



**THÈSE EN COTUTELLE**  
Pour obtenir le grade de

**DOCTEUR DE L'INSTITUT INTERNATIONAL D'INGENIERIE DE L'EAU  
ET DE L'ENVIRONNEMENT (2iE)**

École Doctorale Sciences et Technologie de l'Eau, de l'Energie et de  
l'Environnement  
Spécialité : Matériaux

**DOCTEUR DE L'UNIVERSITE LE HAVRE NORMANDIE**

École Doctorale Physique, Sciences de l'ingénieur, Matériaux, Energie  
Spécialité : Génie civil

**Réf : 2iE/2023-04**

---

**Caractérisation géomécanique de sols bruts et traités  
pour une meilleure utilisation en construction routière :  
cas des emprunts latéritiques de SAABA et de  
KAMBOINSE au Burkina Faso**

---

Par Marie Thérèse Marame MBENGUE

Présentée et soutenue publiquement le 18 juillet 2023

**JURY**

M. Edmond C. ADJOVI, Professeur Titulaire, UNSTIM, Bénin	Président
M. Yawovi M. X. D. AYITE, Professeur Titulaire, Université de Lomé, Togo	Rapporteur
M. Mamadou L. LO, Maître de Conférences CAMES, Ecole Polytechnique de Thiès, Sénégal	Rapporteur
M. Saïd TAÏBI, Professeur des Universités, Université Le Havre Normandie, France,	Examineur
M. Abdou LAWANE, Maître de Conférences CAMES, Institut 2iE, Burkina Faso	Examineur
Mme. Anne PANTET, Professeur des Universités, Université Le Havre Normandie, France, Directrice de thèse	
M. Adamah MESSAN, Professeur Titulaire, Institut 2iE, Burkina Faso	Directeur de thèse

Laboratoire Eco Matériaux et Habitat Durable, Institut 2iE  
Laboratoire Ondes et Milieux Complexes, Université Le Havre Normandie

## **Dédicace**

*A feu Julienne Ngoné MBENGUE, ma mère*

*A mon père, Emmanuel MBENGUE,*

*A ma sœur Agnès et mon frère Michel.*

*A Bertrand GOMIS, mon mari ,*

*A feu Pr Meissa FALL,*

## **Résumé**

Les routes en Afrique subtropicale subissent souvent des dégradations prématurées. Ceci est lié à plusieurs facteurs dont le plus important est la mauvaise caractérisation des matériaux constitutifs du corps de chaussée. La plupart de ces structures sont construites avec des matériaux disponibles localement pour des raisons économiques. Au Burkina Faso, le matériau le plus utilisé est le sol latéritique. Cependant, ce sol étant le produit d'une altération d'une roche mère sous climat tropical, son comportement dépend donc de plusieurs facteurs, le rendant ainsi difficile à caractériser. La plupart des spécifications pour l'utilisation de ces matériaux en structures routières se base essentiellement sur des paramètres d'identification. Une évaluation beaucoup plus fine, en prenant en compte les caractéristiques mécaniques de ces sols afin d'améliorer leur durabilité s'avère nécessaire. L'objectif de cette thèse est de caractériser des sols latéritiques traités ou non du Burkina Faso plus précisément des emprunts de Saaba et de Kamboinsé, dans les alentours de Ouagadougou, pour une meilleure utilisation en construction routière. Deux types de traitement ont été proposés, l'amélioration par ajout de ciment et par ajout de granulats concassés. Pour la stabilisation au ciment, les mélanges ont été obtenus par ajout de 1 à 3 % par rapport à la masse sèche du matériau latéritique. Pour la litho-stabilisation au granulats concassés, les mélanges ont été obtenus par ajout de 20 à 35% de granulats de concassés de granites. Les caractéristiques physico-mécaniques et minéralogiques de ces sols traités ou non ont été étudiées en fonction de la profondeur de prélèvement. Les résultats ont permis de discuter de l'influence que peuvent avoir certains paramètres physiques sur les caractéristiques mécaniques de ces sols d'une part et sur la possibilité de les utiliser ou non à l'état brut dans les structures de chaussées en se basant sur le (CEBTP, 1984) et des études scientifiques antérieures d'autre part. Après amélioration au ciment, on note un effet plus significatif sur les sols de Saaba que sur ceux de Kamboinsé car contenant plus d'argiles minérales. Après ajout de 2% de ciment, la plupart de ces matériaux sont utilisables en couche de base de chaussée. La litho-stabilisation montrent que l'augmentation observée pour le CBR (70% à 297%) ne permet l'utilisation des sols étudiés qu'en couche de fondation. Mais la résistance à la compression a augmenté de l'ordre de 5% à 620%, dépassant même la valeur maximale de 1,5 MPa proposée par (Messou, 1980) pour une utilisation en couche de

fondation. Les résultats issus de l'essai triaxial ont montré que les contraintes déviatoriques augmentent (249% à 332) pour un taux de ciment de 3% par rapport à un sol brut. En plus, les paramètres de cisaillement  $c$  et  $\varphi$  et les modules sécants  $E_{30}$  et  $E_{50}$  augmentent également pour le même taux de ciment. L'application de charges cycliques (faible nombre de cycle) augmente la rigidité des matériaux et son effet est plus significatif sur les matériaux bruts comparés aux matériaux améliorés au ciment. Les résultats des essais de cisaillement direct montrent que l'ajout de ciment augmente les paramètres  $c$  et  $\varphi$  des matériaux. Ce qui a comme effet, une atténuation des déformations permanentes. La considération des paramètres de cisaillement serait très intéressante dans les critères de dimensionnement de chaussé routières.

**Mots clés :** Sols latéritiques, Cisaillement (direct, triaxial), amélioration au ciment, litho-stabilisation, propriétés physiques et mécaniques.

## **Abstract**

Roads in subtropical Africa are often subjected to premature deterioration. This is due to several factors, the most important being the poor characterization of the pavement materials. Most of these roads are built using locally available materials for economic benefits. In Burkina Faso, the most commonly used material is lateritic soil. However, as this soil is the product of alteration of a bedrock in a tropical climate, its behaviour depends on several factors, making it difficult to characterize. Most of the specifications for the use of these materials in road structures are essentially based on identification parameters. A much more detailed evaluation is necessary, considering the mechanical characteristics of these soils in order to improve their durability. The objective of this thesis is to characterize stabilized or unstabilized lateritic soils from Burkina Faso, more precisely collected from the Saaba and Kamboinsé areas in the vicinity of Ouagadougou, for a better use in road construction. Two types of treatment were proposed, improvement by addition of cement and by addition of crushed aggregates. For the case of stabilisation using cement, the mixtures were obtained by adding 1 to 3% cement to the dry mass of the lateritic material. For the case of litho-stabilization using crushed aggregates, the mixtures were obtained by adding 20 to 35% of crushed granite aggregates to the dry mass of lateritic material. The physico-mechanical and mineralogical characteristics of these treated and untreated soils were studied with respect to the depth of extraction. The results allowed to discuss the influence that certain physical parameters can have on the mechanical characteristics of these soils, on the one hand, and the possibility of using them in the raw state in the base layer of pavement structures referring to (CEBTP, 1984) and previous scientific studies, on the other hand. After improvement with cement, the effect is more significant on soils from Saaba than on those from Kamboinsé due to their higher content of clay mineral. After addition of 2% cement, most of these materials can be used as pavement base layer, as the mechanical parameter increased. The litho-stabilisation shows that the CBR increases (70% to 297%) which allows the use of the studied soils only in sub-base layer. However, the compressive strength increased by 5% to 620%, exceeding the maximum required value of 1.5 MPa proposed by (Messou, 1980) for use in sub-base layer. The results of the triaxial test showed that the deviatoric stresses increase (249 to 332%) for cement content of 3% compared

to raw soil. In addition, the shear parameters  $c$  and  $\phi$  and the secant moduli  $E_{30}$  and  $E_{50}$  also increase for the same cement ratio. The application of cyclic loads (low cycle number) increases the stiffness of the materials, and its effect is more significant on raw materials compared to cement stabilized materials. The results of the direct shear tests show that the addition of cement increases the parameters  $c$  and  $\phi$  of the materials. This has the effect of attenuating the permanent deformations. The consideration of shear parameters would be of great interest in the design criteria of road structures.

**keywords:** Lateritic soils, shear test (direct, triaxial), cement stabilization, litho-stabilization, physical and mechanical properties.

## **Remerciements**

Après plusieurs années de travail acharné, nous voilà à l'aboutissement. C'est un sentiment inexplicable qui m'envahit. Je ne pourrai terminer ce travail sans rendre hommage aux personnes qui m'ont accompagnées durant tout ce parcours.

A M. Adamah MESSAN, Professeur Titulaire, mes mots semblent trop faibles pour vous exprimer notre reconnaissance. Mais au travers de ces petits mots, veuillez recevoir nos remerciements les plus chaleureux pour votre accompagnement et votre aide inestimable. Vous avez tous mis en œuvre pour nous fournir les moyens matériels et les conditions propices pour un bon déroulement de ce travail. La tâche était ardue, vous avez toujours cherché à nous transmettre votre amour du travail bien fait, la rigueur scientifique qui va avec mais également l'esprit d'équipe. Nous espérons que ce travail de thèse constitue un soubassement à l'accomplissement de cette tâche.

Nous remercions Mme Anne PANTET, Professeur des Universités, pour toute l'énergie, l'encadrement et la rigueur scientifique apportée à ce travail. Nous nous souvenons de nos séances de travail au Laboratoire des Ondes et Milieux Complexes (LOMC) où nous discutons comme deux éternelles amies. Nos virées sur la Seine constituent de beaux souvenirs que nous ne saurions oublier.

Mes remerciements vont également à M. Abdou LAWANE, Maître de Conférences CAMES pour son encadrement et ses conseils avisés. Merci d'avoir rendu cette période de thèse moins stressante en créant une ambiance de travail favorable.

Nous voudrions remercier l'Institut International d'ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE). Cet Institut nous a donné l'opportunité en tant que jeune ingénieur de vivre de notre passion qui est l'enseignement. Après trois années en tant qu'assistante d'enseignement et de recherche, l'occasion nous a été donnée d'améliorer et de consolider nos compétences à travers cette thèse de doctorat. Nous profitons de la même occasion pour remercier la Banque Africaine de Développement (BAD) qui a financé aussi cette thèse.

Nous voudrions profiter de l'occasion pour remercier le Pr El Hadji Bamba DIAW, Directeur Général de l'Institut 2iE, le Pr Hamma YACOUBA, Secrétaire Général, le Pr Harouna KARAMBIRI, Directeur de la Recherche et le Pr Igor OUEDRAOGO, responsable de l'école doctorale. Veuillez recevoir en ces quelques mots l'expression de notre gratitude pour l'accompagnement, la facilitation de certaines démarches administratives et les encouragements à notre égard.

Nous remercions tous les membres de notre comité de thèse qui ont accepté de suivre ce travail malgré leurs nombreuses occupations.

Cette thèse a été faite en cotutelle avec l'université Le Havre Normandie. Nous tenons à remercier le directeur du Laboratoire Onde et Matériaux Complexe (LOMC) Pr François Marin d'avoir accepté de nous accueillir au sein de ce laboratoire. Nos remerciements vont également au Pr Saïd Taïbi qui, malgré son calendrier chargé n'a pas hésité à dégager du temps pour nous accompagner dans ce travail. Il a toujours mis en avant l'esprit d'équipe. Nous ne pourrions donc pas terminer sans remercier cette merveilleuse équipe à savoir Dr Saber Imanzadeh, Dr Tran Khai Hoan, et nos collègues doctorants Youssef Shamas et Wenhao Huang. Merci également à Benoit Duchemin, à Hussein Kanbar et à Hanan Hawi.

A toute la famille LEMHAD : Philbert, Césaire, Decroly, Moussa Lô, Mamadou, Daniel, Junior, Hassane, Iliou, Kader, Georges, Amonet, Alphonse, Salif recevez mes sincères remerciements pour vos encouragements et votre aide multiforme.

Aminata Ndiaye, ANNÉ, Babacar, YONABA, Moussa Faye, Lina, Gomna, Boukary soyez remerciés pour le soutien et les encouragements durant toute cette thèse.

Nous ne saurions oublier tous les étudiants qui ont été impliqués d'une façon ou d'une autre à ce travail, à savoir : Malicki, Salomon, Abissi, Seïd, Bozari, Kalil, Djaltai, Nelson et Clotaire... Du plus profond du cœur, merci.

Nous voudrions également remercier notre famille et notre belle-famille. Merci papa pour tous les sacrifices consentis durant ma vie. A mon frère Michel, ma sœur Agnès, Tata Jacqueline, merci infiniment.

A mes meilleures amies Aïda et Rokhaya, vous avez été mes antidépresseurs. Je vous remercie. Adama, Moustapha, Habib, Seydou, Issa, Sanou veuillez recevoir mes sincères remerciements.



Je ne saurai terminer sans remercier mon mari, l'homme de ma vie Bertrand GOMIS. Pour ma réussite, tu as accepté certains sacrifices. Dans les moments de doute, tu m'as redonné courage pour aller jusqu'au bout. Trouve en cette thèse les résultats de tous tes sacrifices.

Nous ne saurions citer tous ceux et celles qui ont contribué de quelque manière que cela soit à la réalisation de ce travail de recherche au risque d'en omettre car il faut le dire vous êtes nombreux. Nous vous remercions énormément et vous avez notre gratitude éternelle.

## **Table des matières**

Dédicace.....	i
Résumé.....	ii
Abstract.....	iv
Remerciements.....	vi
Table des matières.....	ix
Liste des abréviations.....	xiii
Liste des tableaux.....	xiv
Liste des figures.....	xvii
Introduction Générale.....	1
Chapitre 1 Synthèse bibliographique.....	4
1.1 Introduction.....	4
1.2 Généralités sur les latérites : formations géologiques complexes.....	4
1.2.1 Historique et premières définitions.....	4
1.2.2 Répartition des latérites.....	5
1.2.3 Facteurs favorisant le processus de latérisation.....	8
1.2.4 Les nombreuses définitions.....	10
1.2.5 Les processus élémentaires.....	15
1.2.6 Les processus de formation complexes.....	19
1.3 Les matériaux latéritiques dans la construction routière.....	22
1.3.1 Les classifications usuelles et leurs insuffisances.....	24
1.3.2 L'adaptation de classifications des sols latéritiques.....	25
1.3.3 Le développement de nouvelles classifications prenant en compte la friabilité.....	25
1.3.4 Spécifications routières.....	26
1.3.5 Les principales caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux latéritiques meubles.....	30
1.4 Technique de traitement des sols.....	38

1.4.1	Traitement des sols au ciment.....	38
1.4.2	Stabilisation mécanique des sols latéritiques par ajout de granulats concassés : la litho-stabilisation.....	47
1.5	Conclusion.....	52
<b>Chapitre 2 Matériels et méthodes expérimentales .....</b>		<b>55</b>
2.1	Introduction .....	55
2.2	Les matériaux d'étude et leur contexte .....	55
2.2.1	L'environnement régional.....	55
2.2.2	Localisation des sites d'emprunts latéritiques de Saaba et de Kamboinsé .....	58
2.2.3	Les granulats concassés de granites.....	61
2.2.4	Le ciment .....	62
2.3	Méthodes de caractérisation des sols bruts et traités issus des deux carrières latéritiques.....	62
2.3.1	Caractérisation physique des sols .....	62
2.3.2	Caractéristiques mécaniques ou caractérisation géotechnique .....	66
2.3.3	Analyse minéralogique .....	81
2.4	Conclusion.....	82
<b>Chapitre 3 Caractéristiques physiques, mécaniques et minéralogiques des matériaux latéritiques.....</b>		<b>83</b>
3.1	Introduction .....	83
3.2	Propriétés géotechniques des matériaux latéritiques.....	83
3.2.1	Analyse granulométrique.....	83
3.2.2	Indice de plasticité et valeur au bleu de méthylène .....	86
3.2.3	Poids spécifique .....	89
3.2.4	Propriétés de compactage .....	90
3.2.5	Indice CBR.....	92
3.2.6	Résistance à la compression simple et module de Young ( $E_{30}$ ) sur sols remaniés et compactés.....	93
3.3	Essai triaxial .....	97
3.3.1	Essai triaxial monotone.....	97

3.3.2	Essai triaxial pseudo-cyclique.....	109
3.3.3	Caractéristiques de compressibilité sur sols remaniés reconstitués.....	114
3.4	Analyse minéralogique des matériaux latéritiques.....	118
3.5	Conclusion.....	123
<b>Chapitre 4 Influence de l’ajout de ciment sur le comportement géomécanique des matériaux latéritiques.....</b>		<b>125</b>
4.1	Introduction .....	125
4.2	Influence sur les propriétés physiques .....	125
4.2.1	Limites d’Atterberg.....	125
4.2.2	Propriétés de compactage .....	127
4.3	Influence sur les paramètres mécaniques .....	132
4.3.1	Indice CBR.....	132
4.3.2	Résistance à la compression uniaxiale.....	137
4.3.3	Module de YOUNG et résistance à la traction .....	142
4.3.4	Corrélation entre module de Young, CBR et résistance à la compression .....	146
4.3.5	Essai triaxial.....	149
4.4	Essai de cisaillement direct .....	158
4.4.1	Courbes contrainte-déformation .....	158
4.4.2	Caractéristiques de cisaillement des matériaux étudiés.....	160
4.4.3	Courbes intrinsèques des matériaux.....	166
4.5	Conclusion.....	169
<b>Chapitre 5 Effet de l’ajout de granulats sur le comportement géomécanique des matériaux latéritiques (la litho-stabilisation).....</b>		<b>174</b>
5.1	Introduction .....	174
5.2	Méthode expérimentale.....	175
5.3	Propriétés physiques et de compactage.....	176
5.3.1	Granulométrie .....	176
5.3.2	Plasticité et valeur au bleu de méthylène .....	180
5.3.3	Propriétés de compactage .....	186
5.4	Propriétés mécaniques.....	191

5.4.1	Indice CBR.....	191
5.4.2	Module d'élasticité et résistance à la compression .....	195
5.5	Conclusion.....	204
	Conclusion Générale et Perspectives.....	206
	Bibliographie.....	212
	Annexe A Vue satellitaire de l'emprunt de Saaba.....	230
	Annexe B Paramètres physiques et mécaniques des sols étudiés.....	232
	Annexe C Courbes contrainte-déformation essai de Compression simple .....	234
C.1	Emprunt de KAMBOINSÉ .....	234
C.2	Emprunt de SAABA.....	237
	Annexe D Courbes contrainte-déformation essai de cisaillement direct.....	240
D.1	Emprunt de KAMBOINSE .....	240
D.2	Emprunt de SAABA.....	242
	Annexe E Production scientifique .....	245

## **Liste des abréviations**

AASHTOO	: American Association of State Highway and Transportation Officials
BUMIGEB	: Bureau des Mines et de la Géologie du Burkina Faso
BCEOM	: Bureau Central d'Etudes d'Outre-Mer
CBR	: Californian Bearing ration
CCTA	: Commission de coopération Technique en Afrique
CEBTP	: Centre Expérimentale du Bâtiment et des Travaux Publics
DRX	: Diffraction de Rayon X
DSO	: Densité Sèche Optimale
GTR	: Guide des Terrassements Routiers
HRB	: High Research Board
ISTED	: Institut des Sciences et des Techniques de l'Équipement et de L'Environnement pour le Développement
LCPC	: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
MCT	: Miniature Compacted Tropical classification
ORSTOM	: Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer
OPM.	: Optimum Proctor Modifié
TEO	: Teneur en Eau Optimale
USCS	: Unified Soil Classification System

## **Liste des tableaux**

Tableau 1-1 : Spécifications du (CEBTP, 1984) pour une utilisation en assise de chaussée ..	27
Tableau 1-2 : Spécifications du (CEBTP, 1984) sur les sols latéritiques améliorés ou stabilisés au ciment.....	27
Tableau 1-3 : Classe de portance des sols (CEBTP, 1984).....	27
Tableau 1-4 : Classe de trafic définies par le (CEBTP, 1984).....	28
Tableau 1-5 : Classe de qualité mécanique des sols pour une utilisation en assise de chaussée (Abdo & Serfass, 2009) .....	29
Tableau 1-6 : Valeurs de densités spécifiques pour quelques sols latéritiques (M. D. Gidigasou, 2012).....	32
Tableau 1-7 : Perméabilité de quelques sols résiduels tropicaux (De Graft-Johnson et al., 1969) cité par (M. D. Gidigasou, 2012).....	38
Tableau 1-8 : Possibilités d’emploi des ciments courants avec différents types de sols (Abdo & Serfass, 2009).....	40
Tableau 2-1. Propriétés des granulats concassés de granite .....	61
Tableau 3-1 : Caractéristiques granulométriques des deux sites .....	85
Tableau 3-2. Augmentation des fines ( $d < 80 \mu\text{m}$ ) après essai CBR.....	86
Tableau 3-3 : Limites d’Atterberg et valeurs au bleu de méthylène.....	87
Tableau 3-4 : Classification des sols étudiés .....	89
Tableau 3-5 : Poids spécifique des sols étudiés .....	90
Tableau 3-6 : Densité sèche maximale et teneur en eau optimal des matériaux.....	91
Tableau 3-7 : Indice CBR des matériaux latéritiques des deux emprunts .....	92
Tableau 3-8 : Résistance à la compression simple et module d’élasticité des matériaux étudiés .....	97
Tableau 3-9 : Nombre d’échantillons testés par couche .....	98
Tableau 3-10 : Variation des paramètres à la rupture ( $q_{\text{max}}$ et $\epsilon_1$ ) des matériaux C1_K et C2_S en fonction de la contrainte de confinement appliquée à différentes teneurs en eau de moulage des échantillons.....	100
Tableau 3-11 : Caractéristiques physiques initiales et finales de C2_S et C1_K à $\omega_{\text{opt}}$ .....	102

Tableau 3-12 : Caractéristiques physiques initiales et finales de C2_S et C1_K à $\omega_{opt}+1\%$ .....	102
Tableau 3-13 : Paramètres de cisaillement (C et $\phi$ ) des matériaux C2_S et C1_K.....	105
Tableau 3-14 : Modules sécants $E_{30}$ et $E_{50}$ des matériaux C2_S et C1_K.....	107
Tableau 3-15 : Nombre de cycle de chargement par palier des matériaux C2_S et C1_K....	109
Tableau 3-16 : Caractéristiques physiques initiales et finales de C2_S et de C1_K .....	111
Tableau 3-17 : Caractéristiques de compressibilité des matériaux latéritiques de Kamboinsé et Saaba.....	116
Tableau 3-18 : Caractéristiques de consolidation.....	118
Tableau 3-19 : Composition minéralogique des deux carrières par tranche granulométrique .....	122
Tableau 4-1 : Paramètres de plasticité .....	127
Tableau 4-2 : Usage des matériaux améliorés au ciment en fonction de la plasticité selon le (CEBTP, 1984) .....	127
Tableau 4-3 : Usage des matériaux améliorés au ciment en fonction de la densité sèche selon le (CEBTP, 1984).....	132
Tableau 4-4 : Utilisation des matériaux étudiés en couche de chaussée en fonction de l'indice CBR (pour les trafics supérieurs à T3) .....	137
Tableau 4-5 : Module d'élasticité, résistance à la compression et résistance à la traction des différents matériaux latéritiques en fonction de la teneur en ciment et du temps de cure .....	148
Tableau 4-6 : Nombre d'échantillons améliorés au ciment (3%) testés par couche.....	149
Tableau 4-7 : Paramètres à la rupture ( $q_{max}$ et $\epsilon_1$ ) en fonction de la contrainte de confinement appliquée des matériaux C2_S et C1_K avant et après amélioration à 3% de ciment ..	151
Tableau 4-8 : Paramètres de cisaillement de C2_S avant et après à 3% ciment.....	152
Tableau 4-9 : Comparaison entre les modules sécants $E_{30}$ et $E_{50}$ avant et après ajout de 3% à une contrainte de confinement de 50 kPa. ....	154
Tableau 4-10 : Nombre de cycle de charment par palier de C2_S .....	155
Tableau 4-11 : Paramètres de cisaillement c, $\phi$ , $\tau$ et $\epsilon_{pic}$ en fonction du taux de ciment des matériaux de Saaba .....	164

---



Tableau 4-12 : Paramètres de cisaillement $c$ , $\phi$ , $\tau$ et $\varepsilon_{pic}$ en fonction du ciment des matériaux de Kamboinsé.....	165
Tableau 5-1 : Caractéristiques granulométriques des sols latéritiques de Saaba en fonction du pourcentage de concassés de granites .....	179
Tableau 5-2 : Caractéristiques granulométriques des sols latéritiques de Kamboinsé en fonction du pourcentage de concassés de granites .....	180
Tableau 5-3 : Plasticité et classification des sols latéritiques de Saaba en fonction de la teneur en granulats concassés de granites .....	183
Tableau 5-4 : Plasticité et classification des sols latéritiques de Saaba en fonction de la teneur en granulats concassés de granites .....	184
Tableau 5-5 : Densité sèche maximale et teneur en eau optimale des sols latéritiques de Saaba en fonction de la teneur en granulats concassés de granite (GrC) .....	186
Tableau 5-6 : Densité sèche maximale et teneur en eau optimale des matériaux latéritiques de Kamboinsé en fonction de la teneur en granulats concassés (GrC).....	188
Tableau 5-7 : Variation de la compacité des matériaux en fonction de la teneur en granulats concassés (GrC) .....	190

## Liste des figures

Figure 1-1 : Carte de répartition globale des différents types d'altération moderne (Summerfield, 2014).....	6
Figure 1-2 : Répartition des sols dans le monde (J.-P. Legros, 2013).....	6
Figure 1-3 : Carte des carrières de latérites au Burkina Faso (BUMIGEB, 2007).....	8
Figure 1-4 : Diagramme de Shellmann montrant la composition des cuirasses portées par les différents types de surface d'Afrique de l'Ouest (Boulangé et al., 1973).....	14
Figure 1-5 : Blocs diagrammes représentant le processus d'inversion de relief. a) Topographie initiale avec accumulation d'oxydes puis cuirassement dans les bas-fonds. b) Dissection de plateaux résiduels en réponse à un abaissement du niveau de base. Cette baisse est accompagnée par le carapacement/cuirassement. c) plateaux résiduels après que l'érosion ait continué (Summerfield, 2014).....	16
Figure 1-6 : Profil type des sols ferrugineux, dit « profil Walther » (J. Legros, 2007).....	18
Figure 1-7 : Coupe schématique de l'évolution du paysage en Sierra Léone montrant le développement puis le cuirassement de trois générations de glacis dans la région de Koidu, au sud des monts de Loma (Thomas & Thorp, 1994).....	19
Figure 1-8 : Modèle d'évolution d'un interfluve ouest africain depuis 45 Ma basé sur la chronologie de (Beauvais, 2008).....	22
Figure 1-9 : Abaque de classification des sols traités pour couche d'assise (Abdo & Serfass, 2009).....	29
Figure 1-10 : Courbes de consolidation (indice des vides vs contrainte effective).....	37
Figure 1-11 : Variation du CBR en fonction de la teneur en ciment (Dadouch et al., 2015) ..	44
Figure 1-12 : Variation du CBR en fonction de la teneur en ciment (Mengue et al., 2017).....	44
Figure 1-13 : Effet de l'augmentation de la teneur en ciment sur a) l'enveloppe de rupture de Mohr-coulomb du sol, b) la cohésion et l'angle de frottement ((Dadouch et al., 2015)..	46
Figure 1-14 : Variation de la contrainte déviatorique en fonction de la contrainte de confinement pour un sol traité à 6% de ciment a) 7 jours de cure, b) 28 jours de cure (Mengue et al., 2017).....	47

Figure 1-15 : Evolution de l'indice de plasticité en fonction de la teneur en grave alluvionnaire (Ahouet & Elenga, 2019).....	50
Figure 1-16 : Variation du CBR en fonction de la teneur en agrégats (Jjuuko et al., 2014)....	51
Figure 2-1 : Disparition progressive des tables latéritiques dans la zone Est de Saaba.a) 2002, b) 2021 .....	56
Figure 2-2 : Carte géologique du Burkina Faso avec les différentes carrières étudiées .....	57
Figure 2-3 : Plan d'aménagement de la ville et ses voies de contournement – Poition dans le bassin versant du Massili .....	58
Figure 2-4 : Coupe transversale des carrières étudiées. a) Saaba ; b) Kamboinsé.....	60
Figure 2-5 Courbe granulométrique des granulats concassés de granites comparée au fuseau normalisé granulats des concassés proposé par le (CEBTP, 1984) .....	62
Figure 2-6 Analyse granulométrique : a) par tamisage ; b) par sédimentométrie .....	64
Figure 2-7. a) dispositifs de détermination de $w_L$ ; b) Rouleau de sol pour $w_p$ .....	65
Figure 2-8 : Matériels essai Proctor Modifié .....	66
Figure 2-9 : Presse CBR .....	67
Figure 2-10 Appareillage essai de compression. a) Presse, b) Eprouvette avec les capteurs de déplacement et de force .....	68
Figure 2-11 : Méthode de détermination du module de Young à partir de la courbe contrainte-déformation .....	69
Figure 2-12 : Eprouvette a) Après confection, b) soumis à la traction indirecte .....	70
Figure 2-13 Protocole des essais pseudo-cyclique – montée des chargements .....	71
Figure 2-14 : Appareillage et éprouvettes a) Dispositif de confection des éprouvettes, b) Equipement triaxial avec acquisition des mesures c) Eprouvette après confection, d) Eprouvette enroulées dans des films plastiques pour stockage .....	73
Figure 2-15 : Courbe contrainte déviatorique-déformation axiale .....	74
Figure 2-16 : Représentation des cercles de Mohr et de la droite de Mohr-Coulomb.....	75
Figure 2-17 : a) Dispositif de confection des éprouvettes, b) appareil de cisaillement à la boîte de Casagrande .....	76
Figure 2-18 : Essai œdométrique a) Eprouvette après compactage, b) Eprouvette découpé en trois morceaux, c) Echantillon soumis à l'essai, d) Eprouvette à la fin de l'essai.....	77

Figure 2-19 : Appareil œdométrique ; cellule, capteurs numérisés et dispositif de chargement .....	78
Figure 2-20 : Courbe de compressibilité.....	79
Figure 2-21 : Courbe de Consolidation.....	81
Figure 3-1 : Coubes granulométriques insérées dans les fuseaux pour les couches de fondation du (CEBTP, 1984).a) Saaba, b) Kamboinsé .....	85
Figure 3-2 : Classification des sols étudiés selon le diagramme de Casagrande.....	87
Figure 3-3 : Courbe Proctor des deux emprunts latéritiques. a) Saaba, b) Kamboinsé .....	91
Figure 3-4 : Courbes contrainte-déformation de l'essai de compression simple sur les matériaux latéritiques de Saaba et Kamboinsé. a) C1_S, b) C2_S, c) CM_S,.....	96
Figure 3-5 : Coubes contraintes déviatoriques en fonction de la déformation axiale.....	99
Figure 3-6 : Photos d'illustration des échantillons bruts avant et après essai : a) Saaba (C2_S), b) Kamboinsé (C1°K) .....	100
Figure 3-7 : Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte moyenne en phase de consolidation de C2_S et de C1_K.....	101
Figure 3-8 : Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte moyenne en phase de cisaillement de C2_S et de C1_K .....	101
Figure 3-9 : Cercles de Mohr et enveloppe de rupture des matériaux à $\omega_{opt}$ a) C2_S et b) C1_K .....	103
Figure 3-10 : Cercles de Mohr et enveloppe de rupture des matériaux à $\omega_{opt}+ 1\%$ .....	104
Figure 3-11 : Modules sécants $E_{30}$ et $E_{50}$ des matériaux à $\omega_{opt}$ et à $\omega_{opt}+1$ pour les sites de Saaba et de Kamboinsé.....	106
Figure 3-12 : Corrélation entre module sécant $E_{30}$ et $E_{50}$ et contrainte de confinement des deux matériaux étudiés à $\omega_{opt}$ et $\omega_{opt}+1\%$ .....	108
Figure 3-13 : Courbes contraintes déformation des matériaux C1_K et C2_S à différents paliers de chargement .....	110
Figure 3-14 : Comparaison courbes contrainte-déformation chargement cyclique fin-charge monotone.....	112
Figure 3-15 : Comparaison entre module sécant cyclique et module sécant monotone des matériaux bruts C2_S et C1_K.....	113

Figure 3-16 : Courbes de compressibilité des matériaux latéritiques de Saaba et de Kamboinsé, .....	115
Figure 3-17 : Spectre DRX de la latérite de Saaba .....	120
Figure 3-18 : Spectre DRX de la latérite de Kamboinsé .....	120
Figure 3-19 : Spectre DRX de Saaba (fraction infra 80 µm) sur lame orientée .....	121
Figure 3-20 : Spectre DRX de Saaba (fraction infra 80 µm) sur lame orientée .....	121
Figure 4-1 : variation de l'indice de plasticité en fonction de la teneur en ciment : a) Saaba; b) Kamboinsé .....	126
Figure 4-2 : Courbes issues des essais Proctor Modifié des matériaux latéritiques : a) C1_S, b) C2_S, c) CM_S, d) C1_K et e) C2_K.....	130
<i>Figure 4-3 : Variation de la densité sèche optimale en fonction de la teneur en ciment : a) Saaba et b) Kamboinsé .....</i>	<i>131</i>
Figure 4-4 : Variation de la teneur en eau optimale en fonction de la teneur en ciment : a) Saaba et b) Kamboinsé .....	132
Figure 4-5 : Indice CBR en fonction de la teneur en ciment des matériaux latéritiques de Saaba .....	133
<i>Figure 4-6 : Indice CBR en fonction de la teneur en ciment des matériaux latéritiques de Kamboinsé.....</i>	<i>136</i>
<i>Figure 4-7 : Variation de la résistance à la compression des matériaux latéritiques de Saaba et de Kamboinsé.....</i>	<i>139</i>
Figure 4-8 : Courbes de variation de la résistance des matériaux latéritiques de Saaba et de Kamboinsé en fonction de la teneur en ciment.....	140
Figure 4-9 : Courbes contrainte-déformation des matériaux étudiés C2_S et C1_K .....	141
Figure 4-10. Module d'élasticité des matériaux latéritiques de Saaba et de Kamboinsé .....	143
Figure 4-11 : Résistance à la traction des matériaux latéritiques de Saaba et de Kamboinsé	145
Figure 4-12 : Classe de performance mécanique (courbe Rt/E à 360 jours) avec les différents points des matériaux latéritiques étudiées.....	146
Figure 4-13 : Corrélation entre a) le Module de Young à 360 jours et l'indice CBR après 4 jours d'imbibition, b) Le module de Young à 360 jours et la résistance à la compression à 360 jours.....	147

---

Figure 4-14 : Courbes contraintes déviatoriques en fonction de la déformation axiale des matériaux améliorés à 3% de ciment : a) C2_S et C1_K à une contrainte de confinement de 50 kPa, b) C2_S à un confinement de 50,100 et 200 kPa .....	150
Figure 4-15 : Photos d'illustration des échantillons améliorés à 3% de ciment avant et après essai : a) Saaba, b) Kamboinsé .....	151
Figure 4-16 : Cercles de Mohr et enveloppe de rupture de C2_S après ajout de 3% de ciment .....	152
<i>Figure 4-17 : Modules sécants <math>E_{30}</math> et <math>E_{50}</math> de C2_S amélioré à 3% de ciment, a) variation en fonction de la contrainte de confinement, b) corrélation avec la contrainte de confinement .....</i>	<i>153</i>
Figure 4-18 : Modules sécants avant et après ajout de 3% de ciment à une contrainte de confinement de 50 kPa, a) C1_K, b) C2_S.....	154
Figure 4-19 : Courbes contrainte-déformation cycliques à différents paliers de chargement de C2_S amélioré à 3%.....	155
Figure 4-20 : Comparaison courbe contrainte-déformation d'un chargement monotone et à la fin d'un chargement cyclique pour C2_S amélioré à 3% de ciment.....	156
Figure 4-21 : Comparaison entre module sécant cyclique et module sécant monotone de C2_S après ajout de 3% de ciment à une contrainte de confinement de 50 kPa .....	157
<i>Figure 4-22 : Courbes de variation a) de la contrainte tangentielle en fonction de la déformation horizontale de C2_K, b) de la déformation verticale en fonction de la déformation horizontale de C2_K.....</i>	<i>158</i>
Figure 4-23 : Courbes de variation a) de la contrainte tangentielle en fonction de la-déformation horizontale de C2_K amélioré à 3% de ciment, b) de la déformation verticale en fonction de la déformation horizontale de C2_K amélioré à 3% de ciment .....	159
Figure 4-24. variation de la cohésion et de l'angle de frottement des matériaux latéritiques de Saaba en fonction de la teneur en ciment.....	161
Figure 4-25. variation de la cohésion et de l'angle de frottement des matériaux latéritiques de Kamboinsé en fonction de la teneur en ciment.....	162
Figure 4-26. Courbes intrinsèques de Mohr-Coulomb des matériaux latéritiques de Saaba en fonction de la teneur en ciment.....	166

Figure 4-27. Courbes intrinsèques de Mohr-Coulomb des matériaux latéritiques de Kamboinsé en fonction de la teneur en ciment .....	167
Figure 4-28 : variation de la déformation permanente en fonction de la teneur en ciment, a) Saaba ; b) Kamboinsé .....	168
Figure 5-1 : Organigramme du programme expérimental de l'étude .....	175
Figure 5-2 : Courbes granulométriques de Saaba, a) C1_S, b) C2_S et c) CM_S avant et après ajout de granulats concassés de granites comparées avec le fuseau des sols de fondation (CEBTP, 1984) .....	177
Figure 5-3 : Courbes granulométriques de Kamboinsé a) C1_K et b) C2_K avant et après ajout de concassées de granites comparées avec le fuseau granulaire d'une couche de fondation du (CEBTP, 1984) .....	178
Figure 5-4 : Variation de l'indice de plasticité et de la valeur au bleu de méthylène en fonction de la teneur en granulats concassés de granites a) C1_S, b) C2_S et c) CM_S.....	181
Figure 5-5 : Variation de l'indice de plasticité et de la valeur au bleu de méthylène en fonction de la teneur en granulats concassés de granites a) C1_S et b) C2_S .....	182
Figure 5-6 : Variation de la densité sèche maximale et de la teneur en eau optimale en fonction de la teneur en agrégats pour l'emprunt de Saaba a) C1_S, b) C2_S, c) CM_S.....	187
Figure 5-7 : Variation de la densité sèche maximale et de la teneur en eau optimale en fonction de la teneur en agrégats pour l'emprunt de Kamboinsé a) C1_K et b) C2_K .....	188
Figure 5-8 : Evolution du pic de la courbe Proctor en fonction de la teneur en granulats de concassées. a) Saaba ; b) Kamboinsé.....	189
Figure 5-9 : Indice CBR des matériaux latéritiques de Saaba en fonction de la teneur en granulats concassés de granites : a) Indice CBR immédiat à 95% de compacité, b) Indice CBR immédiat à 98% de compacité c) Indice CBR après 4 jours d'immersion à 95% de compacité, d) Indice CBR après 4 jours d'immersion à 98% de compacité.....	192
Figure 5-10 : Indice CBR des matériaux latéritiques de Kamboinsé en fonction de la teneur en granulats concassés de granites : a) Indice CBR immédiat à 95% de compacité, b) Indice CBR après 4 jours d'immersion à 95% de compacité, c) Indice CBR immédiat à 98% de compacité, d) Indice CBR après 4 jours d'immersion à 98% de compacité.....	193

Figure 5-11 : Module d'élasticité des matériaux latéritiques de Saaba en fonction de la teneur en agrégats (C1_S, C2_S et CM_S) a) 90% de compacité max, b) 95% de compacité max, c) 100% de compacité ou compacité max.....	197
Figure 5-12 : Module d'élasticité des matériaux latéritiques de Kamboinsé (C1_K et C2_K) en fonction de la teneur en agrégats a) 90% de compacité, b) 95% de compacité, c) 100% de compacité .....	198
Figure 5-13 : Courbes contrainte-déformation type de a) CM_S avec 20% d'agrégats à 95% de compacité et b) C1_K avec 20% d'agrégats à 90% de compacité.....	200
Figure 5-14 : Photo des modes de rupture de : a) CM_S avec 20% d'agrégats à 95% de compacité et b) C1_K avec 20% d'agrégats à 90% de compacité.....	200
Figure 5-15 : Résistance à la compression des matériaux latéritiques de Saaba (C1_S, C2_S et CM_S) en fonction de la teneur en agrégats) a) 90% de compacité, b) 95% de compacité, c) 100% de compacité .....	202
Figure 5-16 : Résistance à la compression des matériaux latéritiques de Kamboinsé (C1_K et C2_K) en fonction de la teneur en agrégats a) 90% de compacité, b) 95% de compacité, c) 100% de compacité .....	203



## **Introduction Générale**

La réalisation des structures routières nécessite la disponibilité de matériaux en grande quantité et de bonne qualité pour les corps de chaussée. En Afrique subtropicale, il existe des matériaux de bonne performance pouvant être utilisés en construction routière, comme des granulats issus de roches magmatiques. Cependant, ils sont insuffisamment ou peu employés car ils nécessitent des moyens coûteux en ce qui concerne l'extraction et le transport. Ainsi, l'usage des sols latéritiques, particulièrement présents reste le matériau de prédilection des ingénieurs de construction routière. Au Burkina Faso, ces sols occupent près des 2/3 du territoire (Wyss & Sauret, 2007), sont faciles à extraire, ont un coût d'exploitation relativement faible et se situent souvent à proximité des infrastructures à construire.

Ces matériaux issus d'une altération intense des roches sous-jacentes en conditions tropicales, sont utilisés pour la construction des couches de forme, de fondation, de base et même de remblais. Leurs propriétés géotechniques sont variables car influencées par le climat, la géologie et le degré de latérisation (M. D. Gidigas, 1972, 1976), mais aussi évolutives à cause de leur friabilité plus ou moins forte. Ainsi, le constat est unanime, les infrastructures routières construites avec ces matériaux n'atteignent pas la durée de vie projetée, des dégradations prématurées y sont constatées (European Court of Auditors., 2012). Les conditions d'usage, avec des charges excessives apportées par un trafic inadapté expliquent en partie ces dégradations. L'utilisation des sols latéritiques est conditionnée par des spécifications traditionnelles (AGEPAR AIPCR, 2019; CEBTP, 1984, 1972; SETRA, 1994).

La plupart de ces spécifications sont basées sur des considérations issues des essais d'identification, mais rarement sur les paramètres purement mécaniques.

La majeure partie des études sur les sols latéritiques ont porté sur leur caractérisation physique, leur classification pédogénétique, quelques fois sur leur composition minéralogiques et rarement sur leurs caractérisations mécaniques (compression, module élastique, paramètres de cisaillement qui conditionnent le développement des déformations permanentes responsable de l'orniérage sur les chaussées).

De plus, les pays d'Afrique de l'Ouest tels que le Burkina, connaissent un développement fulgurant de leur réseau routier, causant une surexploitation des sols latéritiques de bonne qualité, ce qui a pour conséquence la rareté des gisements de bonne performance. Pour une

meilleure gestion des ressources naturelles, il est important de privilégier une utilisation rationnelle de ces dernières. Il faut également noter qu'avec la hausse galopante du trafic routier, la disponibilité de matériaux de plus grandes performances mécaniques est exigée. Selon le rapport du Fond Européen de développement (FED), la dégradation prématurée des routes est principalement due à la surcharge des véhicules. Cette étude a conclu que, du fait de la surcharge permanente des véhicules, la durée de vie de 44 % du réseau routier asphalté du Burkina Faso passe de quinze ans à moins de quatre ans (European Court of Auditors., 2012). Bien que largement étudiés, sur le plan pédologique, géomorphologique, métallogénique et même géotechniques, les sols latéritiques particulièrement diversifiés restent difficiles à identifier. En effet, leur diversification résulte de leurs conditions de formation, car il s'agit d'un matériau résiduel, issu de l'altération des roches en place et elles sont nombreuses, mais pouvant aussi avoir subi des processus sédimentaires complexes (transport, accumulation, compactage, et reprise d'érosion, remaniement...). Fort de ces constats, notre étude s'inscrit dans la dynamique d'une caractérisation des sols latéritiques bruts localisés à proximité du tracé de la voie de contournement de Ouagadougou au Burkina Faso. Il s'agira de faire une caractérisation physico-mécanique et minéralogique de sols latéritiques des sites d'emprunt et de les traiter pour améliorer leurs performances en vue d'une meilleure utilisation en construction routière. Plus spécifiquement, l'étude vise à :

- Caractériser les propriétés physiques et minéralogiques des sols latéritiques issus des deux carrières en fonction des horizons de la carrière et d'analyser plus finement leurs caractéristiques et de dégager leur influence sur le comportement mécanique des sols latéritiques ;
- Evaluer l'effet de l'ajout de ciment à petite dose (0 à 3% avec un pas de 1%) sur les propriétés physiques et mécaniques des sols latéritiques et de faire ressortir les facteurs qui peuvent influencer leur performance ;
- Etudier l'effet de l'ajout de granulats concassés sur les propriétés physiques et mécaniques ainsi que les facteurs qui pourraient les influencer.

Cette thèse s'articulera essentiellement autour de cinq principaux chapitres.

Le premier chapitre porte sur l'étude bibliographique sur les latérites, en faisant ressortir la difficulté d'un consensus sur sa définition. Une attention particulière a été portée sur sa genèse, son processus de formation et sa localisation dans le monde. Nous avons ensuite passé en revue les différentes études qui ont porté sur sa caractérisation géotechnique. Ceci a révélé à quel

point ce sol est complexe. La dernière partie a porté sur la classification, les spécifications et les travaux sur le traitement des sols latéritiques.

Le deuxième chapitre présente les deux zones d'emprunt étudiées. Il s'ensuit une caractérisation des matériaux utilisés pour améliorer les sols extraits et employés pour la construction routière. Les méthodes et techniques expérimentales utilisées pour la caractérisation des matériaux étudiés sont précisées.

Le troisième chapitre porte sur l'étude de la variabilité spatiale (profondeur) des caractéristiques physiques, mécaniques et minéralogiques des sols latéritiques issus de deux emprunts du Burkina Faso. L'accent a été mis sur une meilleure connaissance de ces sols latéritiques du point de vue classique mais plus particulièrement sur leur comportement mécanique.

Le quatrième chapitre a traité de l'influence de l'ajout de ciment à des proportions faibles (1%, 2% et 3%) sur les propriétés physiques, de compactage et mécaniques des sols latéritiques des deux emprunts. L'étude de l'influence du ciment sur la performance mécanique a porté essentiellement sur la résistance à la compression et à la traction par fendage mais aussi sur les résistances au cisaillement. Certains paramètres peu considérés qui pourraient influencer les performances mécaniques de ces sols ont été soulignés.

Le dernier chapitre a abordé la caractérisation physique et mécanique des sols latéritiques améliorés par adjonction de granulats concassés de granites de ces deux emprunts. Des proportions de 20%, 25%, 30% et 35% ont été ajoutées aux sols latéritiques. Concernant l'aspect mécanique, une étude de la résistance à la compression de ces mélanges, souvent négligé dans le choix de la proportion optimale, a été menée.

Une conclusion générale vient clôturer ce travail. Une revue des principaux résultats de cette thèse a été dégagée, les limites ressorties et pour finir, des perspectives proposées.

# **Chapitre 1**

## **Synthèse bibliographique**

### **1.1 Introduction**

La construction des structures routières nécessite la disponibilité de matériaux de bonne performance à court terme aussi bien qu'à long terme. Dans la plupart des projets routiers, il est fait recours à l'utilisation des ressources locales qui ne sont pas éloignées des zones d'emprise du projet, cela dans un but économique. En Afrique sub-saharienne, les matériaux les plus abondants et les plus faciles d'exploitation utilisés en construction routières sont les sols latéritiques (Fall, 1993). Cependant, ces sols présentent plusieurs aspects négatifs du fait de leur sensibilité face aux facteurs climatiques. La connaissance de leur genèse et de leur processus de formation sont des facteurs clés qui permettent de mieux comprendre leur comportement in situ.

Ce chapitre sera structuré en trois parties :

- la première portera sur les généralités sur les latérites, considérées comme une formation géologique superficielle complexe ;
- la deuxième présentera les différentes spécifications pour l'emploi de ces matériaux latéritiques dans la construction routière.
- nous passerons enfin en revue, les études qui ont été menées sur leurs propriétés physiques, minéralogiques et mécaniques lorsqu'ils sont utilisés à l'état naturel et lorsqu'ils sont traités pour atteindre de meilleures performances.

### **1.2 Généralités sur les latérites : formations géologiques complexes**

#### **1.2.1 Historique et premières définitions**

Le terme latérite a été introduit pour la première fois par (Buchanan, 1807) pour décrire un matériau recensé à Malabar en Inde dans le cadre de l'inventaire des ressources du pays. Il le présente comme étant un dépôt ferrugineux à morphologie vésiculaire, non stratifié et poreux

de couleur jaune ocre en raison de la forte teneur en fer (Bourgeon & Gunnell, 2005). L'intérieur du matériau, s'il est à l'abri de l'air, est si tendre que tout instrument métallique le coupe. Aussitôt taillé à la forme voulue et au contact avec l'air, la masse devient aussi dure qu'une brique et résiste aux agents météorologiques. Ce matériau était utilisé localement comme brique pour la construction et était appelé latérite du mot latin « later » qui signifie brique (Kasthurba et al., 2007; Lawane Gana, 2014; Uchida et al., 1999). Depuis Buchanan, ce matériau a suscité l'intérêt de plusieurs chercheurs. Ce qui a mené au développement de plusieurs définitions. Les premières synthèses mondiales sur les latérites ont été proposées par (Prescott & Pendleton, 1952). (Florentin et al., 1957) ont recensé plus d'une trentaine de définition du terme latérite. C'est à (Maignien, 1966a) que l'on doit, l'évolution de la définition de la latérite indiquées ci-dessus.

(Wather, 1889) donna une définition basée sur un critère morphologique. Selon l'auteur, le terme latérite a été choisi par référence à la couleur rouge qui est comparable à celle des briques. Il proposa ainsi d'étendre la définition à toutes les alluvions et éluvions colorées en rouge, et, en particulier, aux terres rouges tropicales.

## **1.2.2 Répartition des latérites**

### **1.2.2.1 Répartition dans le monde**

Les matériaux latéritiques sont localisés dans les zones à climat chaud avec des pluies abondantes durant toute l'année ou durant une saison humide, localisées entre tropique du Cancer et tropique du Capricorne : en Amérique du Sud, au cœur de l'Afrique et aussi en Inde et dans une partie de l'Asie (Figure 1-1). Ils représentent un tiers des terres émergées, comme l'indique la carte établie par (J.-P. Legros, 2013) (Figure 1-2).

Pour l'Afrique, une carte des sols du Service Pédologique Interafricain (CCTA) a été établie pour matérialiser l'ensemble des résultats obtenus par les pédologues à l'échelle d'un continent. Cette carte établie par (D'hoore & Commission de Coopération technique en Afrique au sud du Sahara, 1964) précise que :

- ✓ les cuirasses ferrugineuses se situent dans l'hémisphère nord sur une bande qui prend le continent d'Ouest en Est, entre les isohyètes 750 et 1200 mm, et dans l'hémisphère sud, en Angola, au sud Congo et en Mozambique ;
- ✓ les sols ferrugineux ou sols latéritiques se situent entre ces deux bandes ; fréquemment cuirassés sous climat tropical et rarement sous climat équatorial.

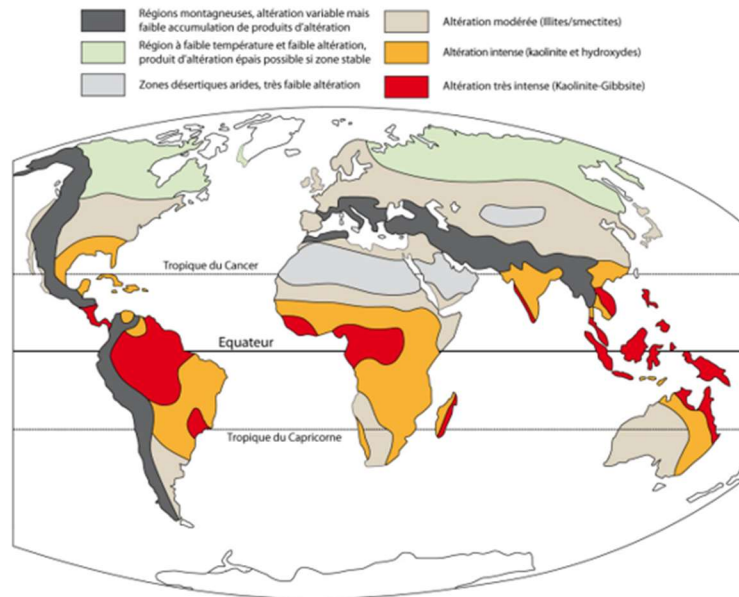


Figure 1-1 : Carte de répartition globale des différents types d'altération moderne (Summerfield, 2014)

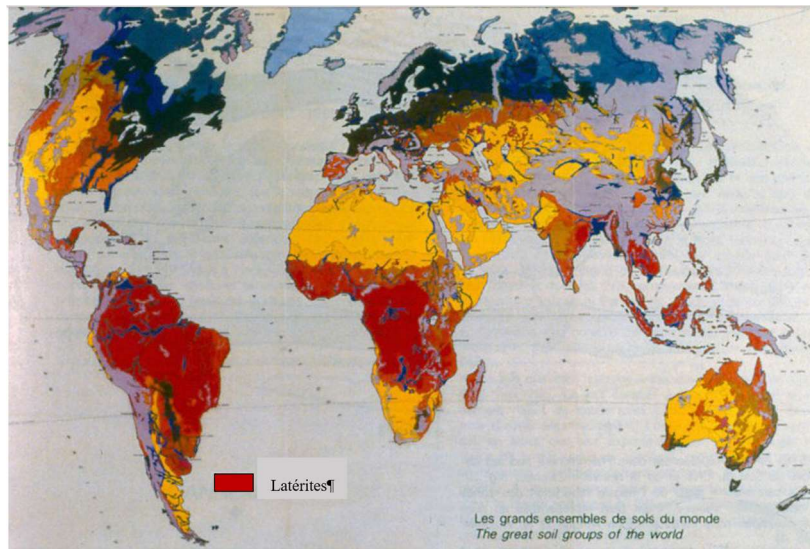


Figure 1-2 : Répartition des sols dans le monde (J.-P. Legros, 2013)

Pour l'Amérique du sud, l'Asie du Sud-ouest et l'Australie, des travaux semblables à ceux réalisés en Afrique existent (Stephens & others, 1962). Les grosses formations importantes des Red Yellow latosols, Red Yellow podzolic soils, Latosols concrétionnés et arénacés, Low humic latosols, Rubrozems, tous classées dans la famille des latérites, sont présents au Brésil, au Pérou, en Colombie, en Bolivie, au Paraguay, en Argentine, au Venezuela et en Australie.

---

D'autres formations semblables sont également présentes dans le reste du continent sud-américain.

En Amérique du Nord, la présence des « Red Yellow podzolic soils » est signalée dans le Nebraska aux U.S.A (Bramao et al., 1960)

En Inde, zone des latérites par excellence, les plateaux des massifs montagneux de l'Inde centrale et occidentale sont constitués de sols latéritiques, de sols rouges graveleux, de sols latérites qui sont des classifications suggérées par (Raychaudhuri, 1962).

L'existence des latérites en Europe n'est signalée dans la littérature qu'en Allemagne, en Belgique et en France. Les latosols de l'Allemagne méridionale et les sols enterrés sous les limons du Condroz (Belgique) présentent cependant les caractéristiques des latérites (Mückenhausen & others, 1962). Pour la France, des traces de sol ferrallitique ont été trouvées dans le Midi en particulier. Les carrières d'ocre de la vallée d'Apt, dont le Colorado de Rustrel est un exemple, matérialisent le passage de la chaude époque tertiaire (J.-P. Legros, 2013).

### **1.2.2.2 Répartition au Burkina Faso**

Une carte représentant les potentialités en carrières latéritiques exploitées et non exploitées a été établie par le BUMIGEB en 2004 (Figure 1-3). Cette carte montre la présence de sols latéritique dans la quasi-totalité du territoire Burkinabè à l'exception du Nord désertique et de l'extrême Est.

La confrontation entre les cartes indique l'existence des cinq surfaces de cuirassement, avec une domination de celle correspondant au Haut Glacis. Il faut bien noter que le système est en réalité bien plus complexe, il n'est pas exclu que des altérites récentes se développent sur des roches mères quasiment affleurantes et créer de nouveaux profils. Pour mieux comprendre, l'usage de méthodes récentes pour dater les phases de latéritisation sera approprié car elles s'appliquent aux minéraux secondaires majeurs des latérites et couvrent des échelles de temps géologiques.

L'étude de (Wyss & Sauret, 2007) a répertorié les zones et pôles d'utilisation des matériaux latéritiques dans l'habitat. Il en ressort que ce matériau est utilisé dans plus de 2/3 du territoire. Les études menées à Dano (Lawane Gana, 2014) ont dénombré plus de cinq carrières, dont certaines de grandes ampleurs et qui ont été en un temps mécanisées.

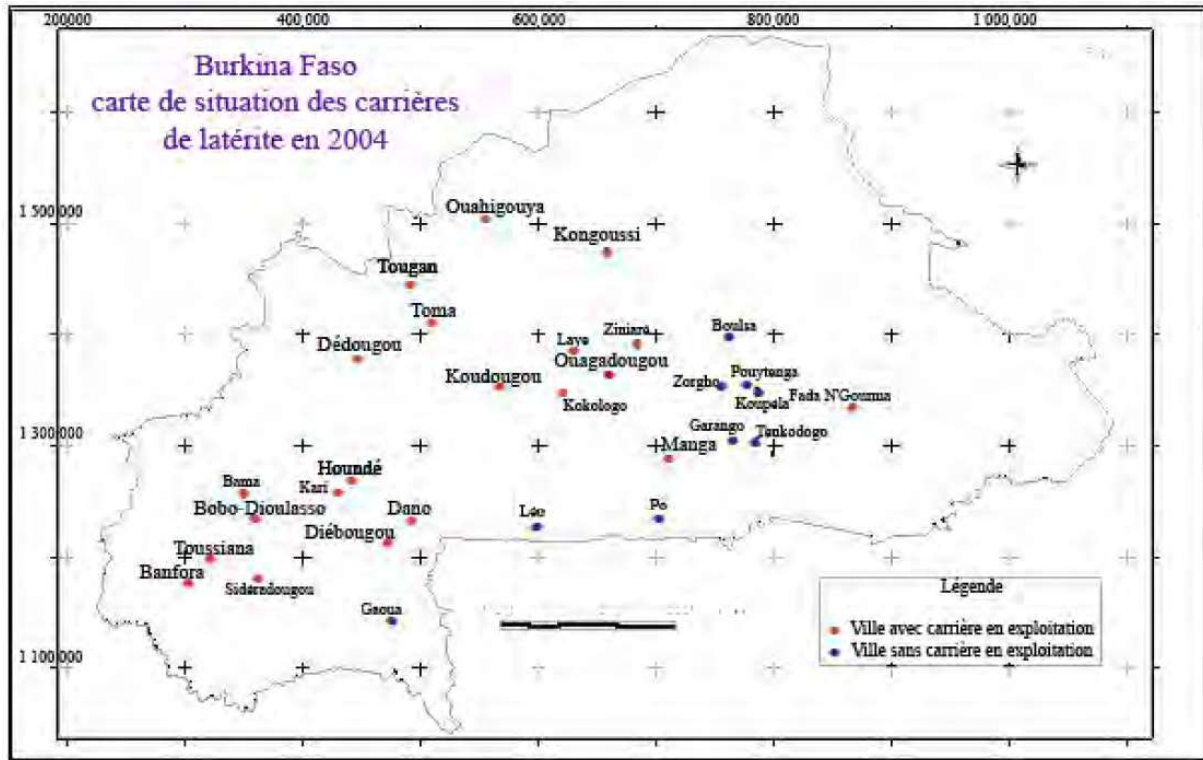


Figure 1-3 : Carte des carrières de latérites au Burkina Faso (BUMIGEB, 2007)

### 1.2.3 Facteurs favorisant le processus de latérisation

Plusieurs facteurs participent à ce processus. Parmi celles-ci, nous pouvons citer le climat, la topographie, le temps, la végétation et la roche mère.

- **Le climat**

Pour ce qui est du climat, il agit sur le processus de latérisation essentiellement via la température et le bilan hydrique.

En effet, la température a une action prépondérante car elle participe énormément à la formation d'oxyde de fer ( $Fe_2O_3$ ) et d'alumine ( $Al_2O_3$ ). Cependant, aucune étude n'a pu donner de température limite. (Maignien, 1966b) remarque que la majorité des sols latéritiques contemporains se développent sous des températures moyennes annuelles qui avoisinent  $25\text{ }^\circ\text{C}$ , mais qu'il existe aussi des sols latéritiques profonds sur les hauts plateaux malgaches, où la température moyenne annuelle est de  $18\text{ à }20\text{ }^\circ\text{C}$ . On peut en conclure que les latérites se forment dans les régions où la température est élevée, mais qu'il peut en exister dans d'autres régions où la température a été élevée lors de leur formation.

La pluviométrie n'est pas non plus le moindre des facteurs dans le phénomène aboutissant à la formation latéritique. En effet, pour qu'il y ait de la latérite issue d'une oxydation, il faudrait



d'abord une grande quantité d'eau assurant le lessivage de la roche mère. La pluviométrie dans la totalité des pays tropicaux est suffisamment capable d'assurer ce phénomène de lessivage ascendant ou descendant de la roche. Le phénomène d'alternation de la saison pluvieuse et de la saison sèche est reconnu comme un phénomène caractéristique du bilan hydrique. Selon que le bilan hydrique est excédentaire ou déficitaire, nous avons un lessivage continu ou avec pause.

- **La topographie**

En plus du climat, nous reconnaissons l'influence de la topographie dans le phénomène de latérisation. En effet comme indiqué précédemment, le phénomène nécessite de l'eau pour le lessivage et l'oxydation. C'est ainsi que la topographie du terrain (pente du terrain naturel) va permettre le transport de l'eau jusqu'à la roche qui subira le lessivage. Une zone plate permettra un meilleur stockage de l'eau qu'un terrain sur une forte pente. Il est donc logique qu'on remarque les carapaces latéritiques sur des terrains plats et rarement sur les pentes (Alexandre, 2002).

- **Le temps**

Le temps est également l'un des facteurs prépondérants qui influent sur le phénomène de lessivage. « Nombreux sont les observateurs qui ont remarqué, quelques années après l'ouverture d'une tranchée dans un massif argileux latéritique, un durcissement de surface du matériau, d'où l'idée que le phénomène de latérisation est un processus court portant sur quelques décennies » (Autret, 1980). En effet la présence d'eau dans les pores des roches sur une longue durée contribue à la latérisation.

- **La végétation**

Le rapport entre le climat et les latérites débouche nécessairement sur le rapport entre le type de végétation et les latérites. Gluka et Eshart, cités par (Maignien, 1966a), soutiennent que la latérite ne peut se former que sous végétation forestière et que l'induration suivrait la disparition du couvert forestier. C'est ainsi que les latérites durcies sont plus répandues dans les régions de savane. Les formes nodulaires sont très courantes dans les régions forestières.

La végétation influe sur la teneur en éléments grossiers des horizons superficiels des sols latéritiques en limitant l'érosion (les débris de quartz et gravillons se concentrent par suite de l'entraînement des matériaux fins par les eaux de ruissellement). L'action des racines provoque aussi une certaine homogénéisation de ces matériaux.

- **La roche mère**

La nature de la roche mère ne semble pas avoir d'incidence sur le phénomène de latérisation. Ce dernier concerne aussi bien les roches basiques ignées de type basalte que les 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 en halloysite, les roches sédimentaires argileuses, tels les schistes et les grès, s'altèrent en illite.

#### **1.2.4 Les nombreuses définitions**

D'après (Maignien, 1982), le consensus le plus général concerne leur origine : ce sont des formations subsuperficielles résultant d'une altération tropicale qui se caractérise par une perte totale des alcalis, plus ou moins de la silice et l'accumulation en proportions variées d'oxyhydroxydes de fer, d'alumine, parfois de manganèse, en association ou non avec de la kaolinite. Ces accumulations sont plus ou moins indurées ; elles peuvent être aussi meubles. Leurs épaisseurs, leurs couleurs, leurs structures, leurs continuités, leurs positions et leurs successions dans les profils sont variées. Le terme latérite est souvent utilisé pour les formes ferrugineuses, mais est utilisé aussi dans le temps pour les horizons tendres, riches en argile montrant une ségrégation de l'ion fer ou qui perd graduellement des matériaux comprenant principalement des concrétions d'oxydes de fer ou de pisolites (Alexander & Cady, 1962; Goudie & Pye, 1983; Maignien, 1966b; McFarlane & others, 1976; Prescott & Pendleton, 1952; Schellmann, 1981; Sivarajasingham et al., 1962; Young, 1980). Selon (McFarlane & others, 1976), ces matériaux non indurés forment le lien dans une séquence d'altération latéritique, dans des conditions favorables conduisant au développement de couches continues de latérites indurées, formant un encroûtement en surface ou près de la surface.

Les différentes recherches (Alexander & Cady, 1962; Fermor, 1911; McFarlane & others, 1976) semblent avoir trop mis l'accent sur la définition de la latérite au détriment d'investigations détaillées et systématiques des matériaux altérés et ferruginisés, indépendamment des perceptions colorées par les points de vue traditionnels concernant leur nature et leurs conditions de formation.

Dans certains cas, les auteurs ne précisent pas toujours la nature du matériau qu'ils qualifient de latérite. Le terme « latérite » pourrait-il disparaître à terme ? pour être remplacé par

ferricrète, le duricrust ferrugineux et les matériaux dits compagnons par le manteau altéré, les zones marbrées, la plinthite et les zones blanchies (Bourman & Ollier, 2002).

Face à ces interrogations, nous listerons les classifications usuellement employées et qui s'avèrent bien complémentaires avant de nous intéresser aux processus de latéritisation.

#### **1.2.4.1 Classification pédologique**

La définition de Walther (1889) eût un grand succès chez les agronomes, conduisant à une classification en fonction de deux critères que sont les processus pédogénétiques et le degré de latérisation.

Ces sols résiduels sont regroupés en trois grands ensembles définis par (Duchaufour, 1983) : les sols fersialitiques, les sols ferrugineux et les sols ferralitiques suivant une zonation nord sud et indépendamment des facteurs topographiques et de la nature de la roche mère.

##### **1.2.4.1.1 Les sols fersialitiques ou ferrisols**

Les sols fersialitiques sont formés principalement en climat subtropical ou à la rigueur sous certaines conditions méditerranéennes, avec une moyenne de température de 13 à 20 °C, avec une pluviométrie comprise entre 500 et 1000 mm de pluies par an et une saison sèche (Duchaufour, 1983). Ils se distinguent des autres groupes par le fait que l'érosion supérieure empêche le développement normal des profils. A cause de l'intense altération, ces sols contiennent beaucoup d'oxydes de fer. Le principal minéral d'argile formé est la smectite. La kaolinite apparaît plutôt sur des surfaces bien drainées et pauvres en silices, comme par exemple le basalte.

##### **1.2.4.1.2 Les sols ferrugineux**

Ces sols se forment dans les régions à climat tropical avec une longue saison sèche. La végétation est de type savane et le drainage est médiocre ou mauvais. Sur ces sols, on constate fréquemment une séparation manifestée d'oxyde de fer libre. Ces oxydes peuvent être formés dans le profil, soit hors du profil et précipités à l'intérieur du profil sous la forme de noyaux ou de concrétions. Une observation comparée entre les sols ferrugineux et les sols fersialitiques nous renseigne que les sols ferrugineux ont tendance à être beaucoup plus altérés que les sols fersialitiques. Certains groupes se caractérisent par une extrême facilité de circulation du fer à travers leur profil. Ce fer contribue à la formation d'horizons concrétionnés ou cuirassés d'origine illuviale.

Les sols ferrugineux se caractérisent par :

- une forte proportion de nodules ayant un ciment ferrugineux,
- des éléments fins qui contiennent assez peu de matériaux argileux,
- un indice de plasticité généralement faible (< 25),
- l'abondance de ciment ferrugineux en plus des nodules, qui peut aboutir à la formation d'une cuirasse dure et continue (Autret, 1983; Lyon Associates, 1971).

#### **1.2.4.1.3 Les sols ferralitiques**

Les sols ferralitiques sont rencontrés généralement en zones tropicales humides de pluviométrie supérieure à 1500 mm (avec peu ou pas de saison sèche même en climat chaud) et une température moyenne supérieure à 25 °C. La végétation est de type forêt et le drainage est médiocre. Le processus est continu et irréversible (M. D. Gidigas, 1976; Lyon Associates, 1971). Il n'y a pas de migration vers le haut. Les profils de sols latéritiques sur ces zones montrent de sérieuses hauteurs. Il y a peu ou généralement pas de réserves de minéraux altérables (le quartz par exemple). La bonne partie de la silice restante se combine à l'aluminium pour former la kaolinite, mais généralement il y a un excès d'aluminium, qui forme de la gibbsite. Sur les horizons supérieurs des profils, il y a une acidification faible causée par la décomposition organique qui cause la dissolution et la mobilisation des oxydes de fer et d'aluminium. Ce processus décompose la kaolinite qui évolue vers la gibbsite. En fonction du pourcentage entre les oxydes de fer et d'aluminium, les sols ferralitiques peuvent être divisés en ferrites où les oxydes de fer dominant et qui se produit principalement sur les roches pauvres en aluminium, et en alites où l'oxyde d'aluminium (principalement la gibbsite) prédomine.

Les sols ferralitiques se caractérisent par :

- une assez importante proportion de nodules mais avec rarement un cuirassement,
- les éléments fins comprennent une forte proportion d'argile,
- l'indice de plasticité est en général élevé (> 25).

#### **1.2.4.2 Classification géochimique**

Malgré des substrats géologiques différents, les latérites se caractérisent par des teneurs élevées en sesquioxydes de fer et (ou) d'alumine par rapport aux autres composants (Bello, 2011; Mengue et al., 2017; Millogo, Traoré, et al., 2008).

Schellmann (1981) propose une classification géochimique des latérites à partir de diagrammes triangulaires avec trois pôles purs :  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$  et  $\text{SiO}_2$ . Dans cette classification, le taux de

maturité de la latérite (ou d'altération) est inversement proportionnel au pourcentage de silice, l'élément préférentiellement lessivé dans les profils d'altération.

Ces composants essentiels sont en mélange suivant des proportions variées. Dans certaines latérites les teneurs en  $Fe_2O_3$  (hématite) peuvent dépasser 80%, alors que les teneurs en  $Al_2O_3$  (gibbsite) sont très faibles; dans d'autres, au contraire les teneurs en alumine peuvent atteindre 60% pour quelques pourcents de  $Fe_2O_3$  (Alexander & Cady, 1962; Autret, 1983; Hamilton, 1964). Les teneurs en silice combinée sont faibles dans les latérites riches en sesquioxydes. La silice combinée se trouve essentiellement sous forme de kaolinite, argile caractéristique de la plupart des formations tropicales. D'autres minéraux argileux comme l'halloysite, les chlorites, la montmorillonite sont couramment rencontrées dans les sols latéritiques, tandis que l'illite y est rare (Lyon Associates, 1971) Si l'alumine constitue parfois le principal composant, ce sont les sesquioxydes de fer qui sont les plus communs et les plus fréquents. Selon (Khater, 2013; Maignien, 1962) certaines latérites contiennent des quantités, parfois appréciables de manganèse et peuvent être exploitées comme minerai (Côte d'Ivoire, Gabon). Il en est de même pour le titane, fréquemment reconnu et, à un degré moindre, pour le vanadium et le chrome. Si le quartz est parfois absent ou en faible quantité, il est plus généralement un composant significatif. Il s'agit surtout de quartz résiduel, en particulier, sur les formations dérivées des roches éruptives acides.

Passant en revue les différentes significations qui ont été données au terme « latérite » depuis l'article original de (Buchanan, 1807), (Schellmann, 1981) a proposé de donner à ce matériau particulier la définition suivante : « Les latérites sont des produits d'une altération subaérienne intense dont la teneur en fer et/ ou la teneur en aluminium est plus élevée que la teneur en silice. Les latérites se composent principalement d'assemblages minéraux de goethite, d'hématite, d'hydroxydes d'aluminium, de minéraux de kaolinite et de quartz. (Schellmann, 2003) a aussi défini la latérite comme une roche « rougeâtre » et « caractérisée par une structure à faciès vacuolaires », et a proposé une classification basée sur sa composition chimique à partir du diagramme ternaire de  $SiO_2$ ,  $Al_2O_3$  et  $Fe_2O_3$  (Figure 1-4).

Pendant de très longues années et jusqu'à nos jours, le rapport S/R (Eq. 1.1) est utilisé pour classer les sols latéritiques.

$$\frac{S}{R} = \frac{SiO_2}{Al_2O_3 + Fe_2O_3} \quad (Eq. 1.1)$$

La règle générale admise est alors :

- $\frac{S}{R} < 1,33$  correspond à des latérites vraies ;

- $1,33 < \frac{S}{R} < 2$  roches latéritiques ;
- $2 < \frac{S}{R}$  matériaux non latéritiques.

Cependant, cette classification ne fait pas l'unanimité. Selon (Autret, 1980), deux problèmes essentiels se posent :

- Ce rapport permet de séparer les latérites des argiles, par contre, il classe le minerai de fer, la bauxite et de nombreux grès ferrugineux comme étant des latérites.
- Ce rapport est toujours différent selon la fraction granulométrique.

