14,6%

Indice de plasticité :

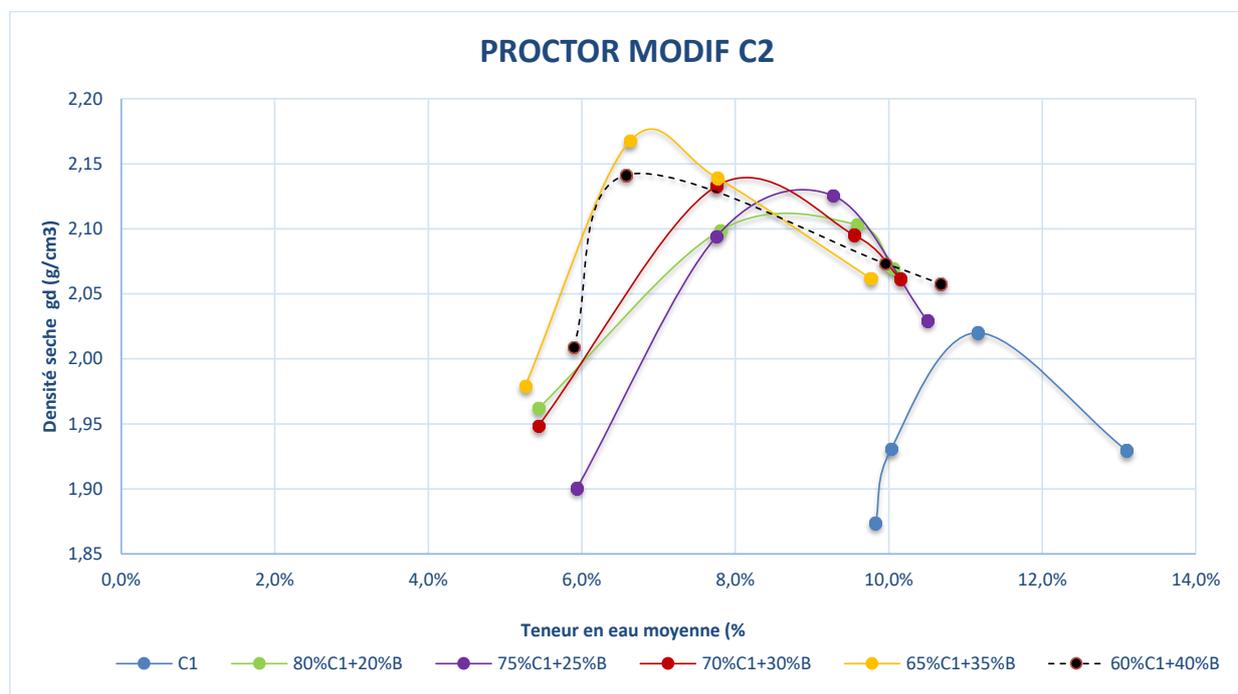
$I_p = \omega_L - \omega_P$
 $I_p =$ 17,2%

Indice de consistance du terrain naturel :