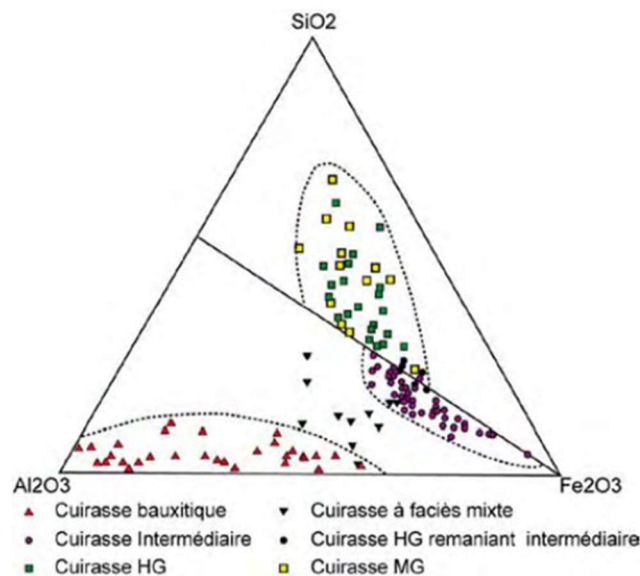


Figure 1-4 : Diagramme de Shellmann montrant la composition des cuirasses portées par les différents types de surface d'Afrique de l'Ouest (Boulangé et al., 1973)

La composition chimique a une incidence sur la densité qui varie dans d'assez larges proportions (2,5 à 3,6). Celle-ci augmente avec les teneurs en fer et diminue avec les teneurs en alumine. Les formes oxydées sont plus denses que les formes hydratées. La valeur de densité peut renseigner sur les dynamiques d'altération subies par les formations latéritiques (Alexandre, 2002). Ainsi, la densité apparente est toujours plus élevée en surface qu'en profondeur, les cuirasses anciennes sont plus denses que les récentes. Les formations cimentées sont plus denses que celles à structures scoriacées et celles-ci, que celles à structures alvéolaires (Maignien, 1958).

La pigmentation des latérites est due aux oxydes de fer plus ou moins hydratés et parfois aussi au manganèse (W. King & Foote, 1864; Maignien, 1966a). Généralement, les sols latéritiques sont rouges en surface car fortement lessivés (fer ferrique  $(\text{Fe}(\text{OH})_3)$ ) et jaune ocre en profondeur où se forme du fer ferreux ( $\text{Fe}(\text{OH})_2$ ,  $\text{FeO}$ ) (Milot et al., 1961). La couleur des latérites est variée, mais généralement d'intensités vives (D'Hoore, 1954). Les teintes les plus courantes sont : rose, ocre, rouge, brun, jaune, jaune orangée, etc. Cependant certaines formations présentent des taches et des trames violettes, d'autres des marbrures verdâtres. Un même échantillon peut présenter toute une gamme de couleurs passant plus ou moins sensiblement de l'une à l'autre, suivant des dessins et des formes variés.

À l'exception des colorations extrêmes, qui correspondent à l'hématite rouge et à la goethite ou lépidocrocite jaune, il ne semble pas exister de relation entre la coloration et l'indice d'hydratation. En milieu réducteur, les composants du fer donnent une coloration gris-noir et le manganèse une couleur noire à aspect velouté. En milieu oxydant, le fer donne une couleur ocre, rouge ou noire, le manganèse une couleur violette. L'alumine à l'état pur est de couleur blanche. Mais, dans les niveaux indurés, elle est souvent en mélange avec le fer pour donner des teintes roses caractéristiques. La silice, ordinairement blanchâtre et généralement imprégnée d'hydroxydes de fer, peut donner une couleur rouge ou rouille. Les kaolinites fixent le fer sur leur surface et prennent une couleur rouge franc. En bref, c'est le mélange de ces corps, différemment colorés qui donne la coloration extrêmement variée des latérites. Il faut noter que l'appréciation des couleurs ne donne qu'une idée grossière de la composition des latérites.

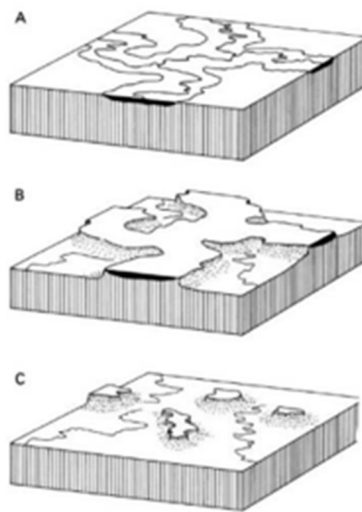
Elle permet cependant d'apprécier le degré d'évolution et le milieu de formation : les cuirasses ferrugineuses rouges ou ocre dans leurs stades juvéniles deviennent plus foncées en vieillissant. Elles sont alors brunes, parfois presque noires. Au contraire, les cuirasses alumineuses deviennent plus claires avec le temps. À un autre point de vue, en milieu mal drainé, les cuirasses ferrugineuses sont plus foncées (brunes) qu'en milieu oxydant (rouges).

### **1.2.5 Les processus élémentaires**

A la lecture de nombreux articles, il semble que l'absence d'une terminologie universellement acceptée pose problème, il nous semble important également de mettre en avant plus le processus de latéritisation et de distinguer les différents matériaux issus de cette altération. Malgré un grand nombre d'études consacrées aux formations latéritiques, l'origine, les processus de développement et d'évolution de ces sols demeurent sujets à controverse. Les

conclusions des recherches jusqu'à présent entreprises sont en effet souvent étroitement dépendantes de l'échelle d'observation.

Deux théories se sont développées pour interpréter la genèse, la chronologie et l'évolution des formations latéritiques et pourtant peut on les considérer opposées ou complémentaires. D'abord, les interprétations de type allochtoniste ont longtemps prévalu. Cette théorie est basée sur des observations et études menées à l'échelle des paysages. Pour ceux qui soutiennent cette théorie, les latérites peuvent dans de nombreux cas être interprétées comme résultant de la transformation de matériaux importés mécaniquement sur les roches du substratum. C'est la migration latérale du fer lessivé à l'amont et précipité à l'aval, dans des conditions oxydantes qui provoque la concentration de cet élément dans la partie supérieure des profils latéritiques. (Maignien, 1966a; Millot, 1964) ont soutenu cette théorie. Pour (Michel, 1973, 1978), certains éléments chimiques cimentés par le fer dans les horizons cuirassés des latérites proviennent de phénomène de transport latéral, souvent sur des grandes distances et pouvant conduire à des inversions de relief (Figure 1-5).



*Figure 1-5 : Blocs diagrammes représentant le processus d'inversion de relief. a) Topographie initiale avec accumulation d'oxydes puis cuirassement dans les bas-fonds. b) Dissection de plateaux résiduels en réponse à un abaissement du niveau de base. Cette baisse est accompagnée par le carapacement/cuirassement. c) plateaux résiduels après que l'érosion ait continué (Summerfield, 2014)*

Par la suite, des théories autochtonistes qui recherchent à établir une relation entre les latérites et les roches-mères ont connu un grand succès. En se basant sur des analyses menées à l'échelle

---



minérale, les chercheurs qui soutiennent cette théorie, suggèrent que ce type de sol résulte d'un processus de formation géochimique in situ, c'est à dire par dissolution chimique des roches-mères. Malgré les variations latérales ou verticales des profils latéritiques par leur épaisseur, leur texture, leurs teneurs en fer, en quartz, en autres minéraux résistants ou en éléments traces, il existe une dépendance structurale, minéralogique ou chimique plus ou moins marquée avec un matériau parental situé à proximité immédiate. C'est ce qui est appelé la lithodépendance. (Nahon & Millot, 1977) soutiennent que c'est la descente verticale des fronts d'altération des roches et un enfoncement géochimique progressif qui donnent naissance aux formations latéritiques.

Pour (Boeglin & Mazaltarim, 1989), on ne peut parler de lithodépendance que quand des fortes teneurs en un ou plusieurs éléments spécifiques d'une roche-mère donnée se retrouvent dans le matériel altéré qui en dérive. Par exemple, (Pion, 1979) soutient que les concentrations en Si, Al, Na, K dans les cuirasses latéritiques sont indicateurs généralement d'une roche-mère granitique ; en Fe, Mg, Mn, Ti, des amphibolites, en Fe, Ti, V, Cu des roches basiques ou neutres. Les concentrations en Mn, Cr, Ni, Co, Cu, Zn sont des indicateurs d'une roche-mère ultrabasique (Matheis, 1983) tandis que les associations Ni - Cu - Zn, La - Ce, K - Cr sont assez caractéristiques d'un matériel originel de nature basique (Ambrosi, 1984).

Le profil de base, dit de Walther a été décrit (Walther, 1915), du nom du premier descripteur, en Australie, en 1915. Ce sol représente environ 20 m d'épaisseur (Figure 1-6). À la base nous avons la roche non altérée avec une densité de l'ordre de 2,7 (granite et roches voisines). Au-dessus de cette roche saine, on observe une couche de plusieurs mètres dans laquelle les minéraux semblent intacts, lorsqu'on les observe de loin. En réalité ils sont profondément altérés et corrodés. Un couteau peut y pénétrer. La densité tombe à 1. Le matériau a donc déjà perdu par dissolution plus de la moitié de sa masse. C'est la roche profondément dégradée, la saprolithe. Plus haut dans le profil, l'évolution est telle que les minéraux de la roche ne sont plus clairement visibles sauf dans quelques poches. C'est la limite de la roche, la lithomarge. Son allure typique est bariolée. Encore plus haut dans le sol, les oxydes de fer dominant en trois couches successives. À la base, ils apparaissent en taches ; c'est la zone tachetée. Plus haut, le fer est suffisamment abondant pour lier entre eux les minéraux présents, les masquer par enrobage et former in fine une cuirasse résistante dont la densité dépasse 2. Mais elle contient encore au moins 25% de kaolinite (Boeglin, 1990). Encore plus haut, la cuirasse apparaît en blocs séparés. C'est la zone de démantèlement. Tout en haut du profil de sol, on observe en général une couche d'argile de type kaolinite, riche en fer et donc de couleur rougeâtre. Lorsque

cette couche meuble et rougeâtre est éliminée par érosion - ce qui est fréquent - la cuirasse sous-jacente est portée à l'affleurement. Elle sert alors d'armature au paysage, en zone tropicale sèche en particulier.

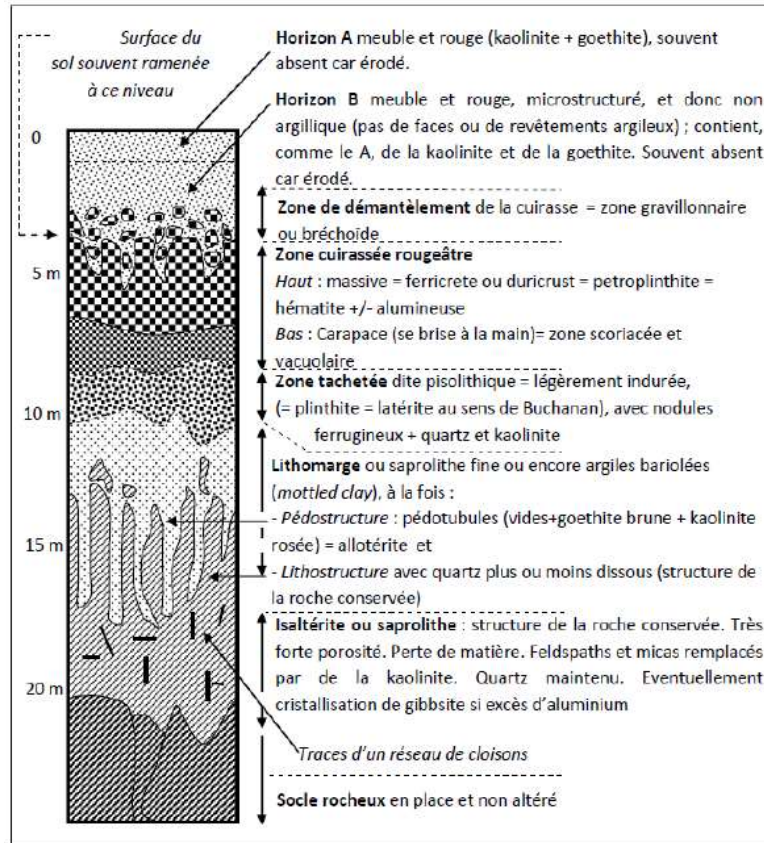


Figure 1-6 : Profil type des sols ferrugineux, dit « profil Walther » (J. Legros, 2007)

Face aux nombreuses controverses, il semble que ces deux approches peuvent en réalité se compléter si on considère les cycles climatiques et les conséquences sur la géomorphologie des paysages. Ainsi, (Hassaballah et al., 2020) ont proposé de dissocier les cuirasses d'altération et les cuirasses d'accumulation. Cette distinction s'apparente à celle proposée de distinguer les formations allochtones, représentées par des sédiments, colluvions...et autochtones avec des altérites formées in situ (structures héritées de la roche mère).

- Les cuirasses d'altération se forment suite à une disparition de la végétation, qui fait chuter l'humidité et provoque le durcissement. Elles sont en lien avec la roche mère.
- Les cuirasses d'accumulation résultent du processus d'inversion de relief décrit par différents auteurs. L'érosion et le transport latéral provoque l'accumulation des

sesquioxydes dans les zones basses et marécageuses. Si le niveau de base continue à s'abaisser, ces accumulations devenant exondées vont s'indurer (Figure 1-7).

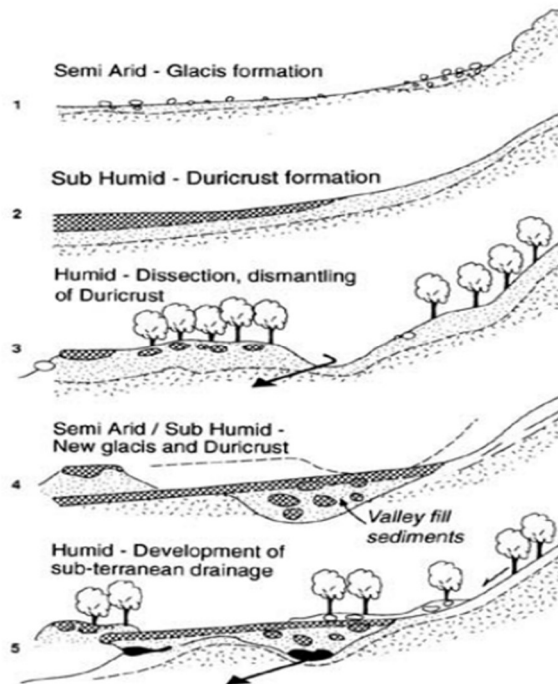


Figure 1-7 : Coupe schématique de l'évolution du paysage en Sierra Leone montrant le développement puis le cuirassement de trois générations de glacis dans la région de Koidu, au sud des monts de Loma (Thomas & Thorp, 1994)

### 1.2.6 Les processus de formation complexes

Toutefois, les observations conduisent à intégrer les phénomènes géologiques encore à une échelle plus longue. En effet, les reconstitutions paléogéographiques indiquent que l'Afrique de l'Ouest est restée dans la zone tropicale depuis 140 Ma (soit depuis le Crétacé inférieur). L'Afrique de l'Ouest est une sous-région considérée comme stable pendant le Cénozoïque (66Ma). Le maintien de l'Afrique de l'Ouest en zone intertropicale a permis le développement de surfaces latéritiques plus ou moins puissantes issues de l'altération lors de périodes climatiques différenciées avec l'alternance de conditions humides/arides. Pour comprendre la répartition et la diversité de ces matériaux, nous nous appuyerons sur les travaux de (Michel, 1973).

Les travaux récents proposés par (Grimaud, 2014) où le couplage entre les âges et l'altitude des différentes cuirasses permettront d'obtenir des taux d'érosion et de latéritisation.

On peut considérer que dans la zone intertropicale, les matériaux géologiques, créant des reliefs soumis aux agents atmosphériques, fournissent des altérites (héritées des roches mères) puis, sont transformées (changement de structure, minéralogique). Les latérites se développent et sont définies par un profil type, reposant sur une roche mère. Ces formations subissent au cours des temps des transformations naturelles liées aux cycles géologiques, millénaires, saisonniers et annuels des agents atmosphériques.

La transformation favorise des transferts de matières et développe inlassablement les horizons supérieurs lessivés, sableux et meubles, vulnérables au ruissellement et au vent, qui peuvent s'accumuler dans des bas-fonds alternativement arides et humides, pouvant conduire à une induration. Un nouveau cycle climatique, pouvant par incision et inverser les reliefs et ainsi recommencer. Ces phénomènes conduisent à la diminution des dénivelées et l'aplanissement généralisé.

Et c'est sans compter les perturbations récentes liées aux activités humaines (agriculture, construction de routes, terrassement, exploitation des ressources)

Ainsi plusieurs paléo-surfaces ont été décrites depuis les années 1950 (Tardy & Roquin, 1998). Durant cette période du Cénozoïque, la surface de l'Afrique Occidentale a été soumise aux agents atmosphériques, accompagnés d'un développement plus ou moins favorables à la végétation et de la faune, conduisant à la formation de profils latéritiques de type aluminoferrugineux (altération chimique des roches mères), qui ont pu être érodés, transportés pour former des nouvelles surfaces (sols et roches résiduelles), elles même soumises à des variations climatiques. Les processus altération/érosion et ceux de formation de latérites impactent fortement les reliefs et les paysages observés.

Les climats humides et hydrolysant permettent la formation des latérites au sens strict. Un profil résiduel latéritique classique comporte plusieurs des horizons (à partir de la base) : roche, saprolite, zone plasmique, zone tachetée, duricrust ferrugineux et/ou alumineux, et/ou graviers, et sol. Les conditions de drainage influencent également la composition chimique, en fonction des degrés de saturation des minéraux primaires et conditionnent la précipitation des minéraux secondaires comme les oxydes, les hydroxydes ou les argiles.

En période aride, où le processus d'érosion domine, l'incision des rivières peut provoquer la mise en relief des surfaces d'altération formées auparavant. Les plateaux latéritiques, traces des paysages antérieurs, sont incisés et érodés. Les cuirasses sont disloquées, transportées et accumulées, pour former des glacis, qui eux même pourront se cuirasser. Ainsi des horizons ferrugineux supérieurs résiduels contiennent des éléments de la cuirasse indurée, sous forme de

gravier latéritique nodulaire et pisolitique, qui sont plus ou moins consolidés et ensuite indurés à nouveau sous l'action d'hydrolyse de l'eau.

Après plus de vingt ans d'observations au Sénégal, en Mauritanie, en Guinée et au Mali, (Michel, 1973) remarque des similitudes systématiques entre les formes du paysage ouest africaines ainsi que leur position relative dans le paysage et les matériaux d'altération qu'elles portent. Il propose une séquence morpho-climatique avec cinq périodes de cuirassement, qui permet de mieux comprendre la diversité des latérites.

La première bauxitique, analogue à la surface Africaine décrite par (L. C. King, 1950) est identifiée sur l'ensemble du continent et résulte de l'altération intense durant la période paléocène-éocène. La cuirasse bauxitique, issue de l'altération la plus avancée, est très riche en aluminium et pauvre en silice avec une quantité de fer variable (Figure 1-8-a).

La Surface intermédiaire, qui est essentiellement ferrugineuse, car associée à une forte altération et moins un démantèlement mécanique de la surface initiale (Figure 1-8-b). Elle apparaît génétiquement et géo morphologiquement liée à la bauxite au niveau de son profil d'altération et de sa cuirasse, sur les terrains précambrien en particulier (Boulangé, 1984; Grandin, 1976). La cuirasse intermédiaire est riche en fer et pauvre en silice et aluminium. En effet, on trouve la cuirasse intermédiaire autour des massifs bauxitiques à des altitudes plus basses (Beauvais et al., 2008; Boulangé, 1984; Grandin, 1976; Michel, 1973).

Les autres surfaces (les trois surfaces de glacis) sont essentiellement ferrugineuses (Figure 1-8-c-f). Elles marquent la dissection de la surface par le réseau hydrographique. Les cuirasses de Moyen et Haut glacis sont difficiles à distinguer géo chimiquement : elles sont pauvres en aluminium et contiennent autant de fer que de silice.

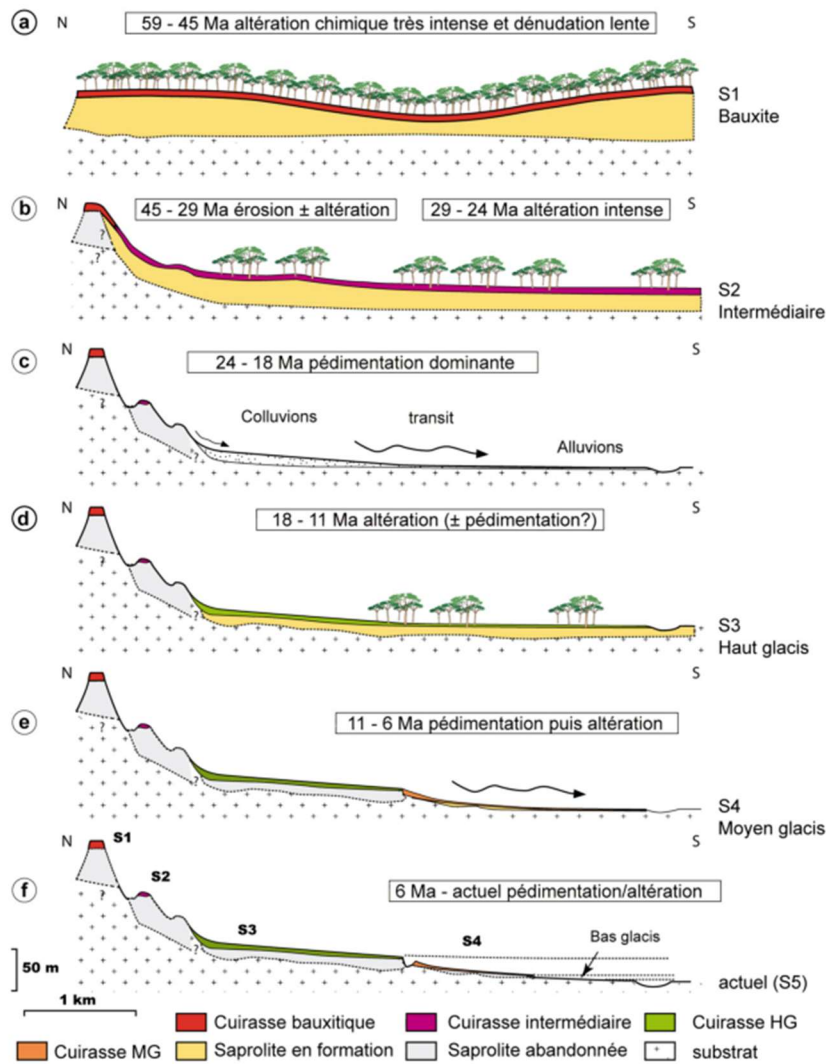


Figure 1-8 : Modèle d'évolution d'un interfluve ouest africain depuis 45 Ma basé sur la chronologie de (Beauvais, 2008)

C'est avec cette perception géologique, géomorphologique, pédologique et hydrologique que l'étude géotechnique des latérites a été initiée.

### 1.3 Les matériaux latéritiques dans la construction routière

Les sols latéritiques sont des matériaux très utilisés dans les pays tropicaux pour la construction de barrages, de remblais et de structures routières. Cependant, pour qu'ils puissent être utilisés, il faut qu'ils répondent à certaines spécifications. Plusieurs classifications des matériaux sont utilisées en géotechnique routière suivant les pays.

(Autret, 1980) distingue 3 types de matériaux latéritiques qui sont :

- les sols fins latéritiques ;

- les graves et brèches latéritiques,
- les blocs et débris de carapace.

D'après cet auteur, les sols fins latéritiques sont généralement, soit utilisés pour les terrassements, soit mis à la décharge selon des règles tout à fait identiques à celles utilisées pour les travaux de terrassement.

Les blocs et débris de carapace sont rarement utilisés en couche de chaussée, soit parce que cela nécessite une mise en œuvre manuelle et donne des résultats médiocres, soit parce que cela nécessite un broyage mécanique coûteux et peu satisfaisant.

Le matériau le plus utilisé est de loin celui de la seconde catégorie, graveleux et brèches latéritiques, dont l'emploi selon la qualité va de la couche de forme à la couche de base (Autret, 1980).

Le rapport technique des journées africaines de géotechnique, tenues à Yamoussoukro (Côte d'Ivoire) du 3 au 7 octobre 1988, déclare qu'il n'est pas souhaitable de distinguer les latérites et les sols résiduels car les premières font partie intégrante des seconds. Il serait préférable de parler globalement de sols résiduels d'altération pour les sols profonds et superficiels. Il a aussi été suggéré de limiter l'usage du mot latérite à son emploi comme adjectif dans des expressions sans ambiguïté telles que :

- Graveleux latéritiques,
- Argiles latéritiques,
- Carapace ou cuirasse latéritique

(Fall, 1993) dans ces études géotechniques sur les matériaux, précise qu'il serait de bon usage de définir très précisément tous les sols résiduels tropicaux par des terminologies empruntées de la pédologie. L'horizon de prédilection des ingénieurs routiers reste le domaine des encroûtements ou duricruts qui se trouve en superficie et présente des qualités routières très performantes (Fall, 1993).

Les matériaux latéritiques sont largement utilisés pour les constructions routières. De nombreuses zones d'emprunt sont ouvertes et il est perceptible de voir disparaître surtout autour des grands centres urbains des reliefs tabulaires, caractéristiques du paysage africain pour être exploités. Le traitement des matériaux est désormais largement étudiés pour faire face à la demande croissante pour les nouveaux projets, et aussi pour résoudre le problème des dommages des routes, soumises encore à des surcharges routières néfastes à la durée de vie des routes.

La technique de la litho-stabilisation et la modification des propriétés physiques et mécaniques par l'utilisation d'agents chimiques (les liants hydrauliques) sont parmi celles les plus courantes en construction routières.

### **1.3.1 Les classifications usuelles et leurs insuffisances**

L'utilisation des matériaux en construction routière est régie par plusieurs conditions. L'une des plus importantes est la classification des sols. Il existe plusieurs systèmes de classification des sols dont les plus couramment utilisés pour les sols latéritiques en Afrique subtropicale sont la classification du Highway Research Board (HRB), la classification de l'Unified Soil Classification System (USCS), la classification du Guide de Terrassements Routiers Français (GTR), élaborés essentiellement pour des sols de pays en climat tempéré.

#### **1.3.1.1 Classification HRB**

La classification HRB se base sur la granulométrie et les limites d'Atterberg. Selon que le pourcentage de fines ( $< 80 \mu\text{m}$ ) est inférieur ou supérieur à 35% le sol est classé comme grossier ou fin. Ainsi 5 familles de sols sont déclinées : les sols graveleux et sableux (A-1), les sables fins (A-3), les sols graveleux et sableux argileux ou limoneux (A-2), les sols limoneux (A-4 et A-5) et les sols argileux (A-6 et A-7). Les graveleux latéritiques sont souvent dans les classes A-2-4 à A-2-7, tandis que les sols fins latéritiques sont dans les classes A-7-5 à A-7-6 (Bagarre, 1990).

#### **1.3.1.2 Classification USCS**

Cette classification se base également sur la granulométrie, les limites d'Atterberg et sur la présence de matières organiques. Elle présente quinze types fondamentaux de sols. Les graveleux latéritiques se retrouvent le plus souvent dans la famille des sols grenus. Ils se répartissent entre les graviers argileux (GC) et les sables argileux (SC) lorsque la dimension maximale de leurs particules est réduite (Bagarre, 1990).

#### **1.3.1.3 Classification GTR**

C'est une classification très souvent utilisée en construction routière. Elle se base essentiellement sur la granulométrie, les limites d'Atterberg et/ou les valeurs au bleu de méthylène. Ainsi on distingue les sols fins (A), les sols sableux et graveleux avec fines (B), les sols comportant des fines et de gros éléments (C) et enfin les sols insensibles à l'eau (D).



(Bagarre, 1990) précise que la plupart des graveleux latéritiques se situe dans les classes allant de B2 à B6, tandis que les sols fins latéritiques sont entre A2 et A4.

### **1.3.2 L'adaptation de classifications des sols latéritiques**

Ainsi, d'autres systèmes de classifications ont été établis pour mieux s'adapter à ce type de sols. Les classifications traditionnelles des sols, lorsqu'elles sont appliquées aux sols des pays tropicaux, montrent un certain nombre d'écart par rapport à la performance géotechnique du sol tropical. En effet le graveleux latéritiques peuvent présenter une forte friabilité, comparativement aux graviers des alluvions ou issus des carrières de production utilisés dans les pays industrialisés.

### **1.3.3 Le développement de nouvelles classifications prenant en compte la friabilité**

En effet ces sols sont friables et leurs propriétés évoluent avec le temps et le niveau de chargement ;

- La classification tropicale MCT (Miniature, Compacted, Tropical classification)

Reconnaissant les difficultés et les lacunes détectées dans l'application des méthodes traditionnelles de classification des sols, (Nogami et al., 1989) ont développé la méthodologie MCT d'essai des sols basée principalement sur les propriétés mécaniques et hydriques des sols tropicaux compactés. Cette méthodologie est basée sur plusieurs procédures d'essai, qui reproduisent avec précision les conditions des couches de sols tropicaux compactés et leurs caractéristiques géotechniques qui reflètent le comportement in situ des sols tropicaux.

L'intérêt de cette méthode est la prise en compte du phénomène de désagrégation des sols latéritiques en présence d'eau. Ainsi, plusieurs auteurs (Araujo & Dantas, 2014; Fortes & Merighi, 2003) ont pu montrer que des sols latéritiques ayant les mêmes classes granulaires selon les classifications HRB, USCS et GTR présentaient des classes différentes lorsque la méthode MCT est utilisée.

- Classification de (Rodrigues et al., 2010)

Cette classification prend en compte les caractéristiques pédogénétiques, les paramètres physiques tels que la granulométrie, le VBS la limite de retrait et le comportement mécanique des sols latéritique (Indice CBR, coefficient de dégradabilité (IDR), le coefficient de fragmentabilité (IFR) et l'indice de friabilité (IFS). Ainsi, les auteurs distinguent trois groupes

de sols latéritiques, les sols latéritiques grenus (SLG), les sols latéritiques sableux (SLS) et les sols latéritiques fins (SLF). A partir de ces grands groupes, des sous-groupes sont définis. Selon (Ndiaye, 2013), La relation entre les classes de sols définies dans la classification et le comportement des couches de chaussées en sols latéritiques est encore hypothétique et doit être confirmée par des observations sur des routes dimensionnées pour des trafics contrôlés pendant la durée de vie attendue.

### **1.3.4 Spécifications routières**

#### **1.3.4.1 Spécifications du CEBTP (Centre Expérimental du Bâtiment et des Travaux Publics)**

Plusieurs pays de l’Afrique de l’Ouest se basent sur le guide de dimensionnement des chaussées établie par le CEBTP depuis 1972. Ce guide a été révisé à deux reprises, en 1980 et en 1984. Il indique des critères minimaux de satisfaction qu’un sol doit présenter pour qu’il puisse être utilisé en couches de chaussées. Dans cette partie, ce sont les critères liés à l’utilisation des sols latéritiques améliorés ou non aux liants hydrauliques qui seront présentés. Ces critères portent essentiellement sur la granulométrie, la teneur en fines, la plasticité, l’indice CBR et les résistances à la traction et à la compression. Le Tableau 1-1 résume les critères minimaux pour une utilisation en couche de base et de fondation.

Lorsque les sols latéritiques ne répondent pas à ces exigences, ou lorsque le niveau de trafic exige des performances plus élevées, les sols latéritiques peuvent être améliorés aux liants hydrauliques. Le Tableau 1-2 présente les exigences du CEBTP après amélioration du sol latéritique.

Dans ce guide sont également définies les classes de plateforme des sols en fonction de l’indice CBR (Tableau 1-3) et la classe de trafic. Ces facteurs sont les données d’entrée essentielles utilisés dans le dimensionnement des chaussées en Afrique subtropicale. Le tableau donne les classes de trafic retenues par le CEBTP. Les trafics sont définis en fonction des données disponibles, on distingue le trafic journalier toutes catégories de véhicules confondues et le trafic poids lourds (véhicules définis comme ayant un poids total, en charge, supérieur à 3t). Le Tableau 1-4 donne ces classes.

Tableau 1-1 : Spécifications du (CEBTP, 1984) pour une utilisation en assise de chaussée

Graveleux latéritique	Couche de fondation		Couche de base	
	T1-T2	≥T3	T1-T2	≥ T3
Indice CBR après 4 jours d'imbibition	≥25	≥30	≥60	≥80
Poids volumique sec (kN/m <sup>3</sup> )	18 à 20		≥2	
Indice de gonflement	≤1%		≤1%	
Indice de plasticité	≤30	≤20	≤15	
Limite de liquidité	≤50		≤50	
Granulométrie- Passant à				
40 mm	95-100		95-100	
31,5 mm	90-100		85-100	
10 mm	75-100		60-100	
5 mm	58-100		35-90	
2 mm	40-78		20-75	
1 mm	28-65		12-50	
0,5 mm	22-56		7-35	
80 µm	5-35	5-30	4-20	

Tableau 1-2 : Spécifications du (CEBTP, 1984) sur les sols latéritiques améliorés ou stabilisés au ciment

	Couche de fondation		Couche de base
	T1-T3	T4-T5	
CBR après 4 jours d'immersion	80	120	>160
CBR après 3 jours de cure à l'air et 4 jours d'immersion	60	80	>160
CBR immédiat	100	150	>300
Résistance à la compression après 7 jours de cure à l'air Rc (MPa)	≥ 0,7	≥ 1,2	1,8 < Rc < 3,1
Résistance à la compression après 3 jours de cure à l'air et 4 jours d'immersion R'c (MPa)	0,25	0,5	> 0,5
Résistance à la compression diamétrale après 7 jours de cure à l'air Rt (MPa)	-		> 0,3

Tableau 1-3 : Classe de portance des sols (CEBTP, 1984)

Classe de portance	Indice CBR
S1	< 5
S2	De 5 à 10
S3	De 10 à 15
S4	De 10 à 30
S5	>30

Tableau 1-4 : Classe de trafic définies par le (CEBTP, 1984)

Classe de trafic	Nombre d'essieux équivalent de 13 tonnes	Trafic journalier tout véhicule
T1	$< 5.10^5$	$< 300$
T2	De $5.10^5$ à $1,5.10^6$	De 300 à 1000
T3	De $1,5.10^6$ à $4.10^6$	De 1000 à 3000
T4	De $4.10^6$ à $10^7$	De 3000 à 6000
T5	De $10^7$ à $2.10^7$	De 6000 à 12000

### 1.3.4.2 Autres spécifications

En France, les performances escomptées à long terme des sols traités aux liants hydrauliques sont définies à partir des valeurs de la résistance à la traction  $R_t$  et du module  $E$  de déformation du matériau traité (Tran, 2009). Normalement, les essais sont effectués après 360 jours de conservation à l'air. Néanmoins, si le délai d'étude est insuffisant, on peut déterminer les résistances en traction et les modules élastiques à 28 jours, 60 jours ou 90 jours, les résultats obtenus sont ensuite estimés à 360 jours grâce aux coefficients empiriques données dans les équations Eq. 1.2 à Eq. 1.5 (NF EN 14227-5, 2013a). Ces deux caractéristiques sont mesurées après un délai qui dépend du type de liant utilisé. Ce délai est au minimum de 28 jours pour les sols traités au ciment uniquement (NF EN 14227-5, 2013a).

$$\frac{R_{t_{28 \text{ jours}}}}{R_{t_{360 \text{ jours}}}} = 0,6 \quad (\text{Eq. 1.2})$$

$$\frac{E_{28 \text{ jours}}}{E_{360 \text{ jours}}} = 0,65 \quad (\text{Eq. 1.3})$$

$$\frac{R_{t_{90 \text{ jours}}}}{R_{t_{360 \text{ jours}}}} = 0,7 \quad (\text{Eq. 1.4})$$

$$\frac{E_{90 \text{ jours}}}{E_{360 \text{ jours}}} = 0,75 \quad (\text{Eq. 1.5})$$

Le couple de valeurs  $E$ - $R_t$ , obtenu à 360 jours, situe le matériau dans une zone définie par l'abaque de la Figure 1-9, déterminant ainsi sa classe de qualité mécanique (SOL  $T_i$ ).

Le Tableau 1-5 indique la classe minimale de qualité mécanique exigée selon le trafic et la position dans la structure. Néanmoins, l'utilisation en couche de base pour un trafic T2 ou T1 peut être envisagée dans le cadre d'un chantier expérimentant des techniques améliorant la qualité de l'interface assises/couche de surface.

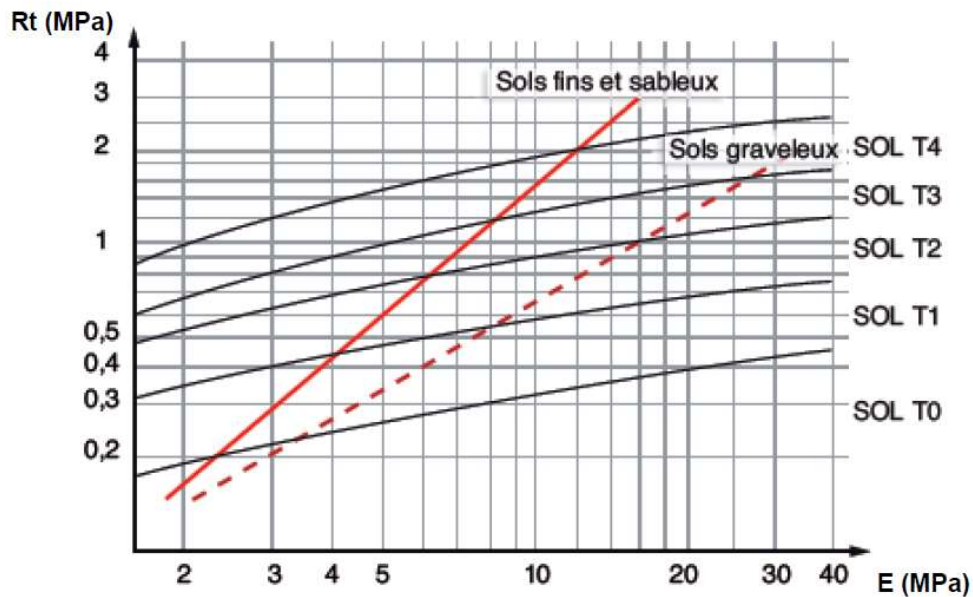


Figure 1-9 : Abaque de classification des sols traités pour couche d'assise (Abdo & Serfass, 2009)

Tableau 1-5 : Classe de qualité mécanique des sols pour une utilisation en assise de chaussée (Abdo & Serfass, 2009)

Classe de trafic $T_i$	T5	T4	T3	T2	T1	T0	TS	TEX
Centre (TMJA)			85	200	500	1200	3200	-
Limites (TMJA)	25	50	150	300	750	2000	5000	
Couche de base	SOLT2	SOLT2** ou SOLT3	SOLT3	***	***	-	-	-
Couche de fondation	SOLT1	SOLT1	SOLT2	SOLT2	SOLT3	-	-	-

TMJA : Trafic Moyen Journalier Annuel

\*\* Une classe de SOL T2 peut être acceptée uniquement pour les sols sableux et graveleux.

\*\*\* L'utilisation en couche de base pour un trafic T2 ou T1 peut être envisagée dans le cadre d'un chantier expérimental.

Le guide de l'AIPCR (AGEPAR AIPCR, 2019) a été établie en 2019. Ce guide est un travail de réflexion sur les besoins d'actualisation de l'édition 1984 du guide de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux. Il donne également certaines recommandations par rapport à certaines prescriptions du CEBTP basées sur l'expérience accumulée par des ingénieurs d'Afrique sub-saharienne et de la France.

### **1.3.5 Les principales caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux latéritiques meubles**

L'utilisation de ces matériaux requiert la connaissance de leurs caractéristiques. Parmi ces derniers nous pouvons citer la granulométrie, les limites d'Atterberg (indice de plasticité (IP), limite de liquidité ( $\omega_L$ ) et limite de plasticité ( $\omega_p$ )), la densité, la compacité, l'indice CBR, les paramètres de gonflement et les paramètres de cisaillement.

Dans ce qui suit, il sera fait une revue des résultats issus des travaux antérieurs qui ont porté sur ces différents paramètres.

#### **1.3.5.1 Analyse granulométrique**

Du point de vu de la granulométrie, les graveleux latéritiques sont des sols meubles, souvent de classe 0/20 à 0/40 avec un pourcentage de fines (passant au tamis 80  $\mu\text{m}$ ) compris entre 10 et 35%, un squelette granulaire (refus au tamis 2 mm) compris entre 20 et 60% (Bagarre, 1990; Fall, 1993). La courbe granulométrique des graveleux latéritiques décrit un palier entre 2 mm et 80  $\mu\text{m}$ , ce qui montre la dualité d'origine de ses composants (Bagarre, 1990).

Les sols latéritiques présentant un pourcentage de passants au tamis 80  $\mu\text{m}$  supérieur à 35% ne sont pas considérés comme des graveleux latéritiques. L'influence des sols fins dans ce cas devient plus prépondérant.

Des difficultés liées à l'application des procédures standards de l'analyse granulométrique aux sols latéritiques ont été signalées (M. D. Gidigas, 2012). Des auteurs comme (Terzaghi & Robertson, 1958; Townsend et al., 1971) ont montré des difficultés liés à :

- la ségrégation des oxydes de fer pendant l'analyse granulométrique qui augmenterait de 35 à 65% le pourcentage relatif d'argile,
- l'utilisation de l'hexamétaphosphate de sodium qui augmente le pourcentage d'argile,
- la durée du temps de malaxage ou de séchage.

Tous ces problèmes seraient dus à la cimentation des hydroxydes de fer ou d'aluminium avec les particules argileuses ou de la fraction silteuse en présence de solution aqueuse ou du liquide de dispersion. Il est signalé que malgré toutes ces difficultés, ces techniques standards permettent d'aboutir à des résultats satisfaisants. Les courbes granulométriques s'insèrent souvent correctement dans le fuseau type des sols latéritiques tel que défini par le (CEBTP, 1984) avec des allures différents.

### **1.3.5.2 La plasticité**

Selon (Bagarre, 1990), l'indice de plasticité des sols latéritiques varie entre 10 et 35%. Cependant, il est noté une difficulté de reproductibilité des résultats de l'essai des limites d'Atterberg sur les sols latéritiques.

Plusieurs facteurs ont été cités tels que le mode de prétraitement et le processus de l'essai. Certains sols latéritiques ont tendance à générer de fines particules pendant la préparation de l'essai (le degré de malaxage), ce qui entraîne une augmentation de la plasticité. (Newill, 1961) cité par (M. D. Gidigas, 2012) attribue ce comportement à la présence dans certaines latérites de micro-agrégats de particules individualisées et à l'oxyde de fer hydraté. Ainsi, sous l'effet du malaxage, ces micro-agrégats ont tendance à se désagréger.

De façon globale, on constate une augmentation de la plasticité due au malaxage et plus particulièrement le degré de malaxage de l'échantillon. Cet effet est également constaté après compactage.

### **1.3.5.3 Le poids spécifique**

Le poids spécifique des sols latéritiques est généralement compris entre 2,55 et 4,6 g/cm<sup>3</sup> selon (Maignien, 1966b; Nanda & Krishnamachari, 1958) cités par (M. D. Gidigas, 2012). Cependant, les matériaux parents riches en quartz, moyennement décomposés sans un niveau élevé de latérisation ont un poids spécifique compris entre 2,55 et 3 g/cm<sup>3</sup>.

(Daniel & Newill, 1959; Evans, 1958; M. D. Gidigas, 1969; Nascimento, 1959) cités par (M. D. Gidigas, 1976) ont montré que bien qu'il est entendu que le poids spécifique est très élevé dans les sols latéritiques, ces valeurs élevées sont généralement associées à la fraction graveleuse dans laquelle les oxydes de fer sont concentrés. Ce qui fait que le poids spécifique des particules passant au tamis 2,8 mm) est très différent de celui de la fraction le retenu au tamis 2,8 mm) pour la plupart des sols latéritiques (Tableau 1-6).

L'évaluation du poids spécifique des matériaux dans un profil de latérite résiduel aura tendance à donner des valeurs élevées au niveau de la roche parent sous-jacente, des valeurs faibles dans la zone intermédiaire et encore, des valeurs élevées dans la carapace latéritique. Ainsi, le poids spécifique donne une indication utile sur le degré de latérisation et d'assèchement qui s'est produit dans les fractions de sol latéritique (Evans, 1958) cité par (M. D. Gidigas, 2012).

En présence de minéraux assez « inopportuns », l'halloysite, la mesure est délicate d'après Gidigas 1969.

Tableau 1-6 : Valeurs de densités spécifiques pour quelques sols latéritiques (M. D. Gidigas, 2012)

Localisation	Pourcentage de passant au tamis 2,8 mm ASTM n°7	Tout le sol	Références
Uganda (6 sols)	2,69 – 2,91	2,93 - 3,04	Evans (1958)
Gambie (3 sols)	2,68 – 2,74	2,98 – 3,06	O'Relly (1958)
Inde (38 sols)	2,2 – 4,6	-	Nanda et Krishnamachari (1958)
Ghana (2 sols)	2,77 – 2,78	3,25 – 3,33	De Graft Johnson et Irwin (1959)

Si ces constatations expérimentales existent, la difficulté pour déterminer le poids spécifique au laboratoire est connue. Il semblerait (M. D. Gidigas, 1969) que la principale difficulté est liée au fait qu'aux argiles de la latérite soient associés des minéraux assez "inopportuns", à l'occurrence l'halloysite. Empiriquement, il a été montré (Newill, 1961) cité par (M. D. Gidigas, 2012) que la vraie valeur du poids spécifique de l'halloysite est très difficile à déterminer, du fait que ce minéral absorbe du liquide de préparation au niveau de son réseau cristallin inter particulaire.

#### 1.3.5.4 La compacité

En technique routière, le poids volumique sec maximal et la teneur en eau optimale sont déterminés classiquement par l'essai Proctor modifié. L'essai Proctor modifié permet d'obtenir les caractéristiques optimales (poids volumique sec et teneur en eau à l'optimum Proctor modifié) des échantillons utilisés en construction routière.

Les essais in-situ et en laboratoire pour l'évaluation des caractéristiques de compacité des matériaux latéritiques indiquent que les facteurs les plus importants qui influencent les résultats des essais de compacité sont essentiellement le processus de formation des sols latéritiques, et les procédures d'essais et de préparation des échantillons (M. D. Gidigas, 2012).

D'après (M. D. Gidigas, 2012) la densité sèche optimale et la teneur en eau optimale dépendent de la roche mère, de l'origine génétique et de la position du sol dans le profil pédologique.

Une caractéristique significative des graveleux latéritiques est l'influence de la résistance des particules grossières concrétionnaires sur les caractéristiques de compacité. En effet, la plupart des latérites contiennent un mélange de quartz et de particules grossières concrétionnaires de texture dure à molle. La résistance de ces particules a des implications majeures en termes de



résultats de compacité au laboratoire et leur performance, dans les chaussées routières (Ackroyd, 1963). Le degré d'affaissement des matériaux semble être une fonction de la résistance des particules grossières concrétionnaires qui peuvent être relatives à la teneur en oxyde de fer et au degré de déshydratation. Plus la teneur en oxyde de fer est élevée, plus les particules concrétionnaires sont déshydratées, plus elles sont dures. Il faut cependant noter que l'augmentation de l'effort de compactage semble donner un taux plus élevé d'augmentation de la densité sèche des particules plus faibles. Il apparaît ainsi que les caractéristiques de compactage de sols latéritiques sont aussi influencées par la genèse, le degré d'altération et le pourcentage de minéraux argileux.

Des énergies supérieures à celles du Proctor modifié montrent une évolution très sensible des matériaux.

Selon l'ISTED (1990), une teneur en fines initiale de 27 % passe à 39 % sous un compactage P.M.(Proctor Modifié) et à 59 % à 1,4 de cette énergie. L'effet du sur-compactage est mis en relief. La densité sèche, dans ces conditions augmente jusqu'à l'énergie P.M. puis n'évolue plus au-delà. Par contre, la teneur en eau optimale augmente puisque le pourcentage en fines augmente.

Enfin, des études (Oghenero et al., 2014; Oyediran & Williams, 2010) ont montré que la densité sèche du matériau est plus élevée si le matériau a été séché à l'étuve, dans ce cas la teneur en eau optimale est plus faible que lorsque le matériau a été séché par un autre procédé. Cette dernière constatation est d'une grande importance car la teneur en eau et la densité sèche retenues pour le chantier sont celles du laboratoire. On est amené à croire que ces valeurs sont mal évaluées, dans la mesure où, aussi bien le mode de compactage, que le mode de séchage diffèrent de ceux opérés au laboratoire.

### **1.3.5.5 L'indice de portance CBR**

Pour les différents éléments du corps de chaussée, on exige des performances sur la base d'un essai type normalisé, l'essai CBR (Californian Bearing Ratio). Jusqu'à présent cet essai reste et demeure incontournable pour le dimensionnement des chaussées à assises latéritiques. Dans les essais de portance et de pénétration, une contrainte de compression est appliquée au sol par des surfaces de portance rigides et la déflexion et la pénétration sont mesurées pour différentes charges. Alors, bien que chaque type d'essai mesure un nombre de propriétés fondamentales du sol dans des proportions non connues, les essais de portance mesurent principalement la

compressibilité élastique et réversible du sol, tandis que les essais de pénétration mesurent principalement la résistance du sol à la déformation de cisaillement.

L'essai de l'indice portant californien est un outil très utile dans l'évaluation des matériaux pour la construction des chaussées souples. Il s'agit d'un essai de pénétration, développé essentiellement par le Haut Département de l'État de Californie pour l'évaluation de la résistance des couches de fondations sur lesquelles la charge appliquée par un piston de dimensions standardisées pour pénétrer un échantillon de sol à un taux standard est mesuré avant et après quatre jours d'imbibition de l'échantillon de sol (M. D. Gidigas, 2012).

L'essai est arbitraire dans le sens où les résultats ne peuvent être reliés exactement à aucune des propriétés fondamentales gouvernant la résistance du sol. Cependant, puisque la déformation de l'échantillon de sol est de manière prédominante la résistance au cisaillement, le CBR peut être considéré comme une mesure indirecte de la résistance au cisaillement.

(De Graft-Johnson et al., 1968; Evans, 1958; Vallerga et al., 1969) ont montré que l'utilisation de l'essai CBR est adaptée aux sols latéritiques pour l'évaluation de la stabilité des structures routières. On remonte à cette période pour les premières utilisations de l'essai CBR sur les graveleux latéritiques.

Plusieurs valeurs de CBR ont été trouvées dans plusieurs travaux (Mahalinga-Iyer & Williams, 1997) ont montré que les CBR des latérites de l'Australie varient entre 35 et 90%. (Bello, 2011; O.O et al., 2012; Ugbe, 2011) ont étudiés des latérites provenant de diverses régions du Nigéria, ils trouvent que les plages de variation sont entre 26–34%, 3–43% et 16–29 % respectivement pour leurs études.

Bien que l'essai CBR soit le principal paramètre de dimensionnement des chaussées, son utilisation a été critiquée par plusieurs auteurs. Il apparaît donc nécessaire de considérer d'autres paramètres notamment les paramètres de cisaillement qui rendent plus compte du comportement mécanique réel des matériaux latéritiques.

### **1.3.5.6 La résistance au cisaillement**

Les paramètres de cisaillement des sols latéritiques peuvent être déterminés à partir de l'essai triaxial ou de l'essai de cisaillement direct à la boîte (Florentin, Heriteau, et Farhi 1957; Lumb 1962; Ruddock 1967; Cruz 1969; JW De Graft-Johnson, Bhatia, et Hammond 1972; Issiakou 2016; Mengue et al. 2017) .

(Omosho & Akinmusuru, 1992) ont étudié la résistance au cisaillement de quelques sols latéritiques au Nigéria, il en ressort que l'angle de frottement est supérieur à 30° et la cohésion

varie entre 70 et 100 kPa. (Townsend 1985) stipule que l'angle de frottement pour les latérites argileuses varie entre 20 et 30° alors qu'il oscille entre 30 et 40° pour les graveleux latéritiques.

- Les facteurs pédogénétiques et compositionnels

(Lohnes et al., 1971) ont publié des variations avec la profondeur des paramètres de résistance de cendres volcaniques à l'intérieur d'un même horizon pédologique. Des essais sur des échantillons, à différentes profondeurs montrent qu'à l'intérieur de l'horizon B, les propriétés sont similaires, mais que les échantillons de l'horizon C présentent des angles de frottement internes plus élevés que pour l'horizon B. Des variations sont aussi notées dans l'horizon C entre les échantillons développés dans les roches ignées intrusives ou extrusives. Dès lors que l'horizon C représente la dernière partie altérée du profil du sol, il est considéré que les variations dans le comportement de la résistance au cisaillement résultent des différences dans la roche-parent.

Dans le cas de sols provenant du même matériau parent sous différentes conditions de précipitation, (Lohnes et al., 1971) ont observé une diminution de la cohésion avec l'augmentation de la pluie. L'activité colloïdale diminue et l'indice des vides augmente avec l'augmentation de la précipitation. Cette tendance est accompagnée par une diminution de la kaolinite et une augmentation de la teneur en sesquioxydes et montre que le degré d'altération est un important moyen de contrôle des propriétés de résistance au cisaillement de certains sols latéritiques.

L'influence que le degré d'altération a sur les paramètres de résistance au cisaillement a aussi été rapportée par (Lamb, 1962). Des échantillons de granites altérés de niveau varié semblent avoir différents paramètres de résistance au cisaillement quand ils sont testés avec le même taux de compactage. Les différents degrés d'altération dans les deux niveaux sont reflétés dans les paramètres de cisaillement, le sol le moins altéré ayant les angles de frottement interne les plus élevés. (Baldovin, 1969) cité par (M. D. Gidigas, 2012) conclut que plus le degré de latérisation est élevé, plus les paramètres de résistance au cisaillement sont favorables.

- Mode de préparation et procédures d'essais

Les travaux de (Sikali & others, 1980) sur des latérites du Cameroun montrent l'influence de l'énergie de compactage sur les paramètres de résistance au cisaillement. De ces travaux on remarque une grande disparité du comportement selon que le compactage est opéré à des compacités supérieures à 95 % de l'Optimum Proctor Modifié (OPM) ou inférieures. Dans le premier cas le comportement est dit fragile avec présence d'un pic à la résistance maximale et

---

dans le second le comportement est ductile. (Omotosho & Akinmusuru, 1992) ont étudié des sols latéritiques du Nigéria soumis à un compactage sous plusieurs cycles. A la fin de chaque cycle de compactage, les paramètres de granulométrie ( $C_u$ ,  $C_c$ , la teneur en fine), les limites d'Atterberg et les paramètres de cisaillement  $c$  et  $\phi$  sont déterminés. Il en ressort que l'angle de frottement diminue tandis que la cohésion augmente en fonction du nombre de cycles, mais ces paramètres se stabilisent au bout de 8 cycles de compactage.

Quant aux études de (Fall et al., 1995), ils montrent que le passage d'une latérite d'un état non saturé à un état saturé s'accompagne d'un changement de comportement de celle-ci. Ils notent également que les résistances de cisaillement changent selon les états avec une tendance à la baisse. (Mahalinga-Iyer & Williams, 1997) ont étudié la résistance au cisaillement des sols latéritiques du Greenswamp situé en Australie. Ils observent que la résistance au cisaillement augmente quand la teneur en eau diminue. Ils soulignent également que la grande résistance au cisaillement des sols latéritiques compactés est due à la valeur élevée de l'angle de frottement et de la succion importante. (Onyelowe, 2013) abonde dans le même sens et trouve que la résistance au cisaillement des sols latéritiques de Amaoba au Nigéria diminue avec l'augmentation de la teneur en eau.

### **1.3.5.7 La consolidation**

Les travaux de (Vargas 1953; Lohnes, Fish, et Demirel 1971) ont porté sur l'étude de la compressibilité des sols latéritiques fins. Le but de ces études était essentiellement de vérifier que la théorie de la consolidation de Terzaghi était applicable sur des sols de ce type, en vue de travaux de fondation. L'aspect routier a rarement fait le cas de telles études, les pressions en jeu étant excessives. Selon (Vargas, 1953), la loi d'évolution de la déformation en essai de compressibilité des sols latéritiques, est similaire aux lois qui gouvernent les phénomènes de consolidation des argiles sédimentaires. D'après cet auteur, la pression de préconsolidation décrite par Casagrande, est valable sur ces sols seulement après un certain niveau de contrainte. Les caractéristiques de consolidation de la plupart des sols latéritiques résiduels semblent dépendre soit de la nature du sol, de la position de la zone de prélèvement dans le profil et les caractéristiques structurales du matériau. Par exemple, (MacKechnie, 1967) cité par (M. D. Gidigas, 1976) trouve que le degré de consolidation des sols latéritiques argileux formés à partir de schistes varie avec la schistosité, étant plus élevé au niveau des pentes faibles et plus faible au niveau des pentes élevées (Figure 1-10-a). (MacKechnie, 1967) cité par (M. D. Gidigas, 1976) trouve que la différence entre le degré de consolidation en ce qui concerne

l'inclinaison des schistosités décroît avec le degré de lessivage. Généralement, le taux de consolidation des sols résiduels à grains fins est élevé ; cela est attribué à la grande perméabilité des sols, spécialement ceux avec une structure schisteuse. Le degré de consolidation varie également avec le type de roche parent, la profondeur du prélèvement (qui est associé avec le degré de lessivage), la méthode de préparation de l'échantillon et la procédure de l'essai de consolidation. Par exemple, l'influence de la profondeur de prélèvement sur les courbes de consolidation est montrée à la Figure 1-10-b.

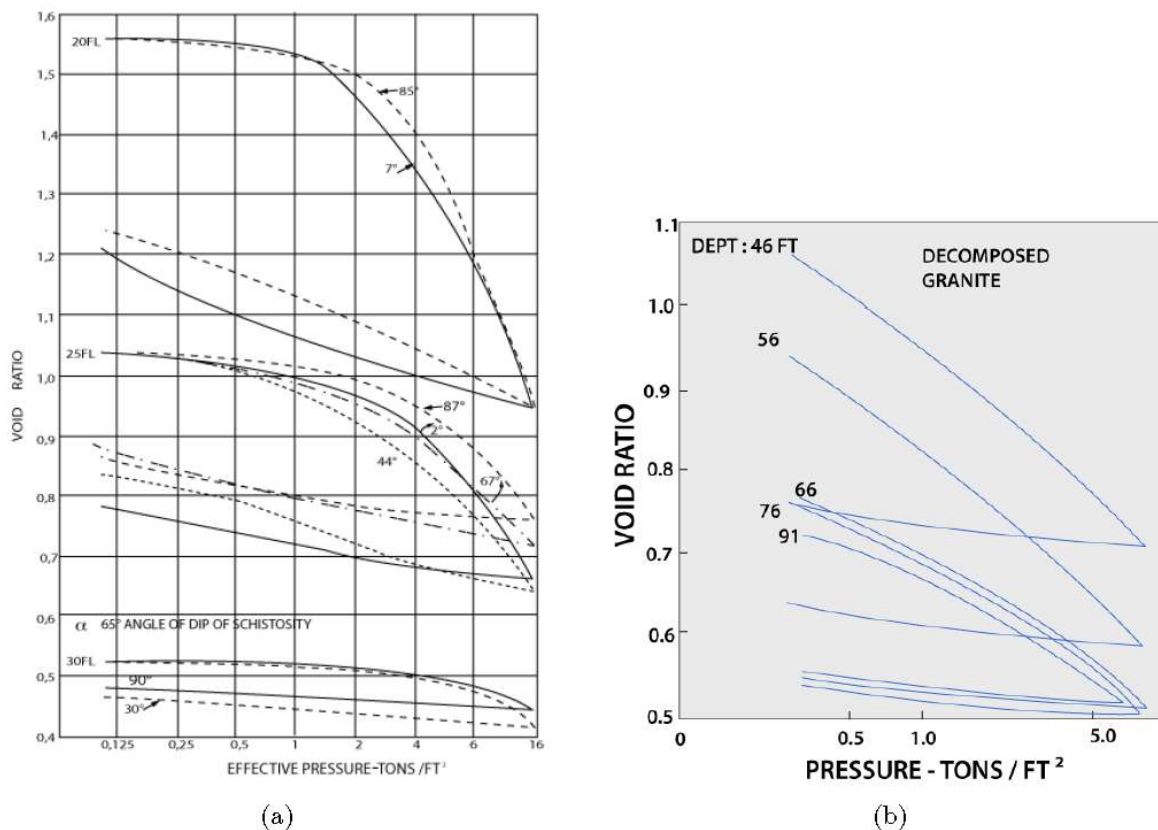


Figure 1-10 : Courbes de consolidation (indice des vides vs contrainte effective)  
 a) Sols résiduels latéritiques formés dans un milieu schisteux ((MacKechnie, 1967) cité par (M. D. Gidigas, 1976));  
 b) sols latéritiques formés dans un milieu granitique (Influence de la profondeur d'échantillonnage) ((Ruddock, 1967) cité par (M. D. Gidigas, 1976)).

### 1.3.5.8 La perméabilité

Les mêmes facteurs qui influencent les caractéristiques mécaniques des sols latéritiques sont ceux-là même qui affectent leur perméabilité (la roche mère, la nature du sol, l'indice des vides, les méthodes de préparation de l'échantillon et les procédures d'essais). Le Tableau 1-7 donne

quelques ordres de grandeur de la perméabilité de certains sols résiduels tropicaux rapportés par (M. D. Gidigas, 2012). Les résultats sont assez irréguliers, mais les études montrent qu'à l'état compacté ces sols sont en général peu perméables.

Tableau 1-7 : Perméabilité de quelques sols résiduels tropicaux (De Graft-Johnson et al., 1969) cité par (M. D. Gidigas, 2012)

Référence	Type de sol	Lieu	Roche mère	Perméabilité K (m/s)
Vargas et al. (1965)	Gneiss résiduel	Brésil	Gneiss	$3.10^{-7}$ à $6.10^{-6}$
	Basale résiduel	Brésil	Basalte	$2.10^{-7}$
Terzaghi (1958)	Argile de Sasumua	Kenya	Cendre volcanique	$0,8.10^{-7}$ à $7.10^{-7}$
Matyas (1969)	Argile de Sasumua	Kenya	Cendre volcanique	$2.10^{-7}$ à $6.10^{-8}$
Andrews (1936)	Latérite	Hawaii	Basalte	$1,48.10^{-4}$ à $5,4.10^{-7}$
De Graft Johnson (1969)	Argile latéritique	Ghana	Granite	$7,5.10^{-5}$ à $1,7.10^{-7}$

## 1.4 Technique de traitement des sols

### 1.4.1 Traitement des sols au ciment

Le traitement des sols aux liants hydrauliques est une technique qui consiste à incorporer, au sein du sol, un élément d'apport avec éventuellement de l'eau et de les mélanger plus ou moins intimement, jusqu'à l'obtention d'un matériau homogène pour lui conférer des propriétés nouvelles. Il présente un avantage mécanique en permettant la valorisation de matériaux aux caractéristiques géotechniques inadaptées, non utilisables à l'état naturel.

Le traitement de sols avec une valeur au bleu (VBS) supérieure à 1 requiert l'emploi de 1 à 2% de chaux. L'utilisation d'un liant hydraulique seul s'applique à des matériaux plus sableux ( $VBs \leq 1$ ) avec des dosages de l'ordre de 5 à 7% (Abdo & Serfass, 2009; Saussaye, 2012).

En ce qui concerne le traitement des sols avec le ciment, il est plus efficace pour les sols peu argileux. En effet, plus le sol est argileux, plus le ciment aura du mal à enrober et à lier ses particules (Abdo & Serfass, 2009).

La stabilisation avec du ciment est plus efficace pour les sols sableux ayant un indice de plasticité compris entre 10-20% et une fraction de fine entre 10-30%. En plus la stabilisation au ciment est recommandée pour les sols contenant des minéraux argileux tels que la kaolinite, l'illite et le quartz (Houben & Guillaud, 2006). Cependant, les sols latéritiques contenant des silices et des alumines, présents dans la goethite et l'hématite présentent une bonne stabilisation

lorsque le ciment est utilisé, donnant lieu à des réactions pouzzolaniques et un effet de durcissement.

#### 1.4.1.1 Le ciment : réactions chimiques, utilisation et taux de dosage en construction routière

##### Le ciment

Le constituant principal du ciment Portland est le clinker (mélange de 80% de calcaire et 20% d'argile calciné à 1450°C et broyé en poudre fine inférieure à 80 µm). Il associe quatre composés anhydres : les silicates tricalciques (C<sub>3</sub>S), les silicates dicalciques (C<sub>2</sub>S), les aluminates tricalciques (C<sub>3</sub>A) et les aluminoferrites tétracalciques (C<sub>4</sub>AF). Un régulateur de prise, le gypse CaSO<sub>4</sub>.2H<sub>2</sub>O (CSH<sub>2</sub>), est ajouté au clinker pour modérer la réaction des C<sub>3</sub>A au contact de l'eau. (Saussaye, 2012)

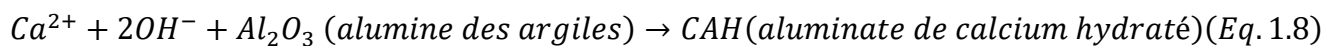
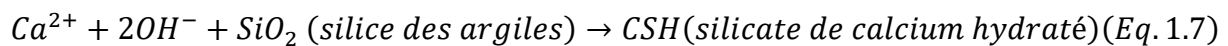
Le ciment lorsqu'il est hydraté présente les constituants suivants :

- Les silicates de calcium hydratés (CSH) issus de l'hydratation des C<sub>2</sub>S et C<sub>3</sub>S. Les réactions d'hydratation de C<sub>2</sub>S et C<sub>3</sub>S sont à l'origine de l'augmentation des résistances mécaniques à court et long terme.
- La portlandite (Ca(OH)<sub>2</sub> ou CH) issue de l'hydratation des silicates, participe peu à l'augmentation de la résistance du matériau cimentaire mais constitue une source de calcium nécessaire aux réactions pouzzolaniques.
- Les aluminates de calcium hydratés (CAH) sont issus de l'hydratation rapide des aluminates tricalciques. Ils participent peu à l'augmentation de la résistance.
- L'ettringite primaire (trisulfoaluminate de calcium hydraté, noté  $CA\bar{S}H$ ) issue de la réaction des C<sub>3</sub>A avec le gypse. La réaction de l'ettringite primaire avec les C<sub>3</sub>A aboutit à la formation de l'ettringite secondaire.

##### Les réactions sol-ciment

Le mécanisme de stabilisation des sols implique une série de réactions chimiques entre l'argile, le ciment et l'eau. Deux principales réactions sont notées : l'hydratation du ciment et les réactions pouzzolaniques secondaires. L'hydratation du ciment (Eq 1.6) conduit à la formation de produits à base de ciment primaire. Les composés connus sous le label de tobermorite (des silicates de calcium hydratés (CSH) lient les composantes du mélange argile-ciment contribuant ainsi de façon notoire à l'amélioration des propriétés mécaniques de ces mélanges.

Il y a en plus, une production de chaux. La chaux, l'eau, la silice et l'alumine réagissent pour donner divers composés de cimentation. La silice et l'alumine peuvent provenir des minéraux argileux, du quartz, des feldspaths, des micas, des minéraux alumino-silicatés et même de certains composés amorphes. Une présence importante de chaux à un sol fait augmenter de manière significative le pH du mélange jusqu'à 12,4, valeur correspondante au pH d'une solution saturée de chaux. La forte valeur de pH est à l'origine de la dissolution de la silice des minéraux argileux. Cette silice dissoute se combine aux ions  $Ca^{+2}$  libérés par la chaux pour donner du silicate de calcium hydraté (Eq. 1.7 et Eq. 1.8). Cette réaction peut se poursuivre tant qu'il existe de la chaux éteinte et de la silice des minéraux argileux (Millogo, Hajjaji, et al., 2008).



#### Types de ciment utilisables en construction routière

Le ciment Portland composé (type CEMII) et les liants hydrauliques routiers (LHR) restent les principaux liants utilisés pour le traitement des sols (Saussaye, 2012).

Le Tableau 1-8 résume les possibilités d'emploi des ciments courants avec différents types de sols.

Tableau 1-8 : Possibilités d'emploi des ciments courants avec différents types de sols (Abdo & Serfass, 2009)

Types de sols	CEM I	CEM II	CEM III	CEM IV	CEM V
Sols pas ou peu argileux (classes A1-B1-B2-B3-B4-B5-D1-D2)	<sup>(1)</sup> +	+	+	?	+
Sols argileux prétraités à la chaux (classes A2-A3-B6)	<sup>(1)</sup> +	+	?	?	?
Craies (classe R1)	<sup>(1)</sup> +	?	?	?	?
Sols calcaires et marno-calcaires (classe R2)	<sup>(1)</sup> +	+	+	?	+

+ : à priori

<sup>(1)</sup> : à priori adapté – Usage à privilégier pour les travaux d'arrière-saison (ces sements donnent un faible délai de maniabilité), sauf ajout d'un retardateur

? : étude spécifique nécessaire

Un ciment de type CEM II/A-L 42,5 R a été utilisé dans cette présente étude.



## Taux de dosage

Selon le (CEBTP, 1984), les sols latéritiques sont dits « améliorés » si, en leur ajoutant un faible pourcentage de chaux ou de ciment, ils ont un comportement qui reste souple. Ils sont, par contre, dits « stabilisés » quand ils acquièrent, par incorporation d'un pourcentage un peu plus élevé de ciment, une rigidité appréciable et une faible déformabilité.

Dans cette étude, le terme "amélioration" se réfère à une amélioration significative de la maniabilité du sol et des caractéristiques de compactage, et à une amélioration mineure de la résistance mécanique du sol en utilisant de faibles teneurs en liants. Selon (Osula, 1996; Portelinha et al., 2012; Sariosseiri & Muhunthan, 2009) l'amélioration des sols latéritiques, comparés à la stabilisation peut présenter une solution économique et efficace pour la conception des chaussées flexibles.

### **1.4.1.2 Effet du ciment sur les propriétés géotechniques des sols latéritiques**

#### **1.4.1.2.1 La granulométrie**

Le traitement des sols au ciment a un effet significatif sur la granulométrie. Il est noté une réduction de la fraction argileuse et une augmentation des limons et des sables fins (Mengue et al., 2017; Millogo, Hajjaji, et al., 2008; Portelinha et al., 2012). (Portelinha et al., 2012) attribue cet effet à la floculation et aux réactions pouzzolaniques. L'hydratation du ciment conduit à la formation de la chaux dans le mélange sol et ciment. L'hydrolyse de la chaux conduit à la libération d'ions  $\text{Ca}^{2+}$ . Il se produit un échange cationique entre les silices et les alumines liés aux surfaces des particules argileuses et les ions  $\text{Ca}^{2+}$ . Après cette réaction d'échange, les particules argileuses s'attirent et se regroupent en formant des flocons : c'est la floculation. Ce processus peut changer la texture des particules argileuses aboutissant à la formation de particules de plus grande taille.

#### **1.4.1.2.2 La plasticité**

De nombreuses études ont été menées sur l'influence du ciment sur la plasticité des sols. Il en ressort que le ciment réduit l'indice de plasticité des sols et par conséquent son argilosité. L'indice de plasticité diminue avec l'augmentation de la teneur en ciment. Cet effet est dû aux réactions d'hydratation du ciment. Les réactions d'hydratation conduisent à une agglomération et une floculation des fines particules aboutissant à une formation de particules plus grossières, entraînant ainsi la diminution de l'indice de plasticité (Bakaiyang et al., 2021; Bekki et al., 2015; Millogo, Hajjaji, et al., 2008; Portelinha et al., 2012). (Mengue et al., 2017) constatent

également une diminution de l'indice de plasticité et de la valeur au bleu de méthylène pour un sol latéritique du Cameroun après ajout de 3% à 9% de ciment.

Bien qu'il y ait des incohérences dans la variation de la limite de liquidité rapportée dans la littérature, la limite plastique est très cohérente. (Attoh-Okine, 1995) trouve que lorsque l'augmentation de chaux entraîne une diminution de la limite de liquidité du sol, la limite de plasticité augmente. (Ola, 1978) montre que l'ajout de chaux augmente faiblement la limite de liquidité tandis qu'elle entraîne une forte diminution de la limite de plasticité. (Osula 1991) trouve une diminution de la limite de liquidité et une augmentation de la limite de plasticité avec l'augmentation de la teneur en chaux. Il stipule que la réduction de la limite liquidité avec l'augmentation de la teneur en chaux pourrait être le résultat de la réaction d'échange cationique qui floccule les particules du sol et réduit la fraction d'argile. L'augmentation de la limite plastique entraîne généralement une réduction des propriétés plastiques du sol. Cette réaction est due à l'altération du film d'eau entourant les minéraux argileux du sol. L'ion calcium de la chaux est divalent et permet de lier les particules du sol les unes aux autres. Cela diminue la plasticité du sol et donne une texture granulaire plus ouverte.

(Ola, 1978) conclut que la variation de la limite de liquidité dépend de la minéralogie des argiles, les sols argileux kaoliniques voient cette valeur augmenter en fonction de la teneur en ciment tandis que les sols argileux montmorillonitiques enregistrent une diminution de celle-ci.

#### **1.4.1.2.3 Paramètres de compactage**

En ce qui concerne la variation de la teneur en eau optimale (TEO) et de la densité sèche optimale (DSO), les tendances sont divergentes.

La tendance la plus remarquable est que la densité sèche optimale diminue et que la teneur en eau optimale augmentent avec l'augmentation de la teneur en ciment (Ademila, 2021; Bekki et al., 2015; Millogo, Hajjaji, et al., 2008; Portelinha et al., 2012). (Millogo, Hajjaji, et al., 2008) note une diminution de la densité qui passe de 2,17 à 2,1 après ajout de 8% à un sol latéritique de Sapouy. La TEO quant à elle augmente et passe de 7,2 à 8,2%. En ce qui concerne la variation de la DSO, l'auteur émet l'hypothèse qu'en raison du phénomène d'agrégation dû aux ajouts de ciment, le volume occupé par les particules augmente et par conséquent la DSO diminue. Pour la teneur en eau, son augmentation serait due à l'affinité du ciment vis-à-vis de l'eau. L'augmentation de la teneur en ciment devrait s'accompagner d'une augmentation de la demande en eau pour son hydratation.

D'autres auteurs (Bakaiyang et al., 2021; Mengue et al., 2017; Wahab, Rashid, et al., 2021) quant à eux, trouvent que la densité sèche optimale augmente tandis que la teneur en eau diminue. (Wahab, Rashid, et al., 2021) étudient l'effet de l'ajout du ciment à des proportions de 3 à 12% sur des sols latéritiques de Malaisie. Il observe une augmentation significative de la DSO qui passe de  $1,39 \text{ g/cm}^3$  (pour la latérite brut) à  $1,41 \text{ g/cm}^3$  après ajout de 3% de ciment et continue d'augmenter pour atteindre  $1,47 \text{ g/cm}^3$  pour une teneur en ciment de 12%. Selon cet auteur, l'augmentation de la densité sèche maximale avec l'ajout de ciment pourrait être attribuée au fait que le ciment en présence d'eau a tendance à lubrifier les particules de sol, ce qui entraîne un tassement plus dense pendant le processus de compactage. En outre, les particules fines de ciment ont tendance à occuper les vides entre les particules de sol, résultant en une matrice de sol plus dense. Pour la teneur en eau, il note qu'elle passe de 28% à 30%, puis diminue jusqu'à 28% pour une teneur en ciment de 9% et augmente encore pour atteindre 33%. Il suppose que la légère diminution de la teneur en eau serait due à l'auto dessiccation de l'eau utilisée durant l'hydratation du ciment.

(Bakaiyang et al., 2021) quant à lui, explique cette augmentation de la densité par une absence de floculation. La quantité de ciment ou de chaux ajoutée ne fait que remplir la macroporosité et a un effet proportionnel sur la densité sèche.

#### **1.4.1.2.4 Indice CBR**

L'indice CBR augmente en fonction de l'augmentation de la teneur en ciment. Cette tendance est due au développement continu des silicate de calcium hydratés (Mbengue, Messan, et al., 2022; Mengue et al., 2017; Millogo, Hajjaji, et al., 2008). (Dadouch et al., 2015) ont montré l'effet du ciment sur l'indice CBR immédiat et l'indice CBR après 4 jours d'immersion dans l'eau de sols silteux compactés à l'optimum Proctor. Ils observent une légère augmentation du CBR immédiat pour des ajouts de 2%, et 4% de ciment au sol brut, tandis qu'il reste stable pour une teneur en ciment de 6%. Ils remarquent également que les indices CBR après 4 jours d'immersion dans l'eau sont plus élevés de l'ordre de 45% comparés au CBR immédiat lorsque des taux de ciment variant de 2 à 6% sont ajoutés au sol brut (Figure 1-11). Ceci montre que l'immersion entraîne une hydratation du ciment et que la teneur en eau des mélanges a augmenté. En d'autres termes, ces auteurs expliquent que les constituants hydratés du ciment relient les grains du matériau entre eux par des sortes de ponts nombreux et solides, d'où l'augmentation de la portance.

(Mengue et al., 2017) ont étudié l'effet de l'augmentation du ciment sur des sols fins latéritiques du Cameroun. Ils ont ainsi étudié l'indice CBR immédiat (ICBR-im), l'indice CBR après quatre jours d'immersion dans l'eau (ICBR-4j) et l'indice CBR après 3 jours de cure à l'air et 4 jours d'immersion dans l'eau (ICBR-3+4j). Ils trouvent que l'indice CBR immédiat est plus élevé que l'indice CBR après 4 jours d'immersion lequel est plus élevé que l'indice CBR après 3 jours de cure à l'air et 4 jours d'immersion (Figure 1-12). (Millogo, Hajjaji, et al., 2008) ont également étudié les mêmes paramètres à l'exception de l'indice CBR immédiat sur des sols graveleux latéritiques et aboutissent aux mêmes conclusions. Par contre, ces résultats sont en désaccord avec ceux de (Messou, 1980). Cette discordance serait liée à la différence au niveau de la quantité des minéraux argileux. Les sols latéritiques étudiés par (Messou, 1980) étant plus riches en argiles que ceux étudiés par (Millogo, Hajjaji, et al., 2008), les réactions pouzzolaniques qui s'y produisent sont donc plus significatives.

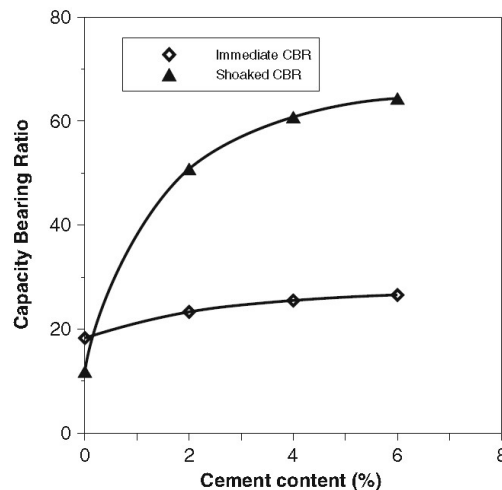


Figure 1-11 : Variation du CBR en fonction de la teneur en ciment (Dadouch et al., 2015)

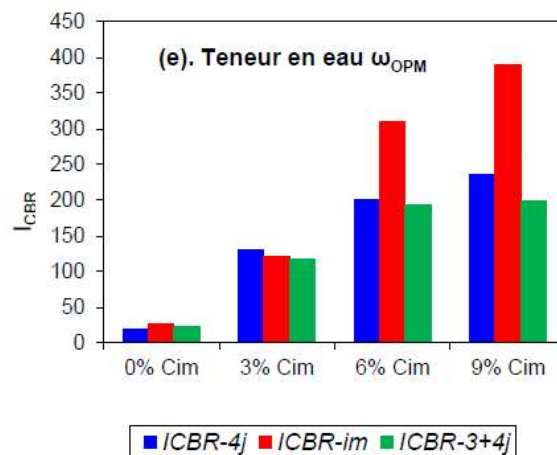


Figure 1-12 : Variation du CBR en fonction de la teneur en ciment (Mengue et al., 2017)

#### **1.4.1.2.5 Résistance à la compression, à la traction et module sécant**

La résistance à la compression et à la traction augmentent en fonction de l'augmentation de la teneur en ciment et du temps de cure ( Millogo et al. 2008; Mengue et al. 2017; Moon et al. 2020; Norshakila Abdul Wahab et al. 2021; Ademila 2021). (Wahab, Roshan, et al., 2021) ont étudié l'effet du ciment sur les propriétés mécaniques d'un sol latéritique de Malaisie. Ils trouvent que pour un temps de cure de 7 jours, la résistance à la compression simple passe de 230,74 kPa pour un échantillon non traité à des résistances de 391,35 kPa, 1233,15 kPa, 1737,52 kPa et 1899,6 kPa après ajout respectif de 3%, 6%, 9% et 12% de ciment. Pour un temps de cure de 7 jours, la déformation correspondant au pic de contrainte passe de 2,58% pour un sol non traité à 2,08%, 1,56%, 1,37%, et 1,19% pour un ajout respectif de 3%, 6% 9% et 12% de ciment. Ce qui montre que le matériau devient plus fragile avec l'augmentation du taux de ciment. Les auteurs ont également étudié l'effet de la teneur en ciment sur le module d'élasticité ( $E_{50}$ ). Le module élastique du sol latéritique augmente avec la teneur en ciment, ce qui indique que la ductilité du sol latéritique diminue avec l'augmentation de la teneur en ciment. Cette amélioration des propriétés mécanique est attribuée à l'hydratation du ciment et aux réactions pouzzolaniques.

(Akoto, 1986; Attoh-Okine, 1995) ont étudié l'effet de la répétition de charges de compression sur la résistance à la compression simple d'échantillons de sols traités et non traités au ciment ou à la chaux. Ils montrent que les résistances à la compression simple des échantillons soumis à des charges répétées sont toujours plus élevées que celles de ceux qui ne sont pas soumis à des charges répétées. Ils attribuent l'augmentation de la résistance à la densification qui a eu lieu pendant les charges répétées.

L'augmentation de la teneur en eau de moulage des échantillons au-delà de l'optimum Proctor produit des effets différents. (Mengue et al., 2017) ont montré que les échantillons moulés du côté de l'optimum Proctor humide ( $w_{opt}+1\%$ ) présentaient des contraintes de compression simples plus faibles que ceux confectionnés à l'optimum proctor. (Akoto, 1986) aboutit au résultat contraire. Pour une augmentation de la teneur en eau optimale ( $w_{opt}+1,3\%$ ), il observe que la résistance à la compression simple augmente. Selon lui, une légère augmentation de la teneur en eau au-dessus de l'optimum rendra les échantillons relativement plus faibles que les échantillons compactés à la teneur en eau optimale. Les liaisons se briseront donc facilement, ce qui entraînera une densification plus élevée et donc une résistance à la compression plus élevée. Il doit y avoir une teneur en eau "optimale" au-delà de laquelle une augmentation de la teneur en eau aura un effet négatif sur la résistance après un chargement répété.

### 1.4.1.2.6 Résistance au cisaillement

Les résistances au cisaillement des sols peuvent être déterminées à partir des essais de cisaillement à la boîte de Casagrande et des essais triaxiaux. La résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation du ciment et du temps de cure (Kazemian, Huat, et Moayedi 2012; Bagheri, Ahmad, et Ismail 2014; Dadouch, Ghembaza, et Ikhlef 2015; Mengue et al. 2017). Ce phénomène est compréhensible par le fait que l'hydratation des silicates et aluminates de calcium anhydres du ciment est suivie d'une phase de cristallisation. Dans cette phase, les constituants hydratés vont enrober et connecter les grains entre eux : c'est la prise hydraulique. (Dadouch et al., 2015) ont étudié l'effet de l'ajout de ciment (0, 2, 4 et 6%) sur des sols silteux compactés à l'optimum Proctor à l'aide de l'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande. Les contraintes normales appliquées sont de 100, 200 et 300 kPa avec une vitesse de cisaillement de 0,5 mm/mn. Les paramètres de cisaillement non-drainée sont déterminés. Ils notent que la cohésion augmente avec l'augmentation du taux de ciment, et l'angle de frottement fluctue d'un pourcentage à un autre (Figure 1-13). Selon ces auteurs, cette fluctuation est probablement due aux réactions chimiques internes de certains minéraux des mélanges qui ne s'adaptent pas à la présence de ciment, où de la présence d'éléments perturbateurs.

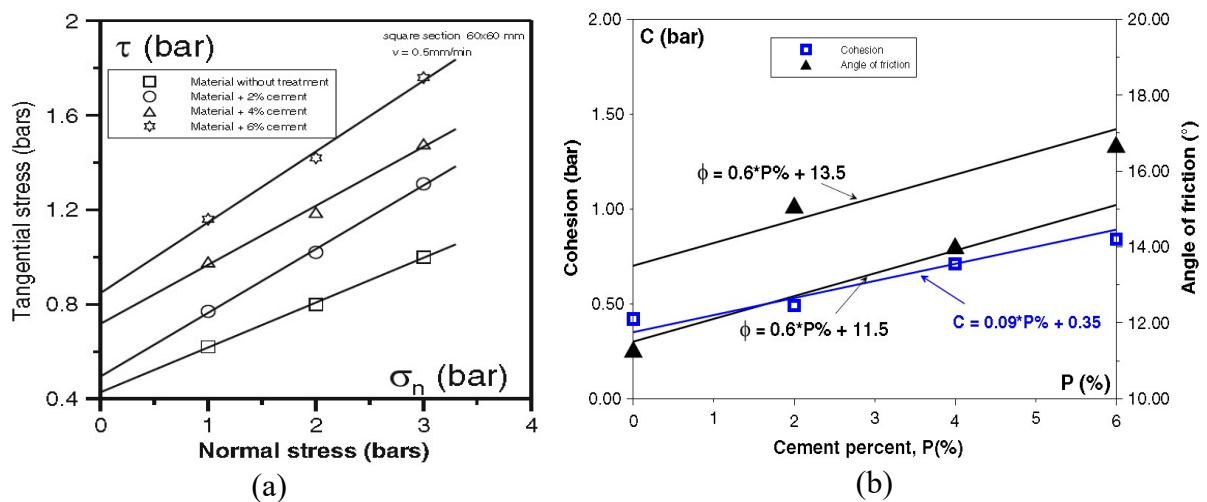


Figure 1-13 : Effet de l'augmentation de la teneur en ciment sur a) l'enveloppe de rupture de Mohr-coulomb du sol, b) la cohésion et l'angle de frottement ((Dadouch et al., 2015)

(Mengue et al., 2017) ont étudié l'effet de l'augmentation de la teneur en ciment sur la contrainte déviatorique, la cohésion et l'angle frottement. A l'aide de l'essai triaxial, ils

appliquent différentes contraintes de confinement (0,1 MPa, 0,3 MPa et 0,6 MPa) pour une vitesse de cisaillement de 0,5 mm/mn. Ils constatent que la contrainte déviatorique maximale augmente avec l'augmentation de la teneur en ciment, du temps de cure et de la contrainte de confinement appliquée (Figure 1-14). Les matériaux non traités révèlent un comportement ductile tandis que ceux traité montrent un comportement fragile. Cette fragilité se manifeste d'avantage lorsque le taux de ciment augmente de même que le temps de cure. Les auteurs constatent également une importante augmentation de la cohésion et de l'angle de frottement avec l'augmentation de la teneur en ciment. Ce phénomène s'observe même sur les sols traités à des teneurs en ciment faibles (3%).

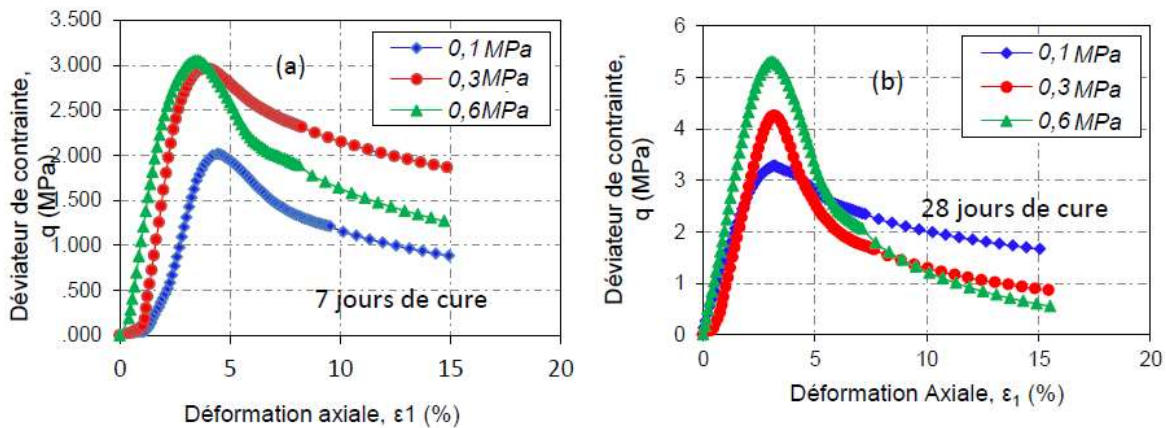


Figure 1-14 : Variation de la contrainte déviatorique en fonction de la contrainte de confinement pour un sol traité à 6% de ciment a) 7 jours de cure, b) 28 jours de cure (Mengue et al., 2017)

#### 1.4.2 Stabilisation mécanique des sols latéritiques par ajout de granulats concassés : la litho-stabilisation

Afin d'améliorer les propriétés physiques et mécaniques des sols latéritiques, plusieurs techniques ont été utilisées dont la stabilisation mécanique par ajout de sable, de granulats concassés, de coques de noix de palme (Ahouet & Elenga, 2019; Corrêa et al., 2020; S. S. R. Gidigasu et al., 2021; Hyoumbi et al., 2019; Jjuuko et al., 2014; Mbengue, Lawane Gana, et al., 2022; Ndiaye, 2013; Ngo'o Ze et al., 2022; Sudla et al., 2018; Tony et al., 2021).

La litho-stabilisation est une technique de stabilisation mécanique d'un sol médiocre par adjonction de granulats concassés ou d'un matériau plus structuré (Lompo, 1980). Le principe est d'améliorer un sol par itération en lui ajoutant une proportion de granulats concassés allant

de 10 à 40% (en masse sèche du matériau à améliorer) ou d'autres matériaux plus structurés puis soumis à des essais afin d'en jauger les performances mécaniques.

#### **1.4.2.1 Les types de granulats utilisables**

Il n'y a pas d'études spécifiques sur les types de granulats utilisables pour la litho-stabilisation. Cependant, le guide du (CEBTP, 1984) décline quelques caractéristiques lorsque le matériau est destiné à une utilisation en couche de base.

Dans le guide de dimensionnement du (CEBTP, 1984), le mélange issu de la litho-stabilisation est appelé le béton de sol. Selon le guide, les bétons de sol peuvent être utilisés en couche de base de chaussé. Différentes exigences ont été énoncées par ce guide concernant les propriétés des sols latéritiques avant amélioration et des granulats susceptibles d'être utilisés.

Les sols latéritiques doivent présenter les caractéristiques suivantes pour être améliorés :

- les passants au tamis 40 mm doivent être de 100% ;
- les passants au tamis de 2 mm doivent être compris entre 20 et 50% ;
- les passants au tamis 80 $\mu$ m doivent être compris entre 10 et 25% ;
- l'indice de plasticité doit être inférieur ou égale à 20% ;
- l'indice CBR à 95% de l'OPM doit être compris entre 40 et 60%.

Concernant la nature des granulats à ajouter, ils peuvent être :

- Soit un tout-venant pierreux anguleux 0/40, à moins de 30% de passants à 2 mm et moins de 18% de passants à 80  $\mu$ m, à l'IP nul et à CBR à 95% OPM de l'ordre de 90% ;
- Soit d'un concassée de carrière à granulométrie discontinue 12/40 par exemple ;
- Soit d'un autre matériau issu des ressources locales.

Le mélange doit avoir un IP inférieur à 6 et un CBR à 95% OPM supérieur à 80%.

#### **1.4.2.2 Effet de la litho-stabilisation sur les propriétés géotechniques des sols**

##### **1.4.2.2.1 La granulométrie**

L'ajout de granulats concassés modifie la distribution granulométrique des sols. (Hyoumbi et al., 2019) ont étudié l'effet de l'ajout de granulats concassés de basanites de classe 0/5 mm sur la granulométrie de deux sols fins latéritiques du Cameroun. Les pourcentages de granulats concassés ajoutés sont de 20, 30, 40 et 50% de la masse sèche du sol latéritique. Ils trouvent que le pourcentage de fines (< 80 $\mu$ m) diminue avec l'augmentation de la teneur en basanites.



En effet, après ajout de 5 % de basanites, le pourcentage de fine passe de 98,5% pour le sol latéritique brut (LA1) à 53,7% après ajout de 50% de basanites. Alors que le second passe de 72% de fines à l'état brut (LA3) à 47,1% après ajout de 50% de basanites. La diminution de la teneur en fines peut être due à l'effet physique de la granulométrie, où les particules grossières des granulats concassés de basanites remplacent les particules fines du sol, diminuant ainsi la teneur en fines du sol stabilisé par les granulats concassés de basanites.

#### **1.4.2.2 La plasticité**

Les études antérieures montrent que l'augmentation de granulats concassés diminue la plasticité des sols (Jjuuko et al., 2014; Ndiaye, 2013; Ngo'o Ze et al., 2022). L'ajout de sable de dune à des proportions de 5 et 10% au sol latéritique de Sindia permet de diminuer sa plasticité (Ndiaye, 2013). L'indice de plasticité du sol latéritique de Sindia au Sénégal, passe de 16,4% à 13,1% après ajout de 10% de sable de dune, permettant ainsi son utilisation en couche de base de chaussée selon le (CEBTP, 1984). (Ahouet & Elenga, 2019) aboutissent à la même conclusion, lorsque de la grave alluvionnaire concassée de classe 0/31,5 de la région de Bouenza au Congo-Brazaville est ajoutée à un sol latéritique à des pourcentages de 15, 20, 25, 30, 35 et 40%. Ils remarquent que l'indice de plasticité suit une régression linéaire en fonction de la quantité de graves alluvionnaires ajoutées (Figure 1-15). L'indice de plasticité passe de 18,5% pour le sol latéritique brut à 3,8 % après ajout de 40% de concassés de graves alluvionnaires. (S. S. R. Gidigasou et al., 2021) ont également étudiés l'effet de l'ajout de résidus de roches concassés sur un sol latéritique du Ghana. Des teneurs de 20, 40, 60 et 80% ont été ajoutées. La limite de plasticité diminue de 45% à 29,3% pour 0% et 80% de résidus de roches concassées respectivement, tandis que l'indice de plasticité, diminue également et passe de 25,9% à 0% de granulats concassés à 15,6% à 80% de granulats concassés. La limite de plasticité quant à elle augmente et passe de 19% à 29,8% pour le sol latéritique brut et après ajout de 80% de roches concassées respectivement. Ces auteurs stipulent que ces phénomènes pourraient être attribués à la réduction de la teneur en argile au fur et à mesure que la teneur en matériaux non plastiques (résidu de roche concassée) augmente. Il en résulte une réduction de la capacité d'absorption d'eau du sol. Une diminution de la valeur au bleu de méthylène est également constatée (Hyoumbi et al., 2019).

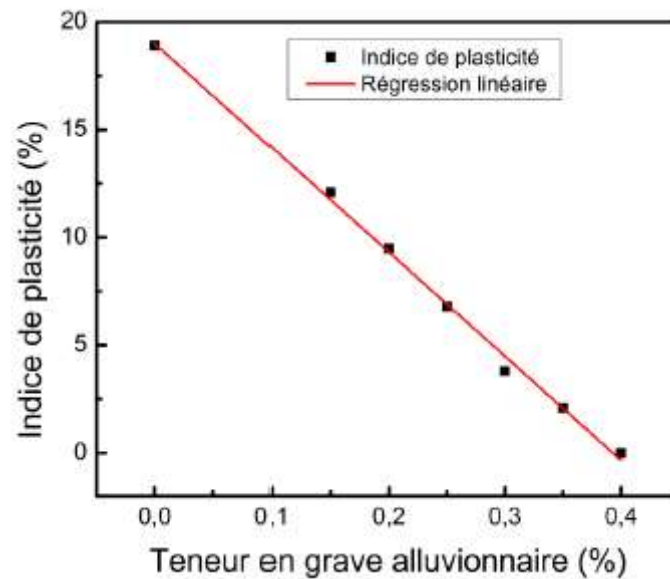


Figure 1-15 : Evolution de l'indice de plasticité en fonction de la teneur en grave alluvionnaire (Ahouet & Elenga, 2019)

#### 1.4.2.2.3 Caractéristiques de compactage

La densité sèche optimale augmente tandis que la teneur en eau optimale du sol diminue avec l'augmentation du pourcentage de granulats ajoutés (Hyoumbi et al., 2019; Issiakou et al., 2015). (Ngo'o Ze et al., 2022) ont étudié l'effet de l'ajout de granulats concassés de granites de classe 0/31,5 mm sur des sols latéritiques du Cameroun. Les teneurs en granites ajoutés sont de 15, 20, 25 et 30% du sol latéritique sec. Les auteurs montrent que la densité sèche optimale passe de 2,09 à 2,29 g/cm<sup>3</sup> pour le sol latéritique brut et après ajout de 30% de granites respectivement, tandis que la teneur en eau optimale passe de 10,6 à 9,3% pour les mêmes proportions. Selon ces derniers, avec l'ajout de granulats concassés de granites, le mélange avec le sol latéritique devient de plus en plus dense. La diminution de la teneur en eau optimale peut être due à la réduction de la teneur en fines avec l'ajout de gros agrégats. Selon (Jjuuko et al., 2014), ceci peut être attribué à la variation de l'indice de plasticité. La réduction de l'indice de plasticité entraîne une diminution des capacités de liaison et de rétention d'humidité du sol. Par conséquent, le type de sol est une variable majeure dans l'établissement des relations densité-teneur en eau. Les sols bien gradués présentent des DSO plus élevées que les sols mal gradués, tandis que les sols plus fins présentent des TEO plus élevées et des DSO plus faibles que les sols plus grossiers. Le mélange des échantillons de sols avec les agrégats (stabilisants) améliore la granulométrie du composite en le rendant plus grossier.

#### 1.4.2.2.4 Indice CBR

L'ajout de granulats concassés augmente l'indice CBR des sols latéritiques (Ahouet & Elenga, 2019; Hyoumbi et al., 2019; Jjuuko et al., 2014). (Jjuuko et al., 2014) ont étudié l'effet de l'ajout de roches concassés sur des sols latéritiques de l'Ouganda. Des concassés de roche de classe 0/37,5 mm ont été utilisés à des proportions de 10%, 20%, 30%, 40% et 50% de la masse sèche du sol latéritique. L'ajout de ces granulats concassés a permis d'obtenir une augmentation relative du CBR de l'ordre de 2,5% à 63% en fonction de l'augmentation des roches concassées (Figure 1-16). Cette augmentation du CBR a permis l'utilisation de ces sols latéritiques en couche de base pour des chaussées à faibles trafics à partir de 20% de granulats concassés. Cela peut être attribué à l'augmentation de la résistance mécanique des mélanges en raison de la concentration accrue de granulats qui sont plus résistants à l'écrasement sous des charges appliquées progressivement. La présence d'agrégats a augmenté la fraction de graviers moyens du composite et la présence d'une quantité considérable de graviers fins et de sable a permis de remplir les vides intergranulaires, améliorant ainsi la résistance (Frempong & Tsidzi, 1999).

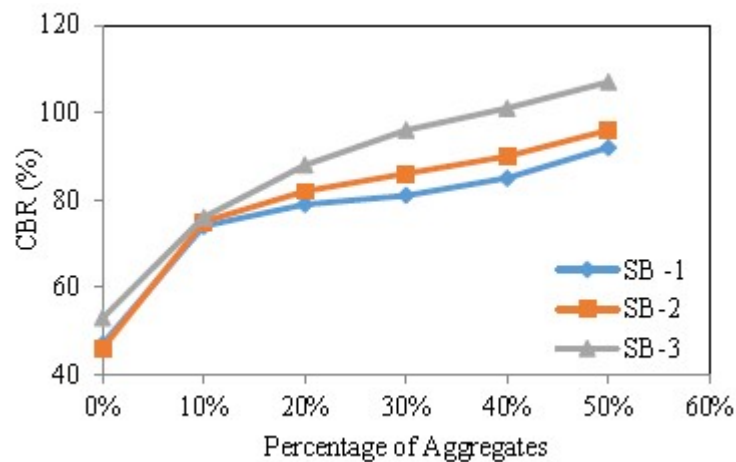


Figure 1-16 : Variation du CBR en fonction de la teneur en agrégats (Jjuuko et al., 2014)

#### 1.4.2.2.5 Résistance à la compression simple et module d'élasticité

Les études sur l'effet de l'ajout de concassés de roches sur la résistance à la compression et le module élastique sont très rares. Cependant quelques auteurs ont pu aboutir à quelques résultats (Joel et Agbede 2011; Hyoumbi et al. 2019). (Joel & Agbede, 2011) remarquent que la résistance à la compression augmente lorsque des teneurs en sable de 15%, 30% 45% sont ajoutés à un sol latéritique fin du Nigéria et chute au-delà (60%). La résistance à la compression passe de 787 kN/m<sup>2</sup> et 689 kN/m<sup>2</sup> pour le sol latéritique brut à 1,003 et 851 kN/m<sup>2</sup> après ajout

de 45% de sable lorsque le sol est compacté à l'énergie Proctor Standard et à une énergie Proctor plus faible. (Hyoubi et al., 2019) constate également la même tendance lorsque des granulats concassés de basanites de classe 0/5 mm sont ajoutés à des sols latéritiques du Cameroun. Il constate que la résistance à la compression augmente en fonction de l'augmentation du taux de basanites et du temps de cure (7, 14 et 28 jours). Mais cette résistance chute au-delà de 30% de granulats concassés de basanites. La valeur de résistance la plus faible obtenue est de 1,67 MPa après 7 jours de cure après ajout de 20% de basanite et la valeur la plus élevée est de 4,5 MPa après ajout de 30% de granulats concassés de basanites. Selon (Joel & Agbede, 2011), cette diminution de la résistance après une certaine teneur du correcteur est probablement due à la densification maximale qui a été atteinte à cette teneur donnée.

## **1.5 Conclusion**

L'étude bibliographique a révélé toute la complexité des latérites, qui représentent une véritable formation géologique résiduelle, développée en surface sous l'effet des agents atmosphériques. Elles constituent dans les paysages une trace des paleoreliefs qui contribuent par leur destruction à alimenter des nouveaux modelés, qui eux même soumis à des alternances climatiques vont se transformer, à constituer des nouvelles indurations ou à s'étendre sur de vastes pénéplaines. Il en ressort qu'il est important d'étudier ces matériaux à différentes échelles, certes de l'affleurement à la composition chimique mais aussi à l'échelle régionale où leur organisation dans l'espace corrélée à des datations apporte une meilleure lecture. Ensuite, il y a lieu de décrire les principaux constituants de cette formation, souvent décrite par un profil complexe limité en bas par une roche altérée et surmontée d'une carapace ou cuirasse, particulièrement riche en fer, à cause du lessivage. Ce profil type peut bien évidemment être en partie décapé, et ces matériaux transportés et remaniés. (Autret, 1980) distingue 3 types de matériaux latéritiques : les sols fins latéritiques, les graves et brèches latéritiques, les blocs et débris de carapace.

Les cycles paléoclimatiques ont ainsi pu interagir avec ces différents niveaux résiduels exposés et poursuivre leur action de transformation. En effet les carapaces présentent des structures différentes, elles sont massives ou granuleuses, constituées de pisolithes. L'âge de la carapace et ses conditions de formation (cuirasses d'altération et cuirasses d'accumulation). Les cuirasses bauxitiques semblent les plus anciennes.

Quant aux matériaux sous la carapace, il est possible de leur attribuer une dépendance avec la roche mère initiale, mais qui en cas de transport de ces matériaux extrêmement altérés de texture argileuse à sableuse peuvent être déposés sur un substratum sous-jacent de nature différente. Ainsi de nombreux scénarii influencés par la topographie sont existants. Leur processus de formation, et leur degré de latérisation fournissent des matériaux, riche en oxydes et hydroxydes de fer, (dégradations des ferromagnésiens) pouvant contenir des phases minérales extrêmement altérées comme les feldspaths transformés en argiles et d'autres résistants comme le quartz mais fragmentés en grains plus ou moins fins.

Par conséquent les caractéristiques physiques chimiques et mécaniques de ces matériaux vont être très variables. A travers cette synthèse bibliographique, il apparait que le comportement des sols latéritiques peut être influencé par plusieurs facteurs tels que les processus pédogénétiques, les compositions chimiques et minéralogiques. Par conséquent, la granulométrie, la teneur en fines, la densité sèche optimale, la friabilité des sols ainsi que la nature des minéraux argileux sont des paramètres à étudier avec minutie. Ainsi pour une meilleure connaissance de ces sols, il s'avère nécessaire de caractériser des sols latéritiques issus de carrières différentes en fonction des horizons et d'analyser plus finement leurs caractéristiques physiques et minéralogiques et de dégager leur influence sur le comportement mécanique des sols latéritiques.

De plus, les spécifications routières sur l'utilisation des matériaux latéritiques ne prennent en compte en général que les caractéristiques physiques et l'indice CBR. Ce dernier est le principal paramètre qui fournit le module de Young ( $E=5*CBR$ ). Or, le module d'Young est le principal paramètre qui permet de concevoir les structures de chaussée en Afrique tropicale. Ce module d'Young, E estimé est largement critiqué. La littérature a montré que le module de Young, la résistance à la compression déterminés à partir des essais de compression ainsi que les paramètres de cisaillement permettent de mieux prendre en compte le comportement mécanique des sols latéritiques. Par conséquent, l'évaluation des performances mécaniques des sols sera étudié plus particulièrement dans ce sens.

La plupart des sols latéritiques ne présentent pas souvent des caractéristiques suffisantes pour être utilisés en couche d'assise de chaussée. Le plus souvent, des techniques d'amélioration telles que l'ajout de ciment sont mise en place. L'amélioration des propriétés physiques et mécaniques des sols au ciment a été largement étudiée. Ces études ont montré que cette technique permet d'améliorer les performances mécaniques de ces sols en modifiant leur classe de portance initiale faible à une classe de portance plus élevée. Il permet l'utilisation d'un sol

brut, qui ne convenait qu'en couche de remblai, en couche de base de chaussée. Cependant, les propriétés permettant de juger de l'amélioration des propriétés de ces sols ne reposent souvent que sur les critères de portance (CBR), de résistance à la traction et à la compression. L'effet de cette amélioration sur les paramètres de cisaillement à faible taux de ciment a été rarement abordé. Il est également question de mieux comprendre l'effet de l'amélioration au ciment sur des sols latéritiques différents et de dégager les facteurs qui peuvent influencer leurs performances.

Par ailleurs, si l'usage du traitement de sols avec des liants hydrauliques est une solution pour améliorer leurs caractéristiques, ces derniers sont encore fortement exportés et vu que leur production impacte fortement le climat, il va falloir développer des solutions de production bas carbone ou trouver des solutions alternatives, pour réduire leur emploi. Les producteurs de ciment s'y activent fortement. Mais d'autres voies alternatives sont aussi à considérer comme la litho-stabilisation. La plupart des études sur la litho-stabilisation évaluent l'impact de l'ajout de granulats concassés principalement sur la base des paramètres d'identification du sol, tels que la plasticité, les paramètres de compactage et le CBR. L'étude de l'effet de l'amélioration par ajout de granulats sur les paramètres mécaniques tels que la résistance à la compression et le module de Young s'avèrent nécessaire. Pour juger de l'efficacité de cette méthode, devrait-on se limiter uniquement à la détermination de l'indice CBR ? Quels sont les facteurs qui influencent la performance de cette technique ?

La présente étude mettra l'accent sur la caractérisation mécanique notamment le module de Young, la résistance à la compression et la résistance au cisaillement des sols latéritiques et tentera de dégager l'influence des paramètres physiques et minéralogiques sur ces derniers. L'effet de l'amélioration par ajout de ciment ou de granulats de concassés sur les performances physico-mécaniques des sols latéritiques en faisant ressortir les paramètres qui les influencent feront l'objet de cette étude. Pour atteindre ces objectifs, le prochain chapitre présentera la méthodologie et les matériaux utilisés.

## **Chapitre 2**

# **Matériels et méthodes expérimentales**

### **2.1 Introduction**

Le présent chapitre consacré à la méthodologie du travail est organisé en deux sections :

- La première section est consacrée à la présentation du développement urbain de la ville de Ouagadougou, dans son contexte environnemental naturel. La localisation des sites d'emprunt, des différents matériaux utilisés que sont les sols latéritiques, et les granulats concassés de granites est située. La méthodologie d'échantillonnage, de traitement physique et de conservation des matériaux prélevés et achetés (granulats et ciment) seront abordées ;
- La deuxième section présente le protocole utilisé pour les essais de caractérisation physique, minéralogique et mécanique menés sur les matériaux bruts et les matériaux traités.

### **2.2 Les matériaux d'étude et leur contexte**

#### **2.2.1 L'environnement régional**

La ville de Ouagadougou se situe sur une vaste pénéplaine (d'altitude moyenne 400 m), présentant de larges ondulations (pente 0.5 à 1%). La morphologie plane et monotone autour de Ouagadougou permet son extension dans toutes les directions, avec toutefois un développement plus intense vers le sud-est, avec la construction de Ouaga 2000 et des bâtiments de services et des secteurs de résidences. L'extension spatiale démesurée de la ville est imputable au développement de l'habitat dit « spontané » et aux « lotissements » de grande envergure. Pour faciliter les déplacements hors centre-ville, des voies périphériques circulaires ont été créées. Elles nécessitent des travaux d'envergure avec des échangeurs, des voies de circulation internes et de contournement adaptées au trafic et au chargement.

Pour faire face à l'expansion urbaine, le besoin de matériaux de construction à la fois pour les logements et les bâtiments mais aussi pour les voies urbaines, est extrêmement important. Les clichés google earth de la Figure 2-1 montrent la disparition progressive de ces tables latéritiques, si caractéristiques du paysage dans le quartier est de Saaba.

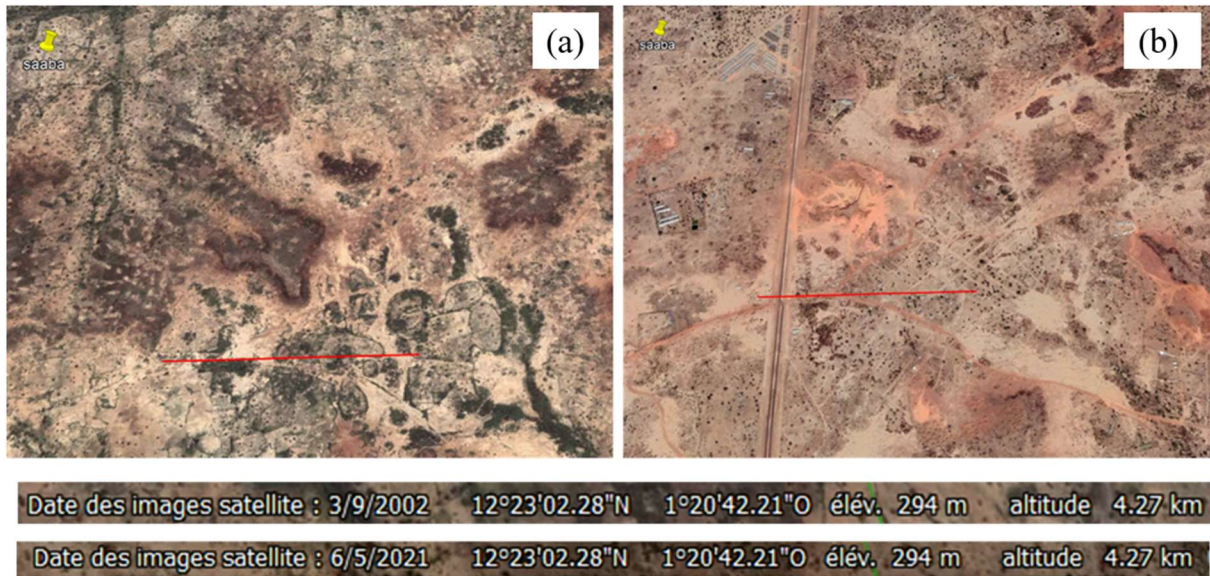


Figure 2-1 : Disparition progressive des tables latéritiques dans la zone Est de Saaba. a) 2002, b) 2021

Ouagadougou et sa vaste périphérie se situent sur le socle granito-gneissique mis en place au précambrien moyen (4540-4000 Ma Hadéen périodes de création de la Terre – 4000 à 2500 Ma Archéen avec les formations birrimiennes), qui occupent près de 85% du socle du Burkina Faso. La carte géologique de la région (Figure 2-2) indique que le socle rocheux est constitué de granitoïdes paléoprotérozoïques du bouclier du Leo. Ce granite peu affleurant mais visible dans plusieurs carrières est couvert d'une mince couche d'altérites, qui peut atteindre 40 m par endroit.

D'après l'étude régionale, la pénéplaine est recouverte du Haut Glacis, dont on perçoit des vestiges tabulaires. Les sols superficiels sont des graves peu cimentées avec des sables et des fractions fines, caractéristiques des sols latéritiques. La cimentation est douce, formant une couche endurcie, facilement détruite pour donner des matériaux meubles.

Cette localisation ne garantit pas que les sols superficiels soient génétiquement liés au soubassement sous-jacent, en effet le couvert latéritique peut être fortement soumis à la remobilisation. Il y a la présence de dépôts colluviaux qui peuvent dissimuler le substrat rocheux sous-jacent ou le profil d'altération in situ développé à partir du substrat rocheux.

D'après le BUNASOLS (Kêdowidé et al., 2010), on distingue quatre types de sols dans la province du Kadiogo qui administre la Ville de Ouagadougou. Ce sont les sols minéraux bruts, les sols peu évolués, les sols à sesquioxides de fer et/ou de manganèse et les sols hydromorphes.



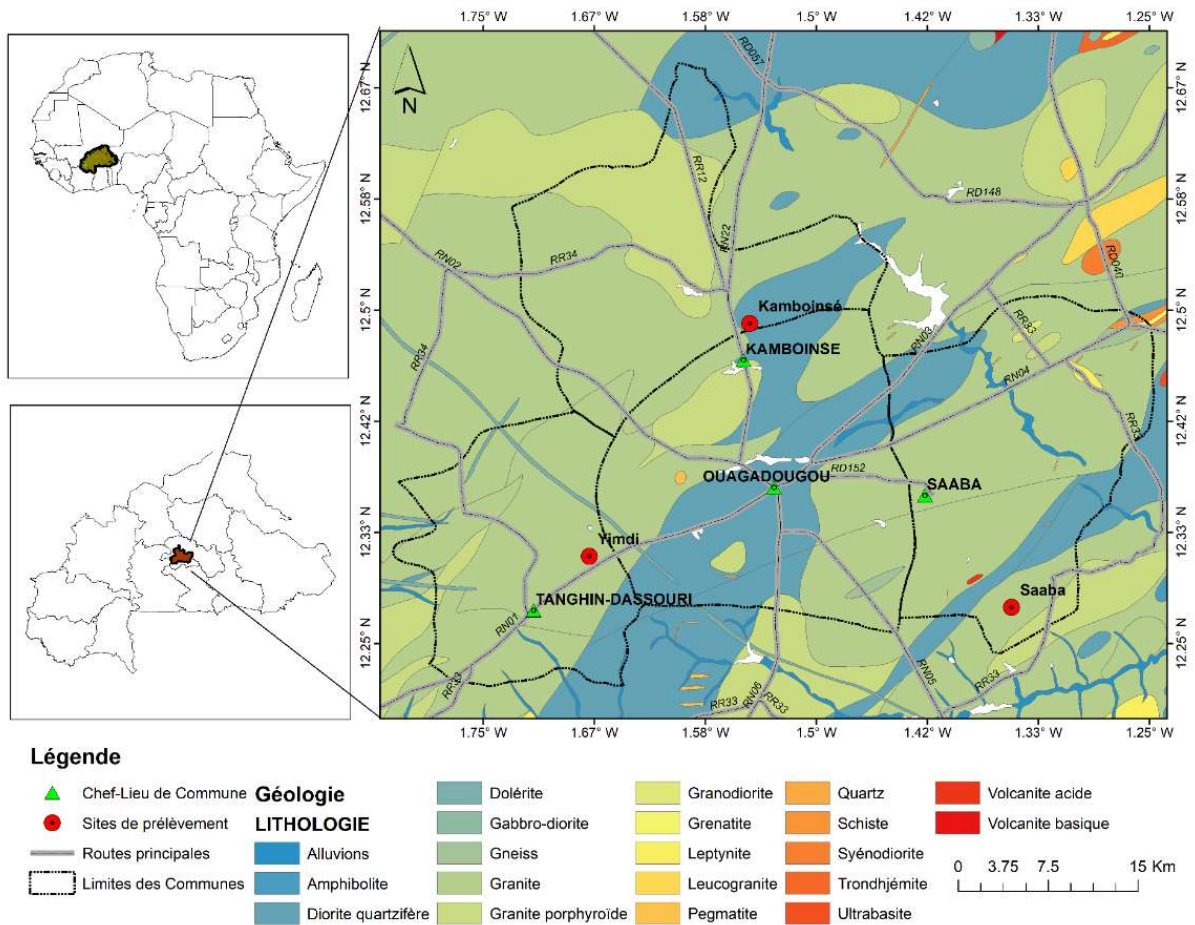


Figure 2-2 : Carte géologique du Burkina Faso avec les différentes carrières étudiées

Le paysage est typique du plateau central du Burkina Faso, généralement plat avec une végétation soudano sahélienne. La végétation est une savane arbustive aménagée, avec la création d'aires protégées (parc, espaces verts, réserves) définies par le ministère en charge de l'environnement et du cadre de vie. L'altitude est d'environ 308 m avec des affleurements rocheux clairsemés, notamment dans la zone de Koubry qui ont été étudiés par (Lawane Gana, 2014).

La pluviométrie varie de 700 à 900 mm/an avec une saison sèche et une saison pluvieuse, bien marquée par l'harmattan et la mousson. Les températures moyennes sont élevées de 30°C.

Elle se situe dans le bassin versant du Massili (Figure 2-3), un affluent du Nakambé, au réseau hydrographique caractéristique des zones planes. Le Massili a un bassin versant de 2 120 km<sup>2</sup> qui draine plusieurs affluents sur lesquels sont construits de nombreux petits barrages dont le plus important est celui de Loumbila construit en 1947.

Le bassin versant est très allongé et peu accidenté avec une altitude moyenne de 320 m et une pente de 1‰. Les sols ferrugineux lessivés et le couvert végétal discontinu favorisent plus ou moins le ruissellement des eaux pluviales. L'organisation de ses cours d'eau s'explique par le substrat géologique, peu perméable. Il draine les marigots de la région de Ouagadougou, qui constituent des stockages superficiels dans les basfonds.

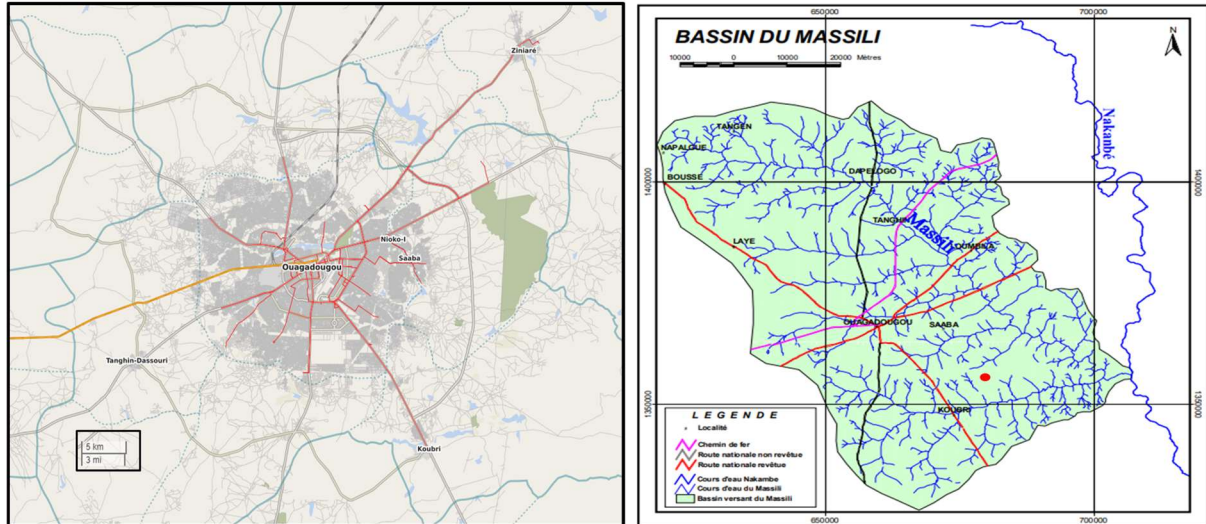


Figure 2-3 : Plan d'aménagement de la ville et ses voies de contournement – Poition dans le bassin versant du Massili

## 2.2.2 Localisation des sites d'emprunts latéritiques de Saaba et de Kamboinsé

Les sols latéritiques étudiés dans ce travail sont issus de deux emprunts (Saaba et Kamboinsé) situés à proximité de Ouagadougou. Ces deux emprunts sont très largement utilisés pour la construction de plusieurs tronçons routiers (Route nationale N°22 reliant le site Kamboinsé à la ville de Ouagadougou et plusieurs autres voiries intra urbaines).

L'emprunt de Saaba communément appelé emprunt de Badnogo 2 est situé à 21 km à l'Est de Ouagadougou (12° 16' 37,5''N, 1° 21' 12,1'' O). La superficie du site est d'environ 0,3 km<sup>2</sup> sur une épaisseur approximative de 2 m. Il a servi à construire un tronçon de la RN4 près du barrage N°3. Sa localisation ne correspond pas à une table latéritique comme il en existe de nombreuses au nord de la zone et qui sont grignotées progressivement (Annexe A).

L'emprunt de Kamboinsé reconnu sous le nom de Saam-tanga est situé à 15 km au nord de Ouagadougou (12° 29' 23,71'' N, 1° 32' 59,35'' O). La superficie du site est d'environ 0,14 km<sup>2</sup> sur une épaisseur de 13 m.

Ils sont représentés par un point rouge sur l'extrait de la carte géologique (Figure 2-2).

### **2.2.2.1 Echantillonnage**

#### Emprunt de Saaba

Le profil géologique de Saaba, observé in situ, a été subdivisé en deux couches latéritiques bien distinctes (notées C1\_S pour la couche supérieure et C2\_S pour la couche inférieure) après décapage de la partie végétale d'environ 0,23 m (Figure 2-4-a). Cette distinction entre les différentes couches a été faite sur la base de l'observation de la texture, de la couleur et de la structure des matériaux.

La description des couleurs des matériaux constitutifs des différentes couches a été faite suivant la méthode de Munsell (Color, 1975). La première couche a une épaisseur d'environ 0,5 m. Ses particules sont de couleur gris rougeâtre (5YR5/2) et friables lorsqu'elles sont écrasées à la main. La deuxième couche a une épaisseur d'environ 0,7 m. Ses particules sont jaune rougeâtre (5YR7/6) et peu friables. Deux matériaux différents ont été prélevés séparément de la première couche (C1\_S) et de la deuxième couche (C2\_S), à différents points de chaque couche, à l'aide d'une pioche et d'une pelle. Plusieurs quantités de matériaux ont été collectées et stockées dans des sacs. Cette distinction des matériaux en fonction des couches identifiées a pour but premier d'étudier les profils latéritiques. Le troisième matériau (CM\_S) a été obtenu en mélangeant le matériau des couches C1\_S et C2\_S tout en respectant l'épaisseur de chacune in situ.

#### Emprunt de Kamboinsé

L'emprunt de Kamboinsé a été subdivisée en quatre couches notées C1\_K, C2\_K, C3\_K, C4\_K (Figure 2-4-b). Cette distinction entre les différentes couches a été faite sur la base de l'observation de la texture, de la couleur et de la structure des matériaux comme dans le cas de Saaba. Pour cette carrière, la couche arable a été décapée sur une épaisseur de 0,27 m. Vient ensuite la couche C1\_K qui fait 1,9 m d'épaisseur, les matériaux sont de couleur rouge-brun (10R 4/6). Vient ensuite la couche de KC2 de 2,7 m d'épaisseur, de couleur brune (5YR 6/4) avec des nodules blancs.

Ces deux premières couches pourraient appartenir à l'horizon B de ce profil. La couche C3\_K s'étend jusqu'à une profondeur de 3,9 m et est constituée de matériaux tachetés de rouge violacé et de blanc (10 YR 8/2). Enfin, la couche C4\_K a une épaisseur de 8,3 m de couleur rouge (5R 5/4). Il faut préciser que pour cet emprunt, les prélèvements n'ont été effectués que sur les deux premières couches rencontrées. Les deux dernières couches à savoir C3\_K et C4\_K étant très argileux, ne présentaient pas d'intérêt dans la présente étude. Les échantillons sont stockés dans des fûts hermétiquement fermés pour éviter les variations de la teneur en eau naturelle des matériaux.

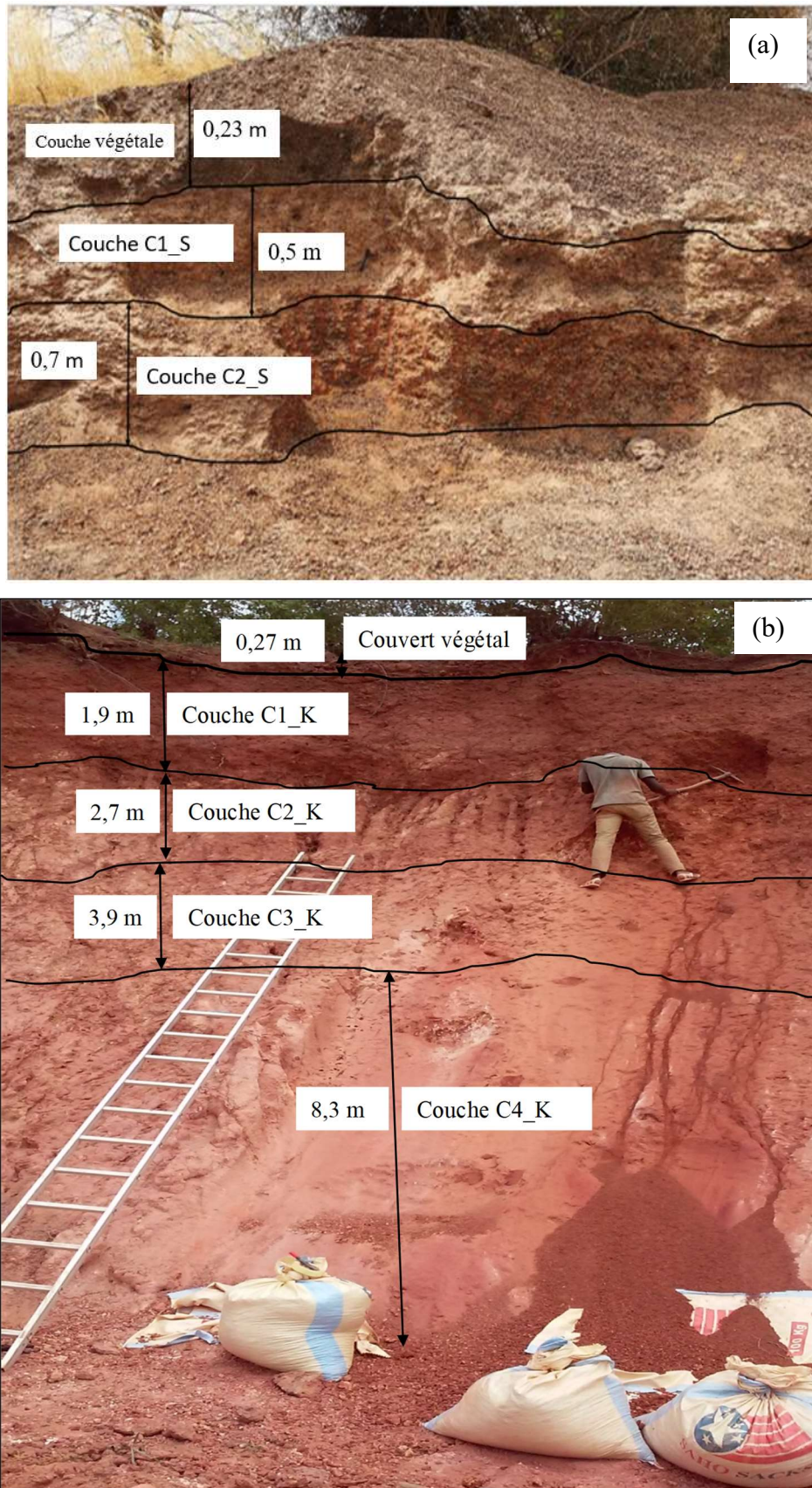


Figure 2-4 : Coupe transversale des carrières étudiées. a) Saaba ; b) Kamboinsé

### 2.2.3 Les granulats concassés de granites

Les granulats concassés de granites proviennent de la carrière de Yimdi situé à la sortie de Ouagadougou (12°18'55,4 Nord et 1°40'12,749 Ouest), comme indiqué sur la Figure 2-2. Les granulats concassés de granites nous ont été fournis par une compagnie de la place après criblage et concassage. Ils ont une classe granulaire 0/31,5 et ont une forme angulaire. La qualité des granulats concassés de granite a été vérifiée en effectuant certains essais tels que l'analyse granulométrique, la densité spécifique, le coefficient de Los Angeles, l'équivalent de sable et les limites d'Atterberg. Les résultats issus de ces différents essais sont consignés dans le Tableau 2-1.

Tableau 2-1. Propriétés des granulats concassés de granite

Diamètre (mm)			Passants 80	Cu	Cc	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	ES (%)	LA (%)
$d_{10}$	$d_{30}$	$d_{60}$	$\mu\text{m}$ (%)					
0,4	6,3	16	6,9	40	6,2	29	73	25

L'analyse granulométrique des granulats concassés de granite (Figure 2-5) montre que le pourcentage de passants aux tamis 80  $\mu\text{m}$  est de 6,3%, inférieur à 10% qui est le maximum acceptable par le (CEBTP, 1984). Les valeurs du coefficient d'uniformité ( $C_u = 40$ ) est supérieur à 4 et le coefficient de courbure ( $C_c = 6,2$ ) est en dehors de l'intervalle 1 et 3, d'où la granulométrie des concassés est étalée et mal graduée. La courbe granulométrique s'insère bien dans le fuseau proposé par le CEBTP. L'équivalent de sable donne une valeur de 73% qui est supérieur au minimum requis (30%). La densité spécifique quant à elle est de 2,9 kN/m<sup>3</sup> comme présenté dans le Tableau 2-1. Au vue de tous ces paramètres, les granulats concassés de granites utilisé dans le présent travail est utilisable en construction routière.

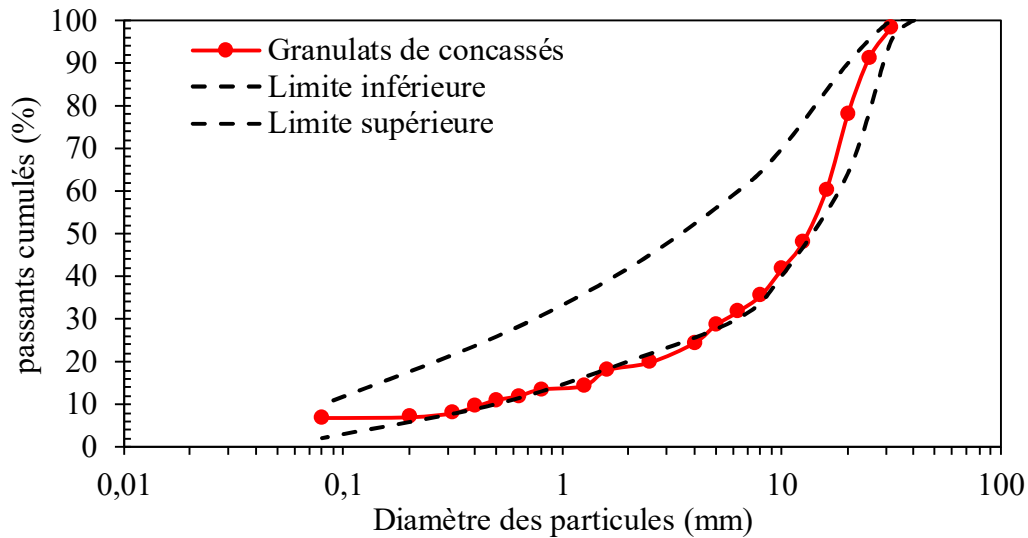


Figure 2-5 Courbe granulométrique des granulats concassés de granites comparée au fuseau normalisé granulats des concassés proposé par le (CEBTP, 1984)

## 2.2.4 Le ciment

Le liant hydraulique utilisé est un ciment CEM II/A-L 42,5R fabriqué par la cimenterie CIMFASO du Burkina Faso. La densité spécifique du ciment est de 3,15. Selon le guide terrassements et assises de chaussées (Abdo & Serfass, 2009), ce type de ciment est utilisable pour le traitement des sols.

## 2.3 Méthodes de caractérisation des sols bruts et traités issus des deux carrières latéritiques

Les essais ont été réalisés soit au laboratoire éco-matériaux et habitat durable (LEMHaD) de l'institut international d'ingénierie de l'eau et de l'environnement (2iE), soit au LOMC de l'université Le Havre Normandie (ULHN).

### 2.3.1 Caractérisation physique des sols

Les échantillons collectés à partir de la carrière de Kamboinsé et de Saaba ont été soumis à des essais d'identification tels que l'analyse granulométrique, les limites d'Atterberg, la valeur au bleu de méthylène et les essais Proctor modifié afin de pouvoir connaître leur classe granulaire et leur portance.

### 2.3.1.1 Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique a été faite suivant deux méthodes : l'analyse granulométrique par tamisage et la sédimentométrie pour la fraction fine.

- L'analyse granulométrique par tamisage (par voie sèche) a été faite suivant la norme (NF EN ISO 17892-4, 2018). Elle se fait sur les échantillons de diamètre supérieurs à 80  $\mu\text{m}$ . Elle consiste à brasser une certaine quantité de matériaux à travers une colonne de tamis dont la taille des ouvertures est décroissantes (Figure 2-6-a). Le refus de chaque tamis est recueilli et pesé, la masse est rapportée à la masse initiale sèche de l'échantillon global. Ce qui permet de connaître la fraction de chaque classe granulaire dans l'échantillon final. On peut ainsi tracer la courbe granulométrique des sols en fonction de la taille des grains. Cet essai a été effectué sur les deux premières couches des deux carrières et le mélange des deux couches de Saaba.
- La sédimentométrie (Figure 2-6-b) a été effectuée selon la norme (NF EN ISO 17892-4, 2018). Cette méthode est utilisée pour la fraction inférieure à 80  $\mu\text{m}$ . Elle se base sur les principes fondamentaux de la loi de Stocks reliant la vitesse de chute des particules dans un liquide et la taille de ces particules (Eq. 2.1). Les tailles des particules sont trouvées en mesurant la vitesse de chute d'un matériau fin dans le liquide. L'essai consiste donc à laisser décanter des particules de sols, en suspension dans de l'eau, au fond d'une éprouvette.

$$v = \frac{2r^2 g \Delta\rho}{9\mu} \quad (\text{Eq. 2.1})$$

Avec :

v : vitesse limite de chute (m/s).

r : rayon de la sphère (m).

g : accélération de la pesanteur ( $\text{m/s}^2$ ).

$\Delta\rho = \rho_p - \rho_f$  : différence de la masse volumique entre la particule et le fluide ( $\text{kg/m}^3$ ).

$\mu$  : viscosité (Pa.s).

Les résultats issus de la sédimentométrie sont utilisés pour compléter la courbe granulométrique. A partir de cette courbe, les paramètres tels que le coefficient d'uniformité (Cu) et le coefficient de courbure (Cc) sont déterminés. Ces deux paramètres nous renseignent respectivement sur le degré d'étalement et d'uniformité des courbes granulométriques, ils seront combinés à d'autres paramètres d'identification pour classer les sols étudiés.



Figure 2-6 Analyse granulométrique : a) par tamisage ; b) par sédimentométrie

### 2.3.1.2 Les limites d'Atterberg

Cet essai a été effectué selon la norme (NF EN ISO 17892-12, 2018). Les teneurs en eau qui délimitent l'état de consistance d'un sol sont appelées limites d'Atterberg. Nous distinguons principalement :

- La limite de plasticité qui est la teneur en eau au-delà de laquelle un matériau passe de l'état solide à l'état plastique. L'essai consiste à malaxer à la main des rouleaux de sol de 3 mm de diamètre jusqu'à ce qu'ils se brisent et à déterminer leur teneur en eau correspondante (Figure 2-7-b). Cette dernière est appelée teneur en eau de plasticité.
- La limite de liquidité qui est la teneur en eau à laquelle le matériau passe de l'état plastique à l'état liquide. Pour la déterminer, il faut rechercher la teneur en eau correspondant à la fermeture d'une rainure pratiquée sur une coupelle de casagrande après application de plusieurs chocs à l'aide d'une manivelle (Figure 2-7-a).

L'obtention de ces deux teneurs en eau permet de calculer l'indice de plasticité noté  $I_p$  (Eq. 2.2) d'un sol qui représente l'étendu du domaine plastique.

$$I_p = \omega_L - \omega_p \quad (\text{Eq. 2.2})$$





Figure 2-7. a) dispositifs de détermination de  $w_L$  ; b) Rouleau de sol pour  $w_p$

### 2.3.1.3 Valeur au bleu de méthylène

L'essai a été réalisée conformément à la norme française (NF P 94-068, 1998). Il permet de mesurer la capacité d'adsorption de molécules de bleu de méthylène par un échantillon de sol. Le but de cet essai est de déterminer la quantité et l'activité de la fraction argileuse d'un sol de façon globale. Ce paramètre permet de classer le sol suivant la méthode du guide de terrassements des routiers (GTR).

### 2.3.1.4 Essai Proctor

L'essai Proctor permet de déterminer les caractéristiques de compactage d'un matériau, plus précisément la teneur en eau optimale et la densité sèche optimale (Figure 2-8). On distingue l'essai Proctor normal et l'essai Proctor modifié. Ce dernier est celui qui est utilisé dans le domaine routier. Par conséquent, c'est l'essai Proctor modifié qui a été effectué dans le cadre de ces travaux. La procédure a été faite conformément à la norme (NF P 94-093, 2014). L'essai a été effectué sur les passants au tamis 20 mm. Il s'agit d'humidifier un échantillon de sol à différentes teneurs en eau et à le compacter à l'énergie de compactage donnée (2700 J). A l'issue, de ce processus, le poids volumique correspondant à chaque teneur en eau est déterminé et ce couple est rapporté sur un graphique afin de déterminer la teneur en eau optimale et la densité sèche optimale ( $\gamma_{dopt}$  et  $\omega_{opt}$ ). Ces caractéristiques de compactage nous serviront de référence pour la confection des éprouvettes utilisées pour la détermination des paramètres mécaniques des sols étudiés.



*Figure 2-8 : Matériels essai Proctor Modifié*

## **2.3.2 Caractéristiques mécaniques ou caractérisation géotechnique**

### **2.3.2.1 Essai CBR**

L'essai CBR est réalisé selon la norme (NF P 94-078, 1997). Le principe général de l'essai consiste à mesurer les forces à appliquer sur un poinçon cylindrique pour le faire pénétrer à vitesse constante (1,27 mm/mn) dans une éprouvette de matériau (Figure 2-9). Les valeurs particulières des deux forces ayant provoqué deux enfoncements conventionnels (2.5 mm et 5 mm) sont respectivement rapportées aux valeurs des forces observées sur un matériau de référence pour les mêmes enfoncements. L'indice recherché est défini conventionnellement comme étant la valeur maximale, exprimé en pourcentage, des deux rapports ainsi calculés. Les échantillons sont confectionnés à la teneur en eau optimale obtenue à partir de l'essai Proctor modifié. Nous avons ainsi déterminé :

- L'indice CBR immédiat qui est obtenu aussitôt après confection des éprouvettes. Il permet de caractériser un sol, en tant que support ou constituant d'une structure de chaussée. Il décrit l'aptitude d'un sol à supporter la circulation des engins de chantiers.
- L'indice CBR après 96 heures d'imbibition dans l'eau est une grandeur utilisée pour la détermination des épaisseurs des différentes couches qui constituent la chaussée.
- L'indice CBR après trois (3) jours à l'air libre et quatre (4) jours d'imbibition dans l'eau. Il est déterminé dans le cas des matériaux améliorés au ciment. Il a le même rôle que l'indice CBR après quatre jours d'immersion.



*Figure 2-9 : Presse CBR*

### **2.3.2.2 Essai de compression**

L'essai est effectué selon la norme (NF EN 13286-41, 2003). Il s'agit de comprimer une éprouvette jusqu'à la rupture. L'effort maximal supporté par l'éprouvette est enregistré et la résistance à la compression est calculée. Cet essai permet de déterminer à la fois la résistance à la compression et le module d'élasticité sécant à 30% de la résistance maximale conformément à la norme (NF EN 13286-43, 2003).

#### **2.3.2.2.1 Confection des éprouvettes**

Des éprouvettes cylindriques de 16 mm de diamètre (D) et 32 mm de hauteur (H) ont été confectionnées, soit un rapport d'élanement (H/D) 2. Les éprouvettes ont été compactées à l'énergie de compactage et la teneur en eau optimale de l'essai Proctor modifié. Ainsi, le compactage s'est fait en 16 couches de 54 coups chacune. Les mêmes dimensions et le même mode de compactage ont été utilisés aussi bien pour les échantillons de latérite bruts, améliorés au ciment et litho stabilisés.

Les éprouvettes de sols latéritiques bruts et améliorés au ciment ont été conservés pendant 7 et 28 jours dans des sachets en plastique étanches dans une salle où la température a été réglée à 20°C. Tandis que les éprouvettes de sols latéritiques litho stabilisés ont été conservées pendant 28 jours dans les mêmes conditions que les éprouvettes précédemment citées. Ce temps de cure de 28 jours pour les éprouvettes litho-stabilisées a été choisi après comparaison préalable des résultats obtenus après 0, 7, et 28 jours de conservation sur quelques échantillons. Les résultats

obtenus après 28 jours sur ces échantillons testés ont montré des résistances plus grandes que les autres temps de cure.

### 2.3.2.2.2 Description de l'appareillage

Les échantillons ainsi compactés ont été testés en utilisant une presse hydraulique équipée d'un capteur de force dont la capacité est de 300 kN (Figure 2-10-a). Deux capteurs de déplacement placés de part et d'autre de l'échantillon (Figure 2-10-b), reposant sur une plaque métallique, permettent de mesurer le déplacement vertical de l'échantillon. La moyenne des deux déplacements rapportée à la hauteur totale de l'échantillon nous donne la déformation axiale  $\epsilon$ . La vitesse de compression fixée est identique à celle de l'essai CBR (1,27 mm/s) dans le but d'établir une possible corrélation.



(a)



(b)

Figure 2-10 Appareillage essai de compression. a) Presse, b) Echantillon avec les capteurs de déplacement et de force

### 2.3.2.2.3 Expression des résultats

La résistance à la compression est déterminée à partir du rapport entre la force maximale supportée par l'éprouvette et l'aire de la section transversale de celle-ci (Eq. 2.3).

$$R_c = \frac{F}{A_c} \quad \text{Eq. 2.3}$$

Avec :

$R_c$  est la résistance à la compression de l'éprouvette, en MPa. ;

$F$  est la force maximale supportée par l'éprouvette en N ;

$A_c$  est la surface de la section droite de l'éprouvette en  $\text{mm}^2$ .

Le module d'élasticité est déterminé à partir de la pente de la courbe contrainte-déformation issue de l'essai de compression (Figure 2-11) selon l'équation Eq. 2.4. Il est estimé à partir de la partie rectiligne de la courbe contrainte-déformation limitée à 30% de la résistance maximale.

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{1,2 * F_r}{\pi D^2 \varepsilon} \quad \text{Eq. 2.4}$$

Avec :

E est le module d'élasticité en compression (MPa) ;

Fr est la force maximale supportée par l'éprouvette ;

D est le diamètre de l'éprouvette (mm)

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

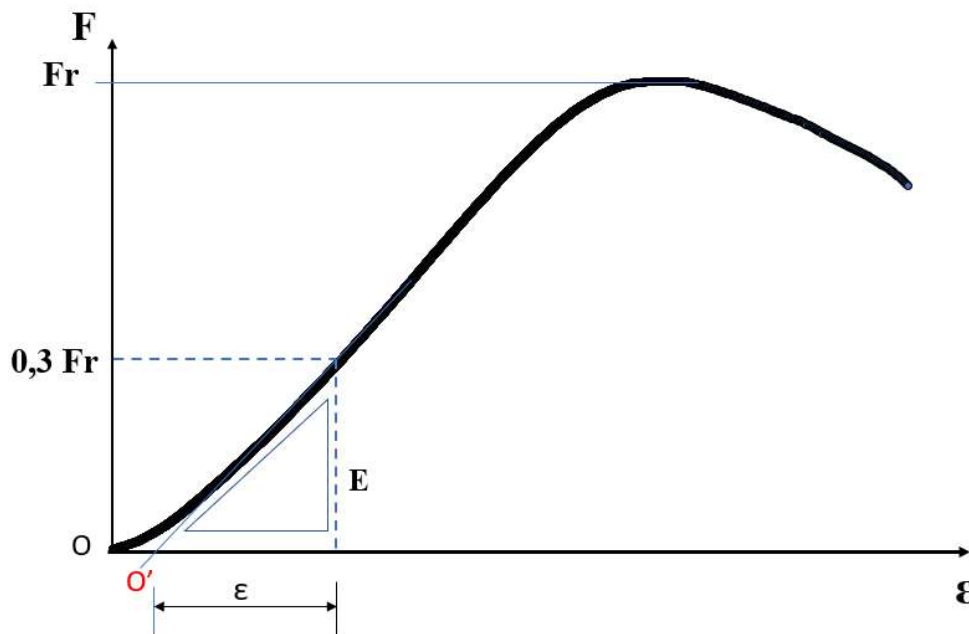


Figure 2-11 : Méthode de détermination du module de Young à partir de la courbe contrainte-déformation

### 2.3.2.3 Essai de traction indirect

L'essai de traction consiste à soumettre à l'éprouvette cylindrique une force de compression appliquée le long de deux génératrices opposées jusqu'à la rupture (Figure 2-12). La procédure décrite dans la norme (NF EN 13286-42, 2003) a été suivie. L'essai de traction n'a été effectué que sur les échantillons de latérites bruts et ceux améliorés au ciment.

#### 2.3.2.3.1 Confection des éprouvettes

Le moulage des éprouvettes a été fait à la teneur en eau optimale. Les échantillons ont été compactés manuellement à l'énergie Proctor Modifié. Les dimensions des éprouvettes sont de 152 mm de diamètre et de 152 mm de hauteur, soit un rapport d'élanement de 1. Elles sont ensuite conservées dans des sachets en plastique dans une enceinte de 20°C de température. Les temps de cure choisis sont 7 et 28 jours conformément à celui de l'essai de compression.

### 2.3.2.3.2 Description de l'appareillage

La presse utilisée est la même que celle ayant servi pour l'essai de compression. Dans le cadre de cet essai, aucun capteur externe n'a été utilisé sur pour mesurer la déformation de l'éprouvette testée. Ce sont les données de déplacement global indiquées par le capteur de la presse qui ont été exploitées.