$I_c = (\omega_L - \omega) / I_p$
 $I_c =$

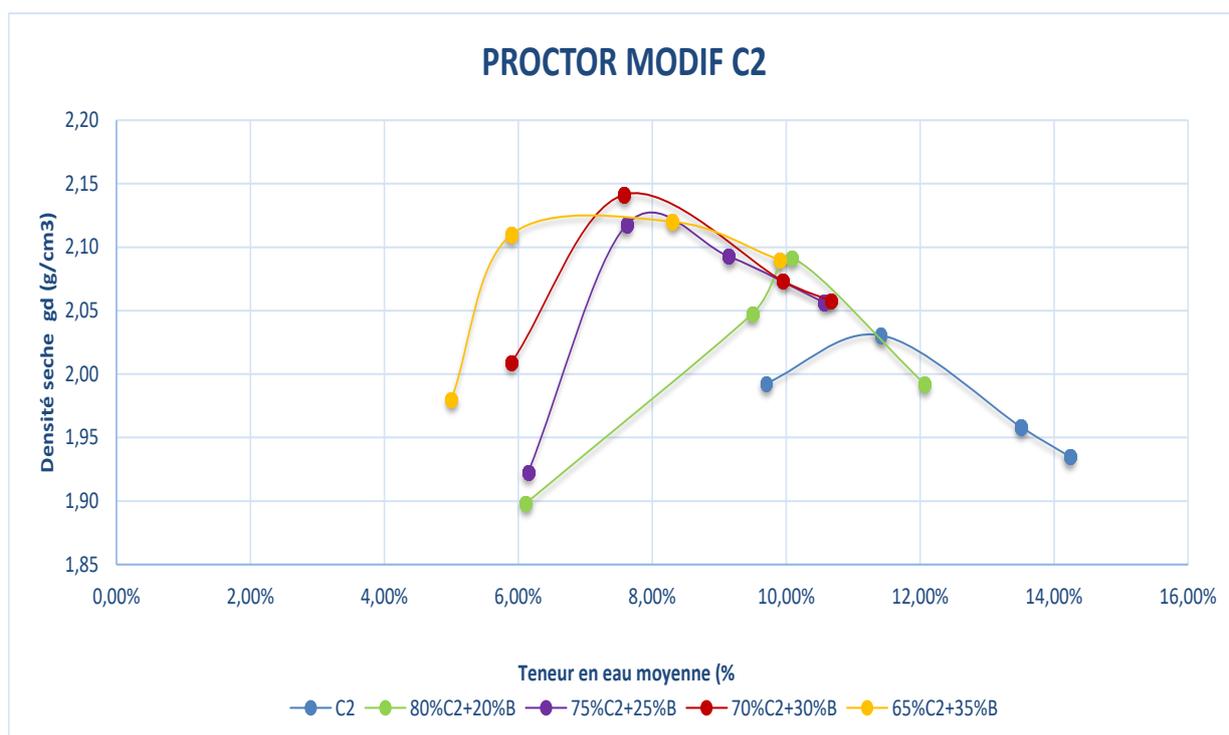
Annexe III : ESSAI PROCTOR

COUCHE 1						
0%Grave						
Teneur en eau moyenne (%)	9,8%	10,0%	11,16%	13,10%	13,67%	
Densité humide g (g/cm3) :	2,06	2,12	2,25	2,18	2	
Densité seche gd (g/cm3) :	1,87	1,93	2,02	1,93	1	
20% Grave						
Teneur en eau moyenne (%)	5,4%	7,8%	9,6%	10,1%		
Densité humide g (g/cm3) :	2,07	2,26	2,30	2,28		
Densité seche gd (g/cm3) :	1,96	2,10	2,10	2,07		
25% Grave						
Teneur en eau moyenne (%)	5,9%	7,8%	9,3%	10,5%		
Densité humide g (g/cm3) :	2,01	2,26	2,32	2,24		
Densité seche gd (g/cm3) :	1,90	2,09	2,13	2,03		
30% grave						
Teneur en eau moyenne (%)	5,4%	7,8%	9,5%	10,2%		
Densité humide g (g/cm3) :	2,05	2,30	2,30	2,27		
Densité seche gd (g/cm3) :	1,95	2,13	2,10	2,06		
35% Grave						
Teneur en eau moyenne (%)	5,3%	6,6%	7,8%	9,8%		
Densité humide g (g/cm3) :	2,08	2,31	2,31	2,26		
Densité seche gd (g/cm3) :	1,98	2,17	2,14	2,06		
Teneur en eau moyenne (%)	5,90%	6,58%	9,95%	10,67%		
Densité seche gd (g/cm3) :	2,01	2,14	2,07	2,06		



Melange	100%C1+0%G	80%C1 + 20%G	75%C1 + 25%G	70%C1 + 30%G	65%C1 + 35%G	60%C1 + 40%G
teneur en eau opt (%)	11,2	↑ 9	8,65	8,1	6,87	6,67
densité seche opt	2,02	↓ 2,115	2,13	2,14	2,178	2,145