Figure 2-12 : Éprouvette a) Après confection, b) soumise à la traction indirecte

### 2.3.2.3.3 Expression des résultats

La résistance à la traction indirecte de l'éprouvette est calculée à partir de la force au moment de la rupture  $F$  en utilisant la relation de l'équation Eq. 2.5 suivante :

$$R_{it} = \frac{2F}{\pi HD} \quad \text{Eq. 2.5}$$

Avec :

$R_{it}$  est la résistance à la traction indirecte en MPa ;

$F$  est la force maximale à la rupture en (N) ;

$H$  est la longueur de l'éprouvette en mm ;

$D$  est le diamètre de l'éprouvette en mm.

La résistance à la traction correspond à 80 % de la résistance à la traction indirecte (Abdo & Serfass, 2009). Ainsi donc, elle est obtenue à partir de la relation de l'équation Eq. 2.6 :

$$R_t = 0,8R_{it} \quad \text{Eq. 2.6}$$

### 2.3.2.4 Essai triaxial à chargement monotone et pseudo cyclique

Des essais triaxiaux sur des éprouvettes compactées à une teneur en eau contrôlée ont été effectués selon la norme (NF EN ISO 17892-9, 2018). Les éprouvettes cylindriques, enveloppées dans leur membrane étanche et placées entre deux disques drainant non saturés, sont confinées à une pression prédéfinie. Le robinet d'évacuation est resté fermé pendant toute la durée de l'essai. Dans le cas monotone, le piston exerce progressivement une charge verticale, la déformation axiale est mesurée jusqu'à atteindre la rupture de l'éprouvette. Dans le cas pseudo-cyclique, le piston a appliqué un incrément de charge, la déformation axiale est mesurée, puis l'éprouvette est déchargée sans aucun suivi des déplacements, car le dispositif ne le permet pas. Après recalage des embases, l'éprouvette est rechargée à une valeur supérieure à la précédente en reprenant le suivi de la déformation axiale. Ainsi une dizaine de cycle de montée ont été suivi, d'où cette appellation pseudo-cyclique. Le protocole des essais pseudo-cycliques est décrit à la Figure 2-13. Dans le cadre de ce travail, quatre niveaux de confinement ont été appliqués : 50, 100, 200 et 400 kPa. Après l'application de la pression de confinement, l'éprouvette est soumise à un cisaillement sous une vitesse de déplacement constante de 0,5 mm/min. L'essai est arrêté lorsque le déplacement atteint 15% de la hauteur initiale de l'éprouvette. Dans le cas où le déviateur des contraintes restait linéaire et croissant, l'essai a été poursuivi jusqu'à une déformation de 20%.

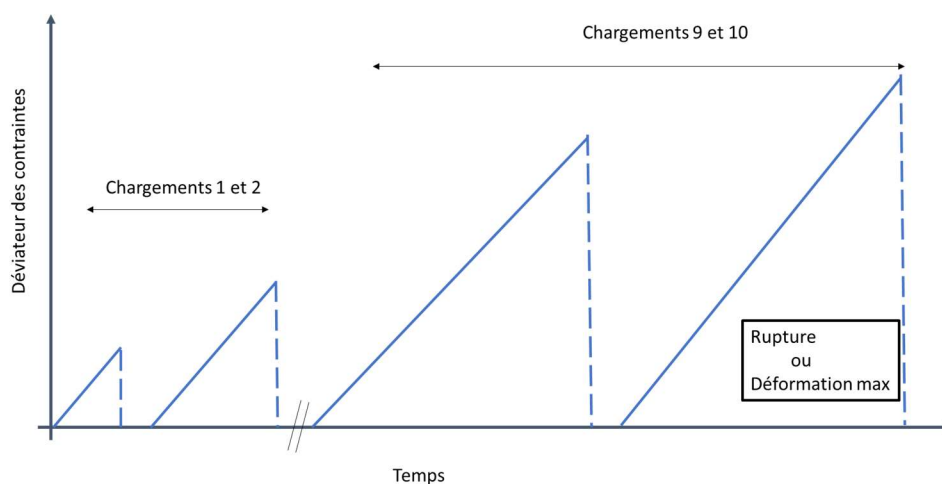


Figure 2-13 Protocole des essais pseudo-cyclique – montée des chargements

### **2.3.2.4.1 Confection des éprouvettes**

Des éprouvettes de 70 mm de diamètre et de 140 mm de hauteur ont été confectionnées afin de respecter l'élanement de 2 (Figure 2-14-c). Ces dimensions ont été choisies faute de cellule de grande dimension. Le diamètre maximal des granulats étant de 20 mm, l'éprouvette à choisir devrait avoir un diamètre supérieur à  $5 \cdot D_{\max}$ . De ce fait, nous avons écrié nos matériaux. Le diamètre maximal des grains est de 14 mm. Les éprouvettes (24 au total) ont été confectionnées par la méthode de compactage statique à double face à l'aide d'une presse de capacité de 50 kN (Figure 2-14-a). Deux teneurs en eau de moulage ont été considérées : la teneur en eau optimale ( $w_{\text{opt}}$ ) et la teneur en eau optimale ajoutée de 1% d'eau ( $w_{\text{opt}+1\%}$ ) dans l'optique d'étudier l'effet de la variation de la teneur en eau sur les paramètres de cisaillement. Pour compléter, certaines (4 au total) ont été traitées au ciment à 3% de C1\_K et C2\_S. Après confection, les éprouvettes, ont été enveloppées dans des films plastiques (Figure 2-14-d) et conservées dans un enceinte à température constante de 20°C pendant 7 jours.

### **2.3.2.4.2 Description de l'appareillage**

Le dispositif expérimental (Figure 2-14-b) est composé de :

- ✓ une cellule triaxiale, d'une presse de type VJTECH de capacité 50 kN qui permet l'application de la force de compression grâce à un piston;
- ✓ deux capteurs, l'un permettant de mesurer la force appliquée par le piston, et l'autre permettant de mesurer le déplacement de la cellule. Ces capteurs sont reliés à une chaîne d'acquisition ;
- ✓ un dispositif de mise sous pression de la cellule appelé contrôleur digital pression-volume.

L'acquisition des données et les séquences de chargement sont contrôlées par un ordinateur équipé d'un logiciel GDSlab 2 2.3.0. Le déplacement de la presse est à vitesse constante mais ne peut pas être régulée automatiquement pour réaliser des cycles. Cette démarche ne pouvait être que manuelle et a nécessité un suivi permanent de l'opérateur, expliquant le nombre d'essais à paliers de chargement.



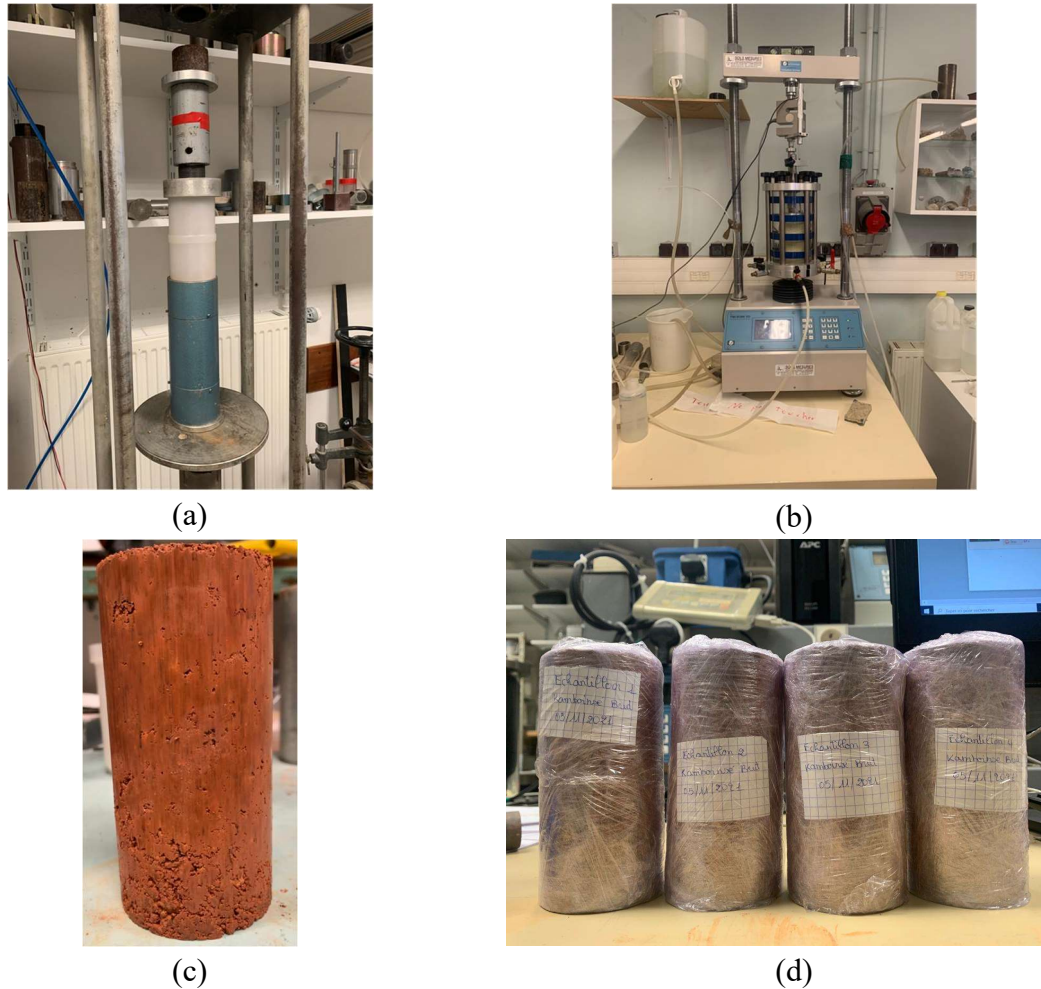


Figure 2-14 : Appareillage et éprouvettes a) Dispositif de confection des éprouvettes, b) Equipement triaxial avec acquisition des mesures c) Eprouvette après confection, d) Eprouvette enroulées dans des films plastiques pour stockage

#### 2.3.2.4.3 Expression des résultats

La terminologie usuelle est utilisée :

- ✓  $\sigma_1$  : la contrainte axiale ;
- ✓  $\sigma_3$  : la contrainte de confinement ;
- ✓  $P = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3}$ : la moyenne des contraintes principales ;
- ✓  $q = \sigma_1 - \sigma_3$  : la contrainte déviatorique ;
- ✓  $\varepsilon_a$  : la déformation axiale.

A minima, trois courbes contrainte déviatorique-déformation axiale ( $q$ - $\varepsilon_a$ ) (Figure 2-15) sont établies, une par contrainte de confinement.

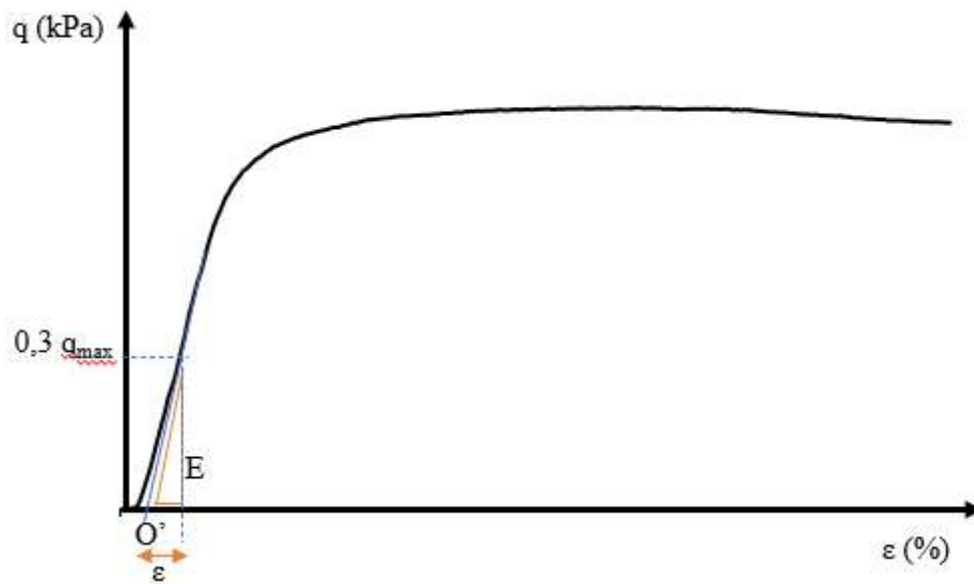


Figure 2-15 : Courbe contrainte déviatorique-déformation axiale

Les modules sécants à 30% et 50% de la contrainte déviatorique maximale ont été déterminées (Eq. 2.7.)

$$E_i = \frac{\Delta q}{\Delta \varepsilon} \quad \text{Eq. 2.7}$$

E<sub>i</sub> étant le module sécant à 30 ou 50% de la contrainte déviatorique maximale.

A partir de ces cercles de Mohr (Figure 2-16), la droite intrinsèque caractérisant l'enveloppe de rupture peut être tracée et les paramètres *c* et  $\varphi$  non drainés déduits de la loi de coulomb (Eq. 2.8);

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad \text{Eq. 2.8}$$

Avec :

$\tau$  est la contrainte de cisaillement en kPa ;

$\sigma$  est la contrainte normale en kPa.

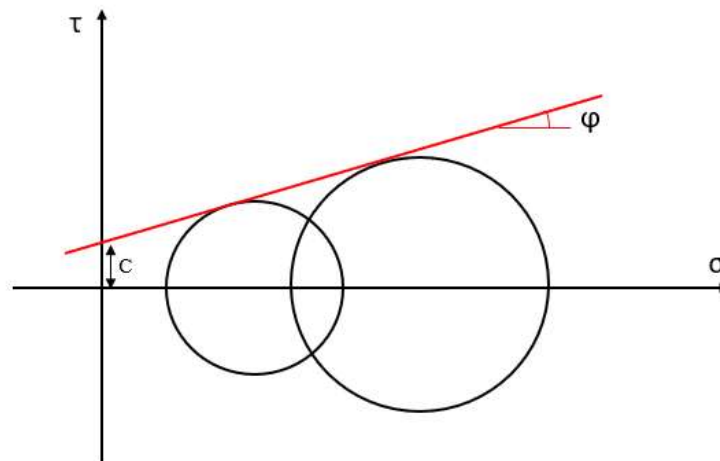


Figure 2-16 : Représentation des cercles de Mohr et de la droite de Mohr-Coulomb

### 2.3.2.5 Essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande

Cet essai a été réalisé selon la norme (NF EN ISO 17892-10, 2018). Il a été effectué sur les échantillons de matériaux latéritiques et de matériaux latéritiques traités au ciment. L'essai a été réalisé en condition consolidée drainée qui correspond à un cisaillement lent. L'essai de cisaillement consiste à appliquer une force verticale maintenue constante durant l'essai sur un échantillon de sol placé dans deux demi-boîtes indépendantes. Après consolidation de l'échantillon grâce à la force verticale appliquée, l'échantillon est cisailé selon un plan horizontal appelé plan de cisaillement imposé par le glissement des deux demi-boîtes l'une par rapport à l'autre.

#### 2.3.2.5.1 Préparation des éprouvettes

Les éprouvettes ont été confectionnées en fonction des dimensions des demi-boîtes de l'appareil de cisaillement. Elles sont carrées de 60 mm de côté et d'épaisseur 20 mm. Seule la fraction de sols de diamètre inférieurs à 5 mm a été testée. Les échantillons ont été moulés à l'énergie Proctor Modifiée. La confection a été faite par compactage statique à double face à l'aide du dispositif présenté à la Figure 2-17-a. Après confection, les éprouvettes ont été conservées dans des sachets plastiques, dans une enceinte à température constante de 20°C pendant 7 jours.

#### 2.3.2.5.2 Description de l'essai

Lorsque l'échantillon de sol est placé dans les deux demi-boîtes (Figure 2-17-b) le bâti est rempli d'eau pour assurer la saturation. Pour chaque type de formulation, trois essais de contrainte 50, 100 et 200 kPa ont été réalisés. Les essais étant effectués en condition consolidé drainé, l'échantillon est consolidé et les valeurs de tassement sont notées. La consolidation est

terminée lorsque le tassement est constant. Après stabilisation des tassements, le cisaillement de l'échantillon est effectué avec une vitesse de 0,025 mm/mn (cisaillement lent). L'essai est arrêté lorsque la variation de l'effort de cisaillement pour un intervalle de mesure correspondant à un déplacement horizontal  $\delta_1$  de 0,5 mm, est inférieur à 1/100 de l'effort maximal.



(a)



(b)

Figure 2-17 : a) Dispositif de confection des éprouvettes, b) appareil de cisaillement à la boîte de Casagrande

### 2.3.2.5.3 Expression des résultats

A partir des résultats obtenus, les enveloppes de rupture Mohr-Coulomb sont représentées et les paramètres  $C'$  et  $\varphi'$  sont déterminés.

La variation de volume des échantillons a été également étudiée afin de mieux déterminer les comportements de dilatance et de contractance des échantillons pendant les essais.

### 2.3.2.6 Essai œdométrique

#### 2.3.2.6.1 Confection des éprouvettes

L'essai œdométrique a été réalisé suivant la norme NF EN ISO 17892-5 (NF EN ISO 17892-5, 2017). Les matériaux écrêtés à 5 mm ont été compactés à l'énergie Proctor Modifié. L'éprouvette obtenue (Figure 2-18-a) a été ensuite découpée en trois morceaux égaux (Figure 2-18-b) Après cette étape, les éprouvettes ont été découpées à l'emporte-pièce aux dimensions de l'anneau œdométrique (diamètre 70 mm, hauteur 20 mm) utilisé qui est et 20 mm de hauteur (Figure 2-18-c et d).

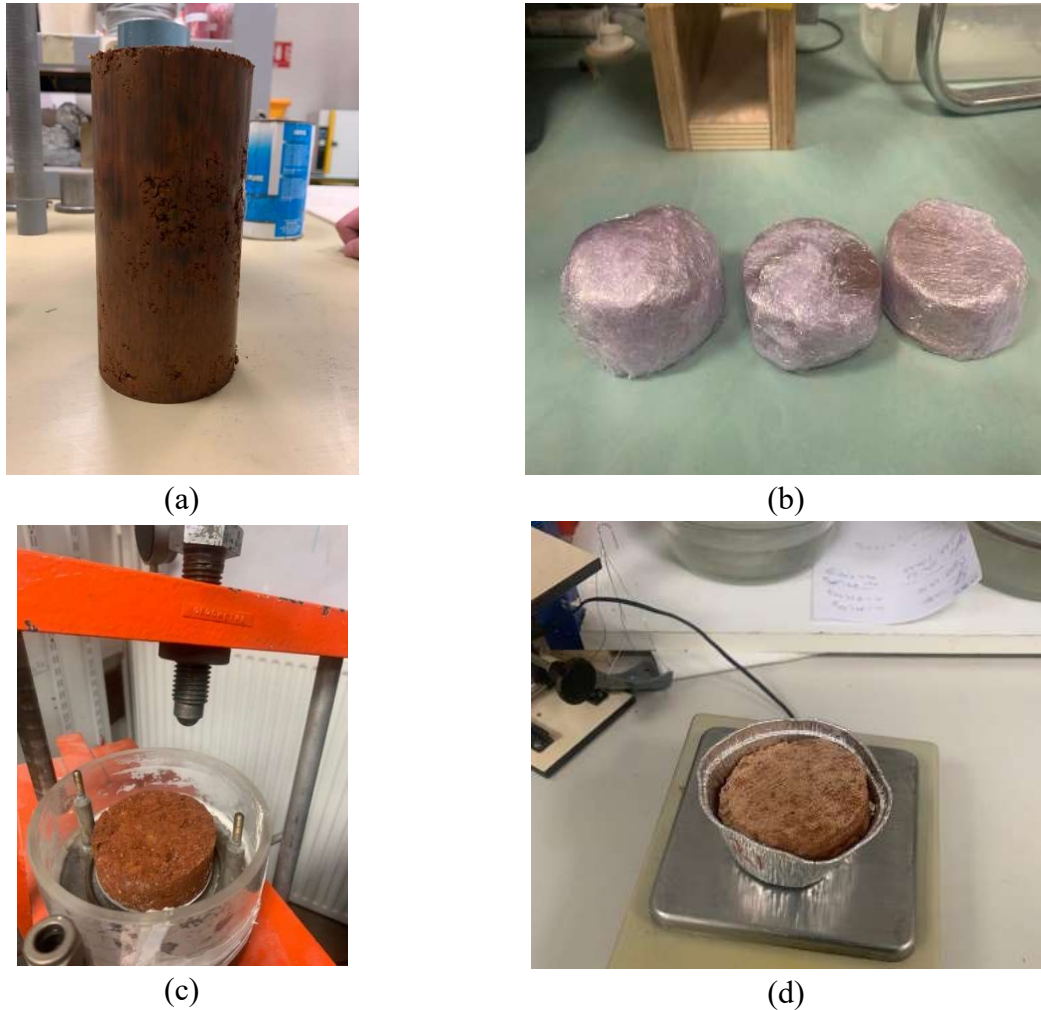


Figure 2-18 : Essai œdométrique a) Eprouvette après compactage, b) Eprouvette découpée en trois morceaux, c) Echantillon soumis à l'essai, d) Eprouvette à la fin de l'essai

#### 2.3.2.6.2 Description de l'essai

L'essai consiste à soumettre l'éprouvette à une série de paliers de chargement et déchargement d'intensité constante et à mesurer, pour chacun d'eux, la variation de hauteur  $\Delta H$  de celle-ci au cours du temps.

L'éprouvette confectionnée est placée dans une cellule œdométrique (Figure 2-19). Cette dernière est ensuite remplie d'eau afin de saturer l'éprouvette. Le drainage est assuré par deux pierres poreuses placées de part et d'autre des deux faces de l'éprouvette. Un papier filtre est placé entre les pierres poreuses et l'éprouvette pour éviter qu'elles soient polluées au cours de l'essai par des éléments fins provenant de l'éprouvette. La charge est appliquée par l'intermédiaire de poids calibrés et d'un levier d'amplification qui transmet à l'éprouvette la charge verticale à l'aide d'un étrier. Les paliers de chargement choisis sont : 13 kPa, 26 kPa, 52 kPa, 104 kPa, 208 kPa, 416 kPa, et 832 kPa. La phase de déchargement s'est faite en suivant

les mêmes niveaux de chargement mais en sens opposé jusqu'à 13 kPa. Le déplacement vertical de l'éprouvette est mesuré à l'aide d'un capteur LVDT toutes les secondes pendant une heure, ensuite toutes les dix secondes pour le reste de la durée de l'essai. La fin d'un palier de chargement est atteinte lorsque le tassement de l'éprouvette est constant.



*Figure 2-19 : Appareil œdométrique ; cellule, capteurs numérisés et dispositif de chargement*

### **2.3.2.6.3 Expression des résultats**

Les deux courbes caractéristiques peuvent être déterminées : la courbe de compressibilité et la courbe de consolidation.

- La courbe de compressibilité (Figure 2-20) est obtenue à partir de l'indice des vides et du logarithme des différentes contraintes appliquées. L'indice de recompression  $C_s$ , l'indice de compression  $C_c$ , la contrainte de préconsolidation  $\sigma'_p$  et le module œdométrique  $E_{oed}$  sont alors déterminés. Ces facteurs permettent d'apprécier la compressibilité de la phase fine des sols.
- ✓ L'indice de recompression  $C_s$  est la première pente de la courbe de compressibilité, qui présente des variations de tassements faibles. Il est obtenu à partir de la relation donnée par Eq. 2.9 :

$$C_s = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'} \quad (\text{Eq. 2.9})$$

Avec  $\Delta e$  : la variation de l'indice des vides le long de la première pente de la courbe,  
et

$\Delta \log \sigma' = \sigma'_I - \sigma'_{II}$ ;  $\sigma'_I$  et  $\sigma'_{II}$  étant les contraintes verticales effectives initiale et finale correspondant à  $\Delta e$ .

- ✓ L'indice de compression est la seconde pente qui est forte, elle est appelée courbe vierge. La forte pente montre que le matériau est soumis à des contraintes qu'il n'a jamais subi auparavant. Cet indice est obtenu à partir de l'équation (Eq. 2.10).

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'} \quad (\text{Eq. 2.10})$$

- ✓ La contrainte de préconsolidation est obtenue suivant deux méthode : celle de Casagrande et celle simplifiée. La méthode simplifiée consiste à prolonger les pentes des deux courbes, l'abscisse du point d'intersection des deux droites donne la contrainte de préconsolidation. Ce paramètre est important en géotechnique car il représente la plus grande contrainte que le sol ait subi durant son histoire géologique (Baumgartl & Köck, 2004).

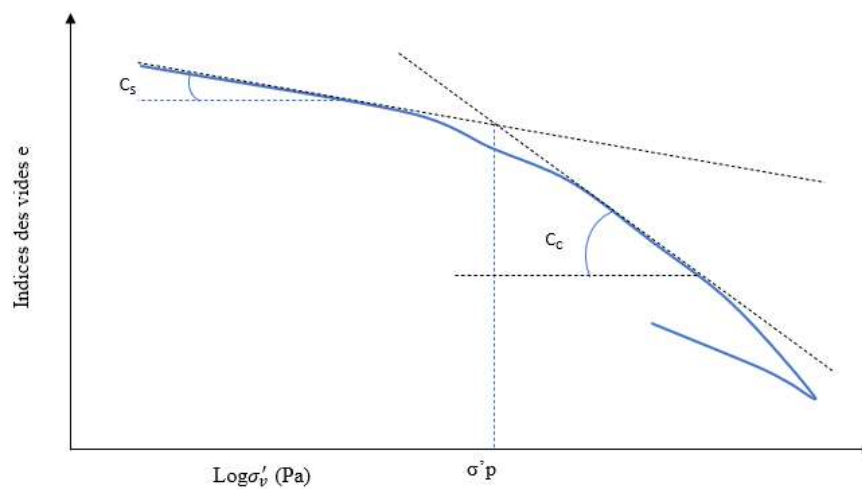


Figure 2-20 : Courbe de compressibilité

- ✓ Le module œdométrique est un module sécant lié à un certain intervalle de contrainte sélectionné sur le diagramme contrainte-déformation. Il est donné par la relation de l'équation Eq. 2.11 :

$$E_{Oed} = \frac{\Delta\sigma(1 + e_0)}{\Delta e} \quad (Eq. 2.11)$$

A partir de ce module œdométrique, il est possible de déduire le module élastique par la relation décrite par l'équation Eq. 2.12 :

$$E = E_{Oed} \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \quad (Eq. 2.12)$$

Avec :

$E_{Oed}$  est le module œdométrique ;

$\Delta e$  est la variation de l'indice des vides ;

$e_0$  est l'indice des vides initial ;

$\nu$  est le coefficient de poisson ;

$\Delta\sigma$  est la variation de contrainte entre les deux points choisis.

- La courbe de consolidation : pour un palier de charge donné, la mesure de  $\Delta H$  en fonction du temps permet de tracer cette courbe sous la forme  $\Delta H = f[\log(t)]$  ou  $\Delta H = f(\sqrt{t})$  (Figure 2-21). Ces deux courbes permettent de déterminer le coefficient de consolidation  $C_v$  donnée par la relation Eq. 2.13 :

$$C_v = \frac{k * E_{Oed}}{\gamma_w} \quad (Eq. 2.13)$$

Avec :

$k$  étant le coefficient de perméabilité vertical ;

$E_{Oed}$  : le module œdométrique ;

$\gamma_w$  est le poids volumique de l'eau.

Ce paramètre permet de connaître la vitesse de tassement d'un sol lorsqu'il est soumis à une surcharge. Il peut également être déduit à partir de la méthode de Taylor ou de Casagrande selon les équations Eq.2.14 et 2.15 respectivement.



$$C_v = \frac{T_{V90} * d^2}{t_{90}} \quad (Eq. 2.14)$$

$$C_v = \frac{T_{V50} * d^2}{t_{50}} \quad (Eq. 2.15)$$

Avec :

$T_{V90}$  et  $T_{V50}$  étant les facteurs temps correspondant respectivement à 90% et à 50% de la consolidation primaire ;

$D$  est la distance de drainage ;

$t_{90}$  et  $t_{50}$  étant respectivement les temps correspondant à 90% et à 50% du tassement de consolidation primaire.

La perméabilité du sol peut également être déterminée à partir de ce facteur suivant l'équation Eq. 2.16. Il permet de connaître l'aptitude d'un sol à se laisser traverser par un fluide. Il est donc un paramètre important pour le choix des matériaux de corps de chaussée.

$$k = \frac{C_v * \gamma_w}{E_{Oed}} \quad (Eq. 2.16)$$

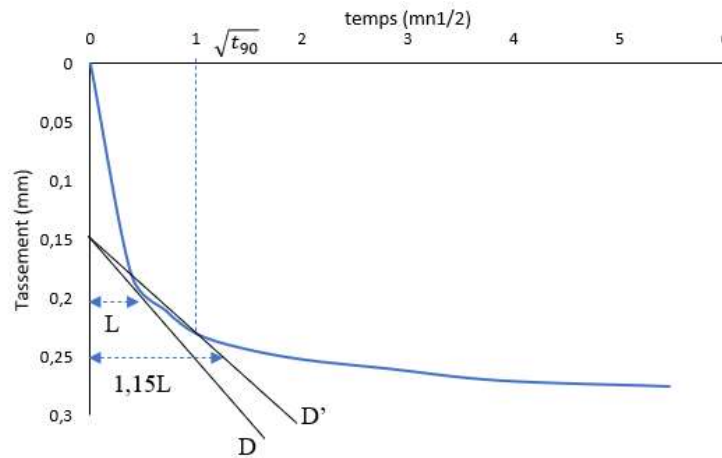


Figure 2-21 : Courbe de Consolidation

### 2.3.3 Analyse minéralogique

Le cortège minéralogique d'un échantillon peut être identifié par Diffraction de Rayons X (DRX). Le diffractomètre utilisé est celui du Laboratoire Ondes et Milieux complexe (LOMC) de l'université Le Havre. Il est de marque SIEMEN D 500 automatisé équipé d'un porte échantillon rotatif et d'une source d'anticathode de cobalt (Co  $K\alpha$   $\lambda = 1.79026 \text{ \AA}$  à 40 kV 25 mA).

Les fractions granulométriques suivantes :  $d < 80\mu\text{m}$ , 0/2, 2/10 et 10/20. des matériaux latéritiques de la couche C2\_S de la carrière de Saaba et de la couche C1\_K de la carrière de Kamboinsé ont été analysées.

Ces prélèvements ont été séchés puis broyés afin d'obtenir des grains de l'ordre du micromètre puis analysés pour obtenir le diffractogramme sur poudre. Une part du broyat est dilué et le surnageant prélevé puis déposé sur une lame mince, qui sera analysée. Cette procédure dite sur lame orientée, permet d'étudier les éléments inférieurs à  $2\mu\text{m}$  dans le but d'identifier les minéraux argileux. Pour préciser le cortège argileux, les lames peuvent être traitées à l'éthylène glycol et chauffées à  $550^\circ$ . Les spectres ont été recueillis de  $5^\circ$  à  $80^\circ 2\theta$ , avec un pas de  $0.013^\circ$  et un pas de temps de une seconde pour l'analyse des poudres et de  $5^\circ$  à  $17^\circ 2\theta$ , avec un pas de  $0.013^\circ$  et un pas de temps de 0,5 seconde pour l'analyse par lame orientée. Les résultats ont été analysés en utilisant le logiciel HighScore. L'identification des phases minérales a été faite en utilisant une base de données des minéraux existants.

## **2.4 Conclusion**

Dans ce chapitre, les matériaux étudiés ont été présentés dans leur contexte environnemental. Les procédures et principes des différents essais effectués afin de déterminer leurs propriétés physiques, et mécaniques à l'état naturel et après traitement (au ciment et par ajout de granites) ont été décrites. Une caractérisation minéralogique de différentes fractions granulométriques complète le programme expérimental. Dans la suite du travail, les caractéristiques des sols latéritiques bruts seront présentées.

## **Chapitre 3**

# **Caractéristiques physiques, mécaniques et minéralogiques des matériaux latéritiques**

### **3.1 Introduction**

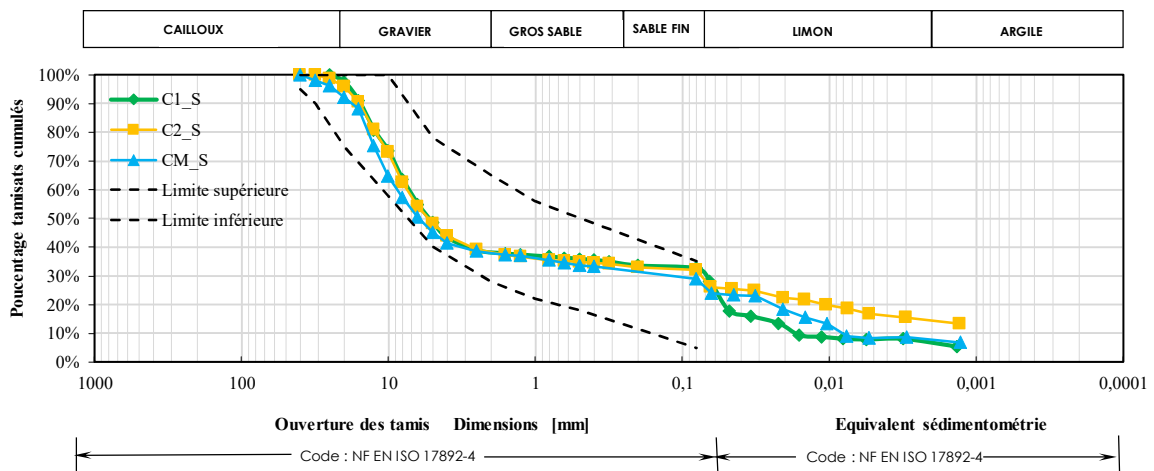
L'objectif de ce chapitre est de déterminer les caractéristiques physiques, mécaniques et minéralogiques des sols latéritiques de notre étude. Nous analyserons systématiquement deux horizons superficiels de prélèvements jusqu'à 1,2 m à Saaba et 5 m à Kamboinsé. Dans la première partie, les caractéristiques d'identification seront déterminées, les classifications avec les paramètres de nature, dans la seconde, les paramètres mécaniques : le comportement sous compactage, la résistance à la compression simple, le module d'Young et le comportement à l'essai triaxial, pour alimenter des modèles de calcul comme Alizée seront caractérisés. Les caractéristiques mécaniques retenues pour les matériaux dans le cadre de la modélisation par Alizé III® (ou par Ecoroute®) sont le module d'Young, le coefficient de Poisson, et la résistance à la fatigue (LCPC, 1987). Les valeurs de ces paramètres sont définies à partir d'essais de laboratoire et de constatations expérimentales. La dernière partie, consiste en la recherche des matériaux perturbateurs (argiles gonflantes) contenus dans les fines par la compressibilité et par la DRX. Une conclusion sera dégagée quant à l'utilisation de ces sols en construction routière.

### **3.2 Propriétés géotechniques des matériaux latéritiques**

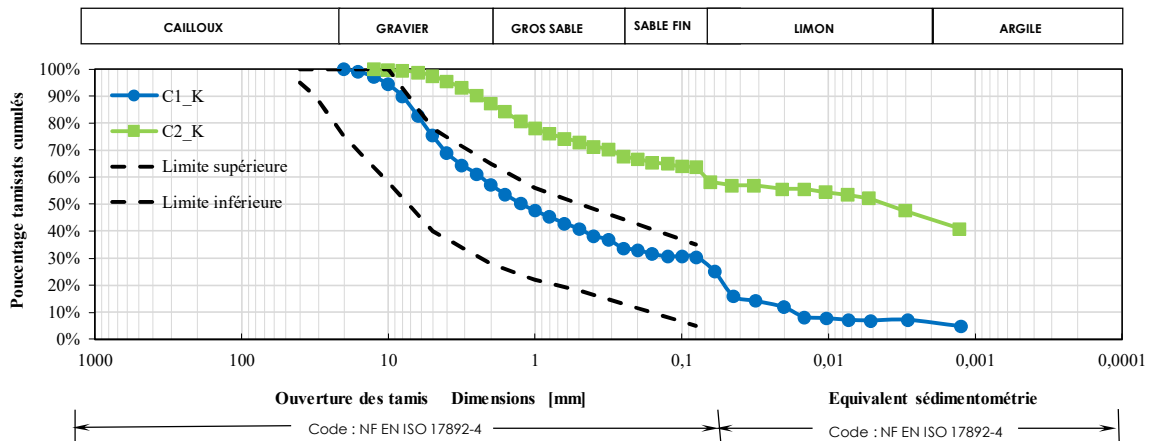
#### **3.2.1 Analyse granulométrique**

Les résultats de l'analyse granulométrique des matériaux issus des carrières de Saaba et de Kamboinsé sont présentés sur la Figure 3-1 et le Tableau 3-1. Une courbe granulométrique en S caractérise un matériau bien gradué. La granulométrie des sols de Kamboinsé est étalée, celle de Saaba l'est également, mais plus discontinue avec une teneur en graviers de 60 %. Les prélèvements de Saaba issus des deux horizons identifiés visuellement y compris le mélange

sont dans le fuseau caractéristique. Ce n'est pas le cas des horizons de Kamboinsé bien plus différenciés. Les sols latéritiques de Saaba sont composés majoritairement de graves avec une fraction de 61,7%, 61,7% et 62% pour C1\_S, C2\_S et CM\_S respectivement. La fraction sableuse est de 14,3% ; 13,3% et 14% tandis que les fractions limoneuses sont de 19% ; 11% et 16% et les fractions argileuses de 5% ; 14% et 8% pour C1\_S, C2\_S et CM\_S respectivement. Quant aux sols de Kamboinsé, C1\_K contient 43% de graves, le pourcentage de fines (inférieur à 80 µm) est de 30,5% avec 6% d'argile et 22% de limon, le sable représente 29% du sol sec. Tandis que C2\_K est composé majoritairement de sols fins avec 63,8% du sol sec dont 45% sont des argiles granulométriques et 13% des limons. Le sable et les graves représentent 29% et 13% respectivement. Seuls les coefficients d'uniformité (Cu) de C1\_S et CM\_S ont pu être déterminés, pour les autres sols, les grains de diamètre inférieurs à 1 µm sont supérieurs à 10%. Il en ressort que tous les deux sols ont une granulométrie étalée car leur coefficient d'uniformité est supérieur à 2 (de l'ordre de 444 pour C1\_S et 1125 pour CM\_S). En ce qui concerne le coefficient de courbure (Cc), elle est de 0,15 pour C1\_S qui est donc mal gradué tandis qu'elle est de 1,38 pour CM\_S, il est bien gradué.



(a)



(b)

Figure 3-1 : Coubes granulométriques insérées dans les fuseaux pour les couches de fondation du (CEBTP, 1984).a) Saaba, b) Kamboinsé

Pour qu'un sol soit bien gradué, son coefficient de courbure doit être compris entre 1 et 3. Le pourcentage de passants au tamis 80  $\mu\text{m}$  est de 33% ; 32 % ; 29 % ; 30,5% et 64% respectivement pour C1\_S, C2\_S, CM\_S, C1\_K et C2\_K. Ces matériaux à l'exception de C1\_K, présentent tous un pourcentage de fines (<80 $\mu\text{m}$ ) inférieur à 35%. Cette dernière est la valeur maximale admise pour qu'un sol latéritique soit utilisable en assise de chaussée selon le (CEBTP, 1984). Par conséquent, les paramètres granulométriques de ces sols sont bons à l'exception de C2\_K.

Tableau 3-1 : Caractéristiques granulométriques des deux sites

COUCHE	Pourcentage de passants au tamis d ( $\mu\text{m}$ )					Cu	Cc
	d < 80	d < 2	2 < d < 63	63 < d < 2000	d > 2000		
<b>SAABA</b>							
C1_S	33	5	19	14,3	61,7	444	0,15
C2_S	32	14	11	13,3	61,7	-	-
CM_S	29	8	16	14	62	1125	1,38
<b>KAMBOINSE</b>							
C1_K	30,5	6	22	29	43	-	-
C2_K	64	45	13	29	13	-	-

Les courbes granulométriques ont été insérées dans le fuseau granulométrique des sols utilisables en couche de fondation du CEBTP. Il en ressort que toutes les courbes s'insèrent

parfaitement dans le fuseau à l'exception de celle de C2\_K confirmant ainsi les conclusions tirées de la fraction fines de ces sols.

L'analyse granulométrique des sols latéritiques après compactage a été faite. Il en ressort que le pourcentage des fines augmente (Tableau 3-2).

*Tableau 3-2. Augmentation des fines ( $d < 80 \mu m$ ) après essai CBR*

COUCHE	Augmentation fines (%)	Passants (%) au tamis avant D=80 $\mu m$	Passant (%) au tamis après d=80 $\mu m$
C1_S	3	33	36
C2_S	2	32	34
CM_S	5,5	29	34,5
C1_K	8,5	30,5	39
C2_K	16,5	64	80,5

En effet, après compactage, le pourcentage de passants au tamis 80  $\mu m$  a augmenté de 3 ; 2 ; 5,5 ; 8,5 et 16,5% pour C1\_S, C2\_S, CM\_S, C1\_K et C2\_K. Les sols latéritiques de Saaba sont donc composés de nodules durs contrairement à ceux de Kamboinsé qui sont friables. L'augmentation de fines après compactage toléré par le (CEBTP, 1984) est de 8% au maximum. Pour tous les sols de Saaba, cette augmentation est inférieure à la valeur tolérée alors qu'elle est au-dessus pour les sols latéritiques de Kamboinsé. Les pourcentages de passants au tamis 80  $\mu m$  sont de 36%, 34%, 34,5%, 39% et 80,5% après compactage pour C1\_S, C2\_S, CM\_S, C1\_K et C2\_K. C2\_S et CM\_S restent utilisables en couche de fondation car le pourcentage de passants au tamis 80  $\mu m$  est inférieur à 35%. Tous les autres sols présentent une quantité de fines supérieure à 35%, par conséquent, ne conviennent pas pour une couche de fondation de chaussée.

### **3.2.2 Indice de plasticité et valeur au bleu de méthylène**

L'indice de plasticité et la valeur au bleu de méthylène caractérisent l'argilosité d'un sol. Leur connaissance permet d'identifier la sensibilité d'un matériau à l'eau. Le Tableau 3-3 présente les résultats issus des essais de limites d'Atterberg et au bleu de méthylène. Les indices de plasticité de C1\_S, C2\_S, CM\_S, C1\_K et C2\_K sont respectivement de 12 ; 15 ; 16 ; 19 et 22,2%. Ces valeurs montrent une nette différence des matériaux issus des deux carrières latéritiques. En effet, en classant ces différentes valeurs selon le diagramme de Casagrande (Figure 3-2), il apparaît que les fines contenues dans les sols issus de la carrière de Saaba et de

Kamboinsé sont des argiles peu plastiques. Le guide terrassement routier (GTR, 2000) donne la classification suivante selon l'indice de plasticité :

- $0 < IP < 5$  Sol non plastique,
- $5 < IP < 15$  Sol moyennement plastique,
- $15 < IP < 40$  Sol plastique,
- $IP > 40$  Sol très plastique.

Tableau 3-3 : Limites d'Atterberg et valeurs au bleu de méthylène

Couches	$\omega_L$ (%)	$\omega_P$ (%)	$I_p$ (%)	VBS (g/100g)	$m^*IP$
C1_S	30	19	12	1,17	425
C2_S	37,1	22	15	1,33	516
CM_S	33	20	16	1,17	530
C1_K	47,5	28,5	19	0,83	726
C2_K	47,7	25,5	22,2	1,5	1583

$m^*IP = IP * \text{passant au tamis } 0,425\text{mm}$

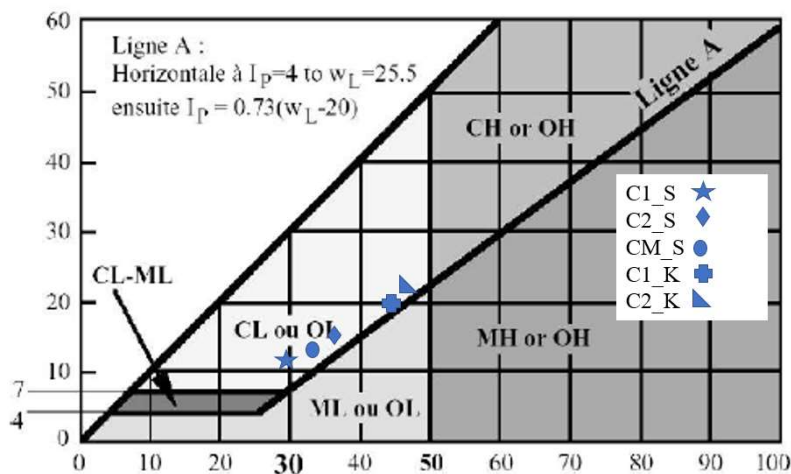


Figure 3-2 : Classification des sols étudiés selon le diagramme de Casagrande

Les sols C1\_S et C2\_S sont moyennement plastiques car ayant un IP compris entre 5 et 15 tandis que ceux de Kamboinsé et CM\_S sont des sols plastiques, leur IP est compris entre 15 et 40. Les sols C1\_S et C2\_S présentent un indice de plasticité satisfaisant pour une utilisation en couche de base selon le (CEBTP, 1984) car il est inférieur à 15%. Quant à C1\_K et CM\_S, ils peuvent être utilisés en couche de fondation car leur IP est inférieur à 20 tandis que C2\_K n'est utilisable qu'en couche de fondation de faible trafic (T1, T2) car son IP est inférieur à 30 (CEBTP, 1984).

Le module de plasticité ( $m \cdot IP$ ) est le produit du pourcentage de passant au tamis 0,425 mm et de l'indice de plasticité. Il permet d'évaluer la contribution effective de la plasticité des fines à la performance des matériaux de construction routière. Il est de 425, 516, 530, 726 et 1583 pour C1\_S, C2\_S, CM\_S, C1\_K et C2\_K respectivement (Tableau 3-3). Les sols de Saaba présentent les plus faibles valeurs, donc leur plasticité influe moins sur leurs performances mécaniques comparées à celles de Kamboinsé comme on le verra dans le chapitre 4 et 5. Pour tous les sols, le module de plasticité est inférieure à 2000, ils sont donc utilisables en couche de fondation et de base (CEBTP, 1984).

Les valeurs au bleu de méthylène sur la fraction 0/5 mm sont indiquées dans le Tableau 3-3. En suivant les seuils définis dans le GTR, les matériaux présentent une sensibilité à l'eau et appartiennent à la catégorie des sols sablo-limoneux, à légèrement argileux.

- 0,1 : Seuil en dessous duquel on peut considérer que le sol est insensible à l'eau. Ce critère doit cependant être complété par la vérification du tamisât à 80  $\mu\text{m}$  qui doit être  $\leq 12\%$ .
- 0,2 : Seuil au-dessus duquel apparaît à coup sûr la sensibilité à l'eau.
- 1,5 : Seuil distinguant les sols sablo-limoneux des sols sablo-argileux.
- 2,5 : Seuil distinguant les sols limoneux peu plastiques des sols limoneux de plasticité moyenne.
- 6 : Seuil distinguant les sols limoneux des sols argileux.
- 8 : Seuil distinguant les sols très argileux.

A partir des résultats issus de l'analyse granulométrique, de l'indice de plasticité et des valeurs au bleu de méthylène, les sols peuvent être classés selon la classification Highway research Board (HRB), la classification du guide des terrassements routiers (GTR) et selon la classification unifiée des sols (USCS) (Tableau 3-4). Ces systèmes sont le plus couramment utilisés en ingénierie routière. Les sols latéritiques de Saaba sont toutes de classe A2-6 (mélange de graviers limoneux ou argileux avec sables limoneux ou argileux) selon la classification HRB de classe B6 (sols sableux et graveleux avec fines) selon la classification GTR, à l'exception de C1\_S qui est de classe B5, et de classe GC (Graves argileuses peu plastiques) selon la classification USCS. Tandis que les matériaux de la carrière de Kamboinsé sont de classe A2-7 (mélange de graviers limoneux ou argileux avec sables limoneux ou argileux) et A7-6 (sols argileux) pour C1\_K et C2\_K respectivement selon la classification HRB. Selon la classification GTR, C1\_K et C2\_K sont respectivement de classe B6 (sols sableux et graveleux avec fines) et A2 (sable fin argileux). Selon la classification USCS, C1\_K est de classe SA

---



(sable argileuse peu à moyennement plastique) tandis que C2\_K est de classe CL (Argile inorganique peu à moyennement plastique).

Tableau 3-4 : Classification des sols étudiés

Système de classification			
COUCHE	GTR	HRB	USCS
C1_S	sables et graves très silteux B5	mélange de graviers limoneux ou argileux avec sables limoneux ou argileux A2-6	Graves argileuses peu plastiques GC
C2_S	sols sableux et graveleux avec fines B6	mélange de graviers limoneux ou argileux avec sables limoneux ou argileux A2-6	Graves argileuses peu plastiques GC
CM_S	sols sableux et graveleux avec fines B6	mélange de graviers limoneux ou argileux avec sables limoneux ou argileux A2-6	Graves argileuses peu plastiques GC
C1_K	sols sableux et graveleux avec fines B6	mélange de graviers limoneux ou argileux avec sables limoneux ou argileux A2-7	sable argileuse peu à moyennement plastique SC
C2_K	sables fins argileux, limons, argiles et marnes peu plastiques, arènes... A2	sols argileux A7-6	Argile inorganique peu à moyennement plastique CL

### 3.2.3 Poids spécifique

Les poids spécifiques des sols étudiés présentés dans le Tableau 3-5, varient entre 27,3 et 30 kN/m<sup>3</sup>. D'après (Maignien, 1966a; Nanda & Krishnamachari, 1958) cités par (M. D. Gidigas, 2012) les particules d'un sol latéritique ont une densité spécifique comprise entre 2,55 et 4,6. car riches en minéraux denses du fer et de l'aluminium. On rappelle des densités des minéraux souvent rencontrés dans ces formations : (goethite FeO(OH) densité 3,96 - lépidocrocite 3,85 FeO(OH) - hématite Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub> densité 5,26 – boehmite AlO(OH) densité 3 – gibbsite Al(OH)<sub>3</sub> densité 2,4 - kaolinite Si<sub>2</sub>O<sub>5</sub>Al<sub>2</sub>(OH)<sub>4</sub> (silicate d'alumine cristallisé -densité 2,5). Cependant, les matériaux parents riches en quartz, moyennement décomposés sans niveau élevé de latérisation ont un poids spécifique compris entre 25,5 et 30. La densité des échantillons étudiés est dans la moyenne inférieure.

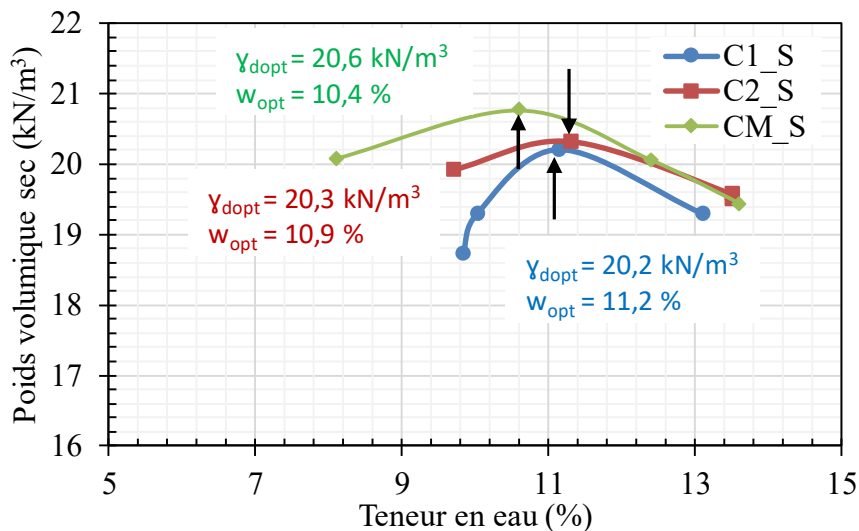
Tableau 3-5 : Poids spécifique des sols étudiés

Couches	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )
C1_S	27,3 ± 3,8
C2_S	27,8 ± 7,3
CM_S	28,8 ± 9,0
C1_K	30 ± 16
C2_K	27,3 ± 5,0

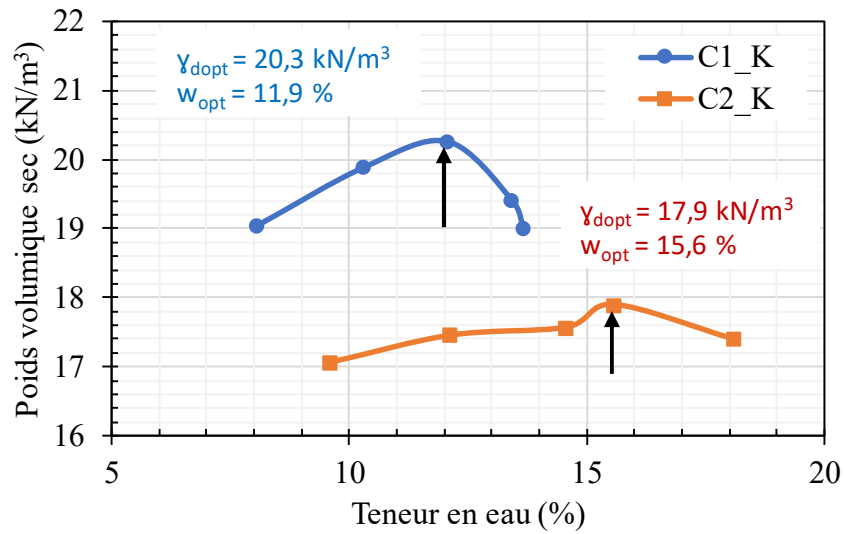
### 3.2.4 Propriétés de compactage

Le compactage est une méthode de stabilisation des sols, en vue de leur utilisation comme matériaux de construction (remblai, digues). Ils ont subi une phase d'extraction, de foisonnement et transport, avant d'être compactés à énergie donnée. L'essai a été effectué sur les passants au tamis 20 mm.

Les résultats de l'essai Proctor modifié (densité sèches et teneur en eau) sont présentés sur la Figure 3-3 et dans le Tableau 3-6. Les courbes présentent une allure en cloche plus ou moins étendue avec des poids volumiques assez élevés et des teneurs en eau faibles, sauf pour C2\_K, où elle est plus plate. Plus les matériaux sont enrichis en graviers, plus la teneur en eau décroît et le poids volumique sec augmente. L'allure et la position de la courbe proctor sont influencées par la gradation des matériaux graveleux.



(a)



(b)

Figure 3-3 : Courbe Proctor des deux emprunts latéritiques. a) Saaba, b) Kamboinsé

Les échantillons C1\_S, C2\_S et CM\_S dont les caractéristiques physiques sont proches, présentent à peu près les mêmes références proctor. Malgré tout, CM\_S a la densité maximale la plus élevée parmi ces trois matériaux. Cela peut être dû à sa densité spécifique plus élevée (2,88) et du fait que sa granulométrie est étalée et bien graduée. Les sols bien gradués présentent des densités sèches maximales plus élevées que ceux qui sont mal gradués.

Tableau 3-6 : Densité sèche maximale et teneur en eau optimal des matériaux

Couches	$\gamma_{dOPM}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\omega_{opt}$ (%)	e calculé
C1_S	20,2	11,2	0,386
C2_S	20,3	10,9	0,706
CM_S	20,6	10,4	0,574
C1_K	20,3	11,9	0,422
C2_K	17,9	15,6	0,857

Sur le site de Kamboinsé, les échantillons se différencient ; C1\_K aux caractéristiques d'identification proches de ceux de Saaba, présente des valeurs voisines alors que C2\_K, un sol argileux peu à moyennement plastique présente la courbe proctor la plus plate. Ceci est lié à une quantité de fine plus élevée pour le C2\_K comparativement au C1\_K comme le montre le tableau 3.1. Ce résultat confirme les affirmations faites par (Jjuuko et al., 2014) qui avaient montré que les sols les plus fins présentent des teneurs en eau plus élevées et des densités sèches maximales plus faibles.

Les caractéristiques de compactage de ces matériaux sont plus faibles que celles trouvées par (Millogo, Hajjaji, et al., 2008) pour la latérite de Sapouy au Burkina Faso ( $\gamma_{dOPM} = 21,7 \text{ kN/m}^3$  et  $\omega_{opt} = 6,6\%$ ). Cela pourrait s'expliquer par le fait que la teneur en fines (inférieur à  $80 \mu\text{m}$ ) de ce matériau latéritique (10,5%) est faible comparée à celle des matériaux de cette présente étude. C2\_K a des caractéristiques similaires au sol latéritique du Cameroun étudié par (Mengue, 2015) du fait de la forte proportion de fraction fines (inférieur à  $80 \mu\text{m}$ ) dans les deux matériaux (51,1% pour (Mengue, 2015) et 64% pour C2\_K).

### 3.2.5 Indice CBR

L'objet de ces mesures est de déterminer l'indice CBR permettant de calculer grâce à des abaques, l'épaisseur des couches de fondation et de base nécessaires à la constitution d'une chaussée en fonction du sous-sol sous-jacent, du trafic et des charges par essieu prévus et des conditions hydriques futures que subira cette route.

Les résultats de l'indice CBR immédiat, caractérise l'évolution de la portance d'un sol support et de l'indice CBR après 96 heures d'immersion dans l'eau caractérise l'évolution de la portance d'un sol support soumis à des variations de régime hydrique sont présentés dans le Tableau 3-7. Les échantillons sont confectionnés à la teneur en eau optimale obtenue à partir de l'essai Proctor modifié. Les valeurs de CBR les plus élevées correspondent aux échantillons présentant une densité sèche optimale élevée.

Tableau 3-7 : Indice CBR des matériaux latéritiques des deux emprunts

Couches superficielles	CBR immédiat (%)	CBR après immersion (%)	Indice de gonflement, G (%)
C1_S	35	11	0,25
C2_S	36	16	0,05
CM_S	28	17	0,2
C1_K	65	49	0,11
C2_K	17	4	0,2

Les résultats s'organisent par site, avec des valeurs voisines pour le site de Saaba et des valeurs bien différenciées pour le site de Kamboinsé. C1\_S est de classe S3, C2\_S et CM\_S sont de classe S4. C1\_K et C2\_K sont de classe S5 et S1 respectivement selon le (CEBTP, 1984).

Bien que C1\_K, présente une densité sèche voisine de celles des matériaux de Saaba, son indice CBR est nettement plus élevé. Les valeurs au bleu de méthylène indiquent que C1\_K présente une quantité d'argile plus faible que ceux de Saaba, ce facteur a pu influencer la valeur de l'indice CBR.

Les indices CBR immergés obtenus sont plus faibles que ceux rapportés par (Ki et al., 2021) qui sont de 65% et 58% respectivement pour les emprunts latéritiques de Dédougou et de Badnogo 2 au Burkina Faso. Cela pourrait s'expliquer par le fait que les matériaux étudiés par ces auteurs contiennent des pourcentages de fines plus faibles (passants au tamis 80  $\mu\text{m}$ ) et un indice de plasticité inférieur à 15.

Par contre, les indices CBR de C1\_K sont plus élevés que ceux rapportés par (Hyoumbi et al., 2019) sur un sol latéritique du Cameroun. Cela pourrait être dû à la teneur importante en argile de ce matériau.

Ainsi en se référant aux exigences définies par le CEBTP, en construction routière, les valeurs des indices CBR après immersion indiquent qu'aucun des matériaux des deux sites ne peut être utilisé en couche de base car elles sont toutes inférieures à 80%, qui est la valeur minimale exigée (CEBTP, 1984; M. D. Gidigas, 1991). L'indice de gonflement de tous les matériaux est inférieur à 1%, valeur maximale admise pour une utilisation en couche de base selon le CEBTP.

Les matériaux de Saaba ne peuvent être utilisés qu'en couche de forme car leur indice CBR (11%, 16% et 17% pour C1\_S, C2\_S et CM\_S respectivement) après immersion sont supérieurs à 10.

Par contre, C1\_K est utilisable en couche de fondation car son indice CBR (49%) après immersion est supérieur à 30%. C2\_K ne convient pas pour une utilisation en construction routière, son CBR (6%) étant inférieur à 5%. L'ensemble de ces résultats permettront de nourrir la base de données éventuelle pour les acteurs de la construction routière au Burkina Faso. Il ressort également que pour une utilisation de ces matériaux pour une couche de forme et ou de base, il faudra opérer un traitement qui pourra améliorer leurs CBRs. Les chapitres 4 et 5 montreront si c'est réellement le cas.

### **3.2.6 Résistance à la compression simple et module de Young ( $E_{30}$ ) sur sols remaniés et compactés**

Les éprouvettes cylindriques de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur ont été confectionnées, soit un rapport d'élancement H/D de 2. Les éprouvettes ont été compactées à l'énergie de

compactage et la teneur en eau optimale de l'essai Proctor modifié. Ainsi, le compactage s'est fait en 16 couches de 54 coups chacune. L'essai a été effectué sur toute la gamme granulométrique.

La Figure 3-4 présente les courbes contrainte-déformation des différents matériaux, avec trois éprouvettes par échantillon. La répétabilité des courbes est moyenne à bonne. L'allure des courbes est classique et pratiquement identique.

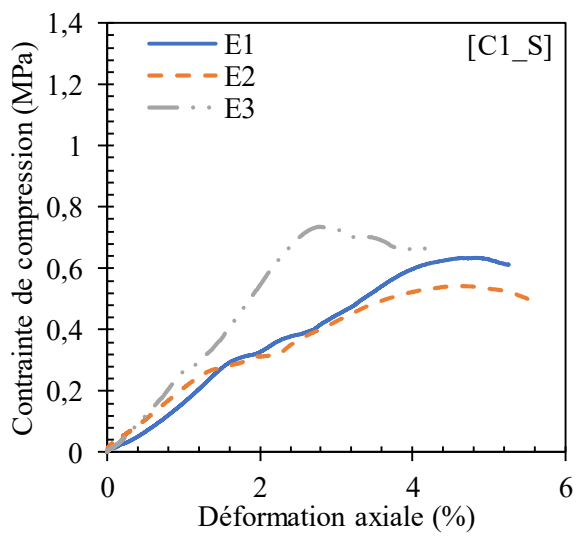
- Pour C1\_S, on note un comportement ductile avant rupture avec une pente assez faible. La déformation à la rupture varie entre 2,86% et 4,78%. La rupture du matériau se caractérise par une rupture par fissuration en tête.
- Pour C2\_S, on note un comportement ductile avant rupture avec une pente assez faible. La déformation à la rupture varie entre 1,75% et 1,97%. La rupture du matériau se caractérise par une rupture par fissuration en tête.
- Pour CM\_S, on note un comportement ductile avant rupture avec une pente assez faible. La déformation à la rupture varie entre 2,25% et 2,68%. La rupture du matériau se caractérise par une rupture par fissuration en tête.
- Pour C1\_K, on note un comportement ductile avant rupture avec une pente assez faible. La déformation à la rupture varie entre 0,85% et 1,46%. La rupture du matériau se caractérise par une rupture par fissuration en tête.
- Pour C2\_K, on note un comportement ductile avant rupture avec une pente assez faible. La déformation à la rupture varie entre 2,15% et 2,93%. La rupture du matériau se caractérise par une rupture par fissuration en tête.

Les essais de compression effectués sur trois éprouvettes de 16\*32 cm<sup>2</sup> ont permis de déterminer la résistance à la compression et le module d'élasticité des cinq matériaux latéritiques. Ces valeurs sont présentées dans le Tableau 3 8.

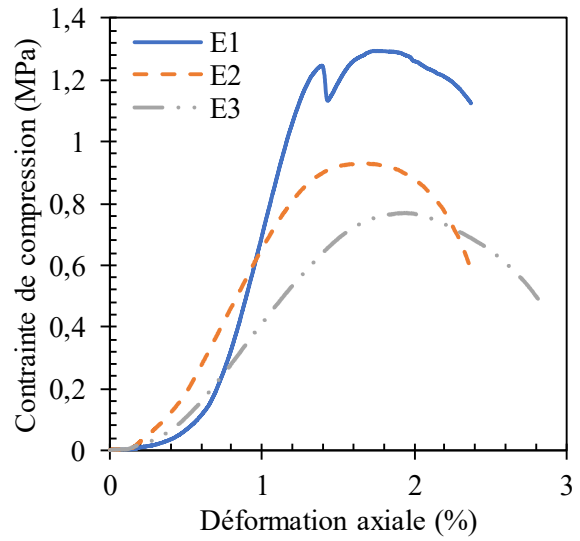
La résistance à la compression simple est plus élevée pour C1\_S et C2\_S, elle est de respectivement de 0,87 et 0,64 MPa.

Bien que les matériaux de Saaba, qui présentent des caractéristiques physiques (analyse granulométrique, plasticité) et de compactage proche, leurs résistances à la compression simple devraient l'être. Ce qui est le cas pour C1\_S et C2\_S, mais la résistance est plus faible pour CM\_S. Après compactage, CM\_S a enregistré le taux d'augmentation de fines le plus élevé (5,5%) parmi les matériaux issus de Saaba, ce qui a pu augmenter son indice de plasticité et changer son squelette granulaire, le rendant moins résistant.

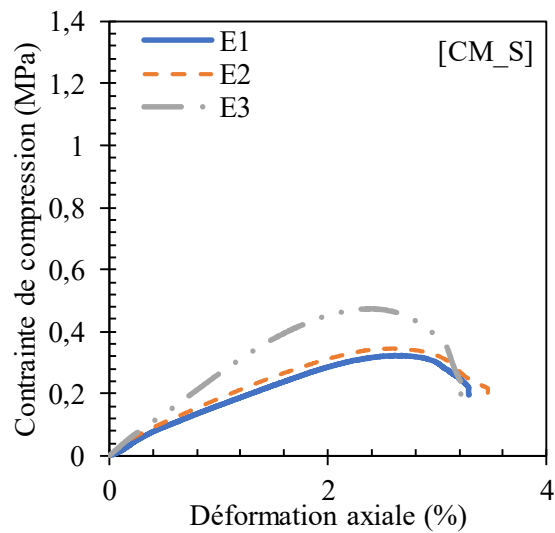
C1\_K présente une résistance de 0,32 MPa et C2\_K, étant un sol argileux, présente la résistance la plus faible (0,15 MPa).



(a)



(b)



(c)

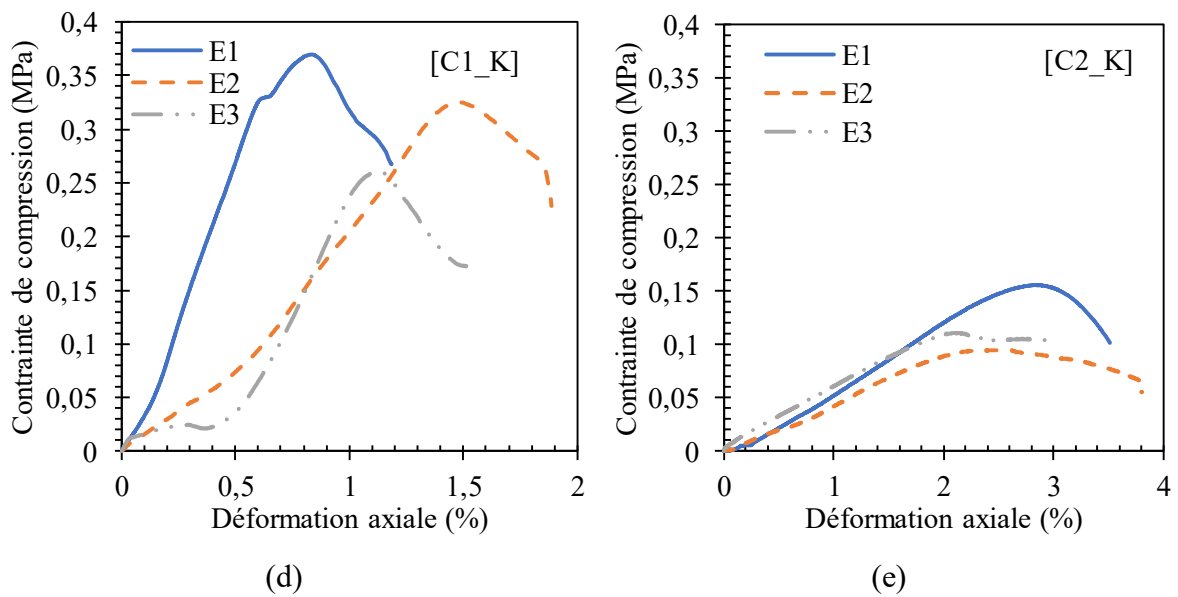


Figure 3-4 : Courbes contrainte-déformation de l'essai de compression simple sur les matériaux latéritiques de Saaba et Kamboinsé. a) C1\_S, b) C2\_S, c) CM\_S, d) C1\_K, e) C2\_K

Ces valeurs obtenues sont plus faibles que celles obtenues par (Millogo, Traoré, et al. 2008 ; Nzabakurikiza et al. 2017 ; et Hyoumbi et al. 2019). Dans l'étude de Millogo, cette tendance est normale car le sol latéritique utilisé présente de meilleures caractéristiques physiques comparées aux matériaux de la présente étude. Cependant, pour Hyoumbi et al et Nzabakurikiza et al., étant donné que les matériaux qu'ils ont utilisés sont plus fins que ceux de notre étude, l'explication la plus probable est la différence de taille des échantillons utilisés. En effet, dans les travaux de ces derniers, la taille des éprouvettes est respectivement de  $5 \times 10 \text{ cm}^2$  et de  $15,2 \times 15,2 \text{ cm}^2$ . Selon (Diop, 2014), la taille des éprouvettes a une influence sur les valeurs de la résistance à la compression simple ou uniaxiale. Dans son étude, les éprouvettes présentant les plus grandes tailles ( $16 \times 32 \text{ cm}^2$ ) avaient les plus faibles valeurs de résistance à la compression.

D'après (Messou, 1980), un sol utilisable en couche de fondation doit présenter une résistance à la compression comprise entre 0,5 MPa et 1,25 MPa. Les résistances des matériaux bruts de notre étude sont en dessous de cette fourchette à l'exception de C2\_S. C2\_S est donc utilisable en couche de fondation du point de vue de la résistance à la compression simple.



Tableau 3-8 : Résistance à la compression simple et module d'élasticité des matériaux étudiés

Couches superficielles	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma d_{opt}$ (t/m <sup>3</sup> )	$\omega_{opt}$ (%)	Rc (MPa)	E (MPa)
C1_S	2,73	2,02	11,2	0,64 (±0,12)	23(±6)
C2_S	2,78	2,03	10,9	0,87 (±0,11)	88 (±23)
CM_S	2,88	2,06	10,4	0,33 (±0,08)	34 (±12)
C1_K	3	2,03	11,9	0,32 (±0,06)	48 (±2)
C2_K	2,73	1,79	15,6	0,12 (±0,03)	7 (±1,6)

Les modules d'élasticité suivent la même tendance que les résistances à la compression. C2\_S, CM\_S et C1\_K présentent les valeurs les plus élevées (88 MPa, 33 MPa et 48 MPa respectivement) tandis que C1\_S et C2\_K (23 MPa et 7 MPa respectivement) sont les plus faibles. Ces valeurs sont inférieures à celles obtenues par (Millogo, Traoré, et al., 2008) à l'exception de C2\_S. Elles sont plus élevées que celles présentées par (Mengue, 2015) sur des matériaux fins.

Selon (Bagarre, 1990), les sols latéritiques d'Afrique sont caractérisées par un module de Young inférieur à 200 MPa. Les matériaux latéritiques de cette étude sont bien dans cette classe.

### 3.3 Essai triaxial

Pour mieux approfondir la caractérisation mécanique des sols latériques, des essais triaxiaux ont été effectués sur les matériaux C2\_S et C1\_K qui ont présenté les meilleurs résultats du point de vue de la résistance à la compression et du module de Young.

#### 3.3.1 Essai triaxial monotone

##### 3.3.1.1 Représentation du comportement des matériaux étudiés

Des éprouvettes de 70 mm de diamètre et de 140 mm de hauteur ont été confectionnées afin de respecter l'élanement de 2. Le diamètre maximal des grains est de 14 mm. Les essais ont été menés sur des échantillons compactés à la teneur en eau optimale ( $\omega_{opt}$ ) et à la teneur en eau optimale plus 1% de la masse sèche ( $\omega_{opt}+1\%$ ). Ceci dans le but, d'étudier l'effet de la teneur en eau sur les paramètres de cisaillement. Quatre niveaux de confinement ont été appliqués : 50, 100, 200 et 400 kPa. Un nombre de 16 éprouvettes ont été testés (Tableau 3-9). Les essais

ont été menés en condition non saturée, le robinet de drainage est resté fermé durant toute la durée de l'essai.

Tableau 3-9 : Nombre d'échantillons testés par couche

Couches	C2_S	C1_K
Moulage	Nombre d'échantillons	
$\omega_{opt}$	4	4
$\omega_{opt}+1\%$	4	4

La Figure 3-5 présente l'évolution des contraintes déviatoriques des matériaux latéritiques de Saaba (C2\_S) et de Kamboinsé (C1\_K) à différentes contraintes de confinement (50 kPa, 100 kPa, 200 kPa et 400 kPa) pour deux teneurs en eau de moulage différentes ( $\omega_{opt}$  et  $\omega_{opt} + 1\%$ ). Les courbes contrainte-déformation des matériaux non traités révèlent le comportement typique d'un sol ductile. Il se déforme sans se rompre.

Les courbes ne présentent pas de pic de résistance, cependant, nous notons des paliers. Le critère de rupture est le déviateur maximum. Pour ces matériaux, si une diminution du déviateur n'est pas constatée, un critère de déformation axiale de 20% est choisi pour déterminer le déviateur maximum. Ce comportement ductile a été également constaté sur les échantillons après rupture (Figure 3-6). Après cisaillement, les échantillons se déforment en tonneau avec un plan de cisaillement peu prononcé. Le déviateur à la rupture ou maximal dépend de la contrainte de confinement. Comme constatés dans les travaux de (Mengue et al., 2017; Sariosseiri & Muhunthan, 2009).

Les contraintes déviatoriques maximales ainsi que les déformations correspondantes en fonction des contraintes de confinement et de la teneur en eau de moulage des échantillons sont présentés dans le Tableau 3-10. Les résultats montrent que l'augmentation de la teneur en eau de confection diminue les contraintes déviatoriques.

En effet, pour une contrainte de confinement de 50 kPa, le déviateur est de 521 kPa et 421 kPa pour l'échantillon compacté à la teneur en eau optimale contre 422 kPa et 379 kPa pour l'échantillon compacté à la teneur en eau humide ( $\omega_{opt}+1\%$ ) pour C1\_K et C2\_S respectivement. Les contraintes déviatoriques de C2\_S sont plus élevées pour tous les niveaux de confinement à l'exception de la contrainte de confinement de 50 kPa. Les résultats de l'essai de compression avaient montré que C2\_S présentait la contrainte de compression la plus élevée due à sa nature plus granulaire que C1\_K. Le même effet a pu influencer la variation des

contraintes déviatoriques. Aux faibles contraintes de confinement (50 et 100 kPa), les contraintes déviatoriques diminuent à  $\omega_{opt+1}$ , la même tendance se poursuit pour C1\_K alors que le contraire est remarqué pour C2\_S aux contraintes de confinement élevées (200 et 400 kPa). C1\_K devient plus plastique à teneur en eau élevée ce qui diminue sa résistance. C2\_S étant granulaire, donc il est moins sensible à l'eau.

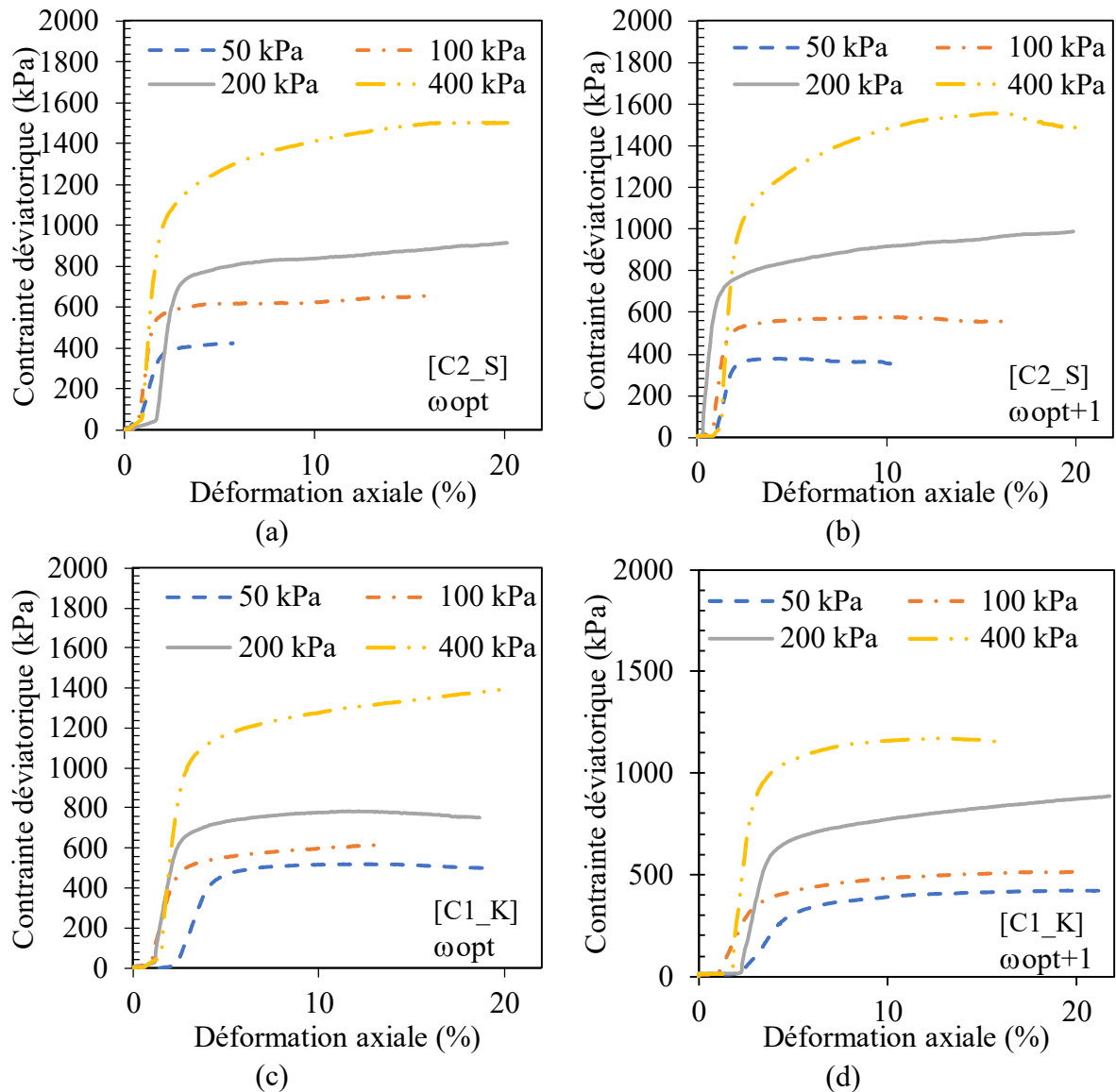


Figure 3-5 : Coubes contraintes déviatoriques en fonction de la déformation axiale



Figure 3-6 : Photos d'illustration des échantillons bruts avant et après essai : a) Saaba (C2\_S), b) Kamboinsé (C1\_K)

Tableau 3-10 : Variation des paramètres à la rupture ( $q_{max}$  et  $\epsilon_1$ ) des matériaux C1\_K et C2\_S en fonction de la contrainte de confinement appliquée à différents teneurs en eau de moulage des échantillons

Couches		C1_K				C2_S			
Paramètres	Teneur en eau	Contrainte de confinement (kPa)							
		50	100	200	400	50	100	200	400
<b>q (kPa)</b>	$\omega_{opt}$	521	612	782	1396	421	654	918	1506
	$\omega_{opt+1}$	422	518	887	1171	379	577	986	1558
<b>Déformation axiale <math>\epsilon_1</math> (%)</b>	$\omega_{opt}$	12,42	13,06	12,14	20,14	5,72	16,32	20,15	17,77
	$\omega_{opt+1}$	19,55	20,21	21,93	12,39	5,24	10,49	20,16	16,02

Pour mieux comprendre le comportement des matériaux vis-à-vis des contraintes de confinement, nous avons jugé nécessaire d'analyser les résultats des essais triaxiaux en s'appuyant sur le modèle de Cam Clay.

La variation de l'indice des vides en fonction du logarithme de la contrainte moyenne pendant la phase de consolidation et la phase de cisaillement est représentée sur la Figure 3-7 et la Figure 3-8. Cette représentation qui est basée sur le modèle de Cam Clay, permet une description plus fine du comportement des matériaux étudiés. On note une diminution de l'indice des vides en fonction de la contrainte de confinement aussi bien pendant la phase de confinement que la phase de cisaillement. La variation des paramètres physiques du sol en fonction de la contrainte de confinement appliquée sont données dans le Tableau 3-11 et le Tableau 3-12.

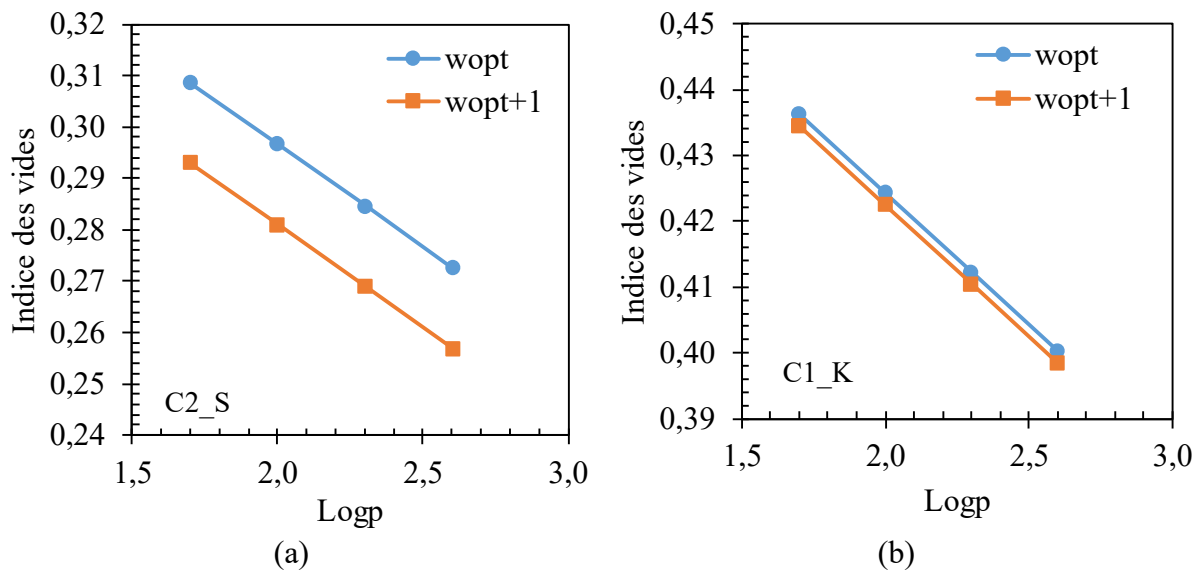


Figure 3-7 : Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte moyenne en phase de consolidation de C2\_S et de C1\_K

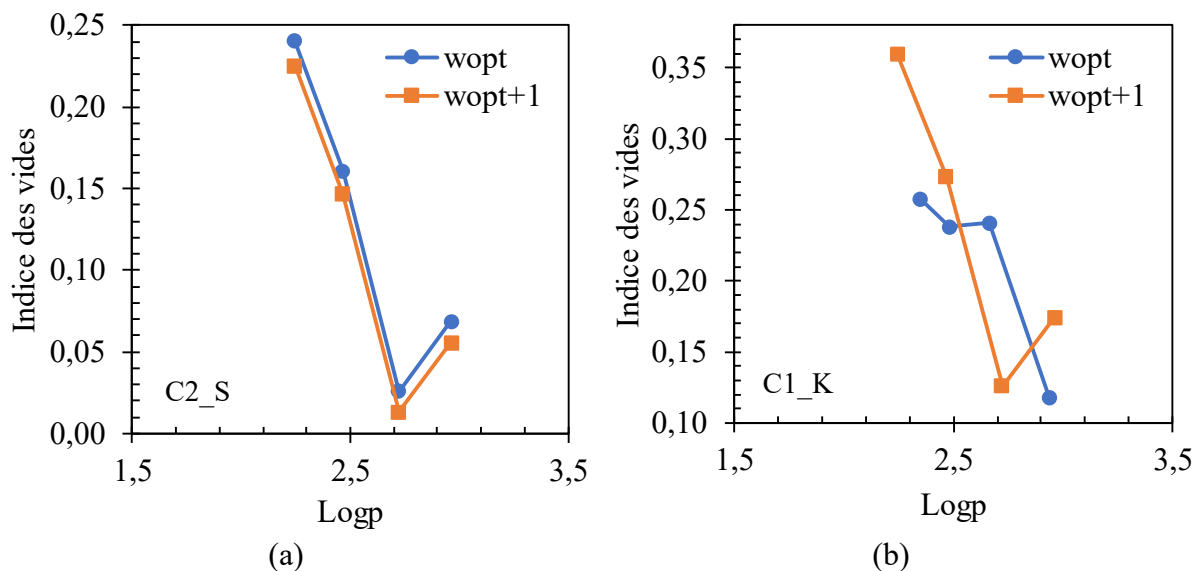


Figure 3-8 : Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte moyenne en phase de cisaillement de C2\_S et de C1\_K

. L'essai a été fait sans drainage, de ce fait, il n'y a pas de départ d'eau. La différence relative entre les teneurs en eau des échantillons avant et après essai (Tableau 3-11 et Tableau 3-12) ne dépasse pas 10%. Cette perte d'eau est faible et peut être attribuée aux conditions de stockage des échantillons. Rappelons qu'après confection des éprouvettes, ces dernières ont été stockées pendant 7 jours. Par conséquent, les déformations volumiques (indice des vides) de consolidation et de cisaillement sont liés à un resserrage des grains, et au départ ou compression de l'air, qui déplace l'eau dans la matrice poreuse et le fait tendre de plus en plus vers un sol saturé. Ce phénomène n'est pas dû à une augmentation de la teneur en eau, mais à une

densification du sol. Sous l'effet de la pression de confinement, le poids volumique humide initial augmente à teneur en eau constante, mais avec une réduction du volume pour tendre vers un poids volumique saturé (Tableau 3-11 et Tableau 3-12). Avec une teneur en eau de  $\omega_{opt}+1$ , les paramètres mécaniques chutent.

Ces résultats sont importants du fait que la mise en place des couches de chaussées en pays tropical se fait généralement sous forme de remblai et cela pour plusieurs raisons, entre autres celle de permettre une bonne évacuation des eaux de ruissellement. Ces sols sont compactés à la teneur en eau optimale, la plupart sont donc non saturées. Les résultats de ces essais nous montrent que lorsque le remblai est déformable, cela induit une variation hydrique qui a pour conséquence une diminution des caractéristiques mécaniques du sol. D'où l'importance de sols à fraction la plus grossière pour assurer un squelette bien empilé et compacté assurant une meilleure stabilité.

*Tableau 3-11 : Caractéristiques physiques initiales et finales de C2\_S et C1\_K à  $\omega_{opt}$*

$\sigma_3$ (kPa)	$\gamma_{di}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{hi}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$Sr_i$ (%)	$e_i$	$\gamma_{df}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{hf}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$Sr_f$ (%)	$e_f$
<b>C2_S</b>								
50	20,2	22,4	80,44	0,377	20,3	22,3	71,88	0,395
100	20,3	22,5	81,93	0,370	20,6	22,7	81,46	0,376
200	20,3	22,5	81,63	0,371	20,1	22,0	70,02	0,414
400	19,5	21,7	71,78	0,422	20,1	22,1	72,08	0,416
<b>C1_K</b>								
50	19,9	22,6	80,32	0,504	20,4	23,1	84,58	0,474
100	19,7	22,4	78,01	0,519	20,1	22,8	81,36	0,496
200	20,1	22,8	82,40	0,492	20,1	22,7	77,56	0,490
400	19,8	22,5	78,85	0,514	20,4	23,0	80,11	0,467

*Tableau 3-12 : Caractéristiques physiques initiales et finales de C2\_S et C1\_K à  $\omega_{opt}+1\%$*

$\sigma_3$ (kPa)	$\gamma_{di}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{hi}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$Sr_i$ (%)	$e_i$	$\gamma_{df}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{hf}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$Sr_f$ (%)	$e_f$
<b>C2_S</b>								
50	20,4	22,7	83,92	0,361	20,4	22,6	81,10	0,357
100	20,5	22,7	84,81	0,357	20,5	22,9	86,99	0,349
200	20,4	22,7	84,02	0,361	20,4	22,6	81,40	0,356
400	20,4	22,6	83,20	0,364	20,4	22,6	70,79	0,334
<b>C1_K</b>								
50	20,0	22,9	80,60	0,540	20,5	23,3	88,93	0,465
100	19,8	22,6	78,28	0,556	20,2	23,0	84,57	0,483
200	20,1	23,1	82,69	0,526	20,1	22,9	85,16	0,493
400	19,8	22,7	79,12	0,550	20,4	23,2	88,46	0,471

### 3.3.1.2 Paramètres de cisaillement

A partir des résultats des essais triaxiaux, les cercles de Mohr correspondants ont été représentés sur les Figure 3-9 et Figure 3-10.

L'ensemble des matériaux obéissent au critère de rupture de Mohr-Coulomb. Ainsi, à partir de l'enveloppe de rupture, il a été possible de déterminer l'angle de frottement  $\varphi$  et la cohésion  $C$  (Tableau 3-13).

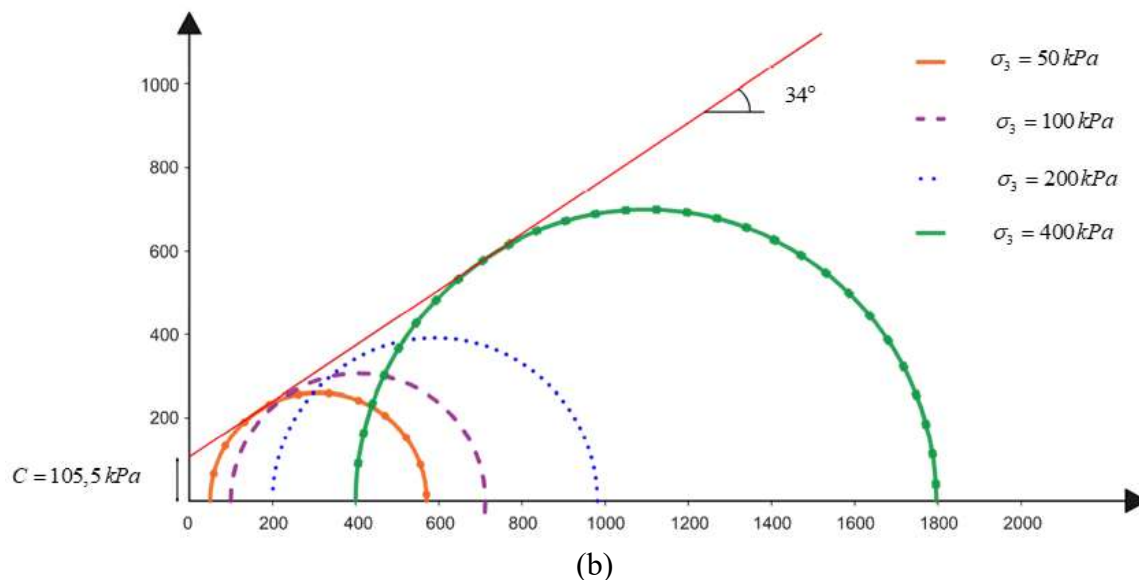
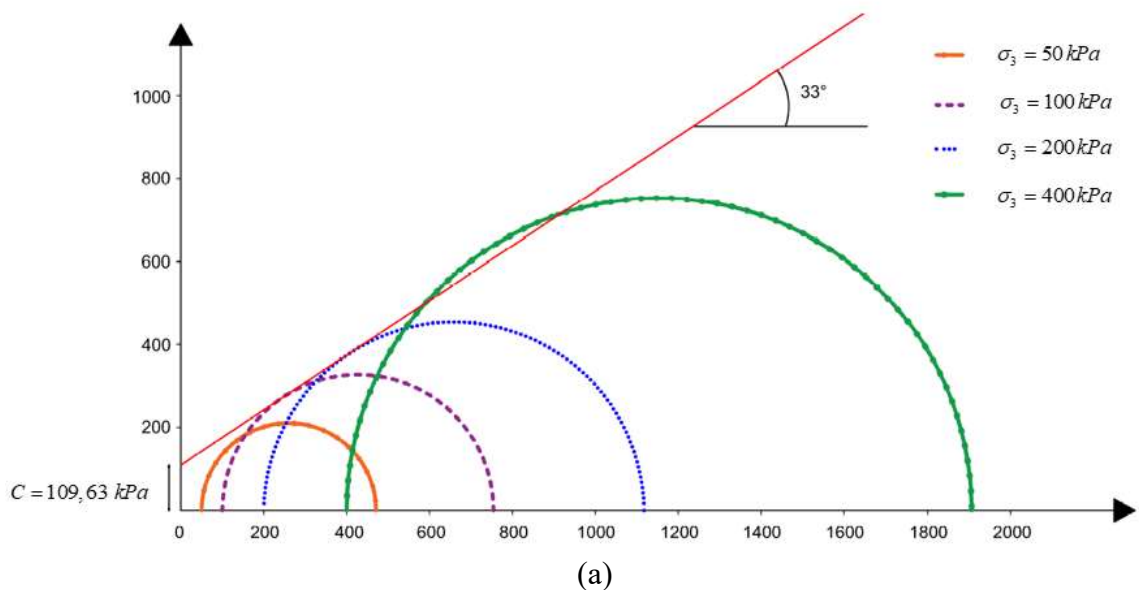


Figure 3-9 : Cercles de Mohr et enveloppe de rupture des matériaux à  $\omega$ opt a) C2\_S et b) C1\_K

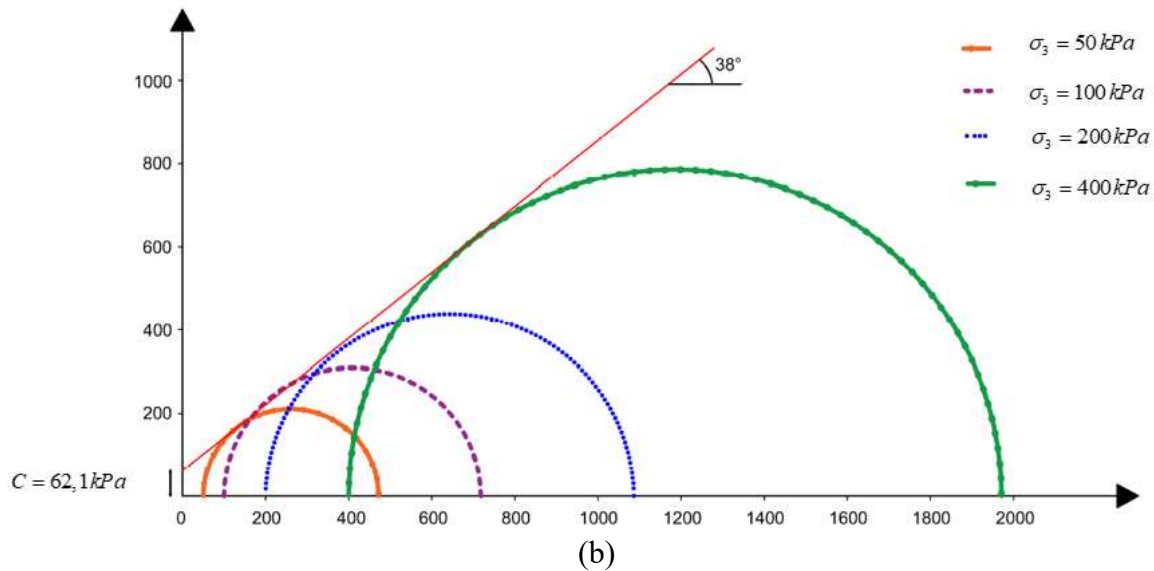
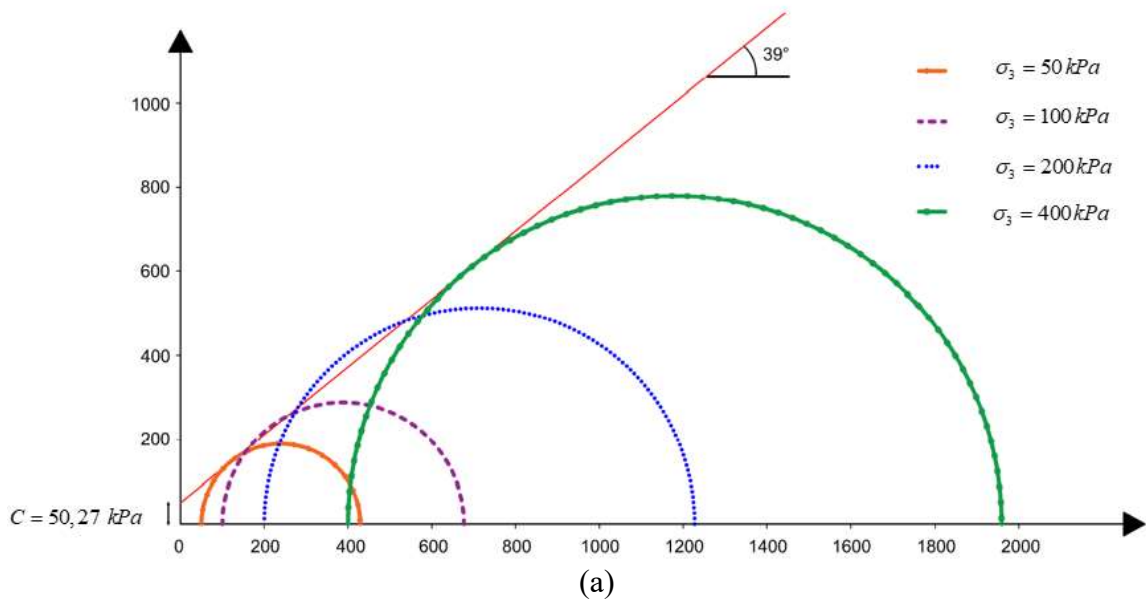


Figure 3-10 : Cercles de Mohr et enveloppe de rupture des matériaux à  $\omega_{opt}+1\%$   
a) C2\_S et b) C1\_K

A la teneur en eau optimale, la cohésion de C1\_K est de 105,5 kPa et l'angle de frottement de 34°, tandis que pour C2\_S, la cohésion est de 109,6 kPa et l'angle de frottement de 33°. Pour les éprouvettes fabriquées avec une teneur en eau de  $\omega_{opt}+1\%$ , la cohésion est de 62,1 kPa et 50,3 kPa et l'angle de frottement de 38° et 39° pour C1\_K et C2\_S respectivement. On constate une forte diminution de la cohésion pour les deux matériaux latéritiques tandis que l'angle de frottement augmente légèrement.



Tableau 3-13 : Paramètres de cisaillement ( $C$  et  $\varphi$ ) des matériaux C2\_S et C1\_K

Couches	C2_S		C1_K	
	$\omega_{opt}$	$\omega_{opt+1\%}$	$\omega_{opt}$	$\omega_{opt+1\%}$
<b>Cohésion C (kPa)</b>	109,6	50,3	105,5	62,1
<b>Angle de frottement (°)</b>	33	39	34	38

Comme le montrent Tableau 3-11 et Tableau 3-12, les degrés de saturation des matériaux varient entre 70 et 89%, les matériaux sont non saturés par conséquent, des mécanismes de succion vont apparaître. Dans un sol non saturé la cohésion dite apparente augmente avec la succion et l'angle de frottement diminue ou augmente. Les résultats de ce test sont cohérents avec ceux des études précédentes. (Al-Shayea, 2001) a montré que la cohésion d'un sable argileux augmente avec la teneur en eau jusqu'à une certaine limite, au-delà de laquelle elle diminue. La cohésion peut être attribuée à une combinaison de plusieurs facteurs notamment : la cimentation et l'adhésion dues au compactage, les attractions électrostatiques et électromagnétiques, et la succion capillaire. Selon cet auteur, lorsque la teneur en eau augmente, la distance de séparation entre les particules d'argile augmente et les attractions électrostatiques et électromagnétiques (forces de van der Waals) diminuent. De même, les forces de cimentation et d'adhésion augmentent avec l'augmentation de la teneur en eau, mais seulement jusqu'à une certaine valeur, au-delà de laquelle ces forces diminuent en raison d'une teneur en eau excessive. En outre, la succion capillaire disparaît complètement lorsque la teneur en eau augmente jusqu'à la saturation. Ces phénomènes décrits ont pu entraîner la diminution de la cohésion apparente. (Al-Shayea, 2001) a constaté que pour une faible teneur en argile (10%), l'angle de frottement interne diminue avec l'augmentation de la teneur en eau jusqu'à une certaine valeur, au-delà de laquelle il commence à augmenter. Cette augmentation peut être attribuée au fait que l'excès d'eau entraîne le nettoyage de certaines particules de sable de l'argile adhérente et que l'effet de lubrification diminue, ce qui augmente l'angle de frottement. Ce même phénomène a pu affecter l'angle de frottement des matériaux de cette présente étude. Ces matériaux latéritiques sont très sensibles à l'augmentation de la teneur en eau. Une faible variation de la teneur en eau (1%) a eu une influence significative sur la performance mécanique de ces matériaux.

A la teneur en eau optimale, la cohésion de C1\_K est de 105,5 kPa et l'angle de frottement de 34 °, tandis que pour C2\_S, la cohésion est de 109,6 kPa et l'angle de frottement de 33 °. Les paramètres de cisaillement de ces matériaux sont très proches. Ces valeurs sont conformes à celles rapportées par (Robitaille & Tremblay, 1997) pour des sols grenus à granulométrie étalée.

### 3.3.1.3 Module sécants ( $E_{30}$ et $E_{50}$ )

La Figure 3-11 présente la variation du module sécant à 30% et à 50% de la contrainte déviatorique maximale en fonction de la contrainte de confinement appliquée. Le module sécant augmente en fonction de l'augmentation de la contrainte de confinement quel que soit l'état du sol. Pour le sol C1\_K confectionné à l'OPM, le module sécant  $E_{30}$  passe de 24 MPa à 105 MPa pour des confinements respectifs de 50 kPa et de 400 kPa alors qu'il varie de 32 MPa à 151 MPa pour le sol C2\_S aux mêmes niveaux respectifs de contraintes de confinement et à l'OPM.

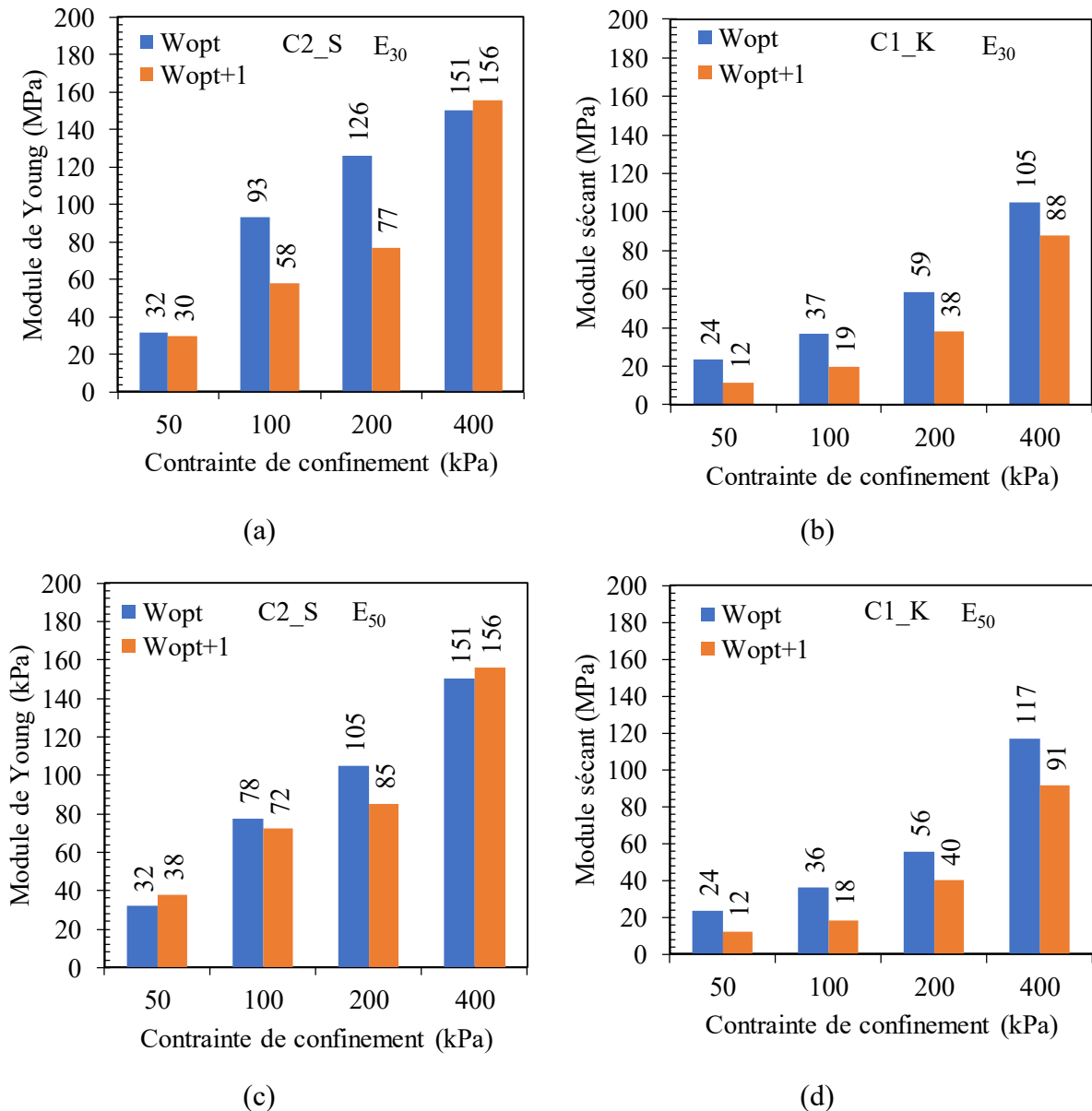


Figure 3-11 : Modules sécants  $E_{30}$  et  $E_{50}$  des matériaux à Wopt et à Wopt+1 pour les sites de Saaba et de Kamboinsé

A  $\omega_{opt}+1$ , on note une diminution des modules sécants  $E_{30}$  et  $E_{50}$ . Pour un confinement de 200 kPa, le module  $E_{30}$  de C1\_K passe de 59 MPa à 38 MPa, alors que celui de C2\_S passe de 126 MPa à 77 MPa. L'augmentation de la teneur en eau du sol diminue considérablement le module sécant, ce qui montre à nouveau la sensibilité à l'eau de ces matériaux. Ceci est corroboré par les résultats des valeurs au bleu de méthylène qui ont révélé l'aspect sensible à l'eau des matériaux latéritiques étudiés. De plus, les valeurs de module du sol latéritique de C2\_S de Saaba sont plus élevés que ceux de C1\_K. Les matériaux C2\_S sont moins plastiques que ceux de C1\_K et du point de vue de la granulométrie, ils sont plus granulaires, donc ils présentent de meilleures caractéristiques physiques. Ces facteurs ont dû influencer les paramètres mécaniques de ce sol.

Le Tableau 3-14 présente une comparaison entre les modules  $E_{30}$  et  $E_{50}$  de chaque matériau. L'écart entre les deux modules sécants est inférieur à 10% dans 90% des cas pour C1\_K et 50% des cas pour C2\_S. L'écart entre les deux modules est plus important sur le site de Saaba, ce qui peut être dû à un défaut d'homogénéité des éprouvettes durant la phase de confection. La considération du module  $E_{30}$  semble donner des valeurs de module plus élevées.

*Tableau 3-14 : Modules sécants  $E_{30}$  et  $E_{50}$  des matériaux C2\_S et C1\_K*

	C2_S			C1_K		
	$\omega_{opt}$					
$\sigma_3$ (kPa)	E30	E50	Ecart	E30	E50	Ecart
50	32	32	0%	24	24	0%
100	93	78	-19%	37	36	-3%
200	126	105	-20%	59	56	-5%
400	151	151	0%	105	117	10%
	$\omega_{opt}+1\%$					
50	30	38	21%	12	12	0%
100	58	72	19%	19	18	-6%
200	77	85	9%	38	40	5%
400	156	156	0%	88	61	-44%

La Figure 3-12 présente la corrélation entre les modules sécants et les contraintes de confinement appliquées.

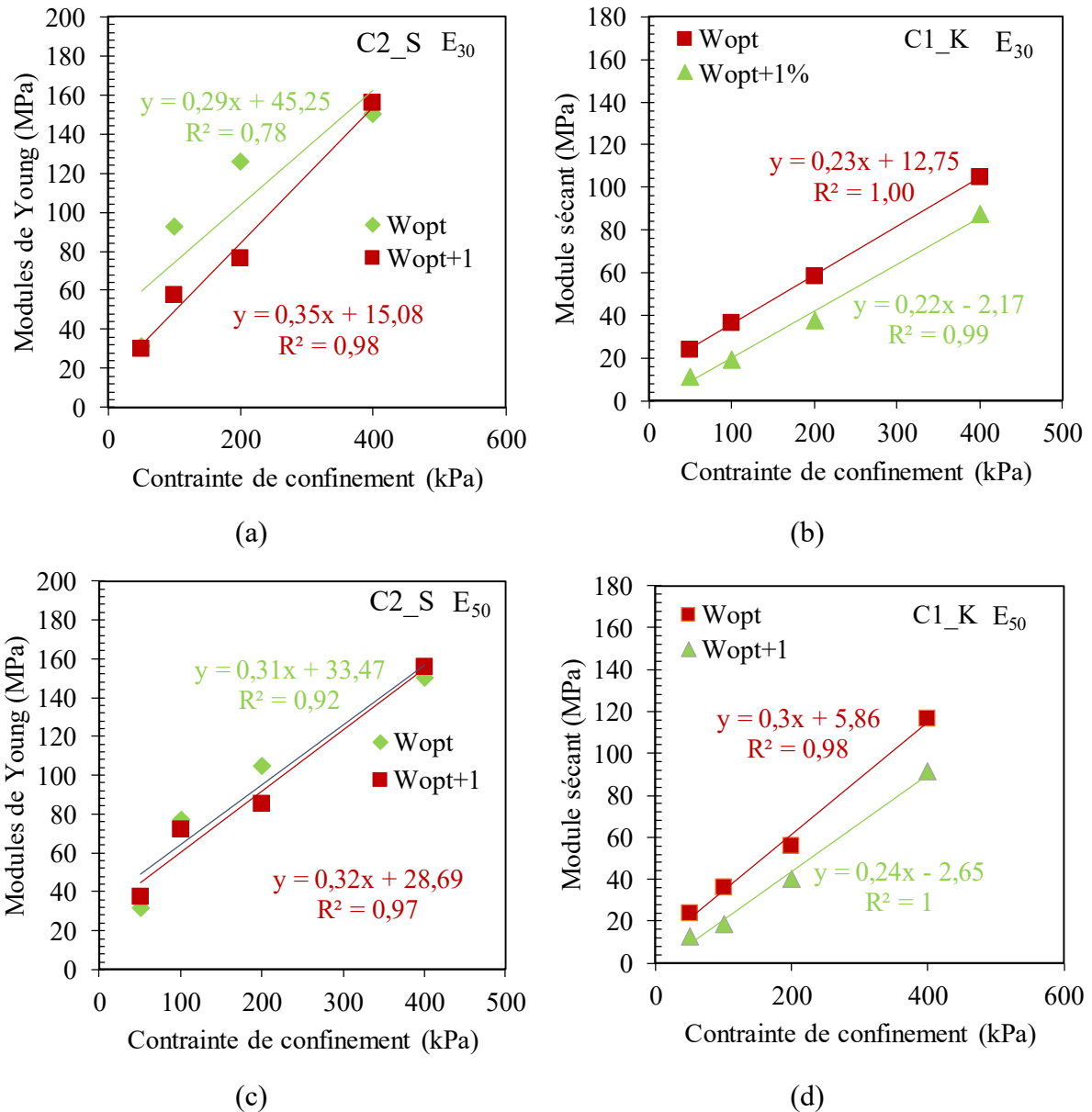


Figure 3-12 : Corrélation entre module sécant  $E_{30}$  et  $E_{50}$  et contrainte de confinement des deux matériaux étudiés à  $\omega_{opt}$  et  $\omega_{opt}+1\%$

Nous constatons une relation linéaire entre ces deux paramètres avec des coefficients de corrélation supérieures à 0,98 exceptés C2\_S à  $\omega_{opt}$ . Elle permet de déterminer le module sécant des matériaux pour une contrainte de confinement nulle, ce qui correspondrait à un essai de compression simple pour des éprouvettes de 7cm\*14cm, écrêtées à 14 mm.

En utilisant les équations issues de ces courbes, nous pouvons obtenir un module sécant à 30% de 6 MPa pour C1\_K et de 45 MPa pour C2\_S. Les résultats issus de l'essai de compression simple présentaient les valeurs suivantes : 45 ( $\pm 2$ ) MPa et de 88 ( $\pm 23$ ) MPa pour C1\_K et C2\_S respectivement obtenues sur des éprouvettes cylindriques 16cm\*32cm, non écrêtées.

Il faut rappeler que ces dernières sont largement plus élevées que celles obtenues à partir de l'équation de corrélation. Cela peut être due à la taille des éprouvettes utilisées (16\*32 cm<sup>2</sup> pour l'essai de compression simple et 7\*14 cm<sup>2</sup> pour l'essai triaxial), en plus du fait que les matériaux utilisés pour l'essai triaxial ont été écrêtés à 14 mm. De plus, l'élimination des gros grains de l'échantillon a pu rendre le squelette granulaire plus faible, conduisant ainsi à un module plus faible.

### 3.3.2 Essai triaxial pseudo-cyclique

Des cycles de chargement déchargement ont été appliqués sur les échantillons de sol de C1\_K et de C2\_S à des contraintes de confinement de 50 kPa et 100 kPa. Les essais cycliques permettent d'étudier le comportement des matériaux sous un chargement répété. Le Tableau 3-15 présente les niveaux de chargement choisis et les nombres de cycles imposés pour chaque palier.

Tableau 3-15 : Nombre de cycle de chargement par palier des matériaux C2\_S et C1\_K

Carrière	Contrainte de confinement (kPa)	Contrainte déviatorique (kPa)						Total
		100	200	300	400	500	600	
<b>Nombre de cycle par palier</b>								
C2_S	50	10	10	10	10	-	-	40
	100	10	10	10	10	10	10	60
C1_K	50	3		10	10	-	-	23
	100	-	10	10	10	10	10	50

#### 3.3.2.1 Courbes contrainte-déformation

Les variations des courbes contrainte-déformation au 1<sup>er</sup> cycle et au dernier cycle de chaque palier de chargement sont présentées sur la Figure 3-13. Il y a un redressement des courbes en fonction du niveau de la contrainte déviatorique et du nombre de chargements appliqués.

Plus le nombre de cycle de chargement augmente, plus la déformation marquant le début du cisaillement de l'échantillon est retardée. Ce qui montre une densification croissante en fonction du nombre de cycle de chargement.

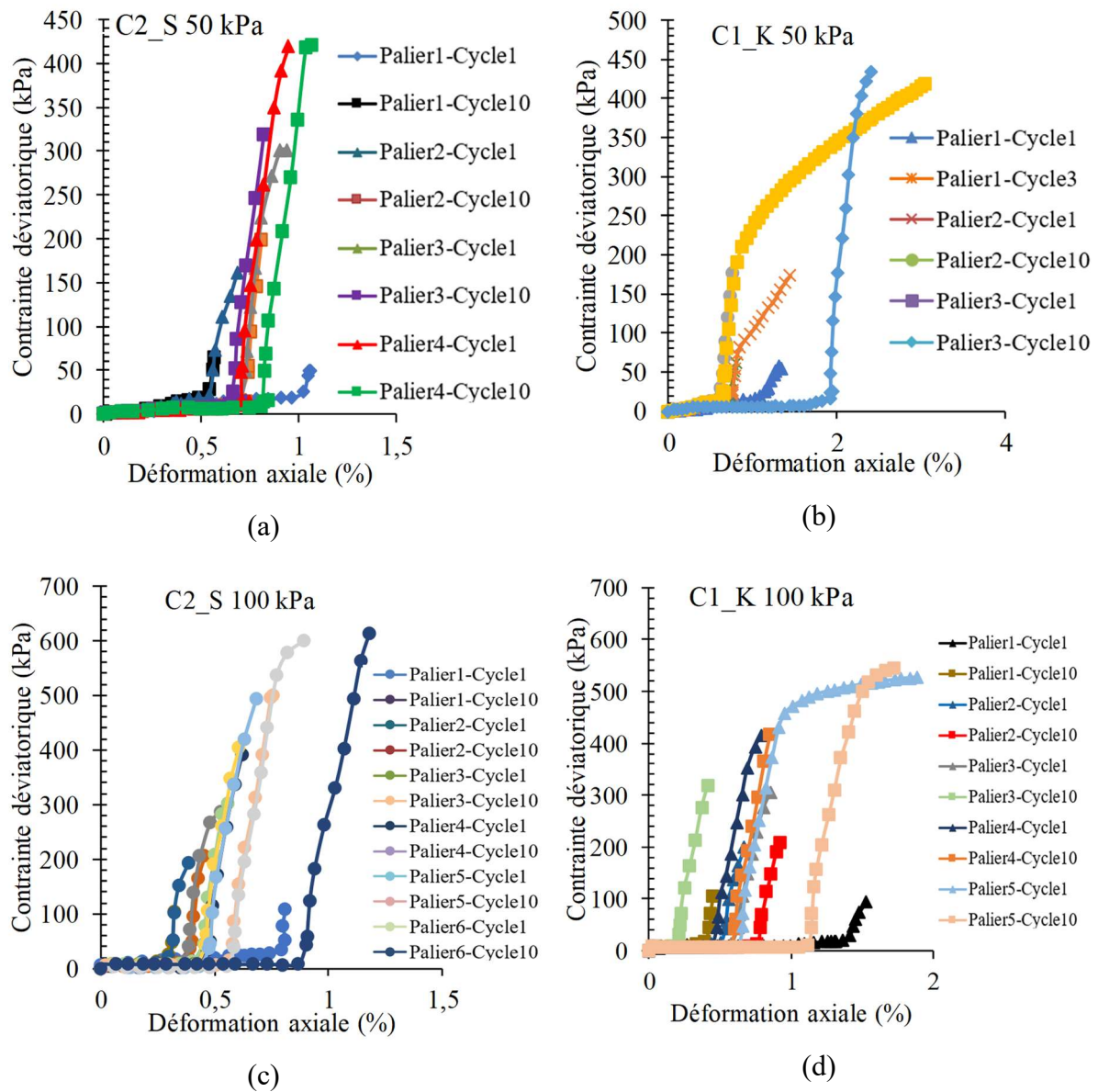


Figure 3-13 : Courbes contraintes déformation des matériaux C1\_K et C2\_S à différents paliers de chargement

Le Tableau 3-16 présente la variation des paramètres physiques de C2\_S et de C1\_K avant essai et à la fin de l'essai. On note globalement une diminution de la teneur en eau qui serait probablement due aux conditions de stockage des échantillons. L'indice des vides passe de 0,372 à 0,333 pour C2\_S et de 0,464 à 0,309 à une contrainte de confinement de 100 kPa montrant une diminution du volume total des éprouvettes testées. La densification est confirmée par les valeurs de la densité sèche optimale qui passent de 2,03 à 2,08 t/m<sup>3</sup> pour C2\_S et de 2,05 à 2,07 t/m<sup>3</sup> pour C1\_K avant et à la fin de l'essai pour une contrainte de confinement de 100 kPa.

Tableau 3-16 : Caractéristiques physiques initiales et finales de C2\_S et de C1\_K

$\sigma_3$ (kPa)	wi (%)	$\gamma_{di}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Sri	ei	ni	wf (%)	$\gamma_{df}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Srf	ef	nf
C2_S										
50	10,9	20,3	82,43	0,368	0,269	8,56	20,8	70,25	0,339	0,253
100	10,9	20,3	81,53	0,372	0,271	7,81	20,8	65,11	0,333	0,250
C1_K										
50	13,5	20,4	86,26	0,470	0,320	13,89	20,3	87,80	0,475	0,322
100	13,5	20,5	87,26	0,464	0,317	12,17	20,7	81,68	0,447	0,309

La Figure 3-14 présente les courbes contrainte-déformation des matériaux C2\_S et C1\_K après un chargement monotone et à la fin d'un chargement cyclique. Nous constatons que les pentes des matériaux deviennent plus raides après avoir subi un certain nombre de cycles de chargement, ce qui montre que le matériau devient plus dense lors des premiers cycles de chargement. De plus, la contrainte de rupture des matériaux ayant subi un certain nombre de cycles de chargement est légèrement plus élevée en comparaison avec à ceux soumis à un chargement monotone. C'est la pente qui caractérise la déformabilité du matériau qui s'accroît fortement. La contrainte déviatorique de C1\_K est de 521 kPa et de 536 kPa (prise à 4% de la déformation) pour les échantillons ayant subi un chargement monotone à des contraintes de confinement de 50 kPa et 100 kPa respectivement. Tandis qu'elle est de 544 kPa (2,5% déformation) et 581 kPa à la fin des cycles de chargement appliqués à ce même matériau et aux mêmes contraintes de confinement.

Pour C2\_S, la contrainte déviatorique est de 421 kPa et de 654 kPa pour des contraintes de confinement respectives de 50 kPa et 100 kPa contre 490 kPa et 691 kPa aux mêmes niveaux respectifs de confinement à la fin des chargements cycliques. Les premiers cycles de chargement appliqués à un sol latéritique augmentent sa rigidité et sa portance. D'autres travaux ont abouti aux mêmes résultats. (Akoto, 1986; Attoh-Okine, 1995) ont étudié l'effet de la répétition de charges de compression sur la résistance à la compression simple d'échantillons de sols traités et non traités au ciment ou à la chaux. Ils montrent que que les résistances à la compression simple des échantillons soumis à des charges répétées sont toujours plus élevées que celles de ceux qui ne sont pas soumis à des charges répétées. Ils attribuent l'augmentation de la résistance à la densification qui a eu lieu pendant les charges répétées.

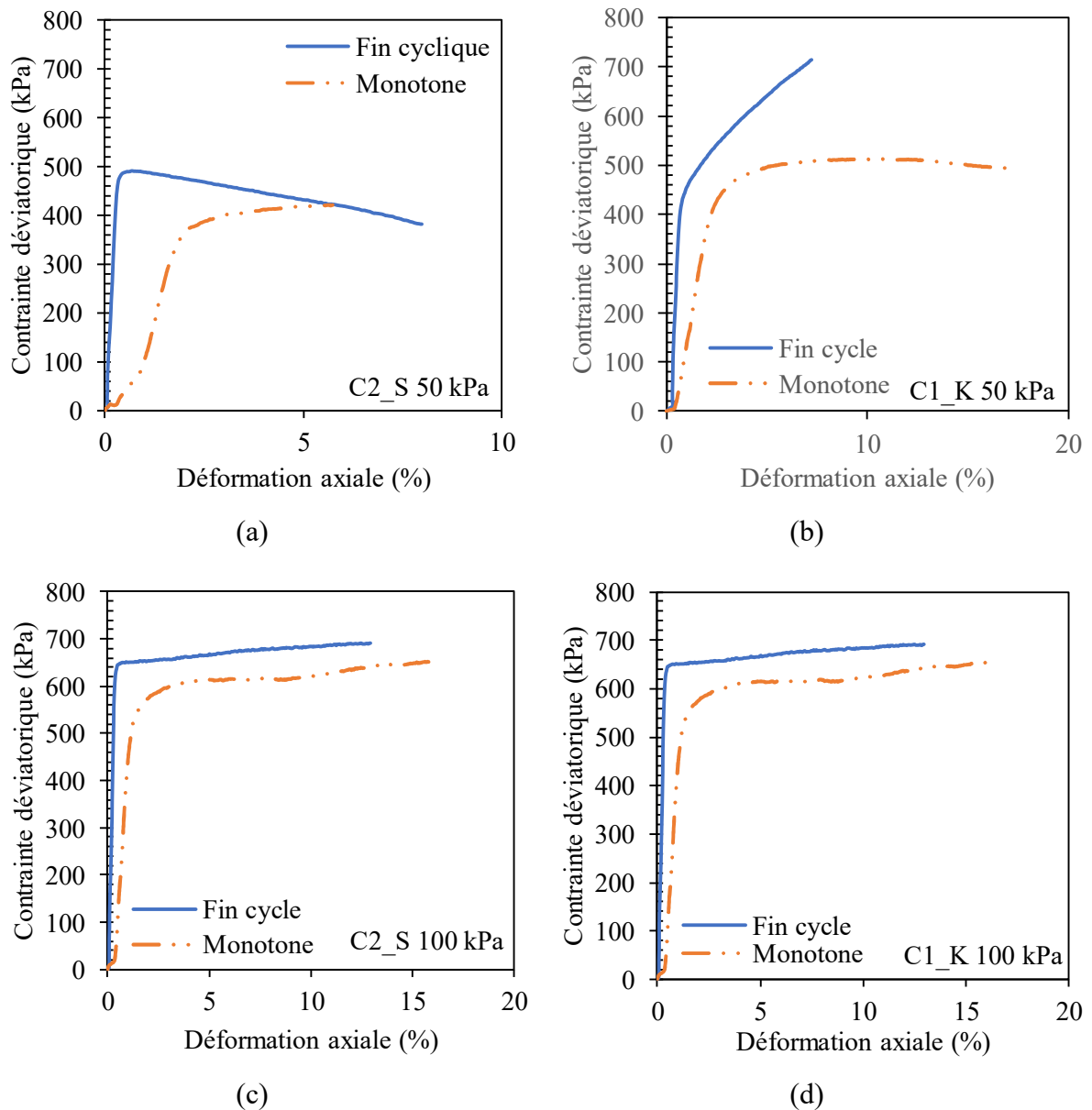


Figure 3-14 : Comparaison courbes contrainte-déformation chargement cyclique fin-chargement monotone

### 3.3.2.2 Module sécants ( $E_{30}$ et $E_{50}$ )

La Figure 3-15 présente la variation du module sécant des matériaux C2\_S et C1\_K après un essai triaxial monotone et à la fin d'un essai triaxial cyclique. La répétition des charges appliquées aux matériaux étudiés entraîne une augmentation du module sécant. A titre d'exemple, le module sécant  $E_{30}$  passe de 36 MPa à 184 MPa après application de 50 cycles de chargement pour C1\_K à une contrainte de confinement de 100kPa. De même,  $E_{30}$  de C2\_S passe de 78 à 238 MPa après application de 60 cycles de chargement pour le même niveau de confinement. Le module sécant  $E_{50}$  issu de l'essai cyclique est 5 fois (24 MPa pour l'essai



monotone et 116 MPa pour l'essai cyclique) et 7 fois (32 MPa pour l'essai monotone et 223 MPa pour l'essai cyclique) plus élevé que celui de l'essai monotone pour une contrainte de confinement de 50 kPa pour C1\_K et C2\_S respectivement. Cette augmentation est due à une rigidification du matériau du fait de la répétition des charges. Plus le nombre de charges appliqué est élevé, plus l'indice des vides diminue, entraînant un resserrement des grains et une augmentation de la densité. Cependant, il faut noter que les charges appliquées doivent être inférieures aux valeurs seuils.

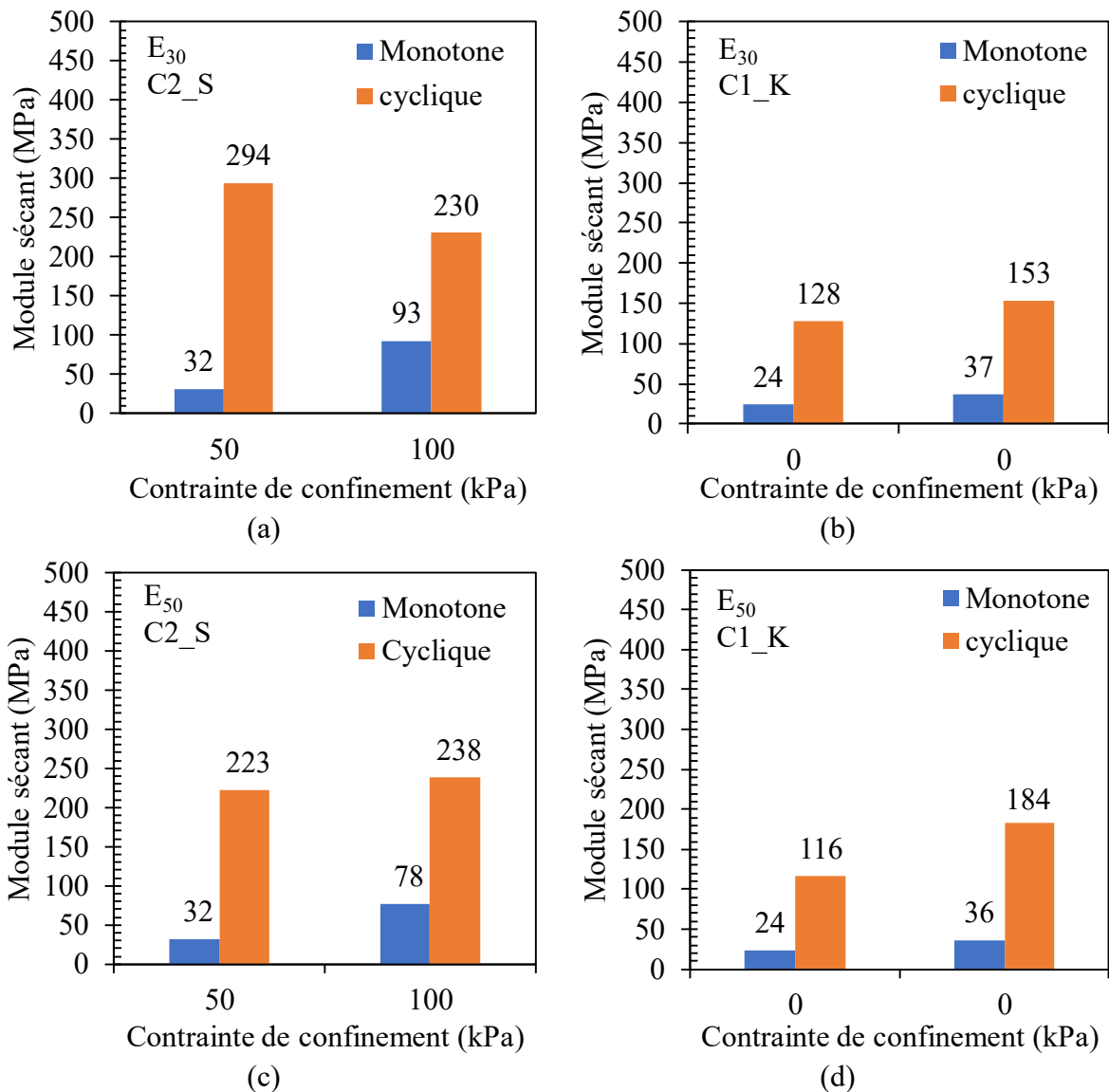


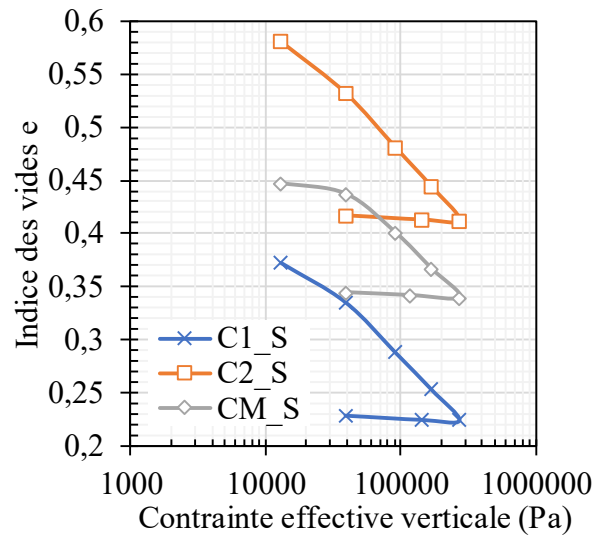
Figure 3-15 : Comparaison entre module sécant cyclique et module sécant monotone des matériaux bruts C2\_S et C1\_K

Ces résultats sont en accord avec les travaux de (Fall, 1993). Ayant mené des essais triaxiaux cycliques consolidés non drainés sur des matériaux latéritiques du Sénégal compactés à l'optimum Proctor. Les échantillons ont été saturés pendant 24 heures, ils ont été confinés à 50 kPa et 100 kPa. Il a noté que les matériaux gagnent en rigidité de façon importante au cours des cycles avec une stabilisation après les 100 premiers cycles.

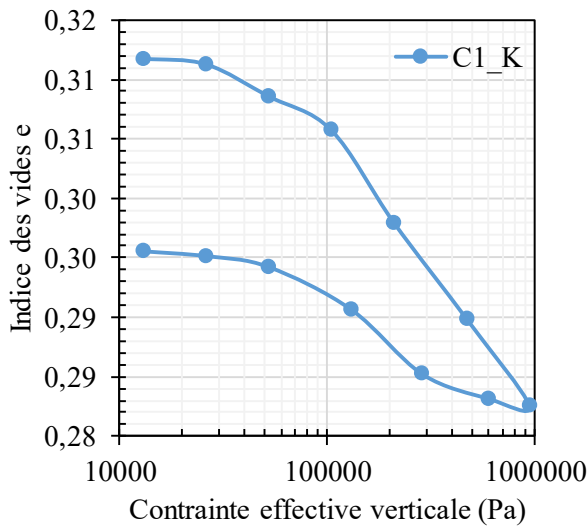
### **3.3.3 Caractéristiques de compressibilité sur sols remaniés reconstitués**

Les matériaux écrêtés à 5 mm ont été compactés à l'énergie Proctor Modifié dans des moules Proctor Normal. L'éprouvette obtenue a été ensuite découpée en trois morceaux égaux. Après cette étape, les éprouvettes ont été taillées afin d'obtenir le diamètre de l'anneau œdométrique utilisé qui est de 70 mm et 20 mm de hauteur. La Figure 3-16 présente les courbes de compressibilité des matériaux écrêtés à 5 mm à teneur en fines élevées issus des deux emprunts latéritiques. Elles sont caractéristiques des courbes œdométriques communément rencontrées. Or l'essai C1\_K, qui est particulier les autres essais présentent les mêmes allures. On peut globalement remarquer qu'en chargement, la courbe suit rapidement la courbe de pente  $C_c$ , et qu'en déchargement, la courbe de pente  $C_s$  est quasi horizontale. La définition d'une contrainte de préconsolidation au sens de la géotechnique est délicate pour des échantillons reconstitués. L'effet du compactage est irrégulier, il peut s'apercevoir pour des faibles paliers de charge (sauf C1-K) où, il fait apparaître une rupture de pente qui caractérise la contrainte de préconsolidation dans un sol in situ. Ainsi sous le système de charge appliquée, le sol se consolide, toutefois les valeurs de  $C_c$  sont caractéristiques d'une argile raide, ce qui est compatible avec les faibles valeurs d'indice des vides.

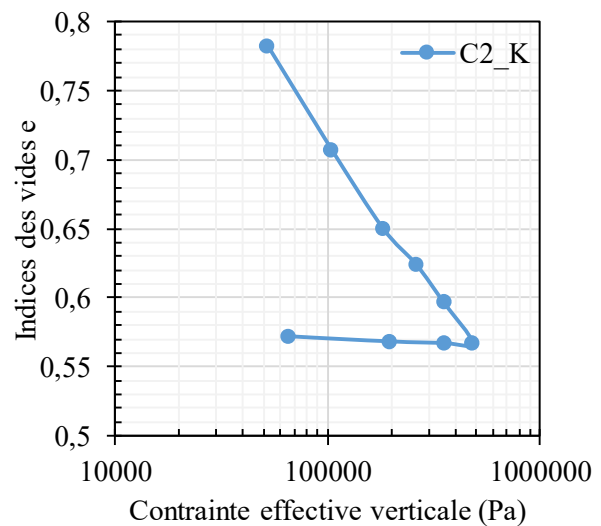
La dernière partie de la courbe est obtenue lors de la phase de déchargement, elle est en général de faible pente et traduit le gonflement du sol. C2\_S et C2\_K présentent les indices de vide les plus élevés. Pour C2\_K cela est dû à la faible densité du matériau. Quant à C2\_S la compacité par rapport à la densité optimale est faible, ce qui indique un mauvais compactage de ce sol.



(a)



(b)



(c)

Figure 3-16 : Courbes de compressibilité des matériaux latéritiques de Saaba et de

Kamboinsé,

a) Saaba; b) C1\_K, c) C2\_K.

### 3.3.3.1 Indice de compression, indice de gonflement et pression de préconsolidation, module œdométrique

Le Tableau 3-17 présente les caractéristiques de compressibilité des matériaux étudiés. L'indice de compression des matériaux étudiés varie entre 0,131 et 0,25 excepté pour C1\_K qui présente un indice beaucoup plus faible (0,024).

Les indices de compression ( $C_c$ ) sont donc compris entre 0,1 et 0,25, valeurs caractéristiques des argiles raides en lien avec des indices des vides inférieurs à 1. On ne note aucun gonflement durant la phase de saturation et un  $C_s$  très faible, indiquant l'absence de matériaux gonflants. L'équation (Eq. 3.1) montre la relation entre la limite de liquidité et le coefficient de compressibilité, elle est donnée par

$$C_c = 0,007(\omega L - 10) \quad (Eq. 3.1)$$

Les résultats obtenus sont reportés dans le Tableau 3-17. Les valeurs obtenues à partir de cette relation sont assez proches de celles mesurées à partir de l'essai œdométrique à l'exception de C1\_K. Cela montre une bonne cohérence des résultats de l'essai.

La faible valeur de l'indice de compression de C1\_K (0,024) peut être dû à la forte compacité initiale du sol qui est de 100% (son poids volumique sec initial est de 2,11 t/m<sup>3</sup>, donc égale à la densité sèche optimale). La variation de son indice des vides, initial et final ( $\Delta e = 0,018$ ) corrobore sa faible compressibilité comparée aux autres matériaux. En ce qui concerne l'indice de recompression ( $C_s$ ), il est le plus souvent déterminé à partir de la pente de gonflement, le sol étant considéré plus stable dans cette zone. L'indice de recompression ( $C_s$ ) est de 0,0053, 0,0053, 0,0056, 0,0051 et 0,0078 pour C1\_S, C2\_S, CM\_S, C1\_K et C2\_K. Ces faibles valeurs d'indice de compression ( $C_c$ ) et d'indice de recompression ( $C_s$ ) montrent que les matériaux sont non gonflants. (Issiakou, 2016) reporte des valeurs assez similaires pour des matériaux latéritiques du Niger.

*Tableau 3-17 : Caractéristiques de compressibilité des matériaux latéritiques de Kamboinsé et Saaba*

<b>Caractéristiques de compressibilité</b>									
<b>Couche</b>	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_0$	$\Delta e$	$e$ Calculé	$C_c$	$\omega L$ (%)	$C_c$ Calculé	$\sigma_p$ (kPa)
<b>C1_S</b>	19,7	27,3	0,412	0,183	0,386	0,13	30	0,14	45
<b>C2_S</b>	16,3	27,8	0,638	0,222	0,706	0,14	37,1	0,189	40
<b>CM_S</b>	18,3	28,8	0,505	0,161	0,574	0,12	33	0,151	45
<b>C1_K</b>	21,1	3	0,313	0,018	0,422	0,024	47,5	0,26	75
<b>C2_K</b>	14,7	27,3	0,811	0,239	0,857	0,25	47,7	0,26	50

Les contraintes de préconsolidation varient entre 40 kPa et 75 kPa. Les matériaux latéritiques de Kamboinsé présentent les valeurs les plus élevées (75 kPa pour C1\_K et 50 kPa pour C2\_K). Les latérites de Saaba ont des contraintes de préconsolidation assez similaires (45 kPa pour C1\_S, 40 kPa pour C2\_S et 45 kPa pour CM\_S). Les valeurs obtenues sont plus élevées que

celles issus des travaux de (Issiakou, 2016) tandis qu'elles sont plus faibles que celles trouvées par (Mengue, 2015). Cette différence peut être expliquée par plusieurs facteurs. Selon (Vargas, 1953) cité par (M. D. Gidigas, 2012), plusieurs facteurs peuvent affecter la compressibilité des matériaux latéritiques, la profondeur des sols en place, la roche mère et surtout la méthodologie d'essai.

Les résultats issus du module œdométrique et du module élastique sont présentés dans le Tableau 3-18. Les modules sont déterminés à partir des intervalles de chargements suivants : 0,5-1 kg, 1-2 kg, 2-4 kg, 4-8 kg pour C1\_S, C2\_S et CM\_S. Pour C2\_K l'intervalle 8-18 kg a été ajoutée et enfin pour C1\_K, en plus de cet intervalle, l'intervalle 18-36 kg a été ajouté. Le module œdométrique et le module élastique (eq 2.12) augmentent en fonction du niveau de chargement pour tous les matériaux. Ils présentent les mêmes ordres de grandeur (0,88 à 17,6 MPa) pour les 4 premiers paliers de chargement. Au-delà, le module œdométrique atteint une valeur de 84 MPa. Les modules des matériaux étudiés sont faibles, de l'ordre du module d'une argile raide. Ce qui peut être dû à la tranche granulaire sur laquelle l'essai a été mené.

### **3.3.3.2 Coefficient de consolidation et coefficient de perméabilité**

Les résultats issus de l'exploitation des courbes de consolidation sont présentés dans le Tableau 3-18. Le coefficient de consolidation et le coefficient de perméabilité sont déterminés à partir des intervalles de chargements suivants : 0,5-1 kg, 1-2 kg, 2-4 kg, 4-8 kg pour C1\_S, C2\_S et CM\_S. Pour C2\_K l'intervalle 8-18 kg a été ajoutée et enfin pour C1\_K, en plus de cet intervalle, l'intervalle 18-36 kg a été ajouté.

Les valeurs du coefficient de consolidation sont faibles de l'ordre de  $1 \text{ à } 3 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ , qui est une valeur caractéristique des argiles.

La perméabilité des matériaux est très faible. Elle varie entre  $6,14 \cdot 10^{-8}$  à  $5,38 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ . Ces faibles valeurs de perméabilité sont inférieures à  $10^{-8}$  qui est la limite inférieure des sols argileux. De plus, elle diminue en fonction de l'augmentation de la charge appliquée (Tableau 3-18). La faible perméabilité obtenue est une propriété très importante pour les matériaux utilisés en assise de chaussées. Cela permet de limiter la pénétration de l'eau dans les couches de chaussées qui peut affaiblir de façon drastique les propriétés mécaniques des matériaux latéritiques. Il apparaît également que les perméabilités obtenues s'approchent de celles des travaux de (De Graft-Johnson et al., 1969) sur les argiles latéritiques du Ghana dont la roche mère est une granite.

Tableau 3-18 : Caractéristiques de consolidation

Paramètres	Paliers de chargement, charge en kg					
	0,5 - 1	1 - 2	2 - 4	4 - 8	8 - 18	18 - 36
<b>C1 S</b>						
<b>Eoed (MPa)</b>	0,99	1,56	3,14	5,07	-	-
<b>E (MPa)</b>	0,62	0,97	1,96	3,16	-	-
<b>Cv (m<sup>2</sup>/s)</b>	1,53 10 <sup>-8</sup>	1,35 10 <sup>-8</sup>	3,06 10 <sup>-8</sup>	2,1 10 <sup>-8</sup>	-	-
<b>k<sub>0</sub> (m/s)</b>	1,54 10 <sup>-10</sup>	8,7 10 <sup>-11</sup>	9,73 10 <sup>-11</sup>	4,15 10 <sup>-11</sup>	-	-
<b>C2 S</b>						
<b>Eoed (MPa)</b>	0,88	1,67	3,45	5,31	-	-
<b>E (MPa)</b>	0,55	1,04	2,14	3,31	-	-
<b>Cv (m<sup>2</sup>/s)</b>	1,82 10 <sup>-8</sup>	3,68 10 <sup>-8</sup>	3,68 10 <sup>-8</sup>	1,82 10 <sup>-8</sup>	-	-
<b>k<sub>0</sub> (m/s)</b>	2,07 10 <sup>-10</sup>	2,2 10 <sup>-10</sup>	1,07 10 <sup>-10</sup>	3,43 10 <sup>-11</sup>	-	-
<b>CM S</b>						
<b>Eoed (MPa)</b>	3,92	2,15	3,41	5,81	-	-
<b>E (MPa)</b>	2,44	1,34	2,13	3,62	-	-
<b>Cv (m<sup>2</sup>/s)</b>	1,87 10 <sup>-8</sup>	8,36 10 <sup>-9</sup>	2,1 10 <sup>-8</sup>	1,82 10 <sup>-8</sup>	-	-
<b>k<sub>0</sub> (m/s)</b>	4,76 10 <sup>-11</sup>	3,89 10 <sup>-11</sup>	6,16 10 <sup>-11</sup>	3,14 10 <sup>-11</sup>	-	-
<b>C1 K</b>						
<b>Eoed (MPa)</b>	34,68	12,68	24,23	17,6	42	84
<b>E (MPa)</b>	21,6	7,9	15,1	10,1	16,16	52,54
<b>Cv (m<sup>2</sup>/s)</b>		1,04 10 <sup>-7</sup>	6,16 10 <sup>-8</sup>	1,16 10 <sup>-6</sup>	5,38 10 <sup>-6</sup>	1,93 10 <sup>-6</sup>
<b>k<sub>0</sub> (m/s)</b>		8,22 10 <sup>-11</sup>	2,54 10 <sup>-11</sup>	6,57 10 <sup>-10</sup>	1,28 10 <sup>-9</sup>	2,3 10 <sup>-10</sup>
<b>C2 K</b>						
<b>Eoed (MPa)</b>	1,25	2,46	5,45	6	7,94	-
<b>E (MPa)</b>	0,78	1,54	3,39	3,74	4,95	-
<b>Cv (m<sup>2</sup>/s)</b>	1,17 10 <sup>-6</sup>	3,08 10 <sup>-8</sup>	4,5 10 <sup>-8</sup>	3,34 10 <sup>-8</sup>	3,56 10 <sup>-8</sup>	-
<b>k<sub>0</sub> (m/s)</b>	9,41 10 <sup>-9</sup>	1,54 10 <sup>-10</sup>	8,27 10 <sup>-11</sup>	5,57 10 <sup>-11</sup>	4,48 10 <sup>-11</sup>	-

### 3.4 Analyse minéralogique des matériaux latéritiques

Les échantillons solides cristallins peuvent être étudiés qualitativement après différentes étapes de préparation, sous deux formes :

- poudre désorientée : l'échantillon réduit en poudre est déposé sur un porte-échantillon et la surface de la poudre est arasée de manière à éviter toute orientation préférentielle qui induirait une modification de l'intensité des pics de diffraction.
- lame orientée : spécifiquement pour l'étude des phyllosilicates. La fraction argileuse est recueillie par extraction en centrifugation, suite à des traitements physiques (broyage, délitage) et chimiques adaptés (décarbonatation, élimination de la matière

organique). Ce type de préparation sur lame de verre permet d'orienter les phyllosilicates et de renforcer leurs réflexions principales sur la famille des plans cristallographiques (001) pour une meilleure identification. L'analyse est d'abord effectuée sans traitement, puis après saturation à l'éthylène glycol et chauffage.