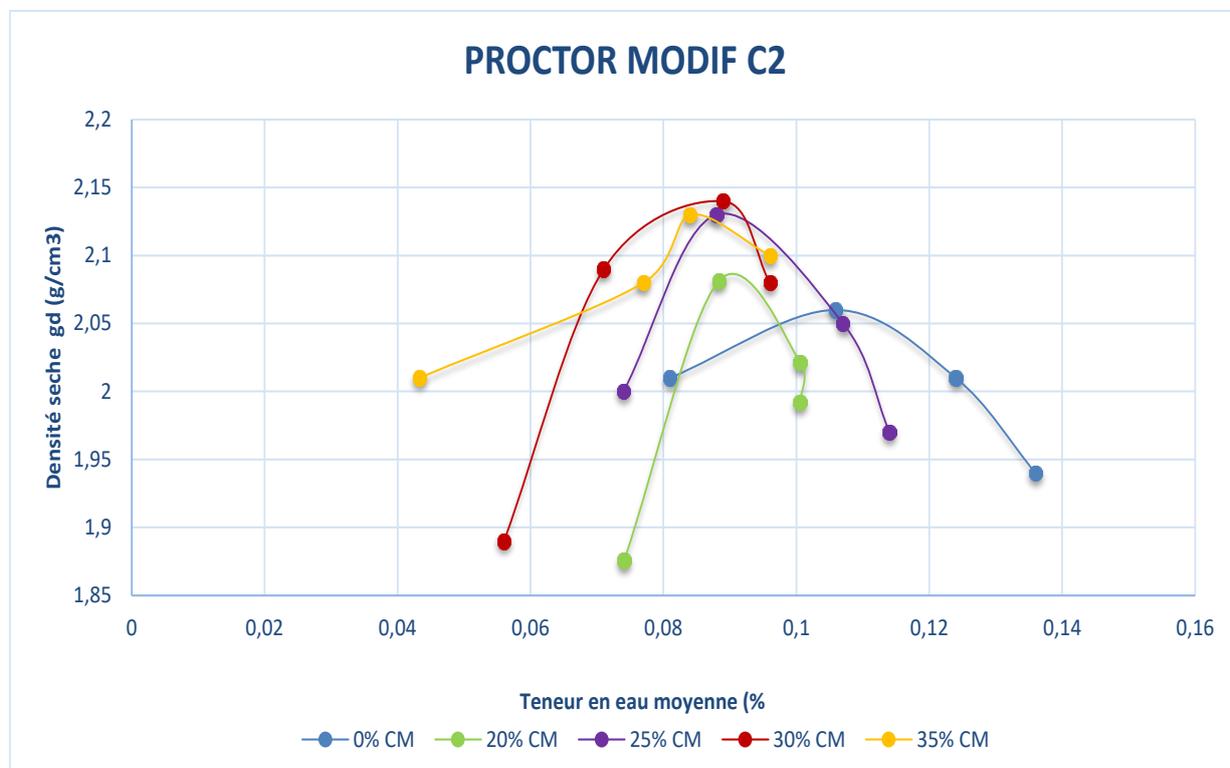
COUCHE 2				
0% Grave				
Teneur en eau moyenne (%)	9,70%	11,41%	0,13507353	0,14235562
Densité humide g (g/cm3) :	2,19	2,26	2,22273511	2,21048863
Densité seche gd (g/cm3) :	1,99	2,03	1,95823006	1,93502671
20% Grave				
Teneur en eau moyenne (%)	6,11%	9,50%	10,08%	12,07%
Densité humide g (g/cm3) :	2,01	2,24	2,30	2,23
Densité seche gd (g/cm3) :	1,90	2,05	2,09	1,99
25% Grave				
Teneur en eau moyenne (%)	6,15%	7,62%	9,14%	10,57%
Densité humide g (g/cm3) :	2,04	2,28	2,28	2,27
Densité seche gd (g/cm3) :	1,92	2,12	2,09	2,06
30% Grave				
Teneur en eau moyenne (%)	5,90%	7,58%	9,95%	10,67%
Densité humide g (g/cm3) :	2,13	2,30	2,28	2,28
Densité seche gd (g/cm3) :	2,01	2,14	2,07	2,06
35% Grave				
Teneur en eau moyenne (%)	5,00%	5,90%	8,30%	9,90%
Densité humide g (g/cm3) :	2,08	2,24	2,30	2,29
Densité seche gd (g/cm3) :	1,98	2,11	2,12	2,09



Melange	100%C2+0%G	80%C2 + 20%G	75%C2 + 25%G	70%C2 + 30%G	65%C2 + 35%G
teneur en eau opt (%)	10,9	10,01	8	7,61	7,18
densité seche opt	2,031	2,091	2,128	2,1445	2,127

*CARACTERISATION GEO MECANIQUE DE LA LATERITE DE SAABA (BURKINA FASO)
LITHOSTABILISEE EN VUE D'UNE UTILISATION EN CONSTRUCTION ROUTIERE*

	CM			
	0%			
Teneur en eau moyenne (%)	0,081	0,1059	0,124	0,136
Densité seche gd (g/cm3) :	2,01	2,06	2,01	1,94
	20%			
Teneur en eau moyenne (%)	7,41%	8,84%	10,05%	10,05%
Densité seche gd (g/cm3) :	1,88	2,08	2,02	1,99
	25%			
Teneur en eau moyenne (%)	7,40%	8,80%	10,70%	11,40%
Densité seche gd (g/cm3) :	2,00	2,13	2,05	1,97
	30%			
Teneur en eau moyenne (%)	5,60%	7,10%	8,90%	9,60%
Densité seche gd (g/cm3) :	1,89	2,09	2,14	2,08
	35%			
Teneur en eau moyenne (%)	4,33%	7,70%	8,40%	9,60%
Densité seche gd (g/cm3) :	2,01	2,08	2,13	2,10