Les Figure 3-17 et Figure 3-18 présentent les diffractogrammes de la latérite de Kamboinsé et de Saaba respectivement, plus particulièrement de C1\_K et de C2\_S.

Ces diffractogrammes montrent la présence de minéraux les plus couramment rencontrés dans les sols latéritiques (Issiakou, 2016; Mengue, 2015; Millogo, Hajjaji, et al., 2008). tels que : l'hématite (2,7 Å), la Goethite (2,45 Å), la Kaolinite (7,15 Å) et le Quartz (3,35 Å) mais également des traces de Felspaths potassiques (3,24 Å) et de l'Illite (10 Å).

Les diffractogrammes issus des lames orientées (Figure 3-19 et Figure 3-20) confirment la prédominance de la Kaolinite et la présence de l'Illite. En effet, le pic de la Kaolinite apparaît à 7,15 Å pour les échantillons séchés à l'air et traités à l'éthylène glycol (EG) alors qu'il disparaît lorsqu'il est chauffé à 550 ° pendant 4 heures. Le pic de l'Illite (10 Å) se remarque également pour tous les types de traitements (Nshimiyimana et al., 2020).

Ces résultats révèlent l'absence de minéraux gonflants tels que les smectites. Ces types de minéraux augmentent la plasticité et agissent négativement sur les propriétés mécaniques des matériaux latéritiques.

Une estimation semi-quantitative des minéraux a été faite en se basant sur l'intensité des différents pics identifiés sur le spectre DRX en leur appliquant des facteurs de correction (Cook et al., 1975; Fagel et al., 2003) cités par (Nshimiyimana et al., 2020). L'analyse en chimie en oxydes aurait permis d'affiner ces concentrations.

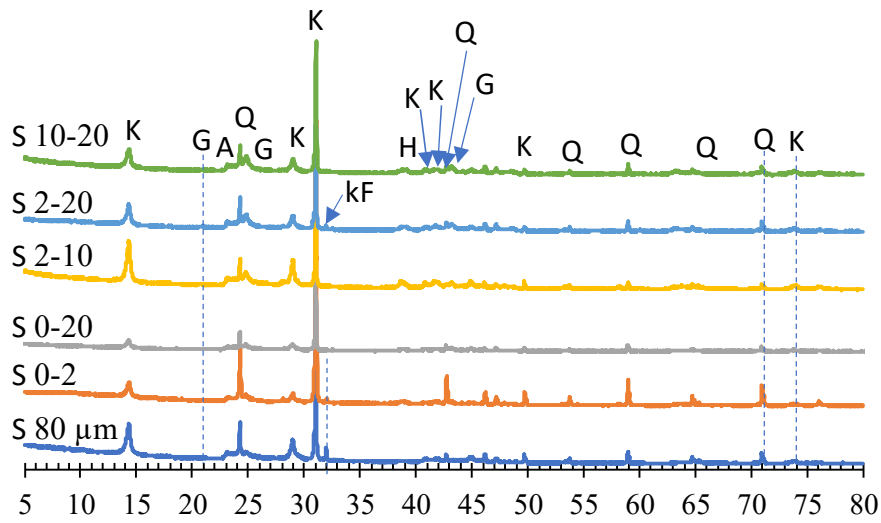


Figure 3-17 : Spectre DRX de la latérite de Saaba

At = Argile totale (kaolinite+Illite), K =Kaolinite, Q = Quartz, G = goethite, H = Hématite,  
kF = k-Feldspar

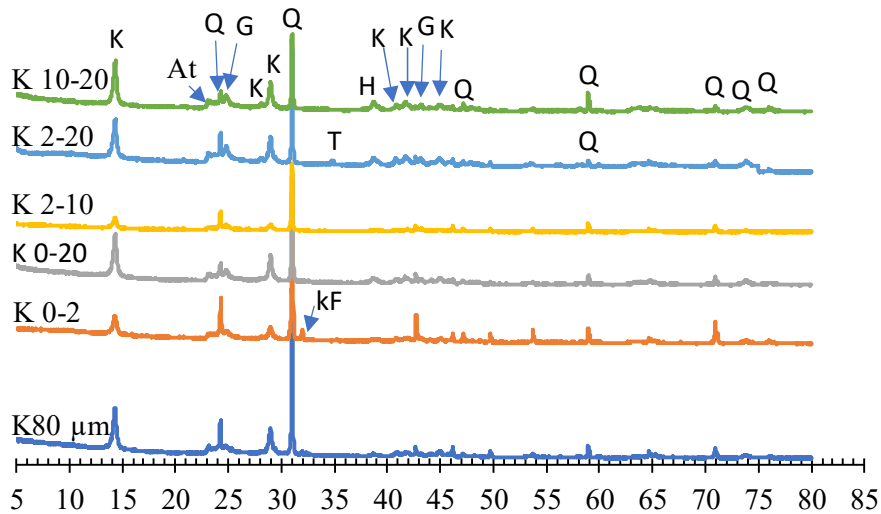


Figure 3-18 : Spectre DRX de la latérite de Kamboinsé



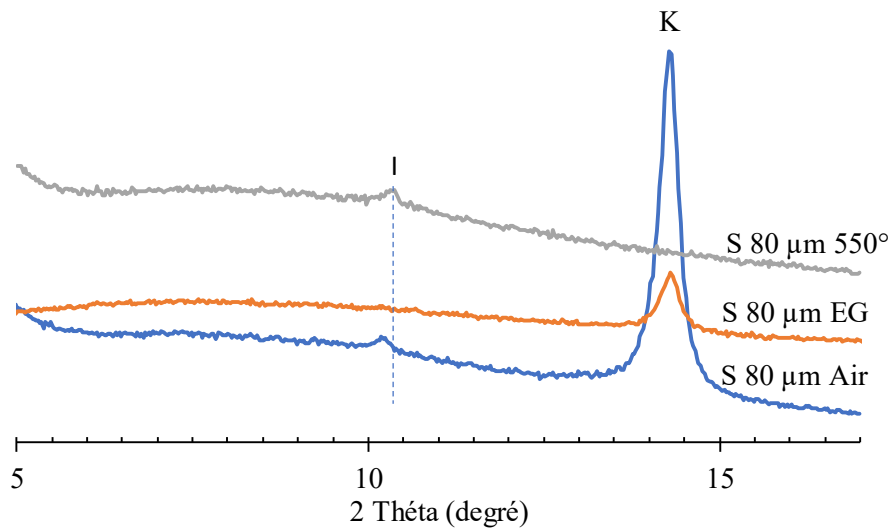


Figure 3-19 : Spectre DRX de Saaba (fraction infra  $80 \mu\text{m}$ ) sur lame orientée  
*K : kaolinite, I : Illite*

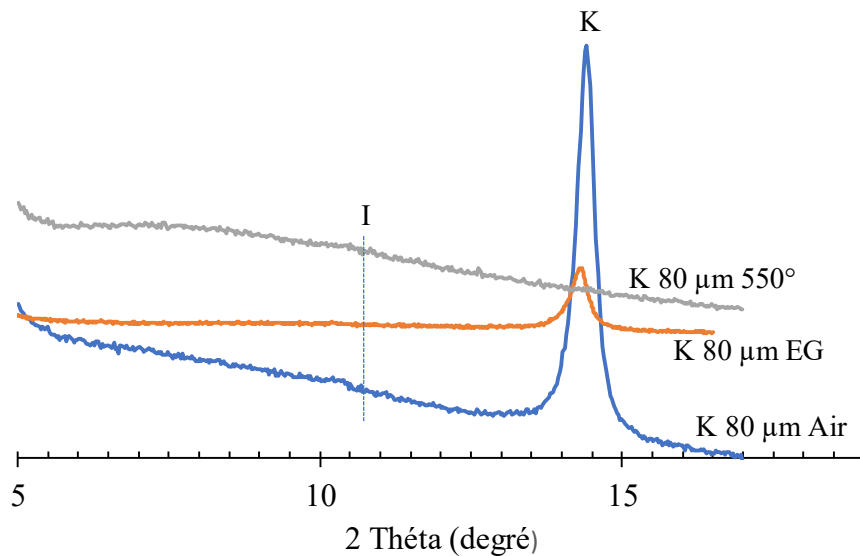


Figure 3-20 : Spectre DRX de Saaba (fraction infra  $80 \mu\text{m}$ ) sur lame orientée  
*K : kaolinite, I : Illite*

Le Tableau 3-19 présente une estimation de la concentration des minéraux dans les différents échantillons étudiés. La proportion relative en minéraux est variable selon la fraction granulaire. Les oxydes de fers que sont la goéthite et l'hématite sont plus dominants dans les fractions grossières (les pisolites). La quantité d'hématite est entre 6-7% pour les fractions 10-20, 0-20,

---

2-20 et 2-10 contre 5-4% pour les fractions 0-20 et <80 µm. La quantité de goethite est entre 15-17% pour les fractions 10-20, 0-20, 2-20 et 2-10 contre 8-9% pour les fractions 0-20 et < 80 µm. Ce qui corrobore les résultats trouvés dans la littérature. La présence d'hématite et de goethite expliquent la couleur des deux carrières (jaune rougeâtre pour Saaba et rouge-brun pour Kamboinsé), cependant celle de Kamboinsé en contient un peu plus, d'où sa couleur rouge foncé. Le quartz est présent en grande quantité, c'est un minéral résistant au lessivage, il est aussi très présent dans les tranches granulométriques fines. Beaucoup de latérites contiennent quartz, résidu de la roche d'origine, parce qu'il est un minéral relativement stable. La tridymite est une autre forme cristalline de la silice de densité plus faible, mais qui se forme à haute température. Le sol latéritique de Saaba contient approximativement 37 à 64% de minéraux argileux, tandis que celui de Kamboinsé contient 42 à 58%. Saaba contient la fraction de minéraux argileux la plus élevée. Des résultats similaires ont été trouvés dans les études de (Nshimiyimana et al., 2020) sur des sols argileux de Kamboinsé et de Saaba localisés non loin de notre zone d'étude. Dans cette étude, en plus de l'estimation semi-quantitative des minéraux, des analyses chimiques ont été effectuées afin d'avoir des résultats plus précis. Ces analyses chimiques ont montré que le sol latéritique de Saaba contient plus d'argile que celui de Kamboinsé avec des pourcentages variant de 60 à 80% pour Saaba et de 40 à 75% pour Kamboinsé.

Tableau 3-19 : Composition minéralogique des deux carrières par tranche granulométrique

COUCHE	Minéraux	S10-20	S2-20	S2-10	S0-20	S0-2	S80 µm
Valeurs (%)							
C2_S	Quartz	18	15	13	21	36	24
	Goethite	15	17	7	15	9	8
	Hématite	6	7	7	6	5	4
	K-Feldspars	0	0	0	0	8	12
	Tridymite	7	8	9	7	6	7
	Argile totale	53	54	64	51	37	46
	Minéraux	K10-20	K2-20	K2-10	K0-20	K0-2	K80 µm
Valeurs (%)							
C1_K	Quartz	12	15	21	17	21	23
	Goethite	15	15	14	14	21	12
	Hématite	9	7	6	7	4	4
	K-Feldspars	0	0	0	4	11	7
	Tridymite	7	8	8	0	0	7
	Argile totale	57	55	51	58	42	47

Argile totale : pourcentage de Kaolinite+pourcentage d'Illite

### **3.5 Conclusion**

Les propriétés physiques, minéralogiques et mécaniques des sols issus des emprunts latéritiques de Saaba et de Kamboinsé ont été présentées dans ce chapitre. Du point de vue minéralogique, ces sols présentent le même cortège minéralogique. La différence notable constatée est que le sol latéritique de Saaba contient plus de minéraux argileux que le sol de Kamboinsé dans la fraction 2-10 mm. L'absence de minéraux argileux gonflants a été également noté. L'étude des propriétés physiques a montré que les sols latéritiques de Saaba sont de la même classe granulaire (grave argileuses peu plastiques), tandis que C1\_K est un sable argileux peu à moyennement plastique et C2\_K est une argile peu à moyennement plastique.

L'indice de plasticité a montré que les sols latéritiques de Kamboinsé sont plus plastiques. La valeur au bleu de méthylène confirme quant à elle que les latérites de Saaba sont plus argileuses que celle de Kamboinsé. Les indices CBR immergé et immédiat de C1\_K sont plus élevés que ceux de Saaba, C2\_K présente les plus faibles valeurs. C1\_K peut être utilisé en couche de fondation, du point de vue de la portance alors que ceux de Saaba ne conviennent qu'à une utilisation en couche de remblai. Quant à la résistance à la compression simple et au module de Young C2\_S, CM\_S et C1\_K présentent les valeurs les plus élevées. Du point de vue de la résistance à la compression simple, seul C2\_S peut être utilisé en couche de fondation. Cette différence notable pourrait résider sur le fait que l'essai CBR est un essai surfacique alors que l'essai de compression est un essai qui implique l'échantillon en entier, donc volumique. Dans la présente étude, malgré le fait que les sols latéritiques de Saaba ont présenté les meilleures caractéristiques physiques, l'indice CBR de C1\_K est plus élevé. Ces conclusions rejoignent celle de (Fall, 1993) qui a montré que l'indice CBR ne pouvait être lié à aucun paramètre physique. De ce fait, l'essai de compression est plus représentatif du comportement global, de l'échantillon.

Les essais triaxiaux ont montré que les contraintes déviatoriques des matériaux augmentent en fonction de la contrainte de confinement. C2\_S (Saaba) présente les contraintes déviatoriques et les modules sécants les plus élevés du fait de sa nature plus granulaire que C1\_K (Kamboinsé). Leurs paramètres de cisaillement les placent dans la catégorie des sols granulaires. Ces essais ont également montré que ces matériaux sont déformables, et cette déformabilité peut entraîner une augmentation du poids volumique humide dans les matériaux. Si la densité humide augmente jusqu'à saturation, avec l'effet de contraintes de confinement, les caractéristiques initiales des remblais routiers peuvent chuter brusquement. En effet, cette

étude a montré que l'augmentation de la teneur en eau de C1\_S et de C1\_K a entraîné une chute de la contrainte déviatorique, des modules sécants et de la cohésion

La variabilité de ces propriétés en fonction de la profondeur de l'emprunt a également été étudié.

**Pour les sols latéritiques de Kamboinsé**, seules les deux premières couches de la carrière ont été étudiées. Il en ressort que la couche C1\_K présente les meilleures caractéristiques comparées à C2\_K qui est plutôt un sol argileux. Les valeurs de poids spécifiques montrent que la densité de C1\_K est plus élevée donc contient plus d'oxyde de fer. Il pourrait avoir un degré de latérisation plus élevé que celui de C2\_K. Cela pourrait expliquer la différence notable entre ces deux sols.

**Quant aux sols latéritiques de Saaba**, deux principales couches ont été également identifiées. Un mélange des deux sols identifiés en fonction de leur volume occupé in situ a également été fait. C1\_S, C2\_S et CM\_S présentent des caractéristiques assez similaires mais avec une tendance plus favorable pour C2\_S et CM\_S. Ces derniers présentent des portances et des modules d'élasticité plus élevés que C1\_S.

Nous pouvons retenir, de cette étude que la profondeur d'échantillonnage a une influence sur les propriétés des sols d'un emprunt latéritique. Les sols situés en surface (2 m environ) présentent les meilleures caractéristiques. Il est recommandé d'exploiter les gisements en séparant les différentes couches, bien vrai que le mélange (CM\_S) présente des caractéristiques assez intéressantes. Les différentes propriétés physiques des sols étudiés sont résumées en annexe B

A partir des observations constatées sur les propriétés des sols étudiés, leurs caractéristiques ne conviennent qu'à des structures routières de faibles trafics. Dans le but d'améliorer leurs performances mécaniques, des techniques couramment utilisées en construction routière seront étudiées. Le chapitre suivant portera sur l'amélioration des caractéristiques de ces sols par ajout de ciment.

## **Chapitre 4**

# **Influence de l'ajout de ciment sur le comportement géomécanique des matériaux latéritiques**

### **4.1 Introduction**

L'étude des propriétés des sols latéritiques faite dans le chapitre 3 a montré que ces sols ne répondent pas à certaines exigences pour une utilisation en assise de chaussée. Dans le but d'améliorer leur performance, un ajout de ciment a été effectué.

Les taux d'amélioration choisis dans le cadre de cette étude sont de 1%, 2% et 3%, afin de rester toujours dans le cadre des chaussées souples.

Dans ce chapitre, il s'agira d'une part d'étudier l'effet de l'ajout de ciment sur les paramètres physiques, la portance, la résistance à la compression et la résistance à la traction. D'autre part, pour mieux prendre en compte toutes les propriétés qui pourraient servir d'indicateurs à l'amélioration de ces sols latéritiques, le module de Young, et les paramètres de cisaillement à partir de l'essai triaxial et l'essai à la boîte de Casagrande ont été étudiés. De plus, la variation du module de Young en simulant un chargement cyclique a été effectuée.

### **4.2 Influence sur les propriétés physiques**

#### **4.2.1 Limites d'Atterberg**

L'indice de plasticité (IP) est un des facteurs les plus importants dans la caractérisation des matériaux en ingénierie. La Figure 4-1 présente l'évolution de ce paramètre en fonction de la teneur en ciment ajouté dans le matériau brut des deux emprunts.

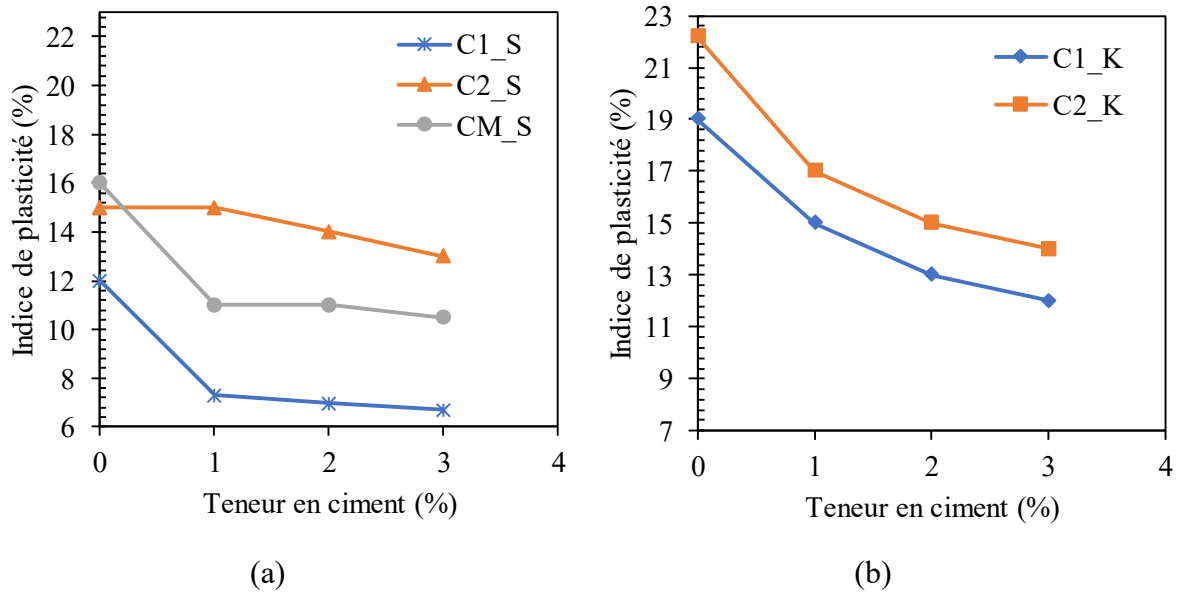


Figure 4-1 : variation de l'indice de plasticité en fonction de la teneur en ciment : a) Saaba; b) Kamboinsé

Ainsi, on observe une diminution de l'IP en fonction de l'augmentation de la teneur en ciment pour tous les sols. Elle passe de de 12 à 6,7% ; de 15 à 13%, de 16 à 10,5%, de 19 à 12% et de 22,2 à 14% ; avant et après ajout de 3% de ciment pour C1\_S, C2\_S, CM\_S, C1\_Ket C2\_K respectivement (Tableau 4-1). Des résultats similaires ont été rapportés par (Consoli et al., 2021; Mengue et al., 2017; Portelinha et al., 2012).

Cette diminution de l'indice de plasticité est due aux réactions d'hydratation du ciment. Les réactions d'hydratation conduisent à une agglomération et une floculation des fines particules du sol aboutissant à une formation de particules plus grossières, entraînant ainsi la diminution de l'indice de plasticité (Bakaiyang et al., 2021; Bekki et al., 2015; Millogo, Hajjaji, et al., 2008; Portelinha et al., 2012). L'ajout de ciment a permis de faire baisser l'indice de plasticité des sols de l'emprunt de Kamboinsé jusqu'à une valeur inférieure à 15%, valeur limite pour qu'un sol soit utilisé en couche de base de chaussée (CEBTP, 1984).

Pour les sols de Saaba, la diminution de l'indice de plasticité est plus significative pour C1\_S et CM\_S. Ces derniers ont une quantité d'argiles (inférieur à 2  $\mu\text{m}$ ) plus faible que C2\_S (5%, 14% et 8% pour C1\_S, C2\_S et CM\_S respectivement). Sachant que les réactions d'hydratation impliquant les particules argileuses entraînent une diminution de cette fraction, par conséquent, leur quantité sera encore plus faible dans les sols C1\_S et CM\_S les faisant tendre vers des sols non plastiques.

Pour les sols de Kamboinsé, C1\_K et C2\_K ont le même taux de diminution relative (36%) de l'IP. C1\_K ayant le taux de fines le plus faible (6% et 45% pour C1\_K et C2\_K respectivement) son indice de plasticité est plus faible même après ajout de ciment.

Globalement, l'ajout de ciment a eu le même effet sur les sols des deux emprunts latéritiques. Après ajout de 1% de ciment, C1\_K peut donc être utilisé en couche de base de chaussée alors que C2\_K ne convient pas.

CM\_S présente un IP de 11% après ajout de 1% de ciment, il est donc utilisable en couche de base tandis que C1\_S et C2\_S restent utilisables en couche de base après ajout de ciment. Les possibilités d'utilisation de ces sols après amélioration du point de vue de la plasticité sont résumées dans le Tableau 4-2.

Tableau 4-1 : Indice de plasticité

Ciment (%)	C1_S	C2_S	CM_S	C1_K	C2_K
0	12	15	16	19	22,2
1	7,3	15	11	15	17
2	7,0	14	11	13	15
3	6,7	13	10,5	12	14

Tableau 4-2 : Usage des matériaux améliorés au ciment en fonction de la plasticité selon le  
(CEBTP, 1984)

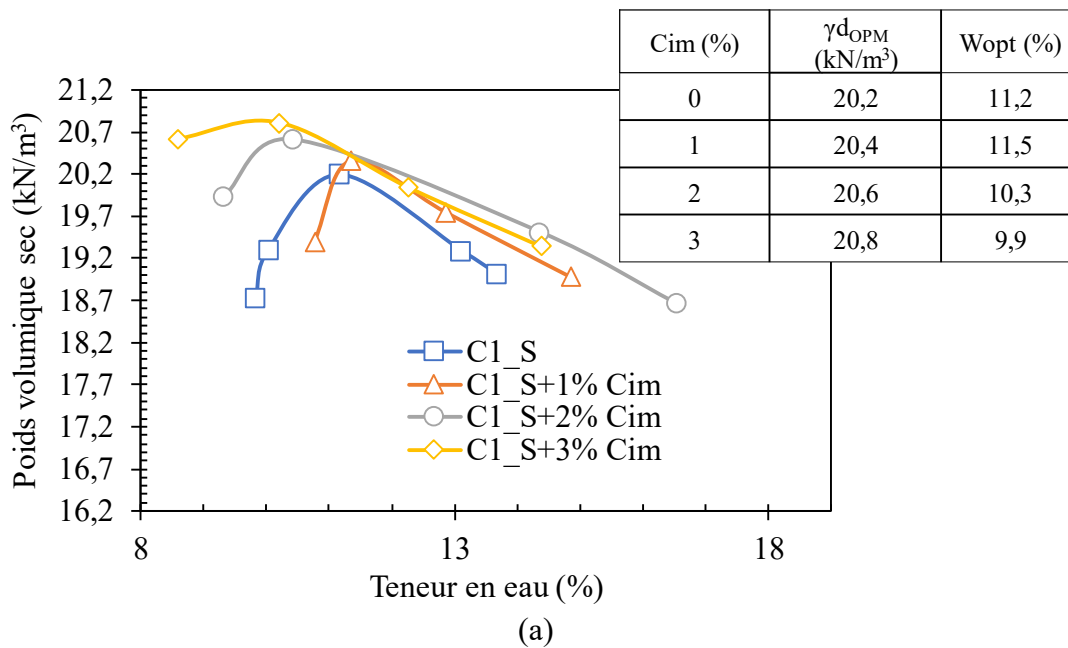
Ciment (%)	C1_S	C2_S	CM_S	C1_K	C2_K
0	base	base	fondation	fondation	forme
1	base	base	base	base	fondation
2	base	base	base	base	base
3	base	base	base	base	base

#### 4.2.2 Propriétés de compactage

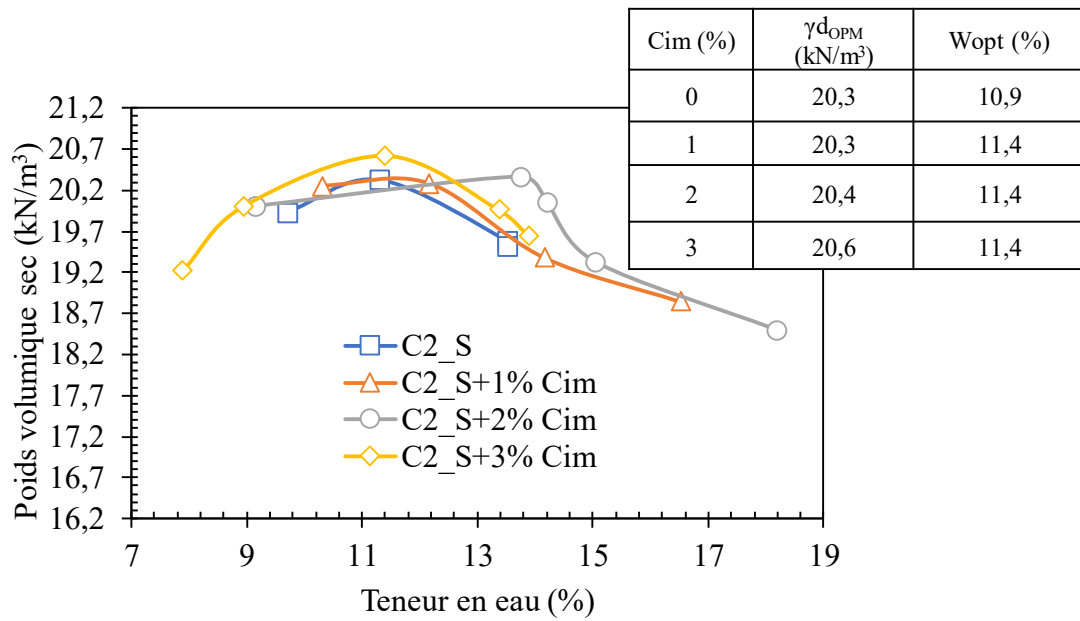
La Figure 4-3 présente les courbes Proctor des matériaux latéritiques de Saaba et de Kamboinsé. On constate que toutes les courbes des matériaux améliorés à 3% de ciment sont au-dessus de celles des matériaux non traités pour l'emprunt de Saaba (Figure 4-2-a-c) et de C1\_K (Figure 4-2-d). Alors que le phénomène contraire est noté pour C2\_K (Figure 4-2-e). La Figure 4-3 présente la variation de la densité sèche maximale des matériaux latéritiques de Saaba et de Kamboinsé. Pour les matériaux latéritiques de Saaba, la densité maximale passe de 20,2 à 20,8 kN/m<sup>3</sup> ; de 20,3 à 20,6 kN/m<sup>3</sup> et de 20,6 à 20,9 kN/m<sup>3</sup> respectivement pour C1\_S,

C2\_S et CM\_S avant et après ajout de 3% de ciment (Figure 4-3-a). Pour C1\_K, elle passe de 20,3 kN/m<sup>3</sup> pour C1\_K sans ciment à 21 kN/m<sup>3</sup> après traitement à 3% de ciment (Figure 4-3-b). Cette tendance peut s'expliquer si l'on considère le ciment comme étant un filler qui va s'imbriquer entre les vides et les remplir conduisant ainsi à un matériau plus dense. Un comportement similaire a été noté par (Mengue et al., 2017).

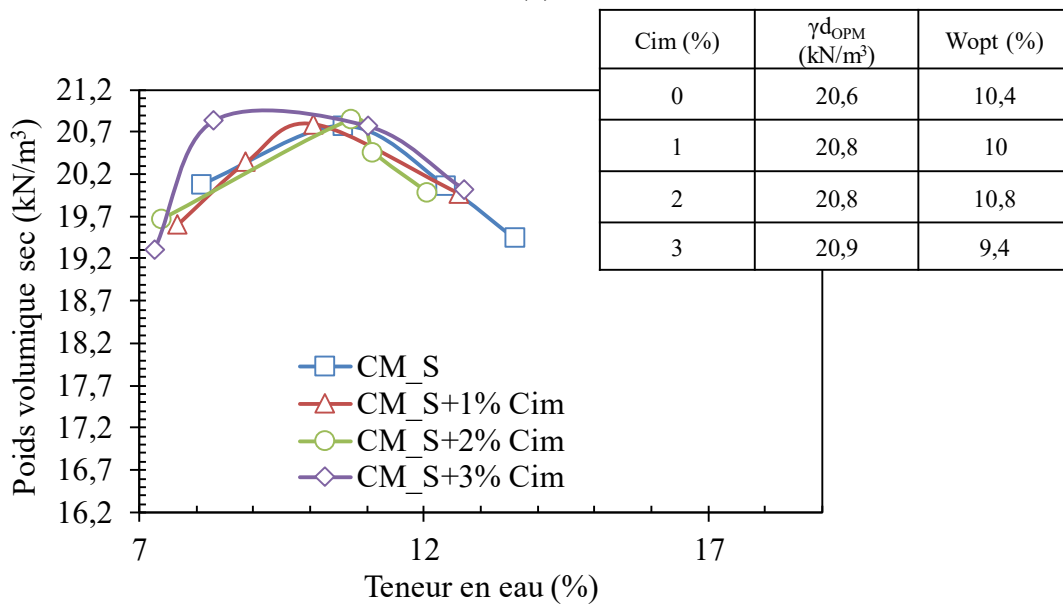
Pour C2\_K, on note une légère diminution de la densité sèche en fonction de la quantité de ciment ajoutée. Elle passe de 17,9 kN/m<sup>3</sup> sans ciment à 17,5 kN/m<sup>3</sup> après ajout de 2% de ciment avant d'augmenter légèrement à 17,8 kN/m<sup>3</sup> après traitement à 3% de ciment. La diminution de la densité sèche peut être attribuée à la nature cimentaire du ciment pour former des agrégats denses avec le mélange sol-ciment. Elle peut également être due à l'enrobage du sol par le ciment, ce qui entraîne la formation de grosses particules entraînant des vides plus importants et donc une densité moindre. La même tendance a été notée par (Ademila, 2021) sur des matériaux latéritiques du Nigéria traités au ciment







(b)



(c)

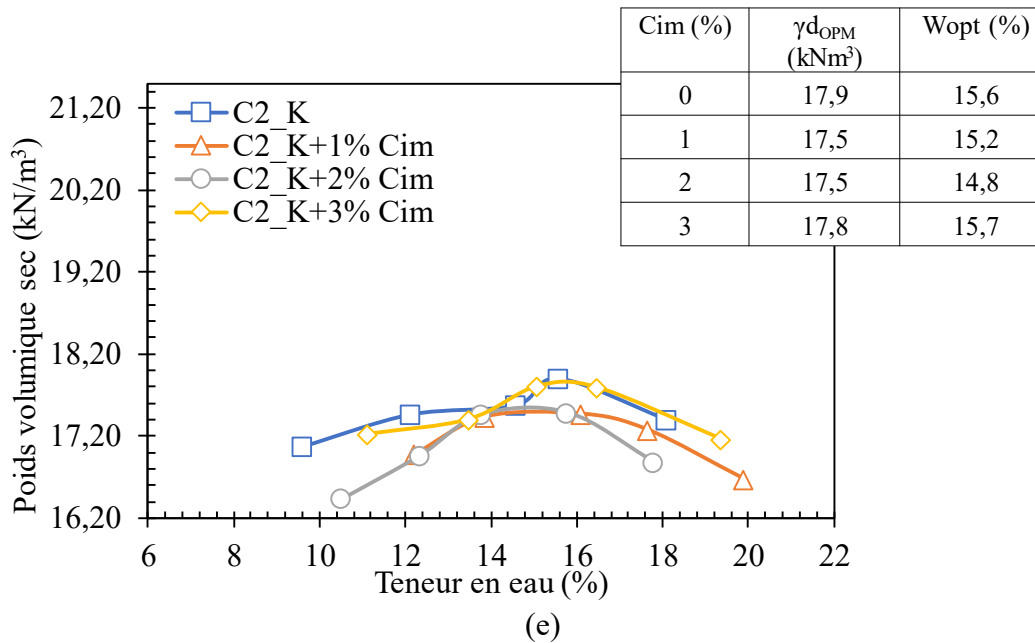
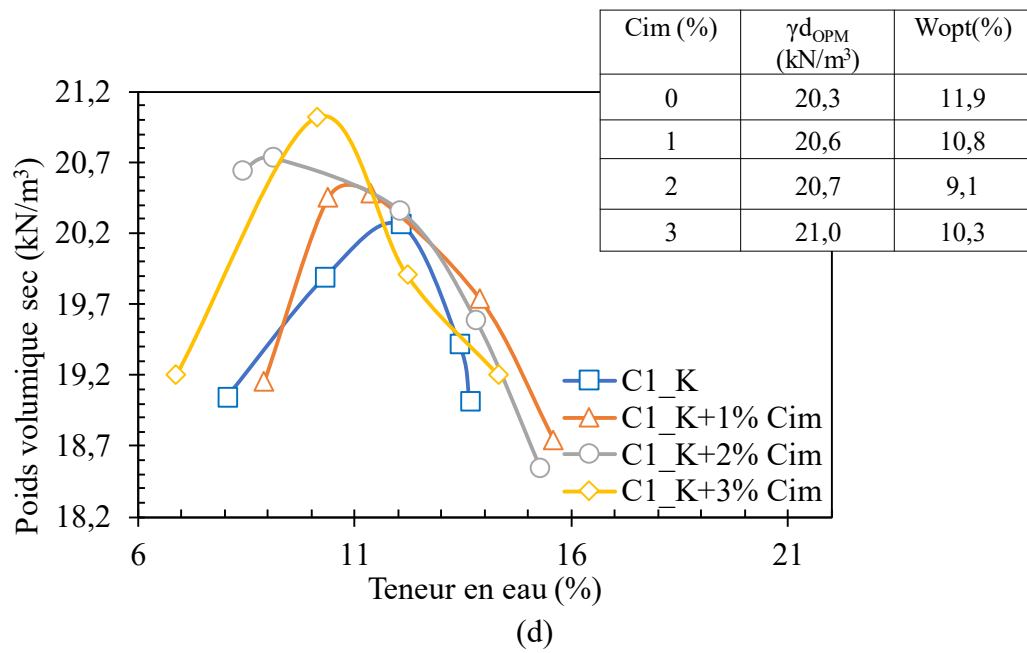


Figure 4-2 : Courbes issues des essais Proctor Modifié des matériaux latéritiques : a) C1\_S, b) C2\_S, c) CM\_S, d) C1\_K et e) C2\_K

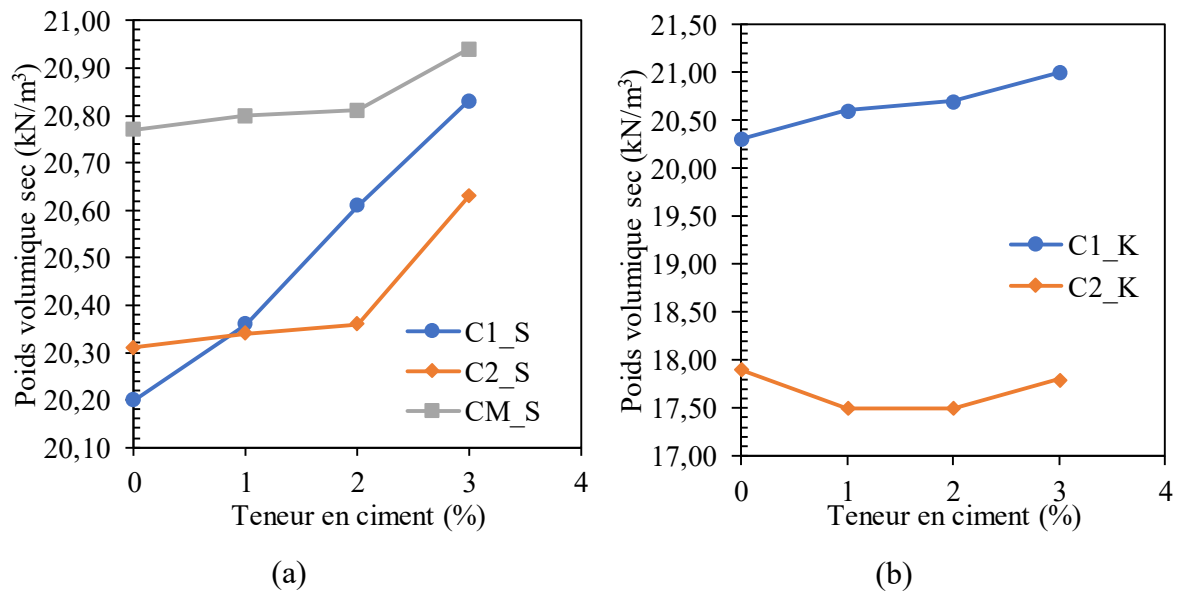


Figure 4-3 : Variation de la densité sèche optimale en fonction de la teneur en ciment : a) Saaba et b) Kamboinsé

La variation des teneurs en eau optimales est présentée sur la Figure 4-4. Cette variation est assez irrégulière. La teneur en eau optimale diminue en fonction de la teneur en ciment pour C1\_S et CM\_S et C1\_K. Elle passe de 11,2% pour C1\_S sans ciment à 9,8 % après ajout de 3% de ciment et de 10,4 à 9,4% avant et après ajout de 3% de ciment pour CM\_S. Pour C1\_K, elle passe de 11,9 à 10,3% avant et après ajout de 3% de ciment. (Mengue et al., 2017) ont reporté la même tendance pour un sol latéritique du Cameroun après amélioration au ciment. Lorsqu'aucun mouvement d'eau vers ou depuis la pâte de ciment n'est autorisé, l'eau est utilisée dans les réactions d'hydratation jusqu'à ce qu'il en reste trop peu pour saturer les surfaces solides, et par conséquent l'humidité relative dans la pâte diminue. Ce processus décrit pourrait avoir affecté la teneur en eau de ces matériaux latéritiques stabilisés.

Tandis que la tendance inverse est constatée pour C2\_S et C2\_K. Ces valeurs sont de 10,9%, et 15,6% respectivement pour C2\_S et C2\_K avant traitement et de 11,4% et 15,7% après traitement à 3% de ciment du sol brut. (Millogo, Traoré, et al., 2008; Portelinha et al., 2012) notent la même tendance. Cette augmentation serait due à l'affinité du ciment vis-à-vis de l'eau. L'augmentation de la teneur en ciment devrait s'accompagner d'une augmentation de la demande en eau pour la dissociation de la portlandite..

Tous les matériaux étudiés à l'exception de C2\_K sont utilisables en couche de base selon le (CEBTP, 1984; M. D. Gidigas, 1983). La spécification sur l'utilisation des sols en couche de base stipule qu'un matériau ne peut être utilisé en couche de base que lorsque sa densité sèche optimale est supérieure ou égale à 20 kN/m³.

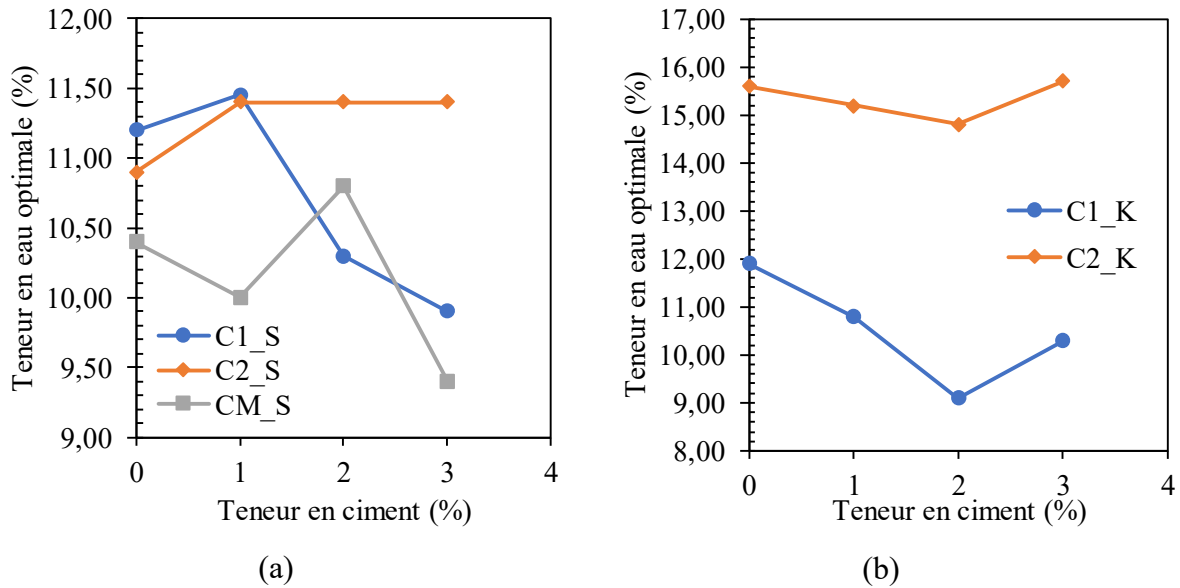


Figure 4-4 : Variation de la teneur en eau optimale en fonction de la teneur en ciment : a) Saaba et b) Kamboinsé

Les possibilités d'utilisation de ces sols après amélioration du point de vue de la densité sèche sont résumés dans le Tableau 4-3.

Tableau 4-3 : Usage des matériaux améliorés au ciment en fonction de la densité sèche selon le (CEBTP, 1984)

Ciment (%)	C1_S	C2_S	CM_S	C1_K	C2_K
0	base	base	base	base	Forme
1	base	base	base	base	Forme
2	base	base	base	base	Forme
3	base	base	base	base	Forme

### 4.3 Influence sur les paramètres mécaniques

#### 4.3.1 Indice CBR

L'indice CBR est un paramètre qui permet d'apprécier la résistance des matériaux sous l'effet du trafic. Les Figure 4-6 et Figure 4-5 présentent la variation de l'indice CBR immédiat ( $I_{CBR_{im}}$ ), l'indice CBR après 4 jours d'immersion dans l'eau ( $I_{CBR_{4j}}$ ) et l'indice CBR après 3 jours à l'air et 4 jours immergé ( $I_{CBR_{3a+4j}}$ ) dans l'eau des emprunts de Saaba et de Kamboinsé en fonction de la teneur en ciment.

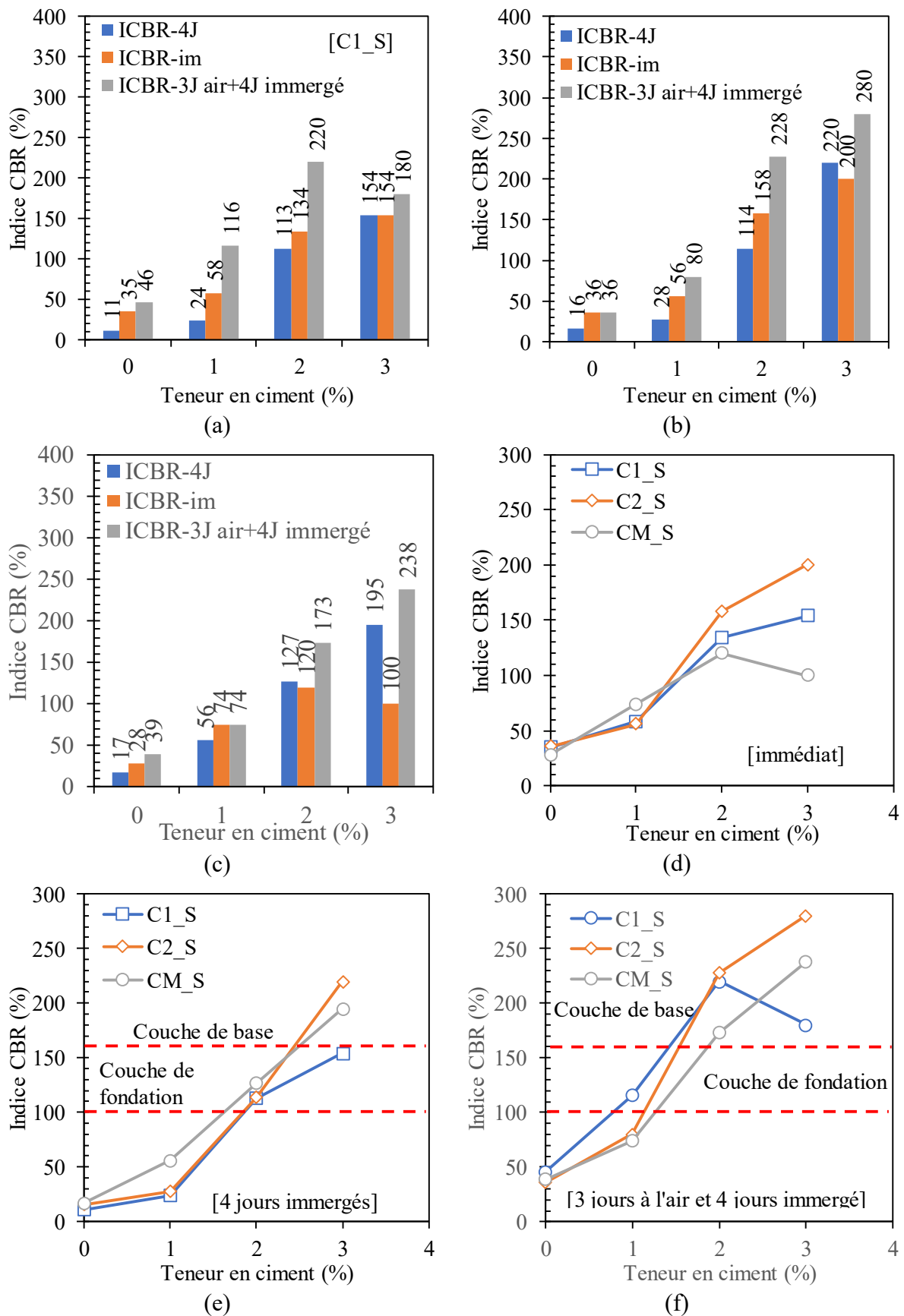
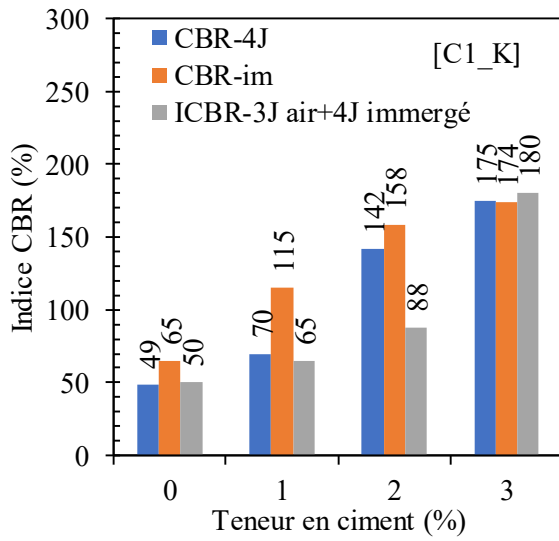


Figure 4-5 : Indice CBR en fonction de la teneur en ciment des matériaux latéritiques de Saaba

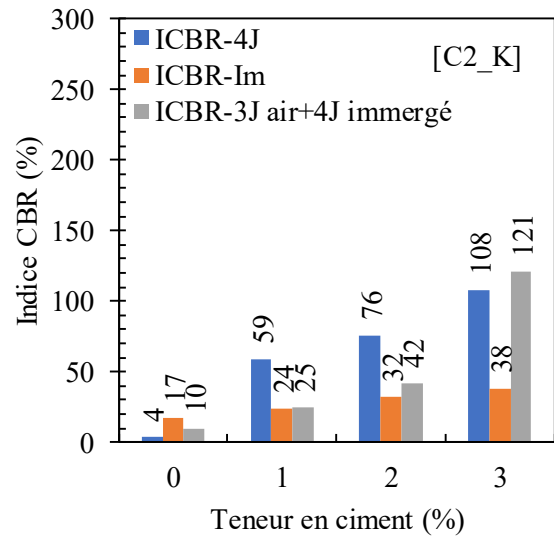
Les *Figure 4-6-a-b* et les *Figure 4-5-a-c* présentent la variation de ces trois paramètres en fonction de la teneur en ciment pour chaque couche étudiée. On constate une augmentation des indices CBR en fonction de l'augmentation de la teneur en ciment. Par exemple, si on considère l' $I_{CBR_{4j}}$ , nous observons une augmentation relative de 1300%, 1275%, 1047%, 257% et 2600%, après ajout de 3% de ciment au matériau brut de C1\_S, C2\_S, CM\_S, C1\_K, et C2\_K respectivement.

De plus, l' $I_{CBR_{im}}$  est plus élevé que l' $I_{CBR_{4j}}$  pour tous les matériaux exceptés pour C2\_K, où la réaction immédiate du ciment a pu être inhibé du fait de sa plasticité initiale élevée. L' $I_{CBR_{4j}}$  est plus élevé que l' $I_{CBR_{3a+4j}}$  pour les matériaux latéritiques de Kamboinsé alors que l'inverse est constaté pour la latérite de Saaba.

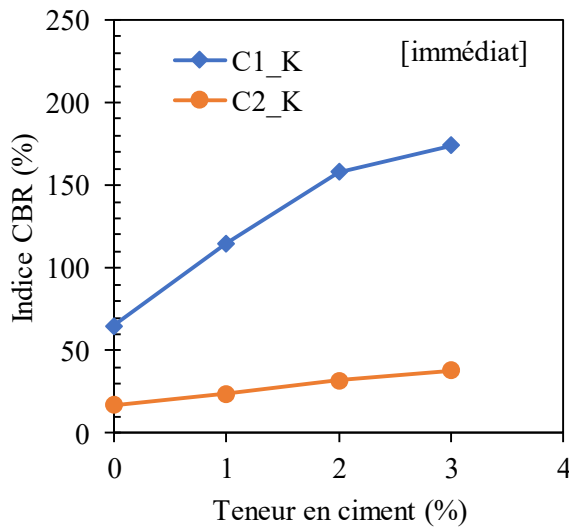
L'augmentation de l'indice CBR en fonction de la teneur en ciment est due à la rigidification du matériau par hydratation du ciment et au développement continu de composés cimentaires tels que les C-S-H (silicates de calcium hydratés). Les matériaux latéritiques étudiés sont sensibles à l'eau, de ce fait, l'immersion a considérablement diminué la résistance par rapport à l'échantillon non immergé. L' $I_{CBR_{4j}}$  plus élevé que l' $I_{CBR_{3a+4j}}$  (Kamboinsé) serait dû au processus ininterrompu de l'hydratation du ciment. Après 3 heures, le ciment ayant commencé la prise, l'effet de l'hydratation ne serait bénéfique que bien avant le début de cette prise. Des résultats similaires ont été rapportés par (Mengue et al., 2017; Millogo, Hajjaji, et al., 2008). Le fait que l' $I_{CBR_{3a+4j}}$  soit plus élevé que l' $I_{CBR_{4j}}$  (Saaba) a été reporté par (Messou, 1980). Cette tendance serait due à la quantité élevée d'argiles minérales dans le matériau étudié par ce dernier. Dans la présente étude, selon les résultats issus de l'analyse minéralogique, le sol latéritique de Saaba contient plus de minéraux argileux que celui de Kamboinsé. D'où cette différence notable.



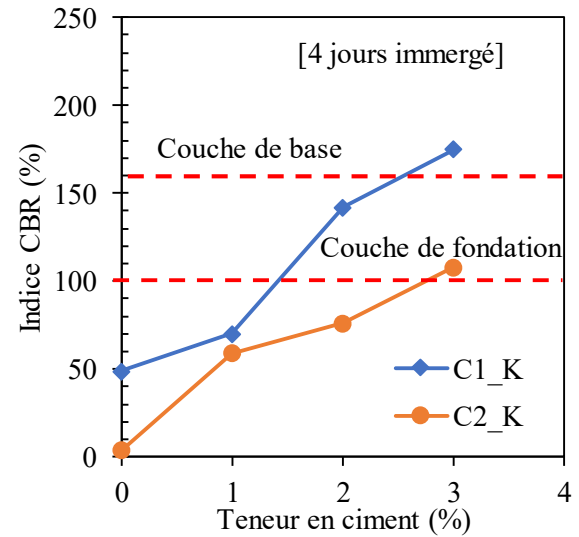
(a)



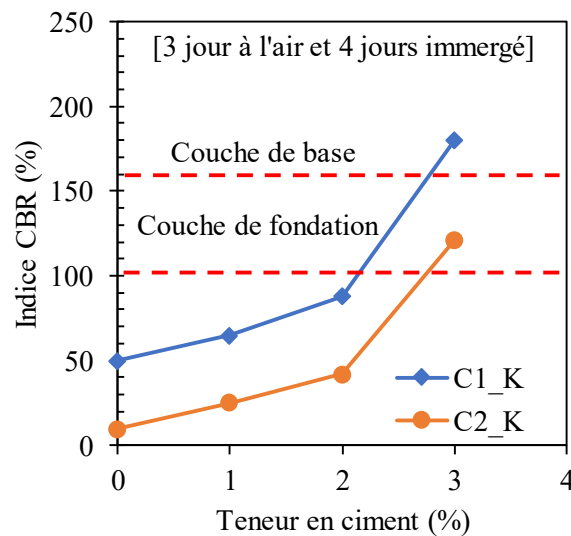
(b)



(c)



(d)



(e)

Figure 4-6 : Indice CBR en fonction de la teneur en ciment des matériaux latéritiques de  
Kamboinsé

Les Figure 4-6-c-d et Figure 4-5-d-f illustrent les courbes de variation des indices CBR en fonction de la teneur en ciment pour chaque couche de sol.

Pour la latérite de Kamboinsé, nous constatons que les indices CBR de C1\_K sont plus élevés que ceux de C2\_K quel que soit le taux de ciment. L' $I_{CBR_{3a+4j}}$  de C1\_K est de 50, 63, 88 et 180% pour 0, 1, 2 et 3 % de ciment respectivement, il est de 10, 25, 43 et 121% pour 0, 1, 2 et 3 % de ciment respectivement pour C2\_K. C1\_K est un sable argileux avec de meilleures caractéristiques mécaniques comparé à C2\_K qui est une argile peu plastique.

Pour les matériaux latéritiques de Saaba, les indices CBR immergés de CM\_S sont plus élevés. Cela pourrait s'expliquer par le fait que CM\_S, avant amélioration au ciment, présentait le CBR le plus élevé, après ajout de ciment, son indice de plasticité est plus faible que celui de C2\_S, ce qui le rend moins sensible à l'eau. En plus, CM\_S étant un mélange entre C1\_S et C2\_S, il s'y est produit une correction granulométrique. L'effet combiné de ces deux facteurs a pu le rendre plus rigide. C1\_S et C2\_S ont des valeurs d'indice CBR assez proches exceptés à 3% de ciment où les CBR de C2\_S sont plus élevées. Lorsque le matériau subit une cure de 3 jours à l'air et 4 jours d'immersion, l'effet du ciment est plus significatif sur C1\_S et C2\_S. Cela pourrait être dû à la forte diminution de l'indice de plasticité de C1\_S (44%), l'effet du ciment sera donc plus significatif. Quant à C2\_S, elle pourrait contenir plus d'argiles minérale que CM\_S et C1\_S. Ce qui le rendrait plus réactif lorsque le cure est à l'air.

L' $I_{CBR_{im}}$  et l' $I_{CBR_{4j}}$  de C1\_K sont plus élevés comparés aux matériaux latéritiques de Saaba pour le sol non traité et amélioré à 1% et 2%. La portance initiale de C1\_K étant plus élevée, la même tendance a demeuré même après amélioration au ciment. Mais à 3% de ciment, C2\_S et CM\_S présentent des indices CBR plus élevés que C1\_K.

C2\_S et CM\_S présentant un taux de minéraux argileux plus élevé, à 3%, la quantité de ciment est assez importante pour permettre des réactions pouzzolaniques supplémentaires. Ce qui pourrait conduire à une meilleure résistance de ces deux matériaux après ajout de 3% de ciment. Ces résultats montrent que l'ajout de ciment augmente la résistance des matériaux. Après ajout de 3% de ciment, tous les matériaux latéritiques peuvent être utilisés en couche de base de chaussée exceptée C2\_K et C1\_S. Leur  $I_{CBR_{4j}}$  à 3% de ciment sont de 175%, 220% et 195%, pour C1\_K, C2\_S et CM\_S respectivement. Ces valeurs sont supérieures à 100% et 160% qui



sont les valeurs minimales exigées pour une utilisation en couche de fondation et en couche de base respectivement selon le (CEBTP, 1984).

Les  $I_{CBR_{4j}}$  de C2\_K et de C1\_S sont de 108% et 154% respectivement après ajout de 3% de ciment. Ces deux matériaux conviennent donc pour une utilisation en couche de fondation de chaussée. Les possibilités d'utilisation de ces matériaux en couche de chaussée sont présentées dans le Tableau 4-4.

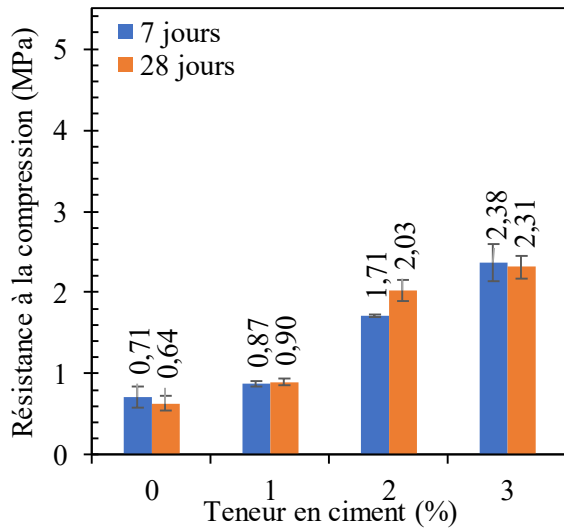
*Tableau 4-4 : Utilisation des matériaux étudiés en couche de chaussée en fonction de l'indice CBR (pour les trafics supérieurs à T3)*

Ciment (%)	C1_S	C2_S	CM_S	C1_K	C2_K
0	Forme	Forme	Forme	Fondation	-
1	Forme	Forme	Forme	Fondation	-
2	Fondation	Fondation	Fondation	Fondation	-
3	Fondation	Base	Base	Base	Fondation

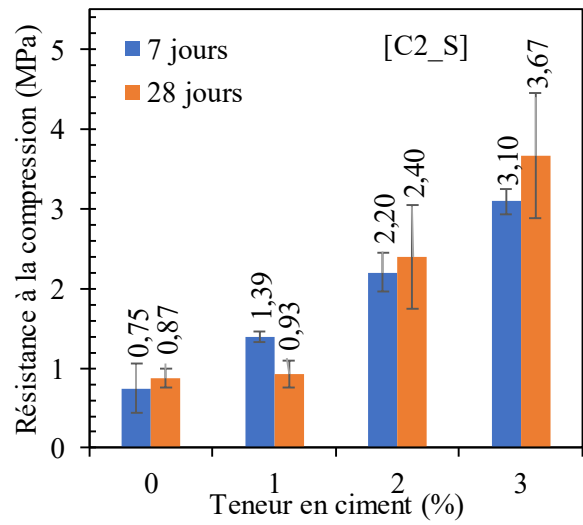
### **4.3.2 Résistance à la compression uniaxiale**

- **Variation de la résistance à la compression uniaxiale ou simple en fonction de la teneur en ciment et du temps de cure**

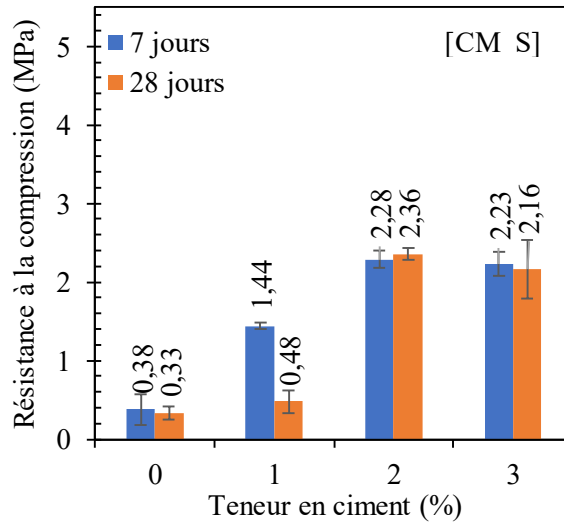
La Figure 4-7 présente la variation de la résistance à la compression ( $R_c$ ) des différents matériaux latéritiques issus des emprunts de Saaba et de Kamboinsé en fonction de la teneur en ciment à différents temps de cure. De façon globale,  $R_c$  augmente d'autant plus que la teneur en ciment est élevée. A titre d'illustration, pour un temps de cure de 7 jours, elle passe de 0,71 MPa à 2,38 MPa et de 0,15 MPa à 1,95 MPa après ajout de 3% de ciment à l'échantillon brut pour C1\_S et C2\_K respectivement. On observe également que la résistance à la compression augmente en fonction du temps de cure.



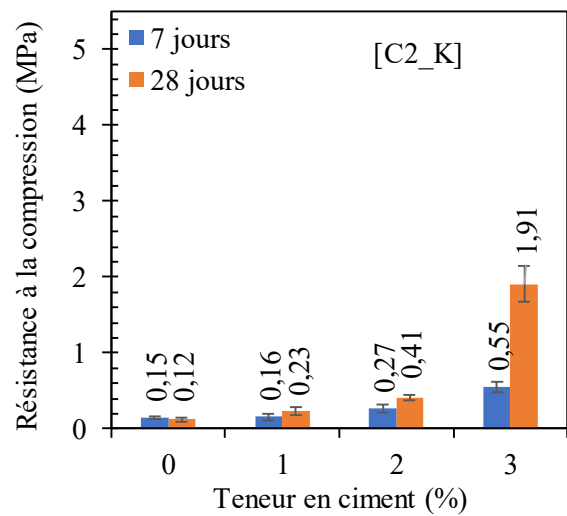
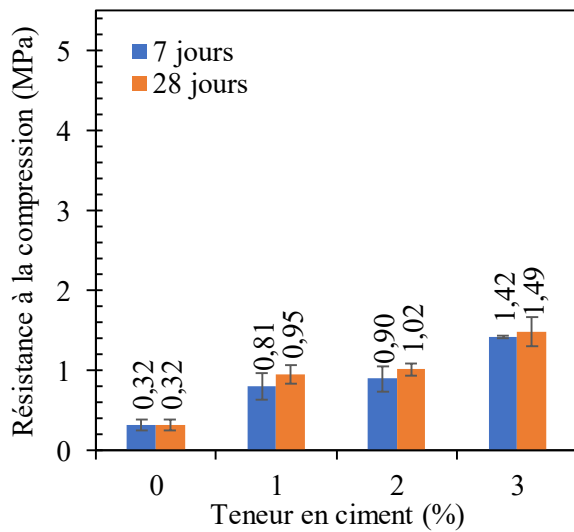
(a)



(b)



(c)



(d)

(e)

*Figure 4-7 : Variation de la résistance à la compression des matériaux latéritiques de Saaba et de Kamboinsé*

Cependant, cette augmentation est beaucoup plus significative pour C2\_K que pour les autres matériaux. Pour une teneur en ciment de 2%, l'augmentation relative de Rc en fonction du temps de cure est de 19% pour C1\_S, 9% pour C2\_S, 3,5% pour CM\_S, 13% pour C1\_K alors qu'elle est de 52% pour C2\_K. Cette augmentation de la résistance en fonction du taux de ciment et du temps de cure peut être due à plusieurs facteurs. L'ajout de ciment dans le sol conduit à la formation de l'ettringite, de la calcite et de la portlandite. L'hydratation du ciment et la réaction pouzzolanique impliquant les minéraux argileux et la portlandite provoquent la formation de silicates de calcium hydratés. Ces composants sont responsables du durcissement du mélange sol-ciment.

La Figure 4-8 présente les courbes de variation de la résistance à la compression des deux emprunts latéritiques. C2\_S et CM\_S ont globalement les résistances les plus élevées comparées à C1\_S. Cela pourrait être dû à la quantité d'argile et à l'indice de plasticité initial plus élevés de ces deux sols. La teneur en argile de C2\_S et de CM\_S sont de 14% et 8% respectivement, tandis que leur indice de plasticité est de 15% et 16% à l'état brut. Il y aura des réactions pouzzolaniques supplémentaire, entraînant une meilleure liaison et une agglomération des particules d'argile plus importante.

C1\_K présente les plus grandes résistances comparées à C2\_K à 7 jours. Ce résultat est cohérent car C2\_K étant un matériau fin et de résistance initiale deux fois plus faible que celle de C1\_K. Nous pouvons également noter que la résistance à la compression des matériaux latéritiques de Saaba est plus élevée que celle de Kamboinsé aussi bien à l'état crue qu'après amélioration. Cette différence pourrait être due au fait que les matériaux latéritiques de Saaba présentaient déjà à l'état brut de meilleurs caractéristiques physiques que les matériaux de Kamboinsé. Leur indice de plasticité est plus faible et leur squelette est plus granulaire. Cependant, les résultats de l'indice CBR ont montré que C1\_K est plus résistant que les matériaux de Saaba. Donc l'autre explication possible peut être liée à la quantité d'argiles minérales (kaolinite) plus élevée de Saaba. En effet, les analyses minéralogiques ont montré que Saaba contient plus d'argiles minérales (kaolinite) que Kamboinsé. L'hydratation du ciment conduit à la formation de silicates de calcium hydratés (CSH) et d'aluminates de calcium hydratés (CAH) responsables de la cohésion et de la rigidification du sol. De plus, les minéraux argileux contenus dans les différents matériaux étudiés réagissent à leur tour avec les  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  pour produire d'avantages

de silicates et d'aluminates hydratés (Al-Mukhtar et al., 2012; Nshimiyimana et al., 2020). Plus la quantité de kaolinite dans le mélange est élevée, plus la réactivité est élevée. Des résultats similaires ont été montrés dans les travaux de (Nshimiyimana et al., 2020).

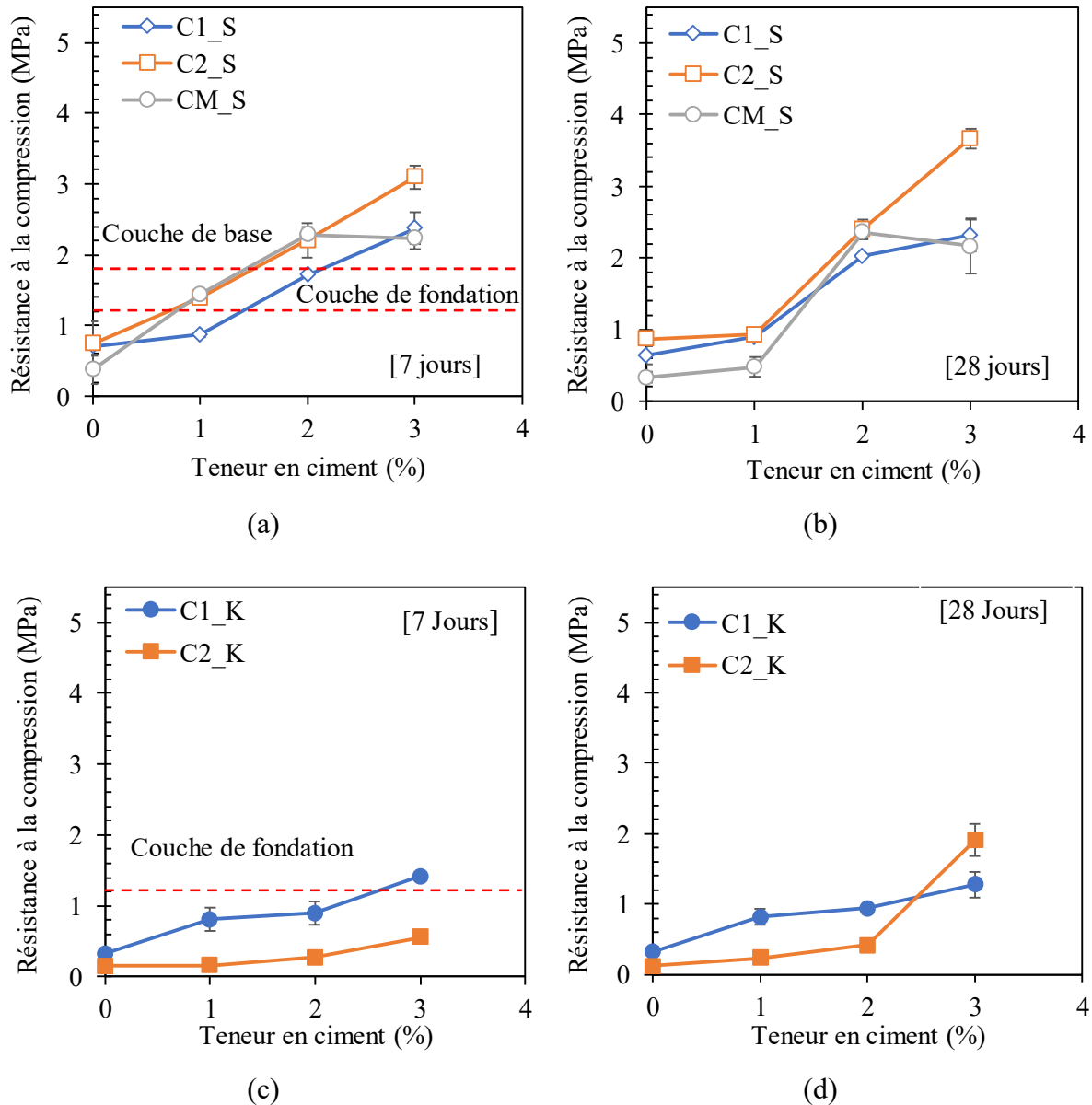


Figure 4-8 : Courbes de variation de la résistance des matériaux latéritiques de Saaba et de Kamboinsé en fonction de la teneur en ciment

(Mengue et al., 2017) ont reporté des résistances comprises entre 0,72 et 1,91 MPa après ajout de 3 % de ciment à un sol fin du Cameroun. (Joel & Agbede, 2011) ont étudié l'effet de l'ajout de ciment et de sable sur un sol latéritique du Nigéria. Pour un pourcentage de ciment de 3%, la Rc varie entre 1 MPa et 3 MPa.

Ces valeurs de résistance obtenues sont conformes à la spécification du (CEBTP, 1984) qui exige une résistance comprise entre 1,8 MPa et 3,1 MPa à 7 jours de cure pour une utilisation en couche de base. Ainsi, à partir d'un ajout de ciment de 2%, C2\_S et CM\_S peuvent être utilisés en couche de base tandis que C1\_S ne l'est qu'après ajout de 3% de ciment. Pour Kamboinsé, aucun des sols ne convient en couche de base, mais C1\_K est utilisable en couche de fondation après ajout de 3% de ciment car sa résistance est de 1,42 MPa, supérieure à 1,2 MPa, valeur minimale proposée par le (CEBTP, 1984).

- **Influence de l'ajout de ciment sur le mécanisme de rupture des matériaux**

La Figure 4-9 compare les courbes contrainte-déformation de C2\_S et de C1\_K avant et après traitement pour un temps de cure de 7 jours.

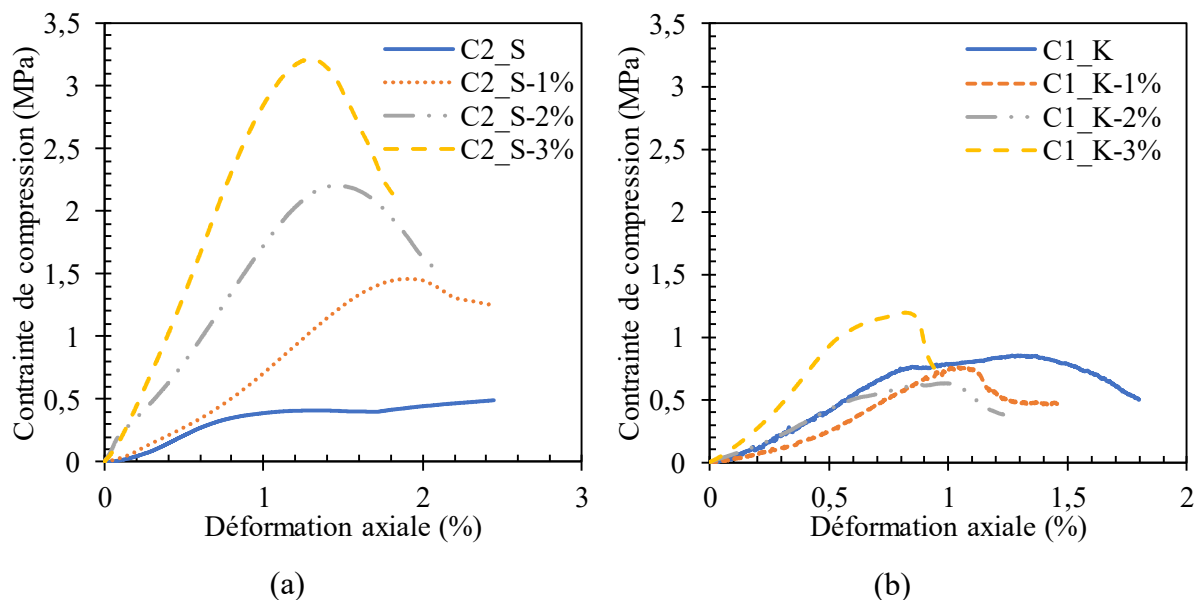


Figure 4-9 : Courbes contrainte-déformation des matériaux étudiés C2\_S et C1\_K

Ces résultats nous montrent que l'ajout de ciment influence le mode de rupture des matériaux. Le matériau non traité a un mode de rupture par écrouissage ductile. Il décrit un palier à contrainte maximale, aucun pic n'est remarquable. La rigidification par cimentation des grains les rapproche du comportement induré à rocheux. La courbe présente un pic après ajout de 1% de ciment et au-delà. La pente devient de plus en plus raide avec l'augmentation du taux de ciment comme on le verra dans le paragraphe 4.3.3. La rupture se produit dès l'atteinte d'une résistance maximale, cette dernière diminue soudainement et continuellement. Le comportement décrit s'approche de celui d'un matériau fragile. La déformation axiale correspondant à la résistance maximale est de 1,8 %, 1,4% et de 1,2% pour des teneurs en ciment de 1%, 2% et 3% respectivement pour C2\_S. Pour C1\_K les déformations évoluent de

1,1%, 1% et 0,75% pour des teneurs en ciment de 1%, 2% et 3% respectivement. Ces déformations aux contraintes maximales diminuent avec la teneur en ciment. Ce qui traduit l'augmentation de la rigidité du sol, il devient progressivement un sol induré ou une roche tendre (inférieur à 1,5 MPa) en fonction du taux de ciment. Toutes les courbes contrainte-déformation des matériaux étudiés sont présentés en Annexe C.

### **4.3.3 Module de YOUNG et résistance à la traction**

#### **Module de Young**

Le module de Young est l'un des paramètres les plus importants en dimensionnement routier. La variation de ce dernier est présentée sur la Figure 4-10. Globalement, le module de Young augmente en fonction de l'augmentation de la teneur en ciment et du temps de cure. Le module de Young passe de 47 MPa, 63 MPa, 54 MPa à 7 jours de cure pour les échantillons bruts à 486 MPa, 429 MPa et 308 MPa après ajout de 3% de ciment pour les matériaux latéritiques de Saaba, C1\_S, C2\_S et CM\_S respectivement. Il varie de 48 MPa et 6 MPa à 7 jours de cure pour les échantillons bruts à 216 MPa et 111 MPa après ajout de 3% de ciment pour les matériaux latéritiques de Kamboinsé, C1\_K et C2\_K respectivement. De même, les modules de C2\_S et CM\_S sont plus élevés que ceux de C1\_S pour toutes les teneurs en ciment excepté pour 3% à 28 jours de cure.

Les modules des matériaux latéritiques de Saaba sont plus élevés que ceux de Kamboinsé. La même remarque a été faite pour la résistance à la compression.

A teneur en ciment égal, les modules obtenus par (Mengue et al., 2017) sont plus faibles que ceux de la présente étude. Par exemple, pour un traitement à 7 jours de cure le module du sol à l'état brut et traité à 3% de ciment varie de 54 MPa à 193 MPa respectivement. Pour un temps de cure de 28 jours, il varie de 68 MPa à 230 MPa. Cela peut être dû au type de sol utilisé dans son étude qui est un sol fin contenant un pourcentage d'argile plus élevé que ceux soumis à notre étude. En général, l'amélioration au ciment est moins efficace lorsque la teneur en argile est élevée.

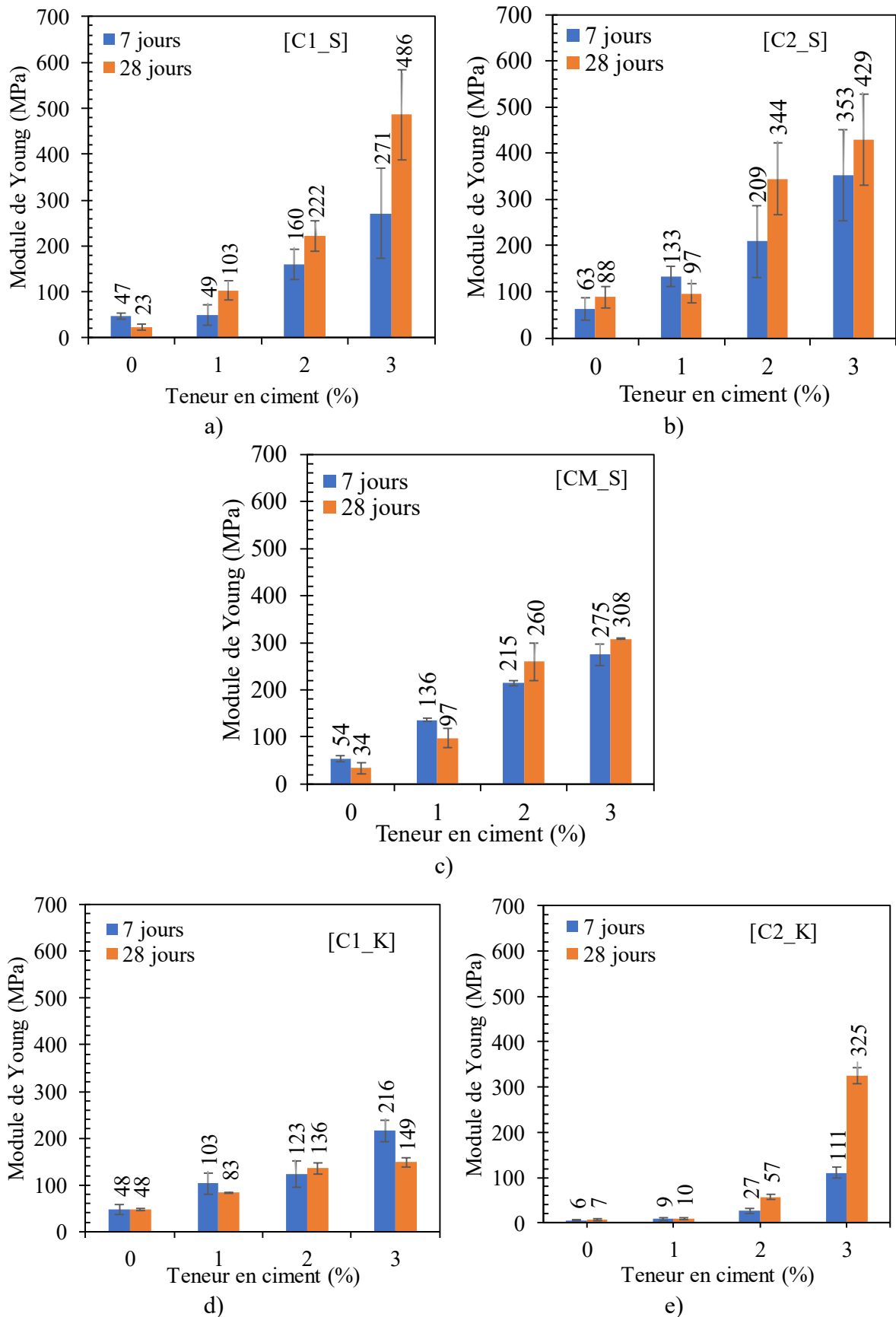


Figure 4-10. Module d'élasticité des matériaux latéritiques de Saaba et de Kamboinsé

Selon (Bagarre, 1990) cité par (Mengue, 2015) un sol latéritique ayant un module d'élasticité supérieur à 300 MPa présente les caractéristiques nécessaires pour être utilisé en couche d'assise de chaussées. Après ajout de 2% de ciment à C2\_S après 28 jours de cure, ce matériau est utilisable en couche d'assise. Tandis que C1\_S, CM\_S et C2\_K ne sont utilisable en couche d'assise qu'après ajout de 3% de ciment et après 28 jours de cure.

### **Résistance à la traction**

La résistance à la traction augmente en fonction de la teneur en ciment pour les matériaux étudiés. Les résultats sont présentés sur la Figure 4-11.

Elle augmente avec la teneur en ciment ajoutée. Elle passe de 0,06 MPa pour l'échantillon de C1\_S à l'état brut à 0,22 MPa après ajout de 3% de ciment. Pour C2\_S elle passe de 0,05 MPa à 0,22 MPa et pour CM\_S de 0,05 MPa à 0,19 MPa. Pour les matériaux latéritiques de Kamboinsé, elle est de 0,09 MPa avant et après ajout de 3% de ciment pour C1\_K alors qu'elle est de 0,09 à 0,12 MPa avant et après ajout de 3% de ciment pour C2\_K. Les faibles valeurs notées pour les matériaux de Kamboinsé sont dues à l'inadaptation de la méthode de compactage utilisée (compactage manuel). En effet, dès l'application de la charge de compression diamétrale, il est noté un fendage latéral des échantillons au niveau des zones d'empilement des couches compactées. Un compactage statique pourrait éviter ce problème. L'augmentation de la résistance à la traction en fonction de la teneur en ciment et du temps de cure est essentiellement attribuée à la formation du CSH produit par la réaction d'hydratation du ciment et la réaction pouzzolanique.

Concernant la résistance à la traction, les valeurs obtenus avoisinent celles de la littérature. Pour (Millogo, Hajjaji, et al., 2008), la résistance à la traction du sol étudié à 7 jours de cure varie entre 0,05 MPa et 0,1 MPa pour les teneurs en ciment inférieures ou égales à 3%. Pour (Mengue et al., 2017), la résistance à la traction est inférieure à 0,3 MPa après traitement à 3% de ciment. Pour la résistance à la traction, le (CEBTP, 1984) préconise une valeur minimale de 0,3 MPa après 7 jours de cure en couche de base, aucun des matériaux étudiés ne respecte cette condition.



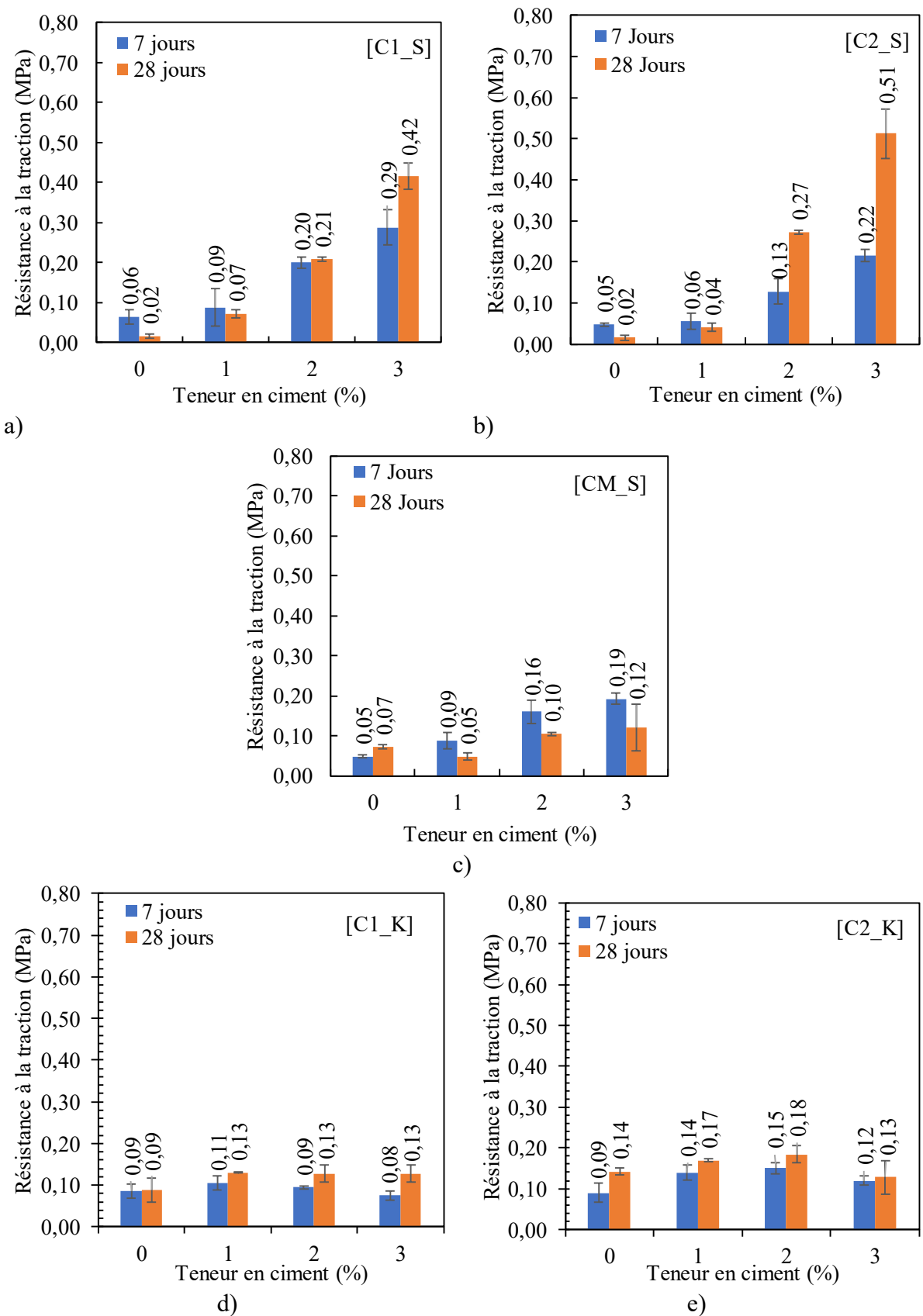


Figure 4-11 : Résistance à la traction des matériaux latéritiques de Saaba et de Kamboinsé

Les modules d'élasticité et la résistance à la traction ont été déterminées à partir des relations empiriques qui lient les valeurs de 28 jours et 360 jours (section 1.3.4.2). Les résultats obtenus sont présentés dans le Tableau 4-5. Ces différents points ont été ensuite placés sur l'abaque de classification des matériaux traités aux liants hydrauliques (Figure 4-12). La norme (NF EN 14227-5, 2013b) recommande une classe minimale SOL T2 pour une utilisation des sols traités en assises de chaussées. Selon l'abaque, seuls les sols C1\_S et C2\_S répondent à cette spécification après ajout de 2% de ciment. C1\_K, après ajout de 3% de ciment est de classe SOL T1 et peut être utilisé en couche de fondation pour de faibles trafics. Le reste des sols se sont de classe SOL T0, donc ne conviennent pas en assise de chaussée.

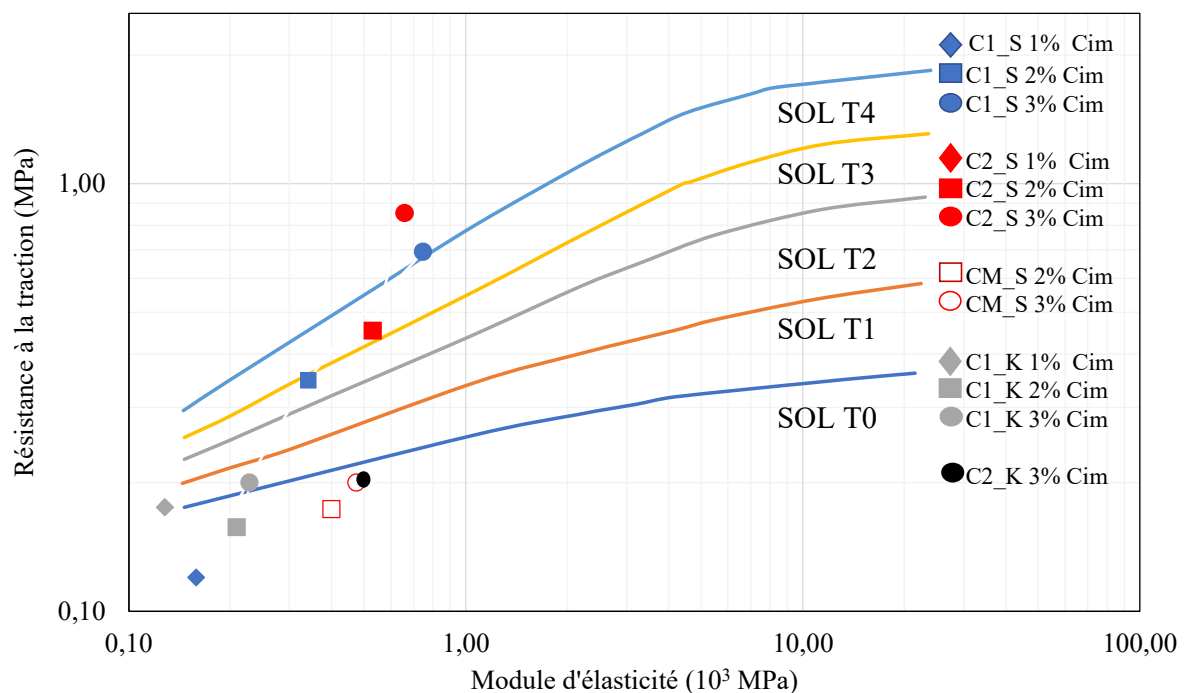


Figure 4-12 : Classe de performance mécanique (courbe Rt/E à 360 jours) avec les différents points des matériaux latéritiques étudiés

#### 4.3.4 Corrélation entre module de Young, CBR et résistance à la compression

La Figure 4-13 présente la corrélation entre le module de Young et l'indice CBR d'une part (Figure 4-13-a) et le module de Young et la résistance à la compression à 360 jours d'autre part (Figure 4-13-b). Il apparaît une forte dispersion des valeurs pour la corrélation E-CBR avec un coefficient de corrélation faible de 0,6. Tandis que pour la corrélation E-Rc, on note une bonne corrélation avec un coefficient de l'ordre de 0,9. (Mengue et al., 2017) ont abouti à un

coefficient de corrélation de 0,9 donc du même ordre que celui de la présente étude. Cependant, il faut noter que le coefficient obtenu par ce dernier n'est basé que sur un seul type de sol latéritique. La relation E-Rc obtenue par (Mengue et al., 2017) est proche de celle obtenue dans la présente étude.

La différence entre les valeurs des coefficients de corrélations peut être liée à plusieurs facteurs. Il y a une différence notable entre la taille des échantillons utilisés pour la détermination du CBR et du module, alors que les résultats du module et de Rc sont obtenus à partir du même échantillon. De plus, le CBR est obtenu à partir d'une mesure locale sur la surface de l'échantillon (19,32 cm<sup>2</sup>) par poinçonnement alors que celui du module est obtenu par écrasement par l'intermédiaire d'un plateau qui épouse toute la surface de l'échantillon (201,06 cm<sup>2</sup>). Cela soulève la problématique de l'utilisation systématique du module issu de la relation de corrélation avec le CBR ( $E = 5 \cdot \text{CBR}$ ) comme donnée d'entrée dans le dimensionnement routier avec la méthode rationnelle du logiciel ALIZE. De par les résultats obtenus dans cette étude, une corrélation avec la résistance à la compression simple serait plus judicieuse. D'autres résultats dans la littérature scientifique récente ont aussi évoqué le fait que la relation  $E = 5 \cdot \text{CBR}$  n'est pas satisfaisante (Dione, 2015; Gansonré et al., 2021).

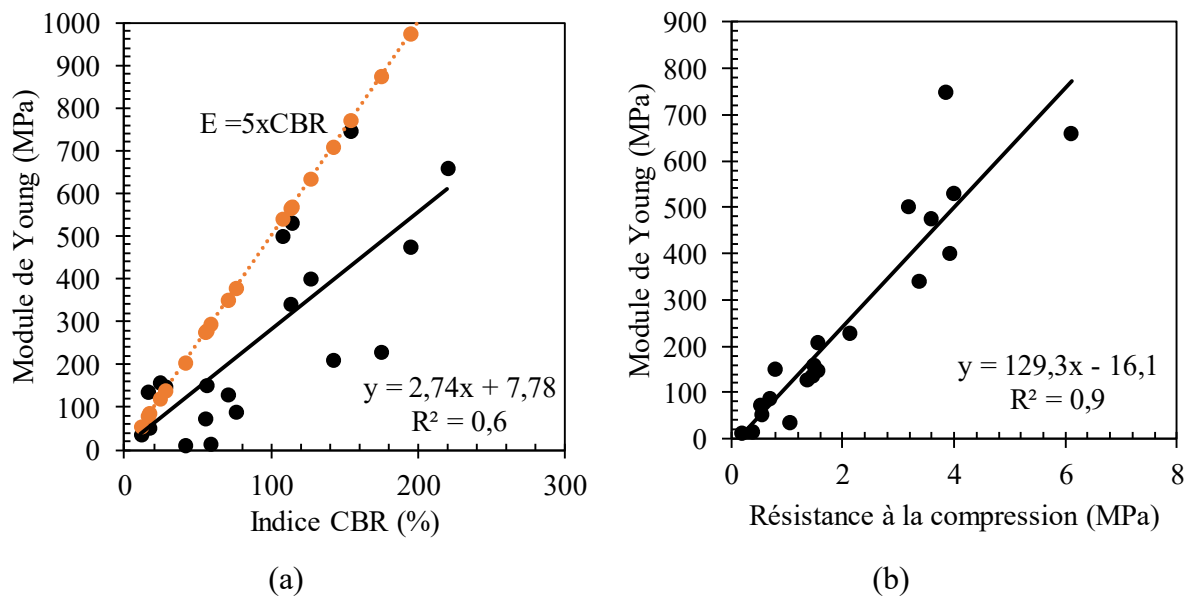


Figure 4-13 : Corrélation entre a) le Module de Young à 360 jours et l'indice CBR après 4 jours d'imbibition, b) Le module de Young à 360 jours et la résistance à la compression à 360 jours

*Tableau 4-5 : Module d'élasticité, résistance à la compression et résistance à la traction des différents matériaux latéritiques  
en fonction de la teneur en ciment et du temps de cure*

	Temps de cure (jours)	Couches																			
		C1_S				C2_S				CM_S				C1_K				C2_K			
		Teneur en ciment (%)																			
		0	1	2	3	0	1	2	3	0	1	2	3	0	1	2	3	0	1	2	3
<b>Rc</b> <b>(MPa)</b>	7	0,71	0,87	1,71	2,38	0,75	1,39	2,2	3,1	0,38	1,44	2,28	2,23	0,32	0,81	0,9	1,42	0,15	0,16	0,27	0,55
	28	0,64	0,9	2,03	2,31	0,87	0,93	2,4	3,67	0,33	0,48	2,35	2,16	0,32	0,82	0,94	1,27	0,12	0,23	0,41	1,91
<b>E</b> <b>(MPa)</b>	7	47	49	160	271	63	133	209	353	54	136	215	275	47	103	123	216	6	9	27	111
	28	23	103	222	486	88	97	344	428	33	97	260	308	47	83	136	149	7	10	57	325
	360	36	159	341	748	136	148	530	659	52	150	400	474	73	128	209	228	10	15	88	500
<b>Rt</b> <b>(MPa)</b>	7	0,06	0,09	0,2	0,29	0,05	0,06	0,13	0,22	0,05	0,09	0,16	0,19	0,09	0,11	0,09	0,08	0,09	0,14	0,15	0,12
	28	0,02	0,07	0,21	0,42	0,02	0,04	0,27	0,51	0,07	0,05	0,1	0,12	0,09	0,13	0,12	0,13	0,14	0,17	0,18	0,13
	360	0,03	0,12	0,35	0,69	0,03	0,07	0,45	0,85	0,12	0,08	0,17	0,2	0,14	0,18	0,16	0,13	0,15	0,23	0,25	0,2

## 4.3.5 Essai triaxial

### 4.3.5.1 Essai triaxial monotone

Les essais ont été menés sur des échantillons améliorés à 3% de ciment, qui donnaient de meilleurs résultats en termes de résistance à la traction, à la compression et de module d'Young, compactés à la teneur en eau optimale ( $\omega_{opt}$ ). Trois échantillons de C2\_S ont été soumis à trois contraintes de confinement : 50, 100, 200 kPa. Un seul échantillon de C1\_K a été testé à une contrainte de confinement de 50 kPa (Tableau 4-6). Les essais ont été menés en condition non saturée, le robinet de drainage a été maintenu fermé tout au long de l'essai.

Tableau 4-6 : Nombre d'échantillons améliorés au ciment (3%) testés par couche

Couches	C2_S	C1_K
Moulage	Nombre d'échantillons	
$\omega_{opt}$	3	1

#### 4.3.5.1.1 Courbes contraintes déformations

La Figure 4-14-a illustre la variation de la contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale pour les matériaux latéritiques de Saaba (C2\_S) et de Kamboinsé (C1\_K) après ajout de 3% de ciment à une contrainte de confinement de 50 kPa. Nous pouvons constater que l'allure des courbes indique des pics marqués suivi d'une diminution progressive jusqu'à une certaine valeur marquant un palier permettant de définir des contraintes résiduelles et la contrainte maximale au pic. L'allure des courbes décrites avant rupture est linéaire.

Les contraintes déviatoriques maximales ainsi que les déformations correspondantes en fonction des contraintes de confinement des matériaux avant et après traitement à 3% de ciment sont présentés dans le Tableau 4-7. Les déformations axiales correspondants aux pics sont autour de 1,68 % et de 0,9 % après traitement contre 5,24% et 19,55% avant traitement pour C2\_S et C1\_K respectivement. La rupture se produit à des déformations plus faibles pour les matériaux améliorés au ciment comparés à ceux à l'état brut. La contrainte déviatorique passe de 421 kPa et 521 kPa pour un échantillon non traité à 1916 kPa et 1819 kPa après traitement

à 3% de ciment pour C2\_S et C1\_K respectivement pour une contrainte de confinement de 50 kPa.

Comme constaté avec l'essai de compression uniaxiale, la contrainte déviatorique de C2\_S est légèrement plus élevée que celle de C1\_K après traitement au ciment.

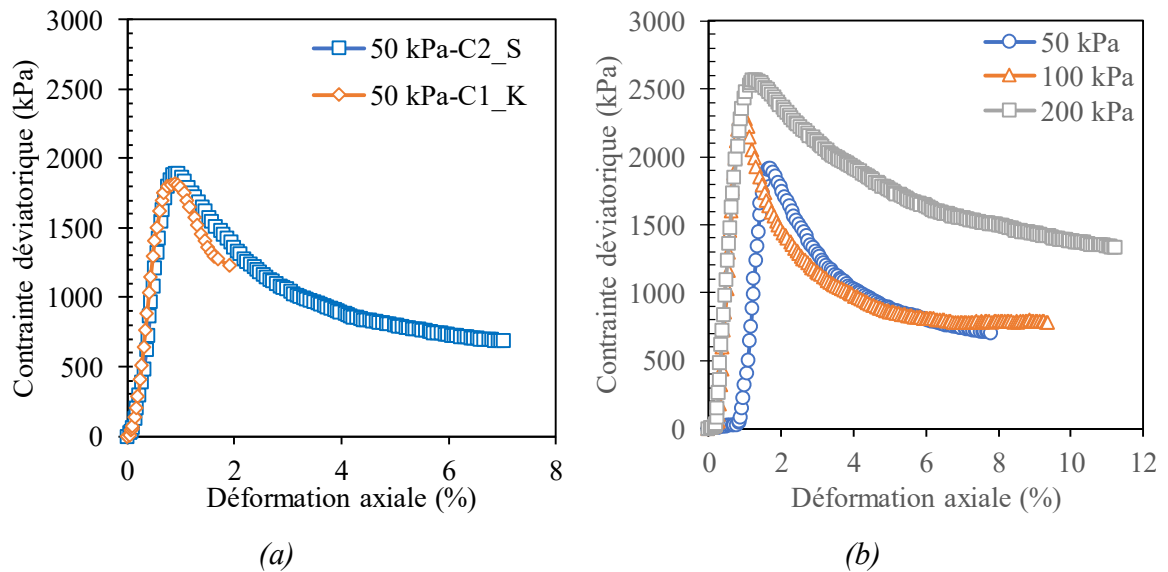


Figure 4-14 : Courbes contraintes déviatoriques en fonction de la déformation axiale des matériaux améliorés à 3% de ciment : a) C2\_S et C1\_K à une contrainte de confinement de 50 kPa, b) C2\_S à un confinement de 50, 100 et 200 kPa

La variation de la contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale de C2\_S à des contraintes de confinement de 50 kPa, 100 kPa et 200 kPa est présentée à la Figure 4-14-b. La contrainte déviatorique augmente avec l'augmentation de la contrainte de confinement. Elle passe de 421 ; 654 et 918 kPa avant traitement à 1916 ; 2316 et 2565 kPa après traitement à 3% de ciment à des contraintes de confinement respectives de 50, 100 et 200 kPa. Les déformations correspondantes aux pics de contrainte déviatoriques sont de 1,68%, 0,95% et 1,32% (Tableau 4-7) aux contraintes de confinements respectives de 50 kPa, 100 kPa et 200 kPa. Ces courbes sont linéaires avant rupture et présentent des pentes assez proches. Après cisaillement, le plan de rupture se remarque aisément sur les échantillons testés (Figure 4-15).

Tableau 4-7 : Paramètres à la rupture ( $q_{max}$  et  $\varepsilon_1$ ) en fonction de la contrainte de confinement appliquée des matériaux C2\_S et C1\_K avant et après amélioration à 3% de ciment

Couche	Contraintes de confinement (kPa)	0% ciment		3% ciment	
		Paramètres de rupture			
		q (kPa)	$\varepsilon_1$ (%)	q (kPa)	$\varepsilon_1$ (%)
C2_S	50	421	5,24	1916	1,68
	100	654	10,49	2316	0,95
	200	918	20,16	2565	1,32
C1_K	50	521	19,55	1819	0,9



Figure 4-15 : Photos d'illustration des échantillons améliorés à 3% de ciment avant et après essai : a) Saaba, b) Kamboinsé

#### 4.3.5.1.2 Paramètres de cisaillement

A partir des résultats des essais triaxiaux, les cercles de Mohr correspondants ont été représentés sur la Figure 4-16. C2\_S après traitement, obéit au critère de rupture de Mohr-Coulomb.

L'angle de frottement de C2\_S est de  $33^\circ$  pour l'échantillon brut et de  $51^\circ$  après amélioration à 3% de ciment. La cohésion est de 109,6 kPa pour l'échantillon brut et de 270,2 kPa après amélioration à 3% de ciment (Tableau 4-8).

On note une nette augmentation des paramètres de cisaillement. Ce phénomène s'explique par le fait que l'hydratation des silicates et des aluminates de calcium du ciment est suivie d'une phase de cristallisation. Dans cette phase, les constituants hydratés vont enrober et relier les

grains entre eux, d'où une augmentation de la cohésion et de l'angle de frottement. Des résultats similaires ont été rapportés par (Dadouch et al., 2015; Mengue et al., 2017).

Tableau 4-8 : Paramètres de cisaillement de C2\_S avant et après à 3% ciment

Ciment	0%	3%
Cohésion C (kPa)	109,6	270,2
Angle de frottement (°)	33	51°

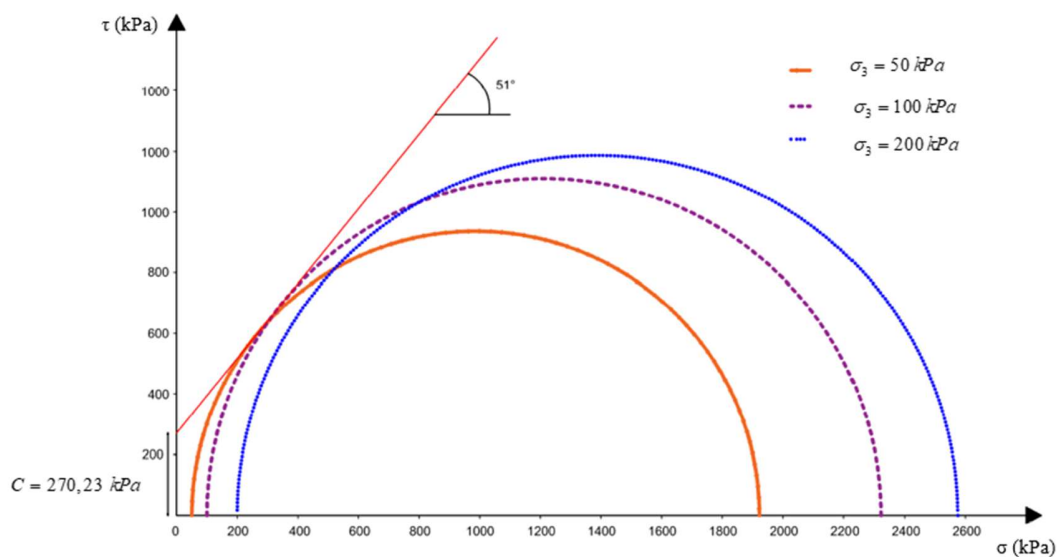


Figure 4-16 : Cercles de Mohr et enveloppe de rupture de C2\_S après ajout de 3% de ciment

#### 4.3.5.1.3 Module sécants ( $E_{50}$ et $E_{50}$ )

La variation des modules sécants ( $E_{50}$  et  $E_{30}$ ) du sol C2\_S amélioré à 3% de ciment est présentée sur la Figure 4-17-a. Les modules sécants augmentent pour des contraintes de confinement de 50 kPa et 100 kPa avant de connaître une diminution à 200 kPa. Ces modules sont plus grands que ceux obtenus pour le même sol à l'état brut. Ils sont de 32 MPa, 93 MPa et 126 MPa avant traitement, avant d'atteindre 411 MPa, 695 MPa et 385 MPa après traitement pour des contraintes de confinement respectives de 50, 100 et 200 kPa. La Figure 4-17-b décrit la corrélation entre le module sécant et les contraintes de confinement. La relation est polynomiale pour les deux modules avec un coefficient de corrélation égale à 1. A partir de ces équations,



nous pouvons prédire le module  $E_{30}$  à une contrainte de confinement nulle. Le module  $E_{30}$  du sol C2\_S amélioré à 3% de ciment donne une valeur de 166 MPa. Cette valeur est inférieure à celle obtenue pour le même sol à 3% de ciment lors de l'essai de compression simple qui est de 353 MPa. Les raisons sont identiques à celles citées dans le cas des matériaux bruts. Cela peut être due à la taille des éprouvettes utilisées (16\*32 cm<sup>2</sup> pour l'essai de compression simple et 7\*14 cm<sup>2</sup> pour l'essai triaxial), en plus du fait que les matériaux utilisés pour l'essai triaxial ont été écrêtés à 14 mm. De plus, l'élimination des gros grains de l'échantillon a pu rendre le squelette granulaire plus faible, conduisant ainsi à un module plus faible.

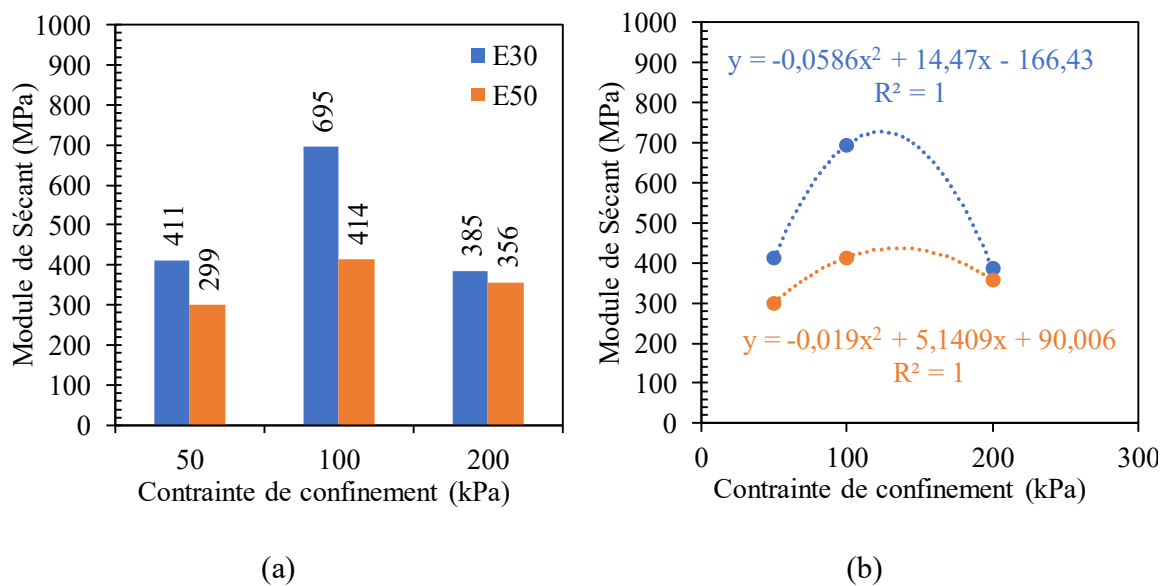


Figure 4-17 : Modules sécants  $E_{30}$  et  $E_{50}$  de C2\_S amélioré à 3% de ciment, a) variation en fonction de la contrainte de confinement, b) corrélation avec la contrainte de confinement

La Figure 4-18 présente la variation des modules sécants de C2\_S et C1\_K avant et après ajout de ciment pour une contrainte de confinement de 50 kPa. Les modules sécants  $E_{30}$  varient de 32 MPa à 411 MPa pour C2\_S avant et après ajout de 3% de ciment et de 24 MPa à 305 MPa pour C1\_K avant et après ajout de 3% de ciment. Les modules sécants  $E_{50}$  varient de 32 MPa à 299 MPa pour C2\_S avant et après ajout de 3% de ciment et de 24 MPa à 327 MPa avant et après ajout de 3% de ciment pour C1\_K. L'ajout de ciment permet d'augmenter le module sécant des matériaux. Les modules sécants  $E_{30}$  et  $E_{50}$  sont supérieurs ou égaux à 300 MPa, montrant ainsi que ces matériaux sont utilisables en couche de base de chaussées souples (Bagarre, 1990) et (Mengue, 2015).

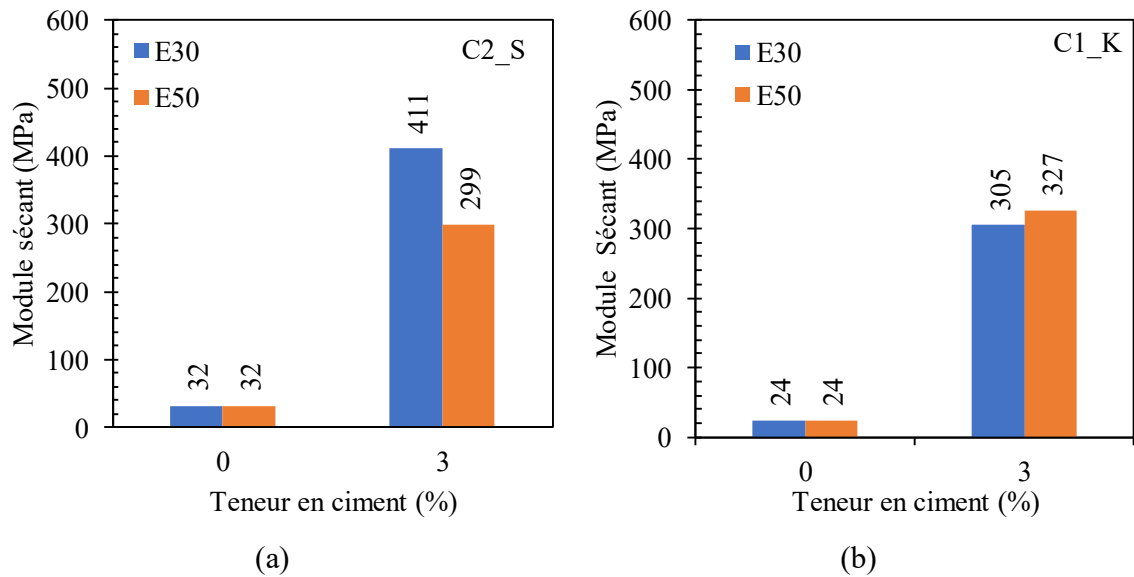


Figure 4-18 : Modules sécants avant et après ajout de 3% de ciment à une contrainte de confinement de 50 kPa, a) C1\_K, b) C2\_S

Le Tableau 4-9 présente une comparaison entre les modules sécants E<sub>30</sub> et E<sub>50</sub> avant et après ajout de 3% de ciment. L'écart entre les modules E<sub>30</sub> et E<sub>50</sub> à une contrainte de confinement de 50 kPa pour les échantillons bruts est de 0%. Après amélioration, cette différence est de 37% pour C2\_S et de 7% pour C1\_K. La variation est assez faible à l'exception de C2\_S. Ces deux modules sécants permettent de rendre compte de la rigidité du matériau testé.

Tableau 4-9 : Comparaison entre les modules sécants E<sub>30</sub> et E<sub>50</sub> avant et après ajout de 3% à une contrainte de confinement de 50 kPa.

Couches	C2_S		C1_K	
Ciment (%)	0	3	0	3
E <sub>30</sub>	32	411	24	305
E <sub>50</sub>	32	299	24	327
Ecart (%)	0	-37%	0	7

### 4.3.5.2 Essai triaxial pseudo-cyclique

Un essai cyclique a été effectué sur C2\_S amélioré à 3% de ciment à une contrainte de confinement de 50 kPa. Nous avons conduit les essais manuellement. Le Tableau 4-10 présente les niveaux de chargement choisis et les nombres de cycles imposés pour chaque palier.

Tableau 4-10 : Nombre de cycle de charment par palier de C2\_S

Carrière	Contrainte de confinement (kPa)	Contrainte déviatorique (kPa)									Total
		100	200	300	400	500	600	800	1600	2000	
<b>Nombre de cycle par palier</b>											
C2_S	50	10	10	10	10	-	-	-	-	-	40
	100	10	10	10	10	10	10	-	-	-	60
C2_S+3% Ciment	50	10	10	-	10	-	-	10	10	3	53

#### 4.3.5.2.1 Courbes contrainte-déformation

Les courbes contrainte-déformation cyclique à différents paliers de chargement de C2\_S après amélioration à 3% de ciment sont présentées sur la Figure 4-19. On note un redressement de la pente en fonction du niveau de chargement.

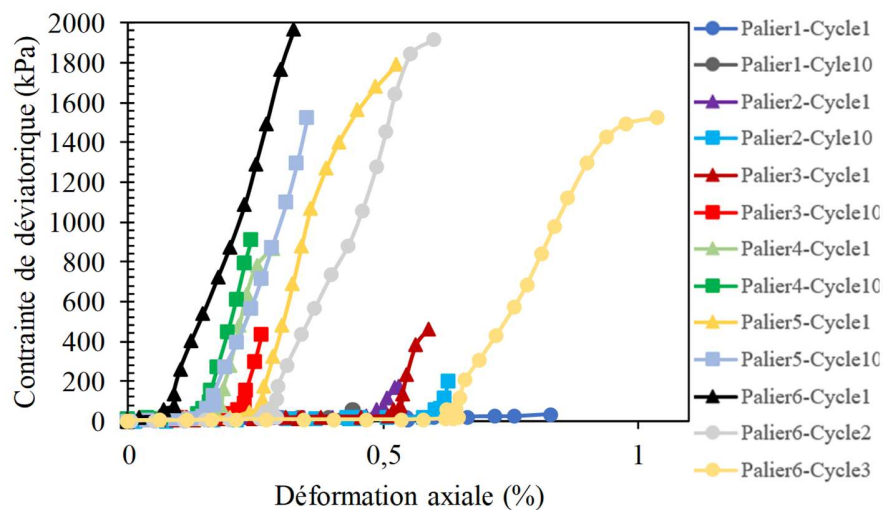


Figure 4-19 : Courbes contrainte-déformation cycliques à différents paliers de chargement de C2\_S amélioré à 3%

La déformation à la fin du premier palier de chargement (contrainte déviatorique de 100 kPa) est de 0,49% et celle au dernier cycle (53) est de 1%. Au dernier palier de chargement (2000 kPa), après application de deux cycles de chargement, nous avons constaté une rupture du matériau à une contrainte déviatorique maximale de 1523 kPa. Il y a une diminution de la contrainte maximale déviatorique qui traduit le phénomène d’effondrement du sol (Bahda, 1997).

La Figure 4-20 présente les courbes contrainte-déformation de C2\_S pour un chargement monotone et pour le dernier palier du chargement cyclique à une contrainte de confinement de 50 kPa. On constate un redressement de la pente linéaire comme dans les autres cas. Contrairement au cas des matériaux bruts, nous notons une diminution de la contrainte déviatorique maximale après application d’un certain nombre de cycles de chargement.

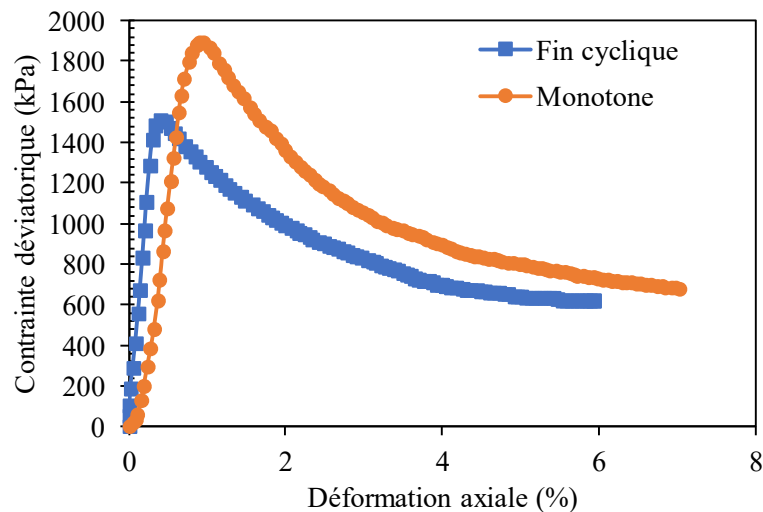


Figure 4-20 : Comparaison courbe contrainte-déformation d’un chargement monotone et à la fin d’un chargement cyclique pour C2\_S amélioré à 3% de ciment

L’application d’un certain nombre de cycle de chargement augmente la rigidité du matériau amélioré au ciment, mais arrivé à un niveau de contrainte déviatorique, le sol perd sa résistance acquise. On peut penser que le sol, lorsqu’il est amélioré au ciment, il atteint un niveau de

densification maximum après application d'un certain nombre de charges cycliques. Toute application supplémentaire de charge, entraîne une rupture brutale du sol avant d'atteindre sa contrainte déviatorique maximale.

#### 4.3.5.2.2 Module sécants ( $E_{30}$ et $E_{50}$ )

La Figure 4-21 présente les modules  $E_{50}$  et  $E_{30}$  pour un essai triaxial monotone et pour un essai triaxial cyclique du sol latéritique de Saaba (C2\_S) après ajout de 3% de ciment. Il est également noté que les modules après essais cycliques sont plus élevés que ceux obtenus pour l'essai monotone.  $E_{30}$  et  $E_{50}$  sont de 508 MPa pour l'essai cyclique contre respectivement 411 MPa et 299 MPa pour l'essai monotone. Ces valeurs sont donc de 1,2 à 1,7 fois plus élevées que les modules de l'essai monotone. Les premiers cycles de chargement ont tendance à augmenter la rigidité des matériaux traités au ciment. Mais cet effet est plus significatif pour les matériaux bruts que pour les matériaux améliorés au ciment.

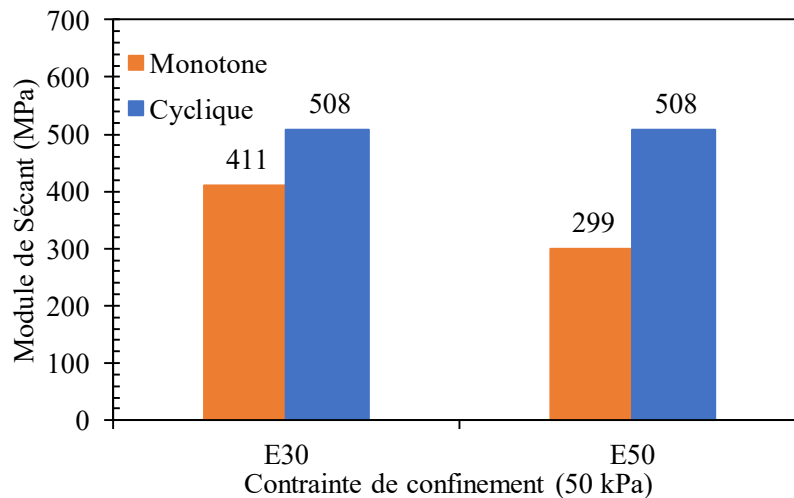


Figure 4-21 : Comparaison entre module sécant cyclique et module sécant monotone de C2\_S après ajout de 3% de ciment à une contrainte de confinement de 50 kPa

## 4.4 Essai de cisaillement direct

Les essais de cisaillement à la boîte de Casagrande apportent de bonnes informations quant aux caractéristiques de cisaillement des matériaux latéritiques en plus d'être moins coûteux (Fall, 1993). Cet appareil est plus à la portée de plusieurs compagnies locales. De ce fait, étudier le comportement des matériaux latéritiques à partir de ces essais est assez pertinent.

### 4.4.1 Courbes contrainte-déformation

La *Figure 4-22-a* présente la variation de la contrainte tangentielle en fonction de la déformation horizontale. Les contraintes tangentielles augmentent en fonction de la contrainte normale appliquée. Arrivée à une certaine valeur de la contrainte tangentielle, les courbes décrivent un palier. L'allure de ces courbes est caractéristique du comportement des sols lâches. La *Figure 4-22-b* présente la variation de la déformation axiale en fonction de la déformation horizontale. Le sol passe de l'état dilatant à l'état contractant à 2%, 3% et 9% de la déformation horizontale pour des contraintes normales de 50 kPa, 100 kPa et 200 kPa respectivement.

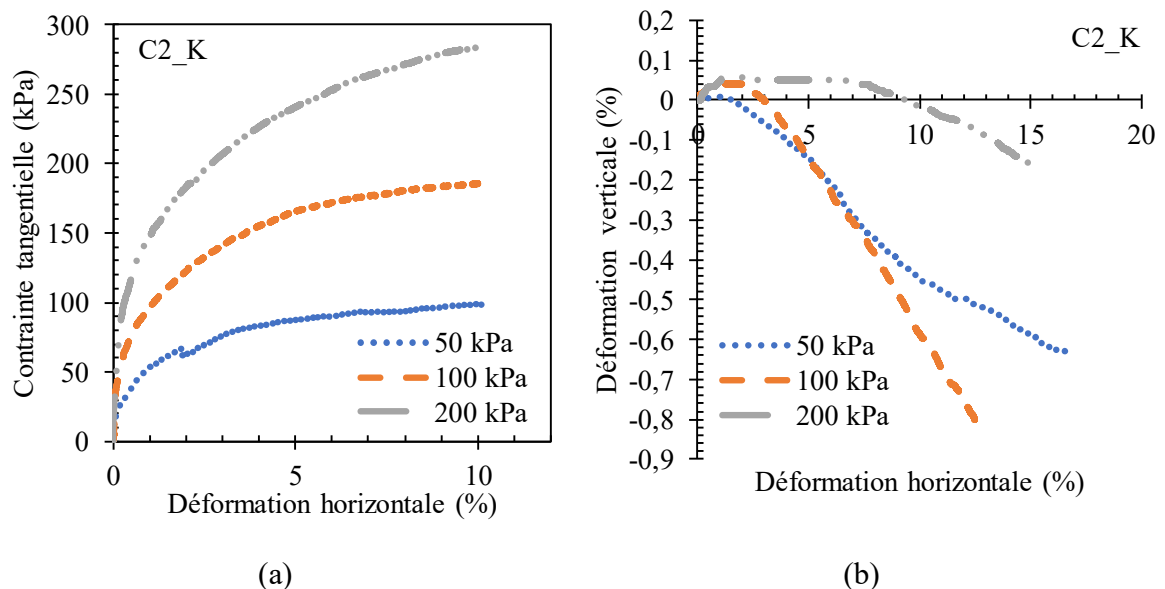


Figure 4-22 : Courbes de variation a) de la contrainte tangentielle en fonction de la déformation horizontale de C2\_K, b) de la déformation verticale en fonction de la déformation horizontale de C2\_K

Pour un ajout de 3% de ciment au sol latéritique C2\_K, la variation de la contrainte tangentielle en fonction de la déformation horizontale est présentée à la Figure 4-23-a. Les courbes présentent un pic à la contrainte maximale, montrant le comportement d'un sol dense donc fragile. Les ruptures se produisent à des déformations horizontales inférieures à 1% (0,6% à 50kPa, 1% à 100 kPa et 0,8% à 200 kPa).

La Figure 4-23-b décrit le passage du sol d'un état contractant à un état dilatatant. Le matériau est contractant pendant toute la durée de l'essai à 50 kPa de contrainte normale, il passe de l'état dilatatant à l'état contractant à 1% de déformation horizontale à 100 kPa alors qu'à 200 kPa ce changement s'observe à 0,6% (Figure 4-23-b). Le comportement décrit par ces matériaux a été noté dans les travaux de (Fall et al., 1995) sur des sols latéritiques compactés à la teneur en eau optimale et à saturation.

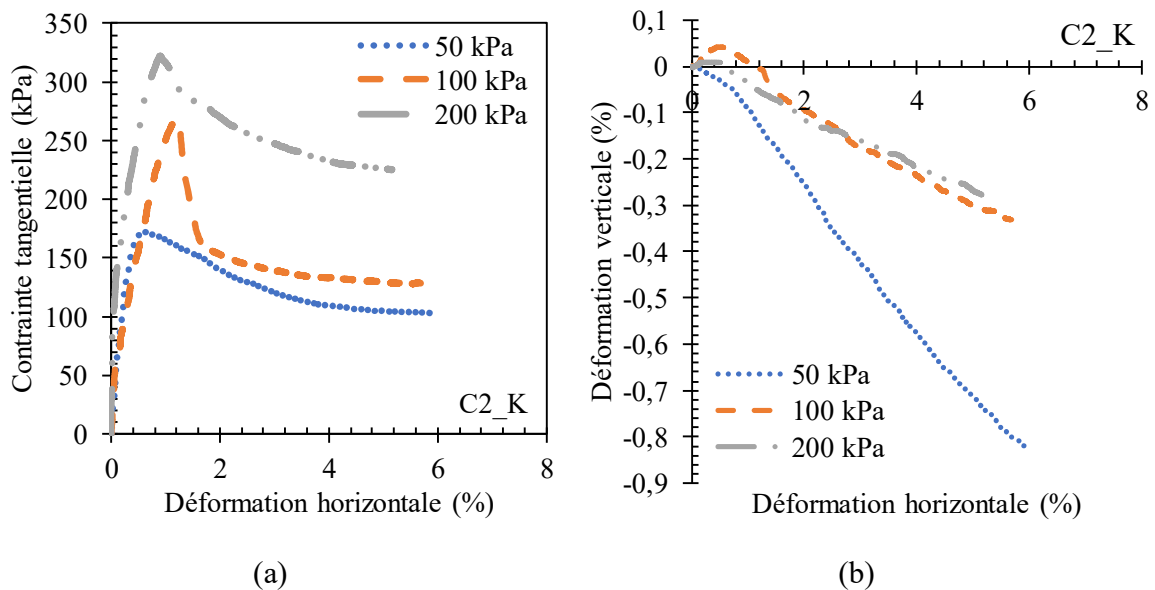


Figure 4-23 : Courbes de variation a) de la contrainte tangentielle en fonction de la déformation horizontale de C2\_K amélioré à 3% de ciment, b) de la déformation verticale en fonction de la déformation horizontale de C2\_K amélioré à 3% de ciment

Le comportement des matériaux décrit par ces courbes sont identiques pour tous les autres matériaux latéritiques. Les courbes contrainte-déformation des matériaux étudiés sont

présentés en Annexe D. Les contraintes tangentielles maximales en fonction des contraintes normales et les déformations correspondantes sont présentées dans les Tableau 4-11 et Tableau 4-12.

#### **4.4.2 Caractéristiques de cisaillement des matériaux étudiés**

La Figure 4-24 et la Figure 4-25 présentent la variation de l'angle de frottement des matériaux latéritiques de Saaba et de Kamboinsé en fonction de la teneur en ciment. Les valeurs des angles de frottement, la cohésion, la contrainte de cisaillement maximale et les déformations correspondantes en fonction de la teneur en ciment de Saaba et de Kamboinsé sont présentées dans les tableaux Tableau 4-11 et Tableau 4-12 respectivement. A l'état brut, tous les matériaux présentent des angles de frottement compris entre  $30^\circ$  et  $43^\circ$  alors que la cohésion est entre 48 kPa et 75 kPa. Ces valeurs sont du même ordre de grandeur que ceux des matériaux latéritiques du Nigéria (Omotosho & Akinmusuru, 1992). Pour les matériaux latéritiques de Saaba, les angles de frottement sont de  $37,6^\circ$  ;  $33,7^\circ$  et  $31,9^\circ$  et la cohésion est de 48 kPa ; 67,8 kPa et 75,7 kPa pour C1\_S, C2\_S et CM\_S respectivement. Ces matériaux appartiennent au même horizon pédologique, ces différences sont sans doute dues aux paramètres physiques des sols. Les essais de limite d'Atterberg ont montré que l'indice de plasticité de C2\_S et CM\_S sont plus élevés, de plus, ils présentent des quantités d'argiles plus élevées comparées à C1\_S. Par conséquent, ils sont plus cohérents avec des angles de frottement plus faibles.

Pour les matériaux latéritiques de Kamboinsé, les angles de frottement sont de  $30,3^\circ$  et  $42,7^\circ$ , les cohésions de 65,8 kPa et 58,9 kPa pour C1\_K et C2\_K respectivement. Selon (Lamb, 1962), les matériaux latéritiques les moins altérés présentent les angles de frottements les plus élevés, et (Lohnes et al., 1971) ont trouvé que les échantillons de l'horizon C présentent des angles de frottement internes plus élevés que pour l'horizon B.



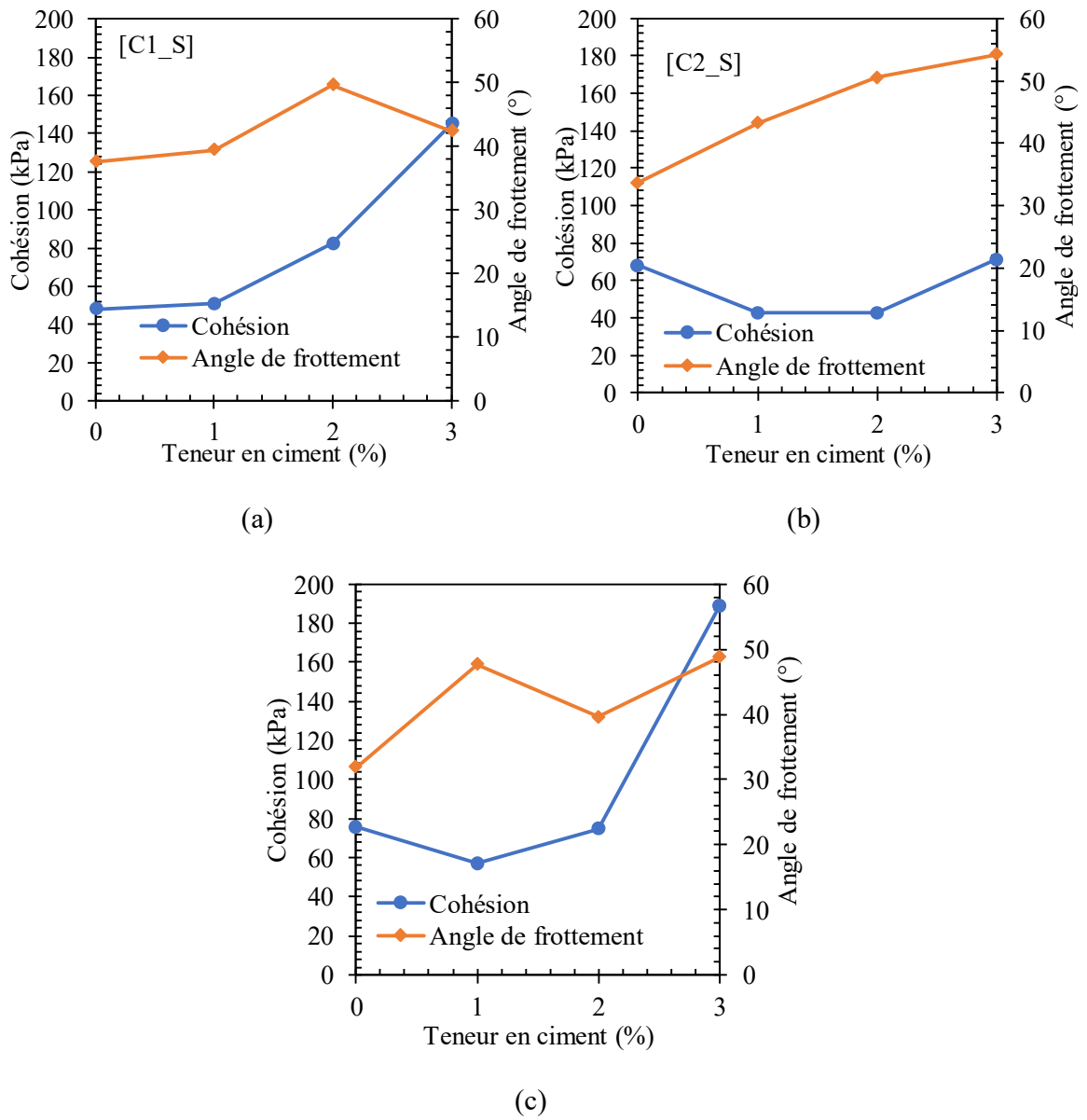


Figure 4-24. variation de la cohésion et de l'angle de frottement des matériaux latéritiques de Saaba en fonction de la teneur en ciment

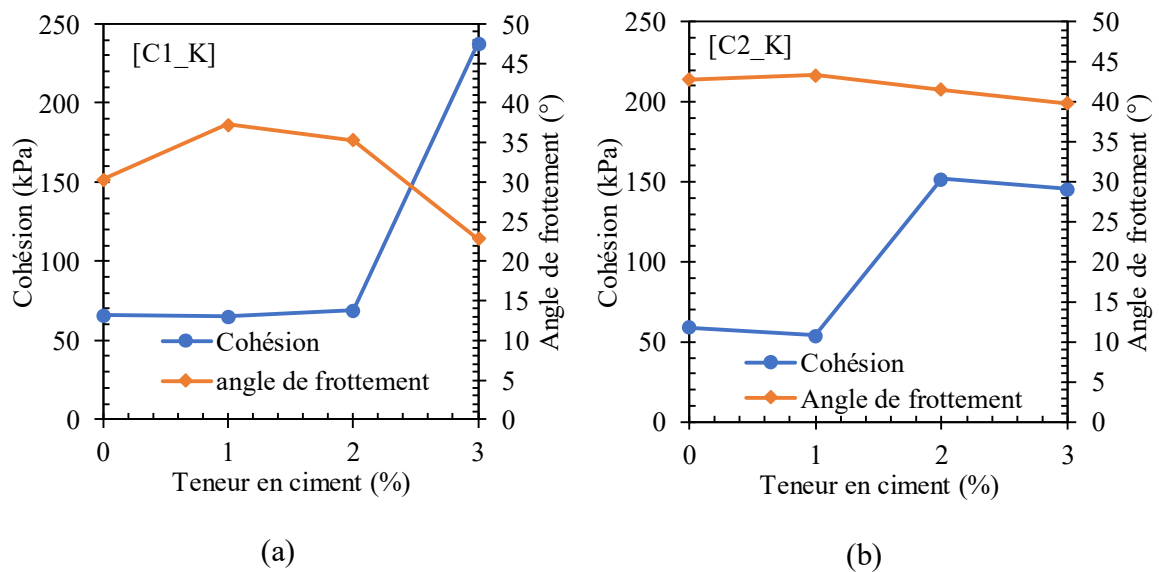


Figure 4-25. variation de la cohésion et de l'angle de frottement des matériaux latéritiques de Kamboinsé en fonction de la teneur en ciment

Les résultats d'identification ont montré que C1\_K a une densité spécifique de 3 contre 2,73 pour C2\_K, plus cette valeur est élevée, plus le degré d'altération de latérite est élevé. D'où C1\_K est plus altérée que C2\_K. Les conclusions de ces auteurs sont en accord avec les résultats de la présente étude, C2\_K présente l'angle de frottement le plus élevé et la cohésion la plus faible comparée à C1\_K. On note globalement une augmentation de la cohésion des matériaux en fonction de l'augmentation du ciment, mais qui est plus marquée à 3% d'ajout à l'exception de C2\_S. Pour les matériaux latéritiques de Saaba lorsqu'on compare les matériaux à l'état brut et après ajout de 3% de ciment, la cohésion passe de 48,05 kPa à 145,02 kPa pour C1\_S, de 67,83 kPa à 71,14 kPa pour C2\_S et de 75,67 kPa à 188,57 kPa pour CM\_S. De même, pour les matériaux de Kamboinsé, elle passe de 65,8 kPa à 237,63 kPa pour C1\_K et de 58,86 kPa à 145,35 kPa pour C2\_K après ajout de 3% de ciment aux matériaux latéritiques bruts. Pour l'angle de frottement, les matériaux des deux sites présentent une variation opposée. En effet, pour les matériaux de Saaba, l'angle de frottement oscille en fonction de l'augmentation de la teneur en ciment et atteint des valeurs plus élevées à 3% de ciment. Il est de 37,63° ; 33,7° et 31,9° avant ajout de ciment et de 42,4° ; 54,3° et 48,8° après ajout de 3%

de ciment pour C1\_S, C2\_S et CM\_S respectivement. L'angle de frottement diminue en fonction de l'augmentation de la teneur en ciment pour les matériaux latéritiques de Kamboinsé. Il est de 30,3° et 42,8° avant ajout de ciment et de 22,81° et 39,8° après ajout de 3% de ciment pour C1\_K et C2\_K respectivement.

L'augmentation de la cohésion et de l'angle de frottement s'explique par le fait que l'hydratation des silicates et aluminates de calcium anhydres du ciment est suivie d'une phase de cristallisation. Dans cette phase, les constituants hydratés vont s'enrober et relier les grains entre eux : c'est la prise hydraulique. La diminution de l'angle de frottement des matériaux latéritiques de Kamboinsé peut être due aux réactions chimiques interne de certains minéraux du mélange qui ne s'adapteraient pas à la présence du ciment (Dadouch et al., 2015). D'autres auteurs ont trouvé la même tendance (Dadouch et al., 2015; Mengue et al., 2017).

*Tableau 4-11 : Paramètres de cisaillement  $c$ ,  $\phi$ ,  $\tau$  et  $\varepsilon_{pic}$  en fonction du taux de ciment des matériaux de Saaba*

Paramètres	Ciment (%)	C1_S				C2_S				CM_S			
		0	1	2	3	0	1	2	3	0	1	2	3
$\tau$ (kPa)	50	85,62	86,35	152,24	197,28	92,98	104,35	118,00	123,86	114,65	120,35	121,80	267,33
	100	148,47	161,96	210,54	246,89	169,23	139,67	169,74	265,13	146,28	183,76	168,26	296,96
	200	244,68	236,83	357,16	350,92	222,14	268,04	322,26	389,02	230,58	311,85	264,75	461,02
$\varepsilon_{pic}$ (%)	50	5,65	2,7	1,42	1,61	6,64	1,88	1,65	2,20	3,50	3,06	1,96	1,28
	100	4,26	2,8	1,93	1,52	7,09	4,98	1,98	1,57	8,17	4,03	1,89	2,30
	200	14,24	4,5	4,25	2,88	8,22	5,60	2,43	4,48	9,76	4,25	3,21	4,39
$c$ (kPa)		48,0	50,85	82,4	145,0	67,8	42,7	42,6	71,1	75,7	57,2	74,8	188,6
$\phi$ (°)		37,6	39,45	49,6	42,4	33,7	43,2	50,5	54,3	31,9	47,6	39,6	48,8

*Tableau 4-12 : Paramètres de cisaillement  $c$ ,  $\phi$ ,  $\tau$  et  $\epsilon_{pic}$  en fonction du ciment des matériaux de Kamboinsé*

Paramètres	Ciment (%)	C1_K				C2_K			
		0	1	2	3	0	1	2	3
$\tau$ (kPa)	50	119,43	108,87	110,70	253,98	111,06	102,07	172,25	172,18
	100	138,72	151,44	147,12	296,41	183,91	177,33	302,91	268,82
	200	242,23	257,84	238,88	328,86	283,69	288,52	360,01	322,21
$\epsilon_{pic}$ (%)	50	25,46	3,61	3,02	1,89	14,83	4,61	2,95	0,60
	100	26,37	2,16	2,22	1,77	9,06	7,35	7,39	1,21
	200	23,94	12,29	7,26	1,60	10,00	11,83	11,62	0,90
$c$ (kPa)		65,8	65,0	68,8	237,6	58,9	54,1	151,9	145,4
$\phi$ (°)		30,3	37,3	35,3	22,8	42,8	43,3	41,5	39,8

### 4.4.3 Courbes intrinsèques des matériaux

La Figure 4-26 et la Figure 4-27 présentent les courbes intrinsèques des matériaux latéritiques de Saaba et de Kamboinsé en fonction du taux de ciment.

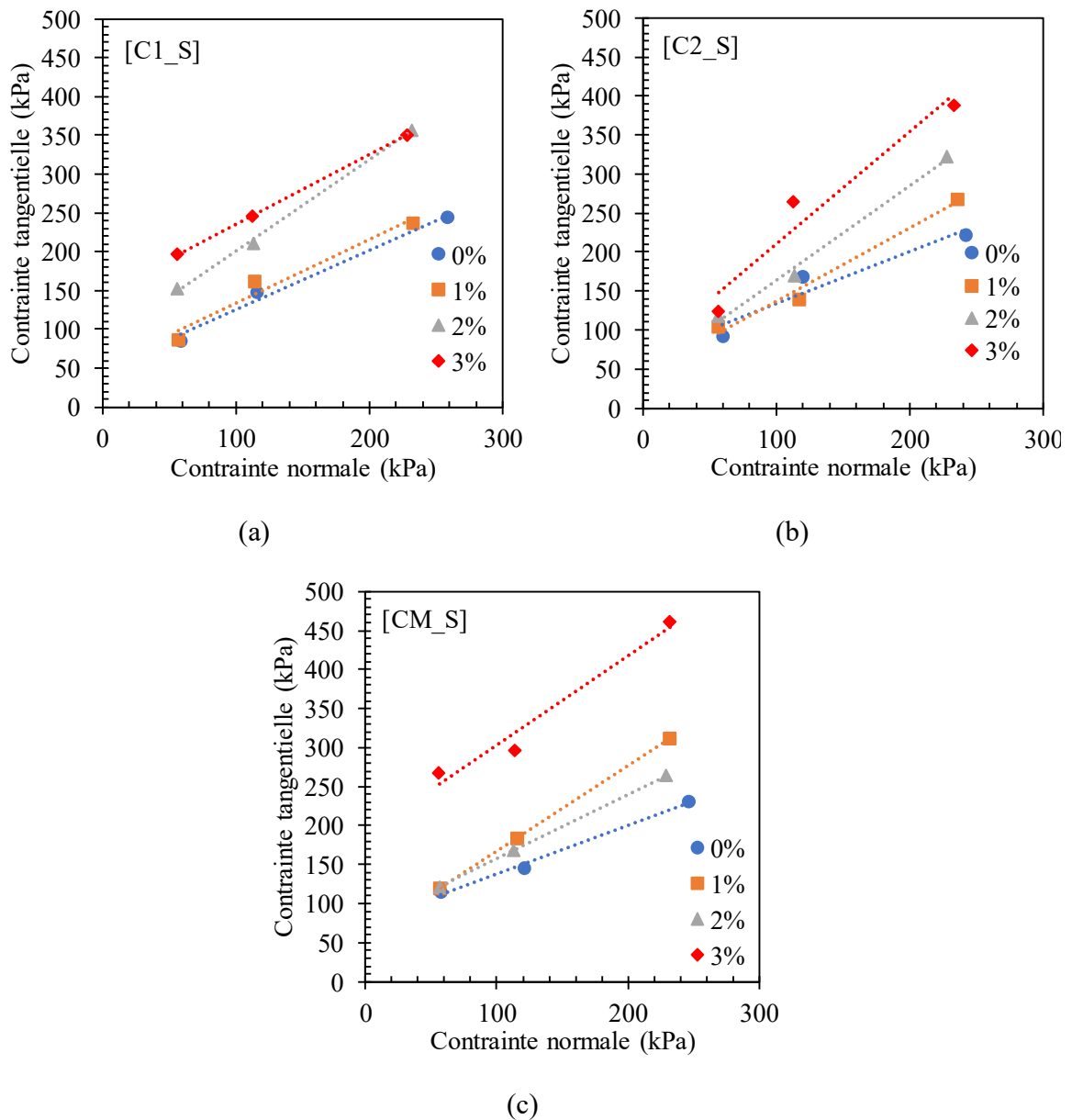


Figure 4-26. Courbes intrinsèques de Mohr-Coulomb des matériaux latéritiques de Saaba en fonction de la teneur en ciment

On note une augmentation de la contrainte de cisaillement en fonction de la teneur en ciment, conduisant à un décalage vers le haut des courbes intrinsèques. Ce qui montre une augmentation de la zone de stabilité des matériaux et une augmentation de leur capacité portante.