	100%CM + 0%G	80%CM + 20%G	75%CM + 25%G	70%CM + 30%G	65%CM + 35%G
teneur en eau opt (%)	10,4	9,12	8,8	8,45	8,35
densité seche opt	2,06	2,08	2,13	2,14	2,124

Annexe V : ESSAI DE COMPRESSION

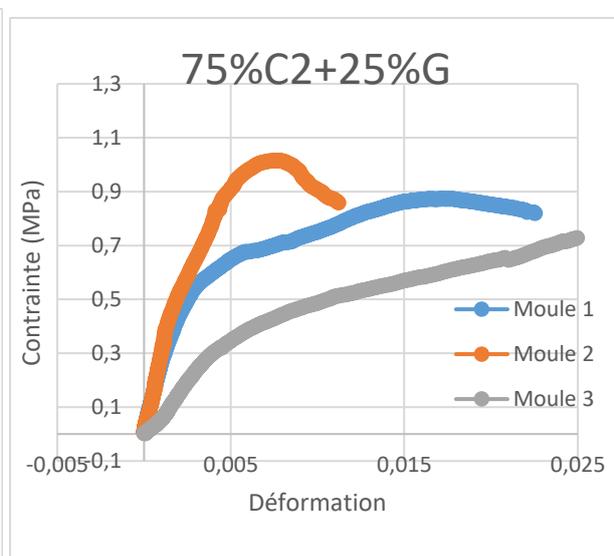
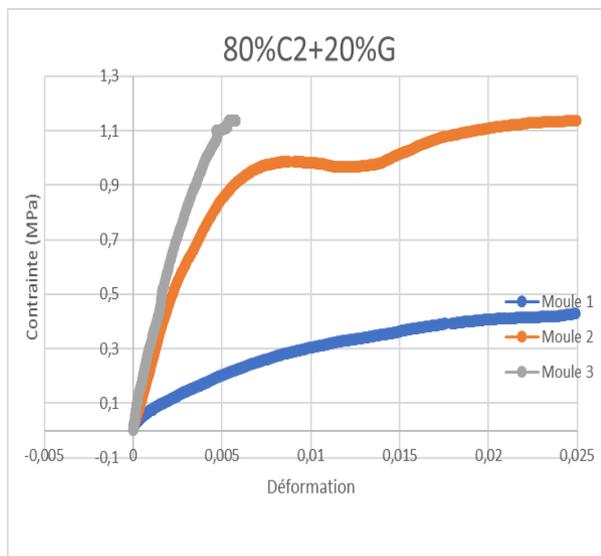
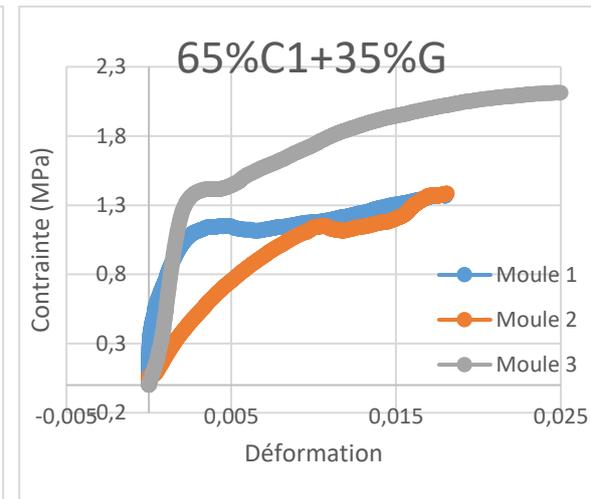
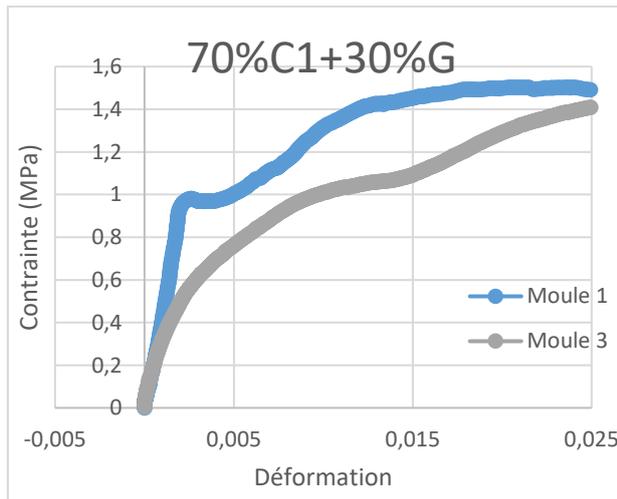
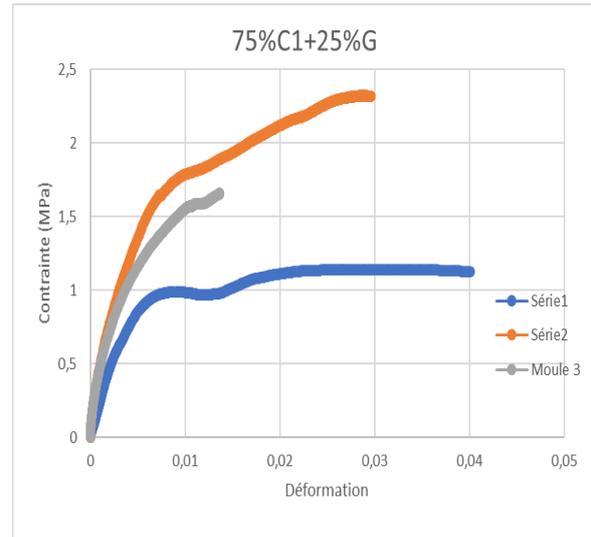
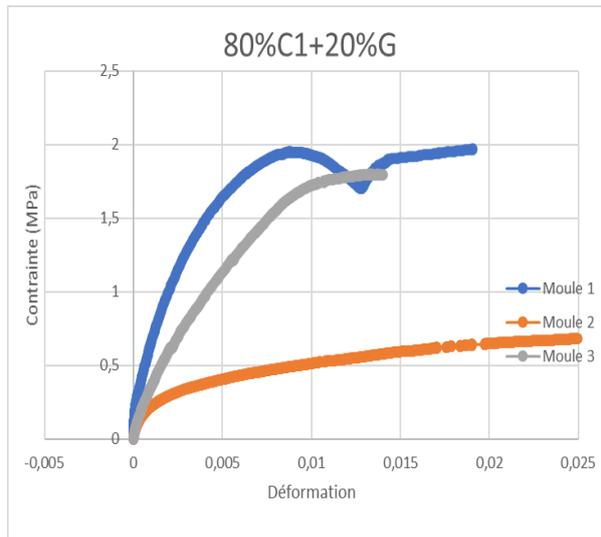
✚ Synthèses des résultats des modules

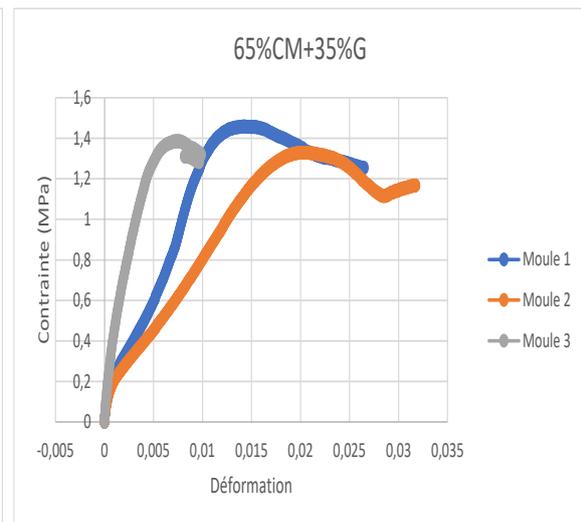
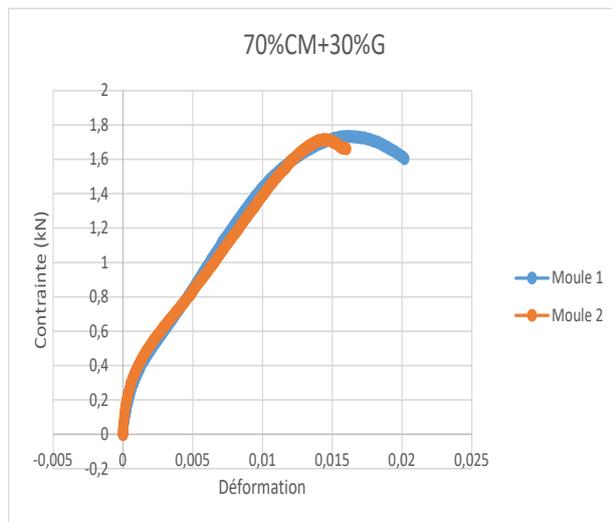
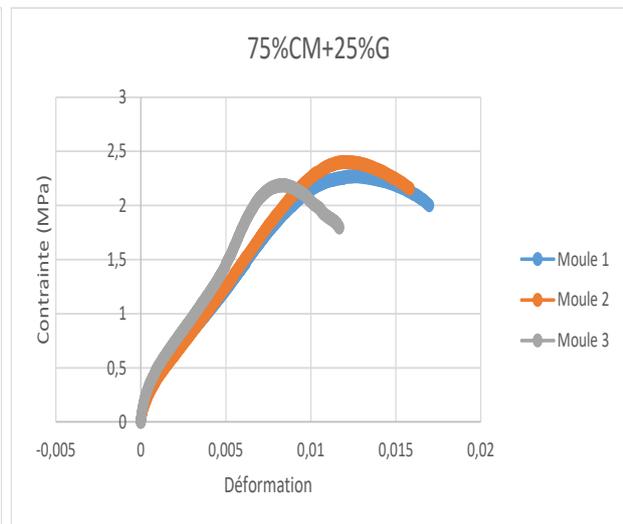
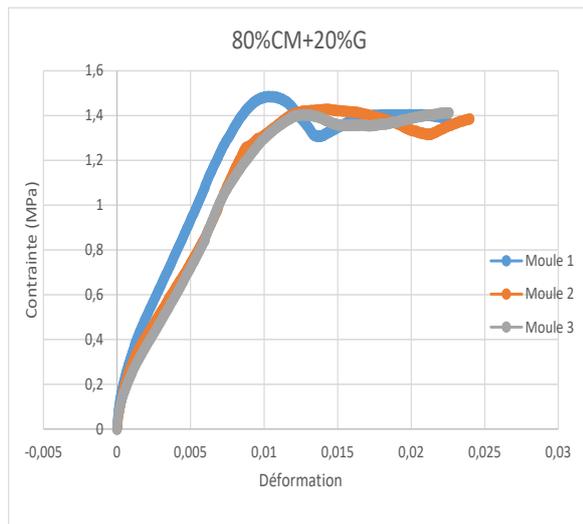
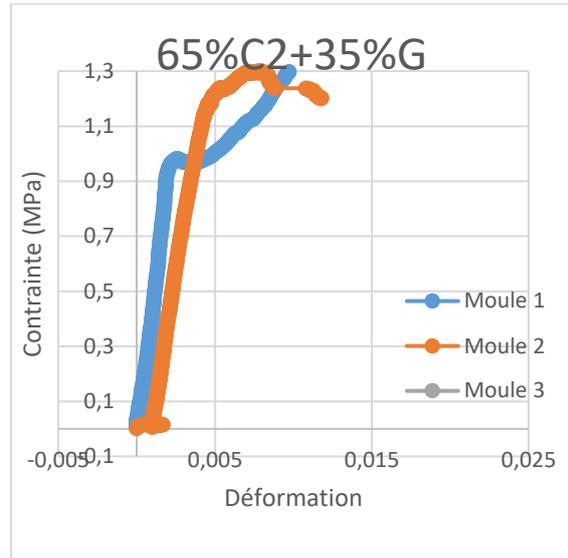
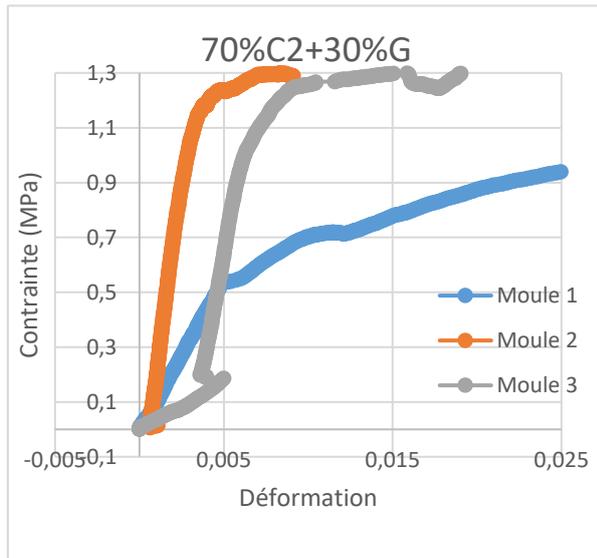
Couche	Dosage	N°	E _c	Em	Couche	Dosage	N°	Em
80%C1+20%G	OPM	1	691,41427	411,93485	70%C1+30%G	OPM	1	359,46188
		2	230,85584				2	
		3	313,53442				3	
	90% OPM	1	1151,9121	321,47071		90% OPM	1	356,70395
		2	337,04051				2	
		3	305,90091				3	
	95% OPM	1	1532,8205	562,4386		95% OPM	1	664,99536
		2	668,98642				2	
		3	455,89078				3	
Couche	Dosage	N°	E _c	Em	Couche	Dosage	N°	Em
75%C1+25%G	OPM	1	238,41302	459,26459	65%C1+35%G	OPM	1	331,98203
		2	453,06296				2	
		3	465,46621				3	
	90% OPM	1	140,07342	140,07342		90% OPM	1	643,63595
		2	#DIV/0!				2	
		3	39,079678				3	
	95% OPM	1	277,61098	320,25863		95% OPM	1	326,24554
		2	315,54909				2	
		3	324,96817				3	

Couche	Dosage	N°	E _c	Em	Couche	Dosage	N°	E _c	Em
80%C2+20%G	OPM	1	50,913259	201,68406	75%C2+25%G	OPM	1	276,00164	206,71252
		2	236,36393				2	266,39689	
		3	317,77499				3	77,739037	
	90% OPM	1	32,245064	127,73324		90% OPM	1	199,33452	149,29238
		2	149,69716				2	192,39776	
		3	201,25749				3	56,14486	
	95% OPM	1	43,946182	174,08519		95% OPM	1	244,76988	183,32137
		2	204,0194				2	236,25198	
		3	274,28999				3	68,942251	

Couche	Dosage	N°	E _c	Em	Couche	Dosage	N°	E _c	Em
70%C2+30%G	OPM	1	393,54192	243,41545	65%C2+35%G	OPM	1	108,96865	100,06672
		2	188,06463				2	102,90155	
		3	148,63981				3	88,329965	
	90% OPM	1	321,1302	198,62701		90% OPM	1	82,112021	89,763127
		2	153,46074				2	97,92785	
		3	121,29009				3	89,24951	
	95% OPM	1	373,28486	230,88596		95% OPM	1	106,69436	95,18891
		2	178,38425				2	70,680379	
		3	140,98877				3	108,19199	

🚧 Courbes contraintes-déformations





Annexe VI : SYNTHÈSE DES RESULTATS DE LA CARACTERISATION SUR LE MATERIAU CRU

- Paramètres d'état :
- La granulométrie :

Les courbes granulométriques des différentes couches sont présentées sur la **figure 45**

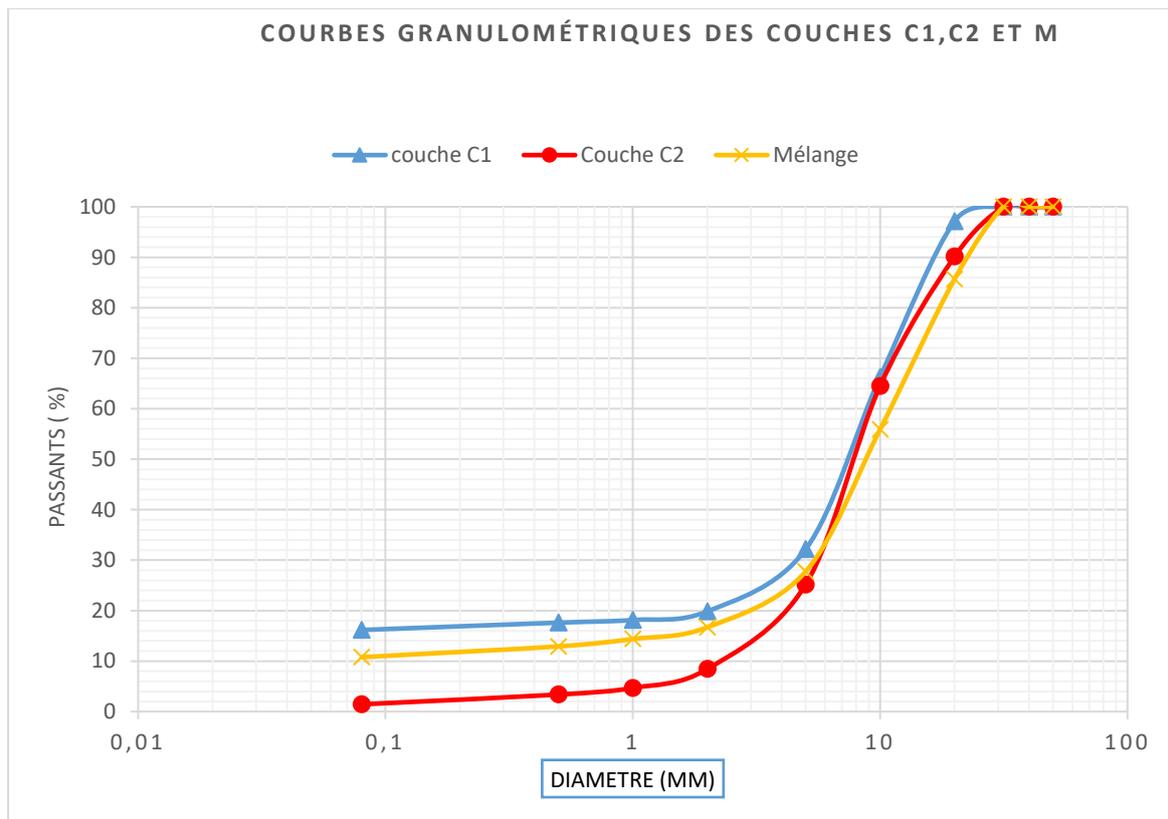


Figure 45: courbes granulométriques de chaque matériau

- Argilosité :

Les résultats sur l'argilosité sont présentés sur la **figure 46**

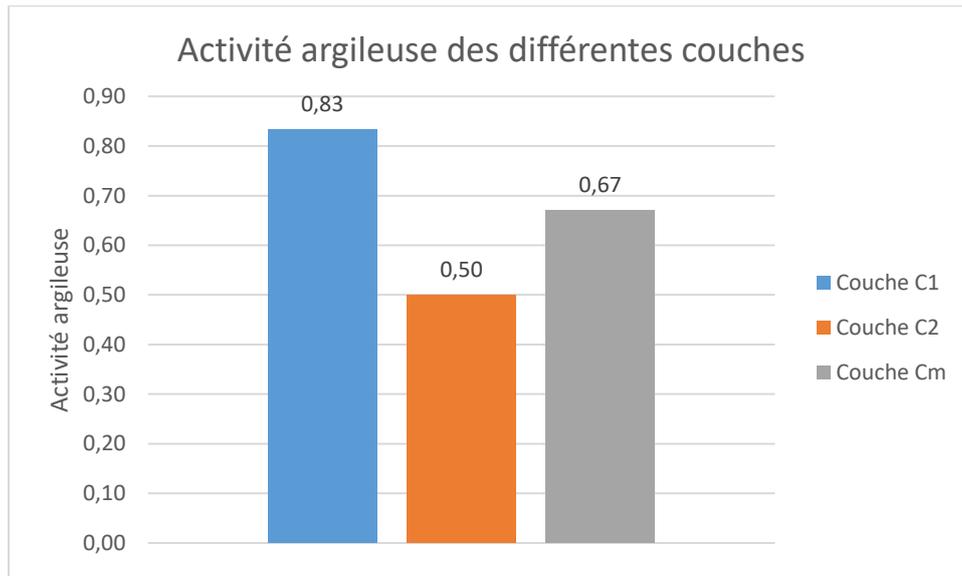


Figure 46: argilosité de chaque matériau

Les résultats montrent la première couche plus argileuse que les autres

- Les limites d'Atterberg :

Les valeurs des limites sont présentées sur le graphique de la **figure 47**

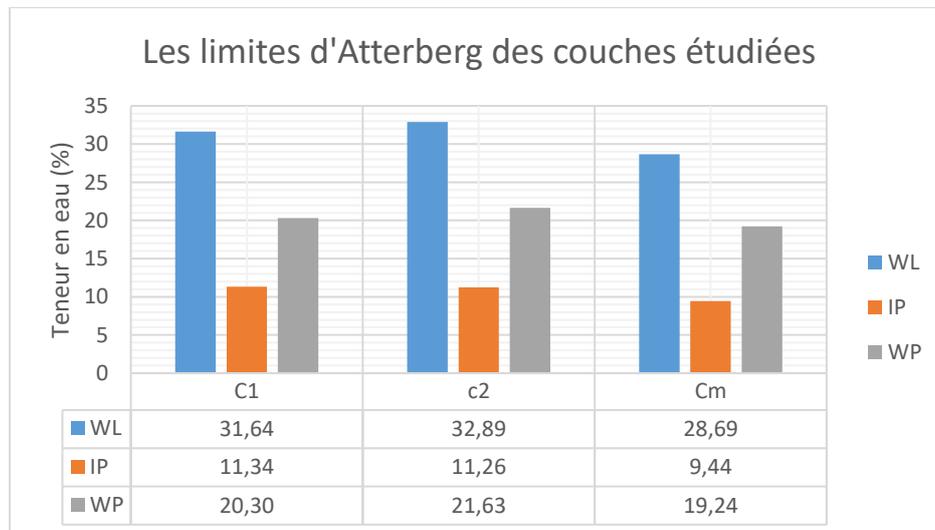


Figure 47: valeur des limites d'Atterberg des matériaux :

- L'essai Proctor :

Tableau 16: Optimums Proctor des couches à l'état cru

Paramètres	Couche		
	C1	C2	M
$W_{opt}(\%)$	11.2	9.9	11.05
$\gamma_{dop}(g/cm^3)$	2.02	2.215	1.985

➤ Paramètres mécaniques :

Il s'agit pour chaque matériau de l'indice CBR, de la résistance à la compression et du module de Young Tableau 17

Tableau 17: Valeurs des paramètres mécaniques

Couche	CBR	R _c (MPa)	E (MPa)
C1	11	0.493	47
C2	20	0.601	63
M	15	0.7	57