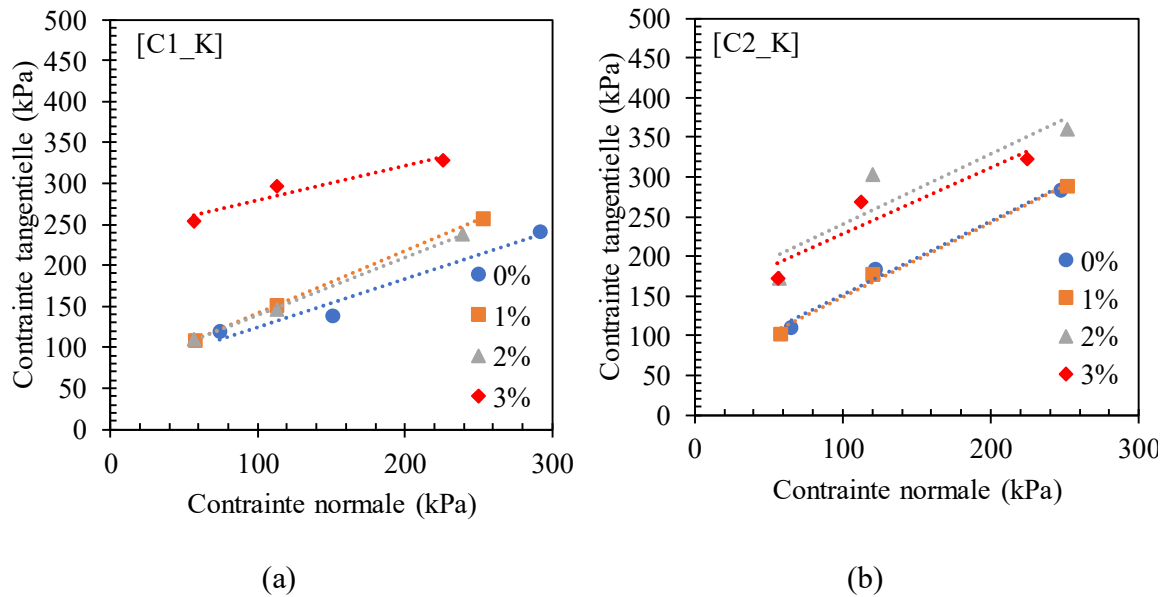


Figure 4-27. Courbes intrinsèques de Mohr-Coulomb des matériaux latéritiques de Kamboinsé en fonction de la teneur en ciment

### Relation C, $\varphi$ et déformation permanente

(Gu et al., 2016) proposent un nouveau modèle mécanistique-empirique pour évaluer le comportement des matériaux granulaires non liés en déformation permanente. Ce modèle est basé sur le critère de plasticité de Drucker-Prager. Ils aboutissent à la relation (Eq. 4.1).

$$\varepsilon_p = \varepsilon_0 e^{(\rho/N)^\beta} (\sqrt{J_2})^m (\alpha I_1 + K)^n \quad (\text{Eq. 4.1})$$

où

$$\alpha = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)} \quad (\text{Eq. 4.2})$$

$$K = \frac{c * 6 \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)} \quad (\text{Eq. 4.3})$$

$$\sqrt{J_2} = \alpha I_1 + K \quad (\text{Eq. 4.4})$$

Avec :

$J_2$  le second invariant de la contrainte déviatorique,

$I_1$  le premier invariant de la contrainte déviatorique,

$\varepsilon_0, \rho, \beta, m$  et  $n$  sont des constantes du modèle,

$\varphi$  l'angle de frottement,

$c$  la cohésion

A partir d'essais triaxiaux à chargement répété, les paramètres du modèle ont été obtenus. Les constantes de son modèle ont été utilisées pour étudier la variation de la déformation permanente des sols de la présente étude. L'objectif est de traduire d'une manière qualitative l'effet du ciment sur la déformation permanente des matériaux et donc le risque d'orniérage des chaussées. En effet, plus la déformation permanente est élevée, plus le risque d'orniérage est grand et donc la durée de service de la route réduite. En utilisant l'équation 4.1, les paramètres du modèle de (Gu et al., 2016) et les résultats issus de l'essai de cisaillement direct de cette présente étude (Tableau 4-11 et Tableau 4-12) ; les déformations permanentes des matériaux étudiés ont été calculés et sont présentées sur les figures Figure 4-28 a et b.

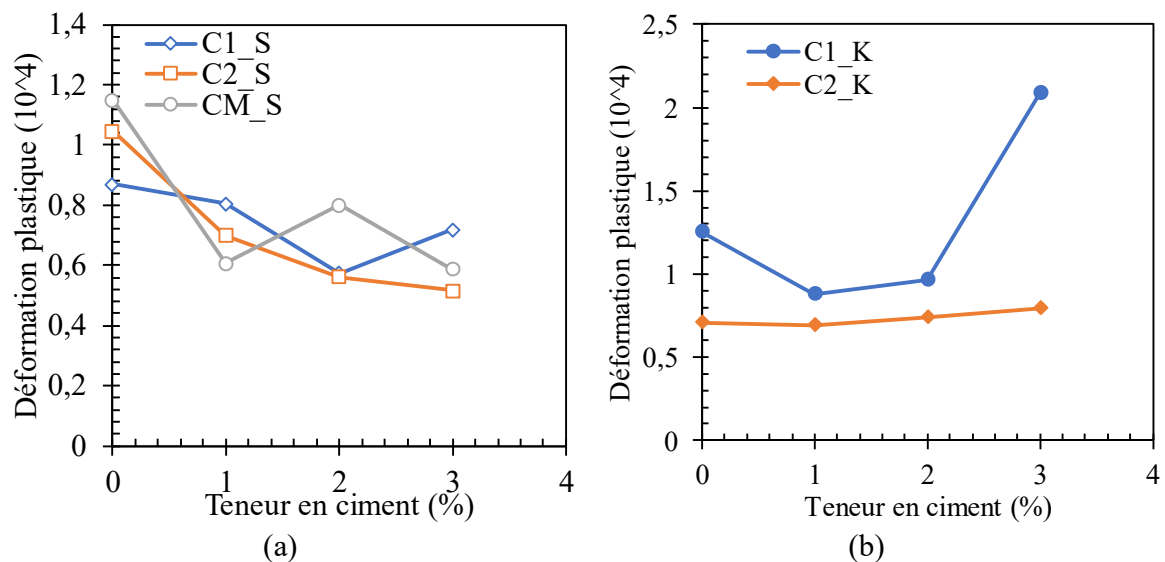


Figure 4-28 : variation de la déformation permanente en fonction de la teneur en ciment, a) Saaba ; b) Kamboinsé



Les figures Figure 4-28-a présente la variation de la déformation permanente des matériaux latéritiques de Saaba en fonction de la teneur en ciment. On note une diminution de la déformation permanente qui est intrinsèquement liée à l'augmentation de la cohésion et de l'angle de frottement en fonction de la teneur en ciment. Par conséquent, l'ajout de ciment permet d'atténuer les déformations permanentes en limitant l'orniérage dans les structures de chaussées les rendant ainsi plus durables. La Figure 4-28-b présente la variation de la déformation permanente en fonction de la teneur en ciment des matériaux latéritiques de Kamboinsé. Le matériau C1\_K ayant un angle de frottement plus faible après ajout de 3% de ciment (Tableau 4-12), il est noté une augmentation de sa déformation permanente. Pour C2\_K, on note une faible augmentation de la déformation permanente en fonction de la teneur en ciment, cela peut être dû à la faible diminution de l'angle de frottement. Ce modèle permet de prédire les déformations permanentes d'un sol en fonction des paramètres de cisaillement. Cependant, cette relation doit être prise avec beaucoup de réserves car elle n'est valable que pour les conditions d'essais où elle a été établie (essais triaxiaux à chargement répété, matériaux granulaires).

## **4.5 Conclusion**

Dans ce chapitre, l'influence de l'ajout de ciment sur les propriétés physiques et mécaniques des sols latéritiques a été présenté. Il en ressort que :

- L'ajout de ciment agit favorablement sur les propriétés physiques des sols latéritiques.

Pour les sols de Kamboinsé dont l'indice de plasticité de C1\_K et C2\_K qui étaient respectivement de 19% et 22,2% à l'état brut, ont vu ces valeurs diminuer jusqu'à 12% et 14% permettant ainsi leur utilisation en couche de base. L'ajout de ciment a augmenté la densité sèche de C1\_K, tandis que celle de C2\_K a diminué légèrement. C1\_K reste supérieure à 20 kN/m<sup>3</sup> tandis que C2\_K est en dessous.

Pour les sols latéritiques de Saaba, l'indice de plasticité a diminué en fonction de l'augmentation de la teneur en ciment, permettant l'utilisation de CM\_S en couche de base après ajout de 1% de ciment. L'ajout de ciment augmente la densité sèche optimale pour toutes

les couches de ce site, les maintenant à des valeurs supérieures à 20 tkN/m<sup>3</sup>, valeur minimale pour une utilisation en couche de base.

- L'ajout de ciment améliore les caractéristiques mécaniques des matériaux latéritiques

Pour les matériaux latéritiques de Kamboinsé : l'indice CBR augmente en fonction de l'augmentation du taux de ciment pour tous les matériaux. C1\_K présente les valeurs les plus élevées du fait de ses meilleures caractéristiques physiques à l'état brut comparée à C2\_K. L'indice CBR immédiat est plus élevé que l'indice CBR immergé qui est à son tour plus élevé que l'indice CBR après 3 jours à l'air et 4 jours immergé. Après ajout de 3% de ciment, C1\_K présente un CBR après 3 jours à l'air et 4 jours d'immersion de 180%, valeur supérieure à 160% qui est la valeur minimale pour une utilisation en couche de base. Pour C2\_K, la valeur n'est que de 121% après ajout de 3% de ciment, il ne peut être utilisé qu'en couche de fondation, dont la valeur minimale exigée est de 110%.

Pour les matériaux latéritiques de Saaba : l'indice CBR augmente avec le taux de ciment ajouté. CM\_S présente les indices CBR immédiats les plus élevés, à cause de sa portance initiale plus élevée. Lorsque le matériau subit une cure de 3 jours à l'air et 4 jours d'immersion, l'effet du ciment est plus significatif sur C1\_S et C2\_S. C1\_S qui a enregistré une diminution de son indice de plasticité de 44% devient plus réactif que les autres matériaux, tandis que C2\_S contiendrait plus de minéraux argileux. L'indice CBR après 3 jours de cure à l'air et 4 jours d'immersion dans l'eau est plus élevé que l'indice CBR immergé. Ce phénomène, étant contraire à celui constaté sur les matériaux de Kamboinsé, montre que la quantité plus élevée de minéraux argileux dans le sol de Saaba a dû influencer ces paramètres. Après ajout de 3% de ciment, C1\_S, C2\_S et CM\_S présentent des CBR après 4 jours d'immersion, supérieures à 160%, ils peuvent être utilisés en couche de base.

Pour les matériaux latéritiques de Kamboinsé : la résistance à la compression augmente en fonction du taux de ciment et du temps de cure. C1\_K présente les résistances les plus élevées comparées à C2\_K. Pour un pourcentage de ciment de 2%, Rc augmente de l'ordre de 13% et de 52% pour C1\_K et C2\_K respectivement. Après ajout de 3% de ciment, C1\_K présente une résistance de 1,42 MPa après 7 jours de cure contre 0,32 MPa pour l'échantillon brut. C2\_K enregistre une résistance de 0,55 MPa après amélioration contre 0,15 MPa avant. Aucune des

couches ne peut être utilisée en couche de base de chaussée car leur résistance est en dehors de l'intervalle 1,8 MPa et 3,1 MPa. Mais C1\_K est utilisable en couche de fondation.

Pour les matériaux latéritiques de Saaba : la résistance à la compression augmente en fonction du taux de ciment et du temps de cure. Pour un pourcentage de 2% de ciment, le Rc de C1\_S, C2\_S et CM\_S augmente de 19%, 9% et 3,5% respectivement par rapport à l'échantillon brut. Pour un pourcentage de 3% de ciment, C1\_S passe de 0,71 MPa à 2,38 MPa, C2\_S de 0,75 MPa à 3,1 MPa et CM\_S de 0,38 MPa à 2,23 MPa par rapport à l'échantillon brut. C2\_S et CM\_S contiendraient plus de minéraux argileux que C1\_S. Tous les matériaux latéritiques de Saaba peuvent être utilisés en couche de base.

Il a également été constaté que les Rc de Saaba étaient globalement plus élevés que celles de Kamboinsé après ajout de ciment à cause probablement des meilleures propriétés physiques de Saaba et peut être de la quantité plus élevée d'argiles minérales de Saaba.

L'ajout de ciment modifie également le comportement des matériaux latéritiques, montrant le passage d'un sol ductile vers un sol fragile. Ce qui soulève le critère de dimensionnement qui considère les matériaux latéritiques améliorés à 3% de ciment comme ayant un comportement similaire à celui d'un matériau à l'état cru.

Quant au module de Young et à la résistance à la traction, ils augmentent en fonction de la teneur en ciment ajoutée.

Pour les matériaux latéritiques de Kamboinsé : le module de Young varie de 48 MPa et 7 MPa après 28 jours de cure pour les échantillons bruts à 149 MPa et 325 MPa après ajout de 3% de ciment pour les matériaux latéritiques de Kamboinsé, C1\_K et C2\_K respectivement. Tandis que la résistance à la traction passe de 0,09 à 0,13 MPa pour C1\_K et de 0,014 à 0,018 MPa après ajout de 2% de ciment à C1\_K et C2\_K respectivement. C1\_K présente un module inférieur à 300 MPa et une résistance à la traction inférieure à 0,3 MPa, limites minimales pour une utilisation en couche de base, il n'est donc pas utilisable en couche de base même après ajout de 3% de ciment au sol brut. C2\_K quant à lui présente un module supérieur à 300 MPa, mais sa résistance à la traction est faible.

Pour les matériaux latéritiques de Saaba : Les modules de C2\_S et CM\_S sont plus élevés que ceux de C1\_S pour toutes les teneurs en ciment. Le module de Young passe de 23 MPa, 88 MPa, 34 MPa après 28 jours de cure pour les échantillons bruts à 486 MPa, 429 MPa et 308

MPa après ajout de 3% de ciment pour C1\_S, C2\_S et CM\_S respectivement. La résistance à la traction passe de 0,06 MPa pour l'échantillon de C1\_S à l'état brut à 0,22 MPa après ajout de 3% de ciment. Pour C2\_S, elle passe de 0,05 MPa à 0,22 MPa et pour CM\_S de 0,05 MPa à 0,19 MPa. Tous les matériaux latéritiques de Saaba sont utilisables en couche d'assise de chaussée du point de vue du module. Pour ce qui est de la résistance à la traction, ces valeurs sont en deçà de 0,3 MPa.

Selon la norme (NF EN 14227-5, 2013b) après ajout de 2% de ciment, C1\_S et C2\_S sont de classe SOL T2 et peuvent être utilisés en couche d'assise de chaussée. CM\_S, C1\_K et C2\_K sont à des classes de sol inférieures.

Une bonne corrélation entre le module de Young et la résistance à la compression a été trouvée. Les résultats issus de l'essai triaxial ont montré que les contraintes déviatoriques augmentent pour un taux de ciment de 3% par rapport à un sol brut. En plus, les paramètres de cisaillement  $c$  et  $\phi$  et les modules sécants  $E_{30}$  et  $E_{50}$  augmentent également pour le même taux de ciment. L'application de charges cycliques augmente la rigidité des matériaux et que son effet n'est pas très significatif pour les matériaux améliorés au ciment. Les résultats des essais de cisaillement direct montrent que le ciment augmente les paramètres  $C$  et  $\phi$  des matériaux. Ce qui a comme effet, une atténuation des déformation permanente. La considération des paramètres de cisaillement serait très intéressante dans les critères de dimensionnement.

Le ciment diminue l'indice de plasticité des sols, les rendant ainsi moins sensibles à l'eau. Il rigidifie les matériaux en améliorant les propriétés mécaniques tels que le module de Young, l'indice CBR, la résistance à la compression et la résistance à la traction. Il est ressorti de cette étude que le ciment agit différemment suivant la quantité de minéraux argileux présents dans le sol latéritique mais également en fonction des propriétés physiques du sol. Le matériau de Kamboinsé, à l'état brut présentait l'indice de portance le plus élevé, pourtant, après amélioration, les matériaux latéritiques de Saaba présentent les indices CBR et les performances mécaniques les plus élevées. Ce qui est due à leurs meilleures caractéristiques physiques, à leurs performances mécaniques et à leur quantité d'argiles minérales plus élevés à l'état brut. Dans le (CEBTP, 1984) pour qu'un sol latéritique puisse être amélioré au ciment, il doit présenter un certain nombre de critères basés sur les propriétés physiques ainsi que sur la portance. Or les sols de notre étude ne répondent pas à ces critères, pourtant après

amélioration, certains d'entre eux comme C1\_S et C2\_S ont pu présenter de bonnes caractéristiques pour une utilisation en assise de chaussée. Ainsi, les critères du CEBTP devraient plutôt être orientés vers les propriétés physiques des sols latéritiques mais également vers leurs performances mécaniques à l'état brut. L'amélioration des sols latéritiques par ajout de ciment permet d'aboutir à des sols latéritiques avec de très bonnes performances, mais elle est très coûteuse et augmente le temps d'exécution des travaux sur les sites. De plus, l'utilisation du ciment induit une pollution environnementale. En effet, le ciment est non seulement un matériau importé dans certains pays, mais sa production est également responsable de 5 à 7% des émissions mondiales de dioxyde de carbone (CO<sub>2</sub>), et le CO<sub>2</sub> représente 65% des gaz à effet de serre. Par conséquent, l'utilisation de matériaux locaux devrait être fortement encouragée afin d'atténuer le changement global. Le chapitre suivant portera sur l'amélioration des caractéristiques de ces sols par la technique de la litho-stabilisation.

## **Chapitre 5**

# **Effet de l'ajout de granulats sur le comportement géomécanique des matériaux latéritiques (la litho-stabilisation)**

### **5.1 Introduction**

Les sols latéritiques sont très courants en Afrique sub-saharienne. Ils sont faciles à extraire et ont un coût d'exploitation relativement faible. Par conséquent, ils sont couramment utilisés dans la construction, notamment dans la construction routière. Cependant, l'utilisation de ces matériaux est soumise au respect de certains critères définis par les documents techniques existants tels que le (CEBTP, 1984).

La plupart des emprunts latéritiques répondant à ces critères ont été largement exploités ces dernières années. Il en résulte une raréfaction des sols latéritiques présentant de bonnes caractéristiques géotechniques. De plus, ces matériaux latéritiques, même s'ils répondent à tous les critères géotechniques et mécaniques au moment de la construction de la chaussée, peuvent ne pas être durables en raison de leur altération chimique supplémentaire in situ (M. D. Gidigasu, 1974; Tockol et al., 1994). Des techniques d'amélioration ont été introduites afin de palier à la médiocrité des caractéristiques géotechniques de ces sols, telle que la stabilisation. Ainsi, l'objectif de ce chapitre est d'étudier l'effet de l'ajout de granulats concassés de granite de classe 0/31,5 mm sur les paramètres géotechniques et mécaniques, notamment le CBR, le module d'Young et la résistance à la compression des sols latéritiques de Saaba et de Kamboinsé. Les résultats issus de cette étude ont été discutés et les facteurs influençant ces paramètres ont été soulignés.

## 5.2 Méthode expérimentale

Les sols latéritiques issus de chaque couche pour les deux emprunts latéritiques ont été étudiés. Le mélange des sols latéritiques bruts avec les granulats concassés de granites a été fait selon les quantités suivantes : 80% de sols latéritiques (GL) + 20% de granulats concassés de granites (GrC) noté 80%GL + 20% (GrC), et de manière similaire, 75% GL + 25% GrC, 70% GL + 30% GrC, 65% GL + 35% GrC. L'organigramme de la Figure 5-1 présente la méthodologie de travail.

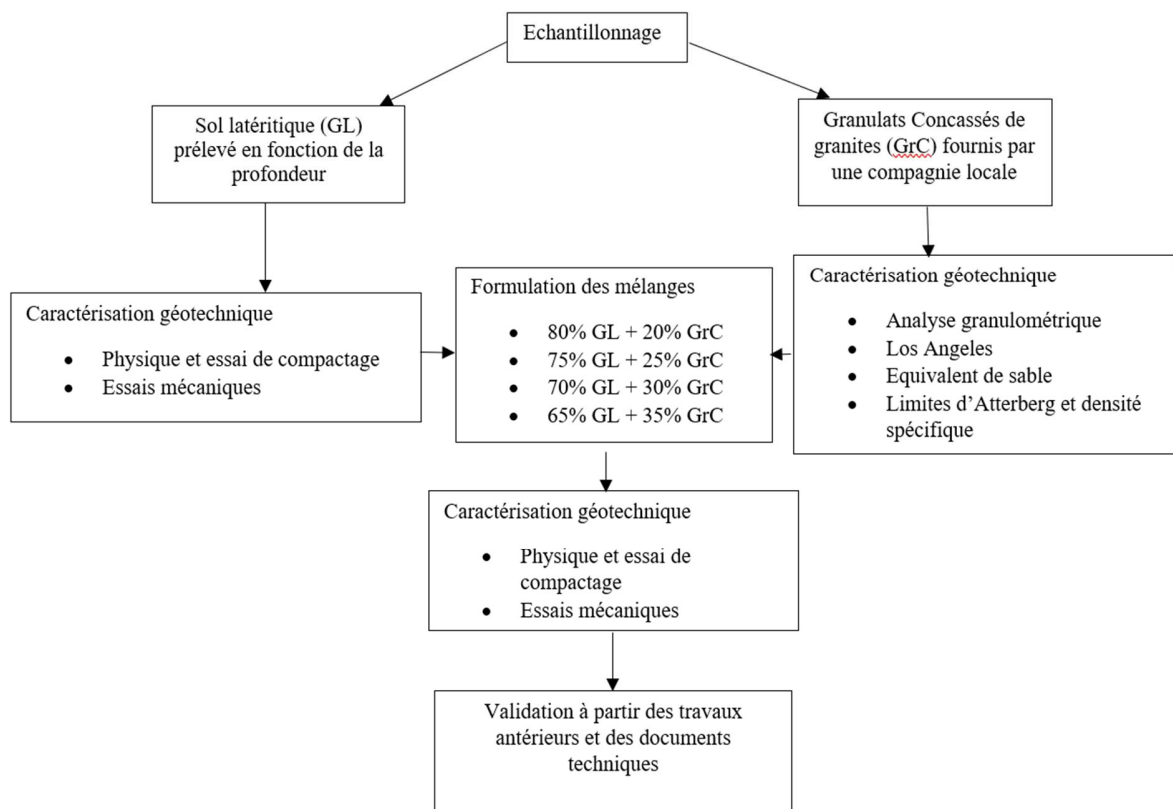
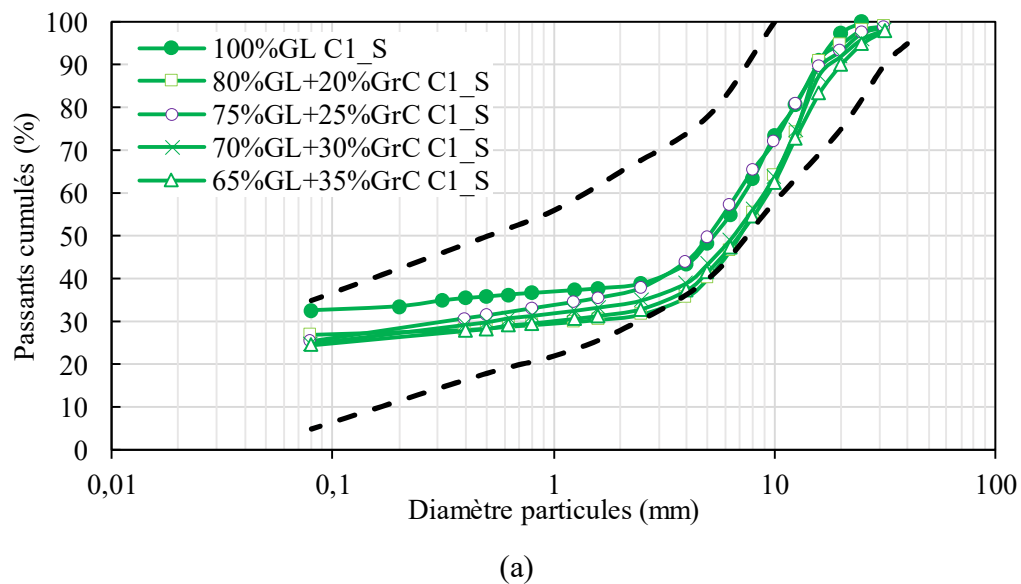


Figure 5-1 : Organigramme du programme expérimental de l'étude

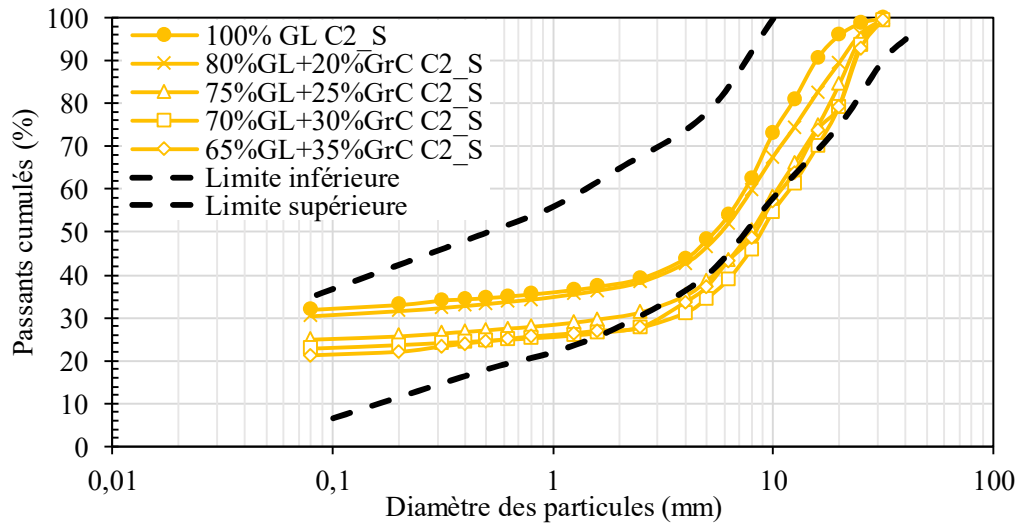
## 5.3 Propriétés physiques et de compactage

### 5.3.1 Granulométrie

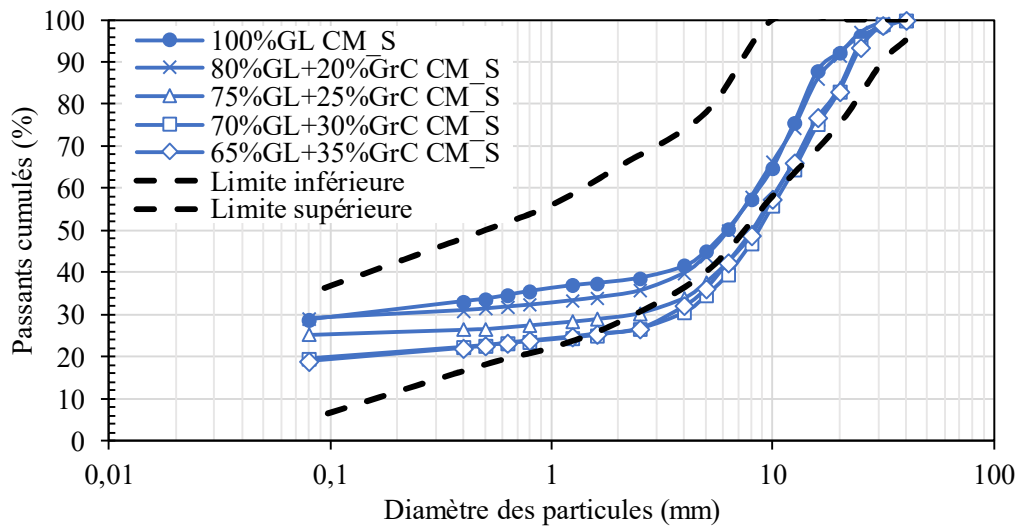
Les Figure 5-2 et Figure 5-3 présentent les courbes granulométriques des sols latéritiques des emprunts de Saaba (C1\_S, C2\_S et CM\_S) et de Kamboinsé (C1\_K et C2\_K) avant et après ajout de granulats concassés. On constate que l'ajout de granulats concassés renforce le squelette granulaire, les courbes granulométriques se déplacent vers le bas lorsque la teneur en granulats augmente mais restent quasiment dans le fuseau de référence sauf pour C2\_K qui s'en rapproche.





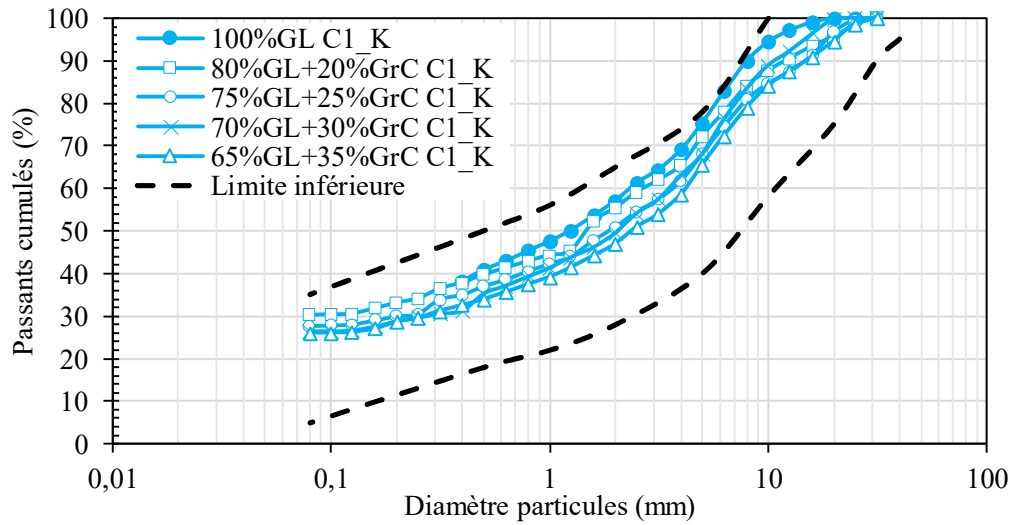


(b)

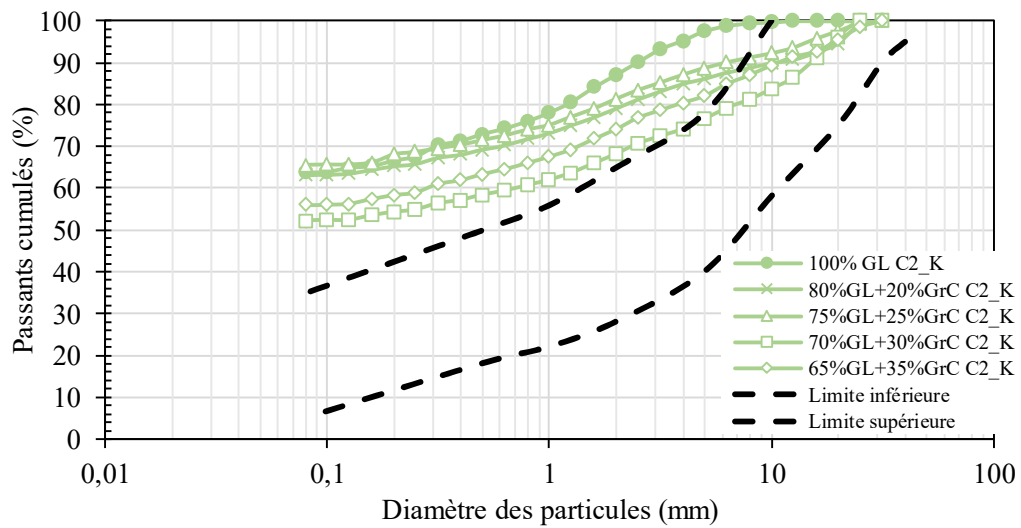


(c)

Figure 5-2 : Courbes granulométriques de Saaba, a) C1\_S, b) C2\_S et c) CM\_S avant et après ajout de granulats concassés de granites comparées avec le fuseau des sols de fondation (CEBTP, 1984)



(a)



(b)

Figure 5-3 : Courbes granulométriques de Kamboinsé a) C1\_K et b) C2\_K avant et après ajout de concassées de granites comparées avec le fuseau granulaire d'une couche de fondation du (CEBTP, 1984)

Les Tableau 5-1 et Tableau 5-2 présentent les résultats issus des analyses granulométriques. Le renforcement du squelette granulométrique des sols étudiés se remarque aisément à partir des pourcentages de passants aux différents tamis.

*Tableau 5-1 : Caractéristiques granulométriques des sols latéritiques de Saaba en fonction du pourcentage de concassées de granites*

Agrégats (%)	Pourcentage de passants au tamis d (mm)			Dmax (mm)
	d < 0,08	d < 2	d < 0,4	
<b>C1_S</b>				
<b>0</b>	33	38,3	35,5	20
<b>20</b>	27,1	30,6	28,2	31,5
<b>25</b>	25,3	35,5	30,7	31,5
<b>30</b>	25,0	33,4	29,4	31,5
<b>35</b>	24,6	31,4	27,9	31,5
<b>C2_S</b>				
<b>0</b>	32,0	38,3	34,4	25
<b>20</b>	30,4	36,3	32,8	31,5
<b>25</b>	25,0	29,7	26,8	31,5
<b>30</b>	22,8	26,4	24,4	31,5
<b>35</b>	21,2	26,3	23,9	31,5
<b>CM_S</b>				
<b>0</b>	29	38,0	33	25
<b>20</b>	29,0	34,0	30,9	31,5
<b>25</b>	25,2	28,9	26,4	31,5
<b>30</b>	19,5	25,1	22,3	31,5
<b>35</b>	18,8	25,4	22,0	31,5

En effet, le pourcentage de passants au tamis de 2 mm a diminué en passant de 37,8% à 31,4% avant et après l'ajout de 35% de granites pour C1\_S. Il passe de 37,3% et 38 % à 29,6% et 25,3% avant et après ajout de 35% de granites pour C2\_S et pour CM\_S respectivement. Il est également noté une diminution de la teneur en fines (< 0,08mm) et du mortier (la fraction < 0,4 mm). Pour les sols latéritiques de Saaba, le pourcentage de passants au tamis 0,08 mm passe de 33% à 24,6% pour C1\_S, de 32% à 21,2% pour C2\_S et de 29% à 18,8 % pour CM\_S. Pour les sols latéritiques de Kamboinsé, il passe de 30,5 à 26,1 % pour C1\_K et de 69 à 56% pour C2\_K.

Tableau 5-2 : Caractéristiques granulométriques des sols latéritiques de Kamboinsé en fonction du pourcentage de concassés de granites

Agrégats (%)	Pourcentage de passants au tamis d (mm)			Dmax (mm)
	d < 0,08	d < 2	d < 0,4	
<b>C1_K</b>				
<b>0</b>	30,5	57	38,2	20
<b>20</b>	30,3	55,3	37,8	31,5
<b>25</b>	27,6	50,9	35,0	31,5
<b>30</b>	26,6	49,6	31,3	31,5
<b>35</b>	26,1	47,0	31,1	31,5
<b>C2_K</b>				
<b>0</b>	64	87	71,3	10
<b>20</b>	63,2	79,1	68,1	31,5
<b>25</b>	65,6	81,4	70,4	31,5
<b>30</b>	52,2	68,2	57,2	31,5
<b>35</b>	56,0	74,1	62,0	31,5

(Hyoumbi et al., 2019) aboutissent aux mêmes résultats, en notant une diminution de la teneur en fines. La diminution de la teneur en fines est due à l'effet physique de la granulométrie, où les particules grossières des concassés remplacent les particules fines du sol, diminuant ainsi la teneur en fines du sol stabilisé par les granulats concassés. Toutes les courbes restent dans les limites proposées par le (CEBTP, 1984) pour les matériaux utilisés en couche de fondation. Le pourcentage de passants au tamis 2 mm est de 57% et 87% pour C1\_K et C2\_K respectivement avant ajout de granites. Pour un ajout de 35% de granites, ce pourcentage passe à 47% et 74% respectivement pour C1\_K et C2\_K. Les courbes de C1\_K demeurent dans le fuseau granulaire du CEBTP tandis que celles de C2\_K demeurent à l'extérieur. Tous ces sols à l'exception de C2\_K peuvent être utilisés en couche d'assise de chaussée.

### 5.3.2 Plasticité et valeur au bleu de méthylène

Les essais de limites d'Atterberg sont réalisés sur la partie granulométrique inférieure à 0,4mm et les essais au bleu de méthylène sur les sols de diamètre inférieur à 5 mm.

Les Figure 5-4 et Figure 5-5 présentent les propriétés de plasticité des sols latéritiques de Saaba (C1\_S, C2\_S et CM\_S) et de Kamboinsé (C1\_K et C2\_K) respectivement avant et après ajout de granulats concassés

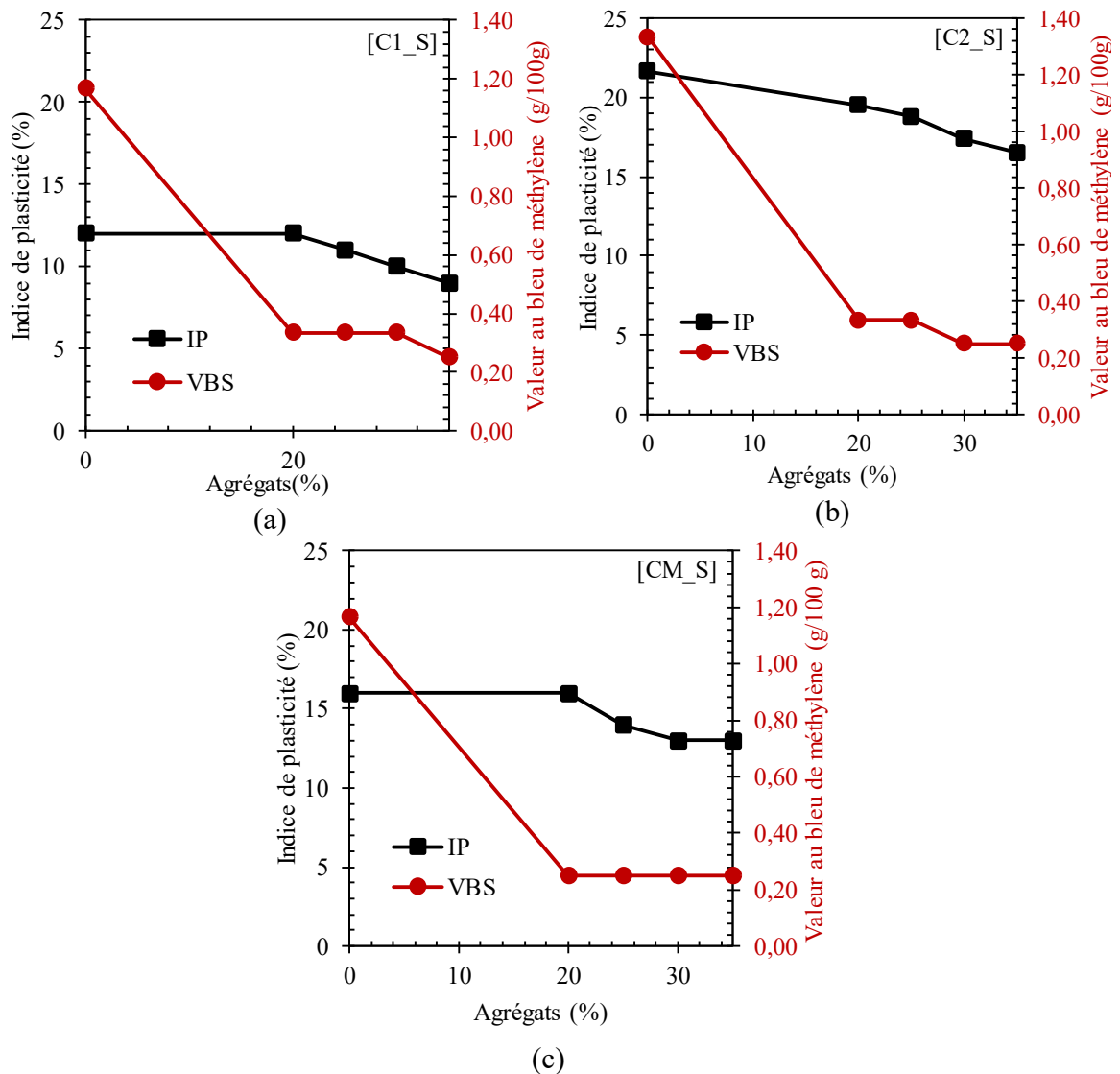


Figure 5-4 : Variation de l'indice de plasticité et de la valeur au bleu de méthylène en fonction de la teneur en granulats concassés de granites a) C1\_S, b) C2\_S et c) CM\_S

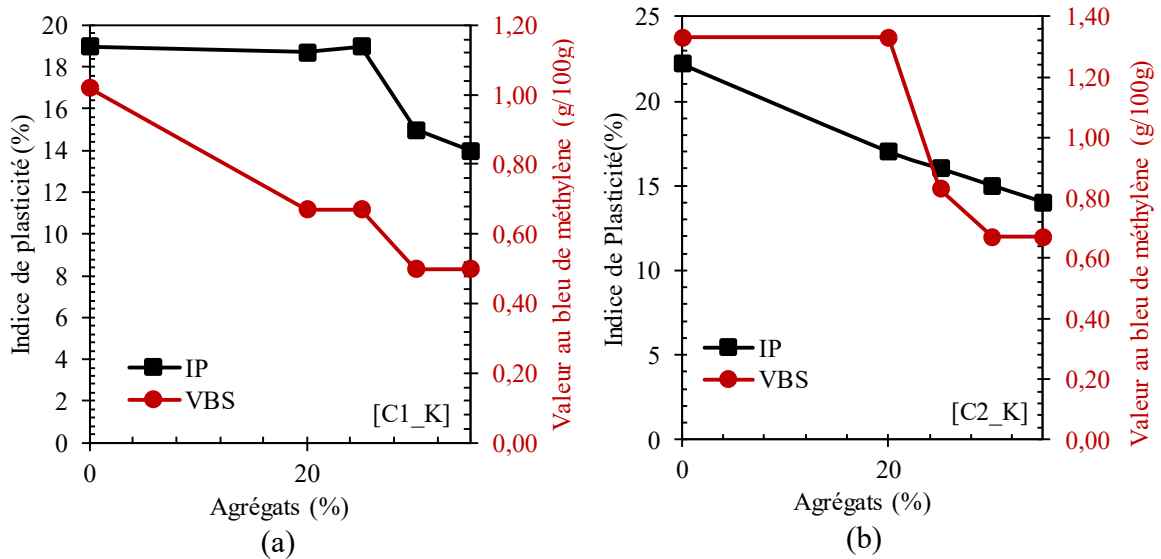


Figure 5-5 : Variation de l'indice de plasticité et de la valeur au bleu de méthylène en fonction de la teneur en granulats concassés de granites a) C1\_S et b) C2\_S

. L'indice de plasticité diminue légèrement avec l'augmentation de la teneur en granulats pour les sols latéritiques de Saaba de l'ordre de 25% (de 12% à 9%) pour C1\_S, de l'ordre de 6% (de 15% à 14%) pour C2\_S et de l'ordre de 19% (16% à 13%) pour CM\_S après ajout de 35% de granulats concassés (Tableau 5-3). Pour les sols de Kamboinsé, cette diminution est plus marquée, de l'ordre de 26% (de 19% à 14%) pour C1\_K, de l'ordre de 37% (22,2% à 14%) pour C2\_K après ajout de 35% de granulats concassés (Tableau 5-4).

La valeur du bleu de méthylène diminue également avec l'augmentation du pourcentage de granulats concassés. En effet, la valeur du bleu de méthylène diminue de 79% (elle passe de 1,17% à 0,25%) pour C1\_S, de 92% (de 1,33% à 0,25%) pour C2\_S et de 79% (de 1,17 à 0,25) pour CM\_S (Tableau 5-3). Elle diminue également pour les sols latéritiques de Kamboinsé avec des pourcentages relatifs de 50% (de 1,02 à 0,5) et de 49,6% (de 1,33 à 0,67) après ajout de 35% de granites par rapport aux sols bruts. Ces phénomènes sont attribués à la réduction de la teneur en argile au fur et à mesure que la teneur en granulats concassés non plastique augmente. Il en résulte une réduction de la capacité d'absorption d'eau du sol.

Tableau 5-3 : Plasticité et classification des sols latéritiques de Saaba en fonction de la teneur en granulats concassés de granites

Agréats (%)	Plasticité				Classification		
	VBS	$\omega L$	IP	MP ou m*IP	GTR	HRB	USCSS
<b>C1 S</b>							
0	1,17	33	12	425	B5	A-2-6	GA
20	0,33	31	12	339	B5	A-2-6	GA
25	0,33	32	11	337	B5	A-2-6	GA
30	0,33	31	10	294	B5	A-2-6	GA
35	0,25	30	9	251	B5	A-2-6	GA
<b>C2 S</b>							
0	1,33	33	15	516	B6	A-2-6	GA
20	0,33	36	15	492	B6	A-2-6	GA
25	0,33	36	15	403	B6	A-2-6	GA
30	0,25	33	14	342	B6	A-2-6	GA
35	0,25	36	14	335	B6	A-2-6	GA
<b>CM S</b>							
0	1,17	33	16	530	B6	A-2-6	GA
20	0,25	33	16	495	B6	A-2-6	GA
25	0,25	34	14	370	B6	A-2-6	GA
30	0,25	32	13	289	B6	A-2-6	GA
35	0,25	33	13	285	B6	A-2-6	GA

En considérant uniquement l'indice de plasticité pour évaluer l'effet de l'ajout de granulats concassés sur les sols latéritiques, nous serions amenés à conclure que cet ajout a plus d'effet sur les sols latéritiques de Kamboinsé. Selon (Charman, 1988), la contribution effective de la plasticité des fines à la performance des matériaux de construction routière dépend du pourcentage de fines, car un matériau contenant moins de 10% de fines très plastiques peut ne pas avoir plus d'effet que, par exemple, 20% de fines de faible plasticité.

Tableau 5-4 : Plasticité et classification des sols latéritiques de Saaba en fonction de la teneur en granulats concassés de granites

Agréats (%)	Plasticité				Classification		
	VBS	$\omega_L$	IP	MP ou m*IP	GTR	HRB	USCSS
<b>C1 K</b>							
0	1,02	47,5	19	726	B6	A2-7	SA
20	0,67	35,7	18,7	707	B6	A2-6	SA
25	0,67	38	19	665	B6	A2-6	SA
30	0,5	34	15	470	B6	A2-6	GA
35	0,5	34	14	435	B6	A2-6	GA
<b>C2 K</b>							
0	1,33	47,7	22,2	1583	A2	A7-6	A
20	1,33	40	17	1157	A2	A6	A
25	0,83	38	16	1127	A2	A6	A
30	0,67	38	15	858	A2	A6	A
35	0,67	37	14	867	A2	A6	A

Par conséquent, pour évaluer la sensibilité des matériaux litho-stabilisés aux variations de teneur en eau, il est beaucoup plus réaliste d'adopter le module de plasticité m\*IP ou MIP ((% du mortier  $<0,425>$ \*IP)) plutôt que d'utiliser les caractéristiques de plasticité seules (Frempong & Tsidzi, 1999). Le module de plasticité diminue avec l'augmentation de la teneur en granulats pour les sols latéritiques de Saaba (de 425 à 251 pour C1\_S, de 516 à 335 pour C2\_S et de 530 à 285 pour CM\_S après ajout de 35% de granulats concassés) (Tableau 5-3). Pour les sols de Kamboinsé, il suit la même tendance (de 726 à 435 pour C1\_K, de 1583% à 867 pour C2\_K après ajout de 35% de granulats concassés) (Tableau 5-4). Le taux de diminution du module de plasticité des sols latéritiques de Saaba est de 41%, 35%, et 46% respectivement pour C1\_S, C2\_S et CM\_S. Tandis qu'il est de 40% pour C1\_K et de 41% pour C2\_K. Ce qui montre que l'effet de l'ajout de granulats de granites est plus significatif sur les paramètres de plasticité des sols latéritiques de Saaba et ils restent toujours moins sensibles à la variation de la teneur en eau. (Frempong & Tsidzi, 1999) ont étudié l'effet de l'ajout de graves alluvionnaires et de granulats concassés sur des sols latéritiques du Ghana. En se basant uniquement sur l'indice de plasticité, l'effet de l'ajout de granulats concassés ne pouvait être perçu. Mais avec le module de plasticité, il a pu montrer que l'ajout de 40% de granulats concassés a permis de diminuer



celui-ci de 24% par rapport à l'échantillon brut. Les résultats issus du module de plasticité (MP) nous semblent mieux traduire l'effet de l'ajout de granulats sur la plasticité des sols.

Des évolutions similaires ont été rapportées par différents auteurs (S. S. R. Gidigasou et al., 2021; Hyoumbi et al., 2019; Issiakou, 2016; Ndiaye et al., 2013). (Ndiaye et al., 2013) ont constaté que l'ajout de 10% de sable de dune à des sols latéritiques du Sénégal entraîne une diminution de 20% de l'indice de plasticité (IP). (Hyoumbi et al., 2019) ont montré que l'IP diminue d'environ 35% après l'ajout de 50% de basanite broyée de classe 0/5. (Issiakou et al., 2015) ont obtenu une diminution de 24% après l'ajout de 10% de nodules latéritiques de classe 0/5 mm. (S. S. R. Gidigasou et al., 2021) ont montré que le mélange de sol latéritique avec 80% de granulats concassés diminue l'IP de 40%.

Pour les sols latéritiques de Saaba, la réduction de l'indice de plasticité, permet de pouvoir utiliser les sols de CM\_S après ajout de 25% de granites en couche de base, l'IP est inférieur à 15%, qui est la valeur minimale requise pour une utilisation en couche de base selon le CEBTP. C1\_S et C2\_S restent utilisables en couche de base. Les sols latéritiques de Kamboinsé, après ajout de 30% de granulats de granites peuvent être utilisés en couche de base car leur indice de plasticité est inférieur ou égale à 15% (CEBTP, 1984).

En combinant les résultats issus de l'analyse granulométrique et des essais de limite d'Atterberg, il est possible de déterminer la classe granulaire de ces sols en fonction de la teneur en granulats concassés. On note ainsi que les sols latéritiques de Saaba, la classe granulaire ne change pas après l'ajout de granulats, C1\_S, C2\_S et CM\_S demeurent dans la classe A-2-6 selon le système HRB de même que pour les autres systèmes de classification. Pour les sols latéritiques de Kamboinsé, la classe granulaire change dès l'ajout de 20% de granulats concassés de granites pour tous les systèmes de classification. Selon le système HRB, C1\_K voit sa classe granulaire passer de A2-7 à A2-6 (limite de liquidité inférieure à 40) et C2\_K passe de la classe A7-6 à A6 (limite de liquidité inférieure à 40). Dans le système USCSS, C1\_K passe de sable argileux (SA) à grave argileuse (GA) après ajout de 30 % de granulats concassés. Pour C2\_K la classe granulaire ne change pas, il reste une argile (A). Dans le système GTR, la classe granulaire de C1\_K et de C2\_K restent inchangées, B6 et A2 respectivement.

### 5.3.3 Propriétés de compactage

Les propriétés de compactage sont également influencées par la quantité de granulats concassés de granite ajoutés au matériau latéritique. Les Figure 5-6 et Figure 5-7 présentent la variation de la densité sèche maximale ( $\gamma_{dOPM}$ ) et de la teneur en eau optimale ( $\omega_{opt}$ ) en fonction de l'ajout de granulats concassés de granite pour les sols latéritiques de Saaba et de Kamboinsé respectivement. La Figure 5-6 et le Tableau 5-5 montrent que le  $\gamma_{dOPM}$  augmente de 20,2 à 21,8 kN/m<sup>3</sup> pour C1\_S, de 20,3 à 21,2 kN/m<sup>3</sup> pour C2\_S et de 20,6 à 21,2 kN/m<sup>3</sup> pour CM\_S, et que la teneur en eau optimale diminue de 11,2 à 6,87% pour C1\_S, de 10,9 à 7,18% pour C2\_S et de 10,4 à 8,35% pour le CM\_S.

Pour les sols latéritiques de Kamboinsé, la Figure 5-7 et le Tableau 5-6 montrent que le  $\gamma_{dOPM}$  augmente de 20,3 à 20,8 kN/m<sup>3</sup> pour C1\_K et de 17,9 à 20,8 kN/m<sup>3</sup> pour C2\_K et que la teneur en eau optimale diminue de 11,9 à 9,2% pour C1\_K, de 15,6 à 10,3% pour C2\_K. Cette tendance est attribuée à la densité spécifique du granite (29 kN/m<sup>3</sup>), plus élevée que celle du sol latéritique (27,5 kN/m<sup>3</sup> en moyenne), qui augmente le  $\gamma_{dOPM}$  des mélanges et diminue la proportion globale d'argile dans le mélange. Ceci entraîne une diminution de  $\omega_{opt}$  requise par les mélanges pour atteindre le  $\gamma_{dOPM}$  (Ahouet & Elenga, 2019; Hyoumbi et al., 2019). Selon (Chalermyanont & Arrykul, 2005)  $\omega_{opt}$  diminue avec la diminution de la quantité d'argile.

Tableau 5-5 : Densité sèche maximale et teneur en eau optimale des sols latéritiques de Saaba en fonction de la teneur en granulats concassés de granite (GrC)

Agrégats (%)	0	20	25	30	35
C1 S					
$\omega_{opt}$ (%)	11,2	9,0	8,7	8,1	6,9
$\gamma_{dOPM}$ (kN/m <sup>3</sup> )	20,2	21,2	21,3	21,4	21,8
C2 S					
$\omega_{opt}$ (%)	10,9	10,01	8	7,61	7,18
$\gamma_{dOPM}$ (kN/m <sup>3</sup> )	20,3	20,9	21,3	21,4	21,3
CM S					
$\omega_{opt}$ (%)	10,4	9,12	8,8	8,45	8,35
$\gamma_{dOPM}$ (kN/m <sup>3</sup> )	20,6	20,8	21,3	21,4	21,2

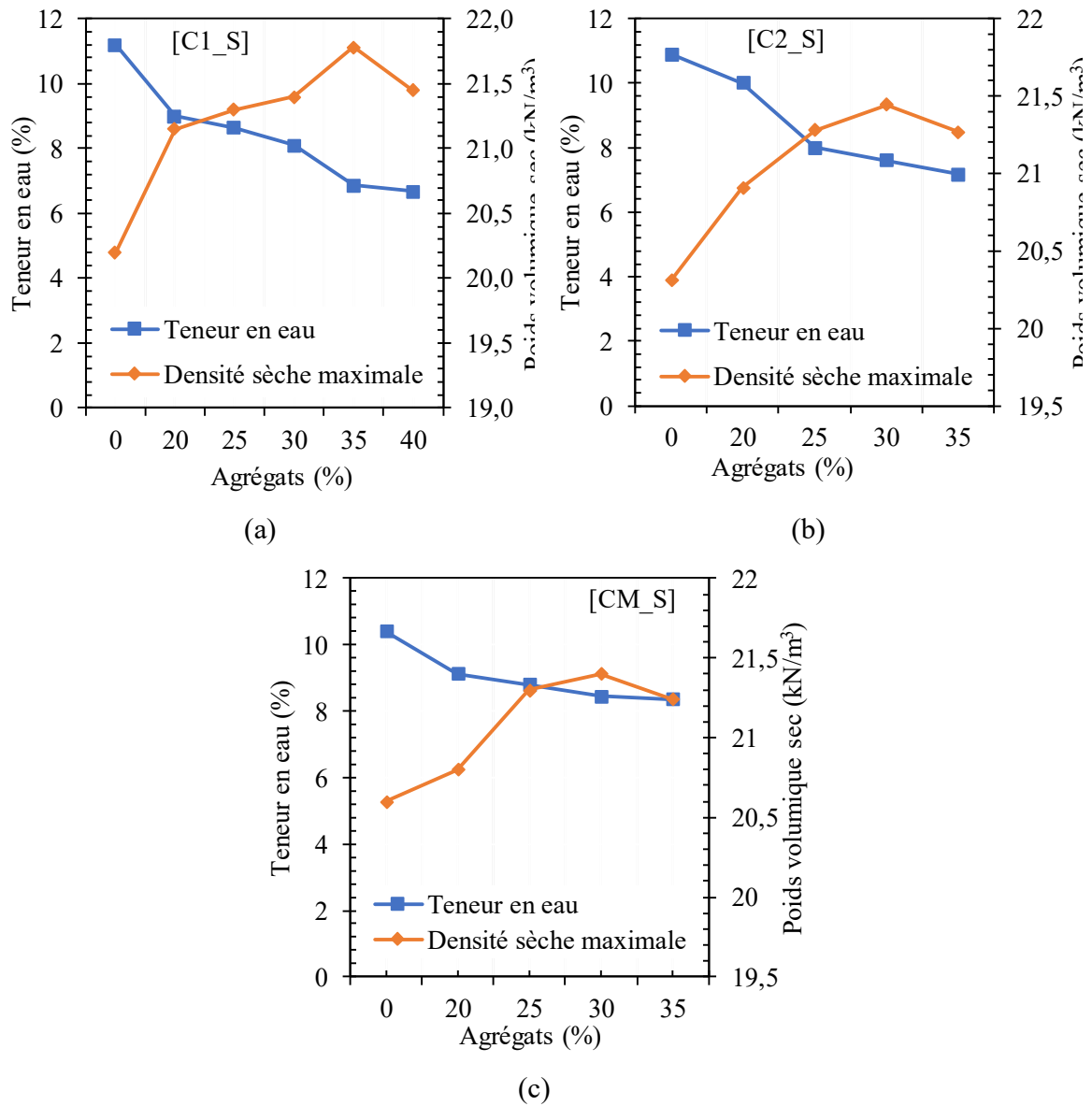


Figure 5-6 : Variation de la densité sèche maximale et de la teneur en eau optimale en fonction de la teneur en agrégats pour l'emprunt de Saaba a) C1\_S, b) C2\_S, c) CM\_S

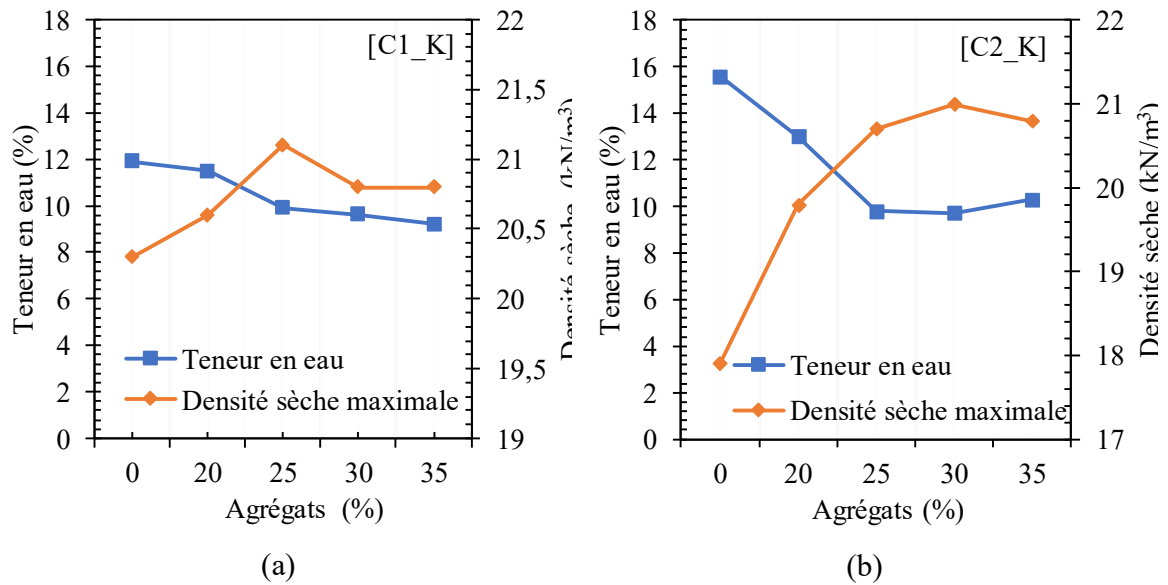


Figure 5-7 : Variation de la densité sèche maximale et de la teneur en eau optimale en fonction de la teneur en agrégats pour l'emprunt de Kamboinsé a) C1\_K et b) C2\_K

Tableau 5-6 : Densité sèche maximale et teneur en eau optimale des matériaux latéritiques de Kamboinsé en fonction de la teneur en granulats concassés (GrC)

Agrégats (%)	0	20	25	30	35
C1_K					
$\omega_{opt}$ (%)	11,9	11,5	9,9	9,62	9,2
$\gamma_d$ (kN/m³)	20,3	20,6	21,1	20,8	20,8
C2_K					
$\omega_{opt}$ (%)	15,6	13	9,8	9,7	10,3
$\gamma_d$ (kN/m³)	17,9	19,8	20,7	21,0	20,8

Dans la courbe Proctor, le pic se déplace vers la gauche en augmentant (Figure 5-8).

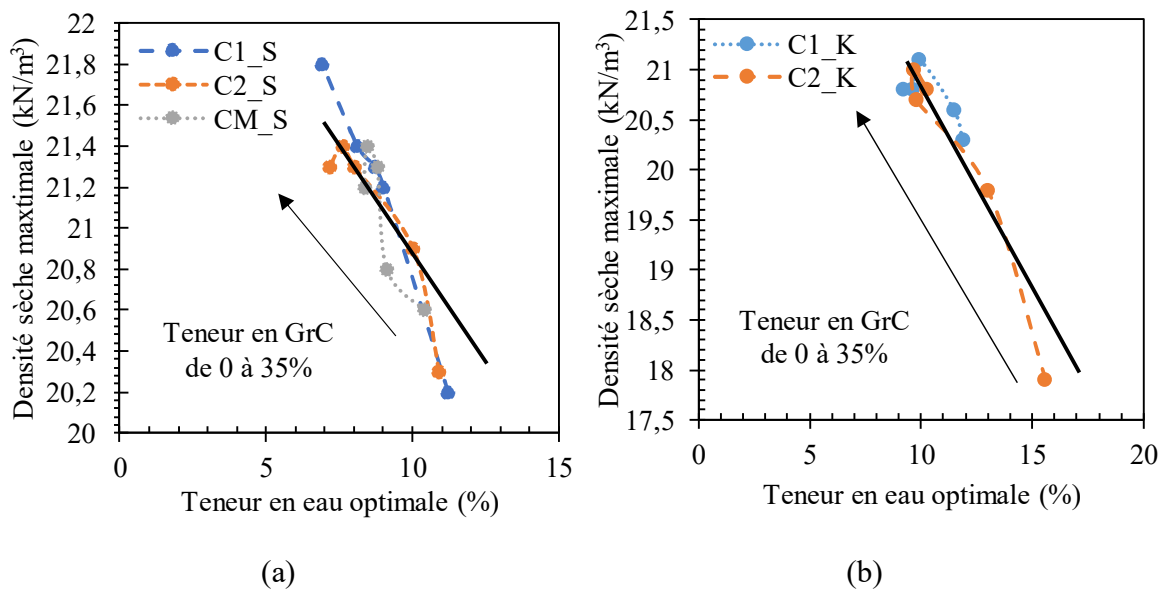


Figure 5-8 : Evolution du pic de la courbe Proctor en fonction de la teneur en granulats de concassés. a) Saaba ; b) Kamboinsé

La densité sèche maximale la plus élevée pour C2\_S et CM\_S est de 21,4 kN/m<sup>3</sup> après ajout de 30% de granulats concassés, alors qu'elle est de 21,8 kN/m<sup>3</sup> pour C1\_S après ajout de 35% de granulats concassés. Elle est de 21,1 /m<sup>3</sup> pour C1\_K après ajout de 25% de granulats concassés et de 20,8 kN/m<sup>3</sup> pour C2\_K après ajout de 30% de granulats concassés. Au-delà de ces valeurs, une diminution de la densité sèche maximale est constatée, ce qui est due à l'atteinte d'une densification maximale de ces mélanges aux teneurs en concassés correspondantes. Le Tableau 5-7 montre la variation de la compacité des matériaux en fonction de la teneur en granulats concassés de granites. Pour C1\_S, cette compacité augmente continuellement en fonction de l'augmentation de granulats concassés de granites. Elle passe de 0,740 pour le sol brut à 0,797 après ajout de 35% de granulats concassés, ce qui explique l'augmentation de sa densité même au-delà de 30% de GrC. Pour C2\_S et CM\_S, cette densité augmente jusqu'à atteindre des valeurs maximales respectives de 0,788 et 0,801 après ajout de 30% de GrC avant de chuter à 0,781 et 0,798 respectivement pour un ajout de 35%. De même pour les matériaux de Kamboinsé, pour C1\_K la compacité passe de 0,663 à 0,689 pour des pourcentages respectifs de 0 et 25% de GrC avant de diminuer jusqu'à la valeur de 0,682. Le

même phénomène est également noté pour C2\_K dont la compacité passe de 0,717 à l'état brut pour atteindre une valeur maximale de 0,752 à 30% d'ajout de GrC avant de chuter à 0,741.

*Tableau 5-7 : Variation de la compacité des matériaux en fonction de la teneur en granulats concassés (GrC)*

GrC (%)	Couches				
	C1 S	C2 S	CM S	C1 K	C2 K
0%	0,740	0,740	0,715	0,663	0,717
20%	0,776	0,777	0,772	0,688	0,721
25%	0,788	0,780	0,793	0,689	0,735
30%	0,787	0,788	0,801	0,682	0,752
35%	0,797	0,782	0,798	0,682	0,741

(Tony et al., 2021) ont rapporté la même tendance pour un mélange de sol latéritique avec des fillers de granulats concassés, où le  $\gamma_{dOPM}$  est passée de 15,84 kN/m<sup>3</sup> à 17,68 kN/m<sup>3</sup> pour 40% de fillers de granulats concassés ajoutés. Au-delà de cette valeur, le  $\gamma_{dOPM}$  a diminué. La diminution du  $\gamma_{dOPM}$  est due à la modification de la granulométrie du mélange qui passe d'un matériau bien gradué pour des pourcentages de latérite inférieurs à 80% à un matériau mal gradué pour un pourcentage plus élevé de sol latéritique. Ceci suggère que C2\_S, CM\_S et C2\_K passent d'un matériau bien gradué à un matériau mal gradué après ajout de 30% de granites, tandis que pour C1\_K cet effet se produit après ajout de 25% de granites. C1\_S, C2\_S, CM\_S et C1\_K présentent les densités les plus élevées. D'après (Jjuuko et al., 2014), le type de sol est une variable majeure dans l'établissement des relations densité-teneur en eau. Les sols bien gradués présentent des  $\gamma_{dOPM}$  plus élevés que les sols mal gradués, tandis que les sols plus fins présentent des  $\omega_{opt}$  plus élevées et des  $\gamma_{dOPM}$  plus faibles que les sols plus grossiers. Ce qui est en accord avec les résultats présentés, le sol C2\_K présente les teneurs en eau les plus élevées et les densités les plus faibles avant et après ajout de granulats concassés de granites.

C1\_S, C2\_S, CM\_S et C1\_K présentent des densités supérieures à 20 kN/m<sup>3</sup> pour toutes les teneurs en granulats concassés de granites, ils peuvent donc, du point de vue du  $\gamma_{dOPM}$  être utilisés en couche de base selon le (CEBTP, 1984). C2\_K ne pourra être utilisé qu'après un ajout de 25% de granulats concassés de granites.

## **5.4 Propriétés mécaniques**

### **5.4.1 Indice CBR**

La Figure 5-9 et la Figure 5-10 présentent l'indice CBR immédiat (a, b) et l'indice CBR après quatre jours d'immersion dans l'eau (c, d) des matériaux latéritiques de Saaba (C1\_S, C2\_S et CM\_S) et de Kamboinsé (C1\_K et C2\_K) respectivement, en fonction de la teneur en granulats concassés de granite à différents niveaux d'énergies de compactage (95% et 98%). La valeur du CBR immédiat est supérieure à celle du CBR après 4 jours d'immersion dans tous les cas. Le CBR immédiat augmente avec l'augmentation du pourcentage de granites.

Pour C1\_S compacté à 95% de la densité sèche maximale ( $\gamma_{dopt}$ ), l'indice CBR immédiat passe de la valeur de 35% à l'état brut à 56% après l'ajout de 35% de granites ; soit une augmentation relative de 60%  $[(56-35)/35]$ . Pour le C2\_S, l'indice CBR immédiat passe de la valeur de 36% à 56% après l'ajout de 30% de granites ; soit une augmentation relative de 55%. Pour CM\_S, l'indice CBR immédiat passe de la valeur de 28% à 59% après l'ajout de 30% de granites, soit une augmentation relative de 110%.

Quant aux matériaux latéritiques de Kamboinsé, l'indice CBR immédiat passe de 65% à 205% après ajout de 30% de granulats concassés de granites pour C1\_K, alors qu'elle passe de 17 à 48% après ajout de 30% de granulats concassés de granites. Soit une augmentation relative de l'indice CBR immédiat de 215% et de 182% pour C1\_K et C2\_K respectivement.

La même observation a été faite sur les indices CBR après immersion dans l'eau. L'augmentation relative du CBR après immersion est d'environ 273% pour C1\_S après l'ajout de 35% de granulats concassés (GrC), de 180% et 139% pour C2\_S et CM\_S après l'ajout de 30% de GrC. Elle est de 184% pour C1\_K après ajout de 30% de GrC et de 57% pour C2\_K après ajout de 35% de GrC. Les valeurs du CBR (immédiat et saturé) montrent que l'ajout de GrC augmente la portance de ces matériaux. L'augmentation des valeurs du CBR est directement liée à l'augmentation du  $\gamma_{dopt}$  (section 5.3.3) avec l'ajout de granite (Ahouet & Elenga, 2019; Hyoumbi et al., 2019; Jjuuko et al., 2014; Ojuri et al., 2017; Okagbue & Onyeobi, 1999).

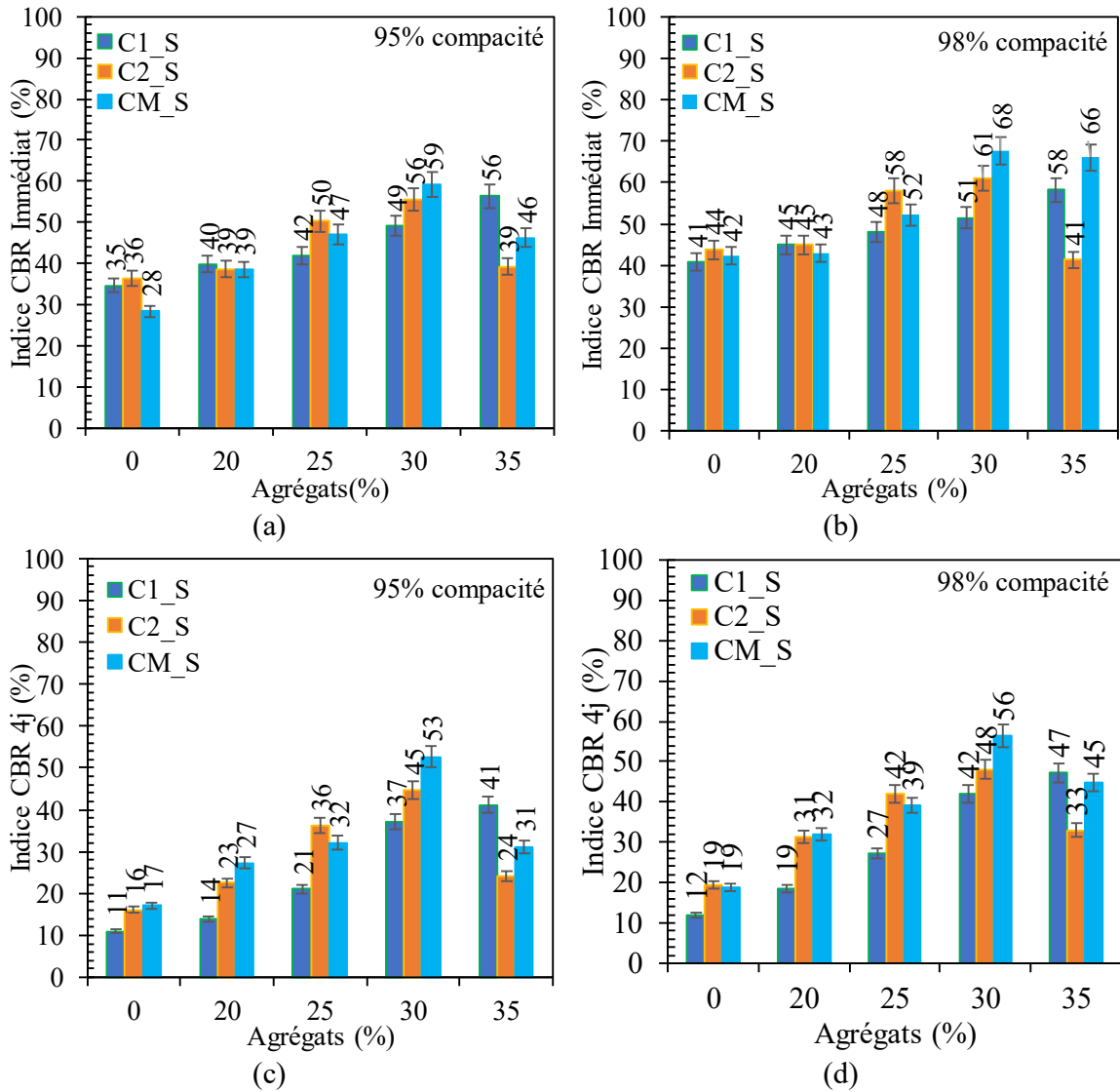


Figure 5-9 : Indice CBR des matériaux latéritiques de Saaba en fonction de la teneur en granulats concassés de granites : a) Indice CBR immédiat à 95% de compacité, b) Indice CBR immédiat à 98% de compacité c) Indice CBR après 4 jours d'immersion à 95% de compacité, d) Indice CBR après 4 jours d'immersion à 98% de compacité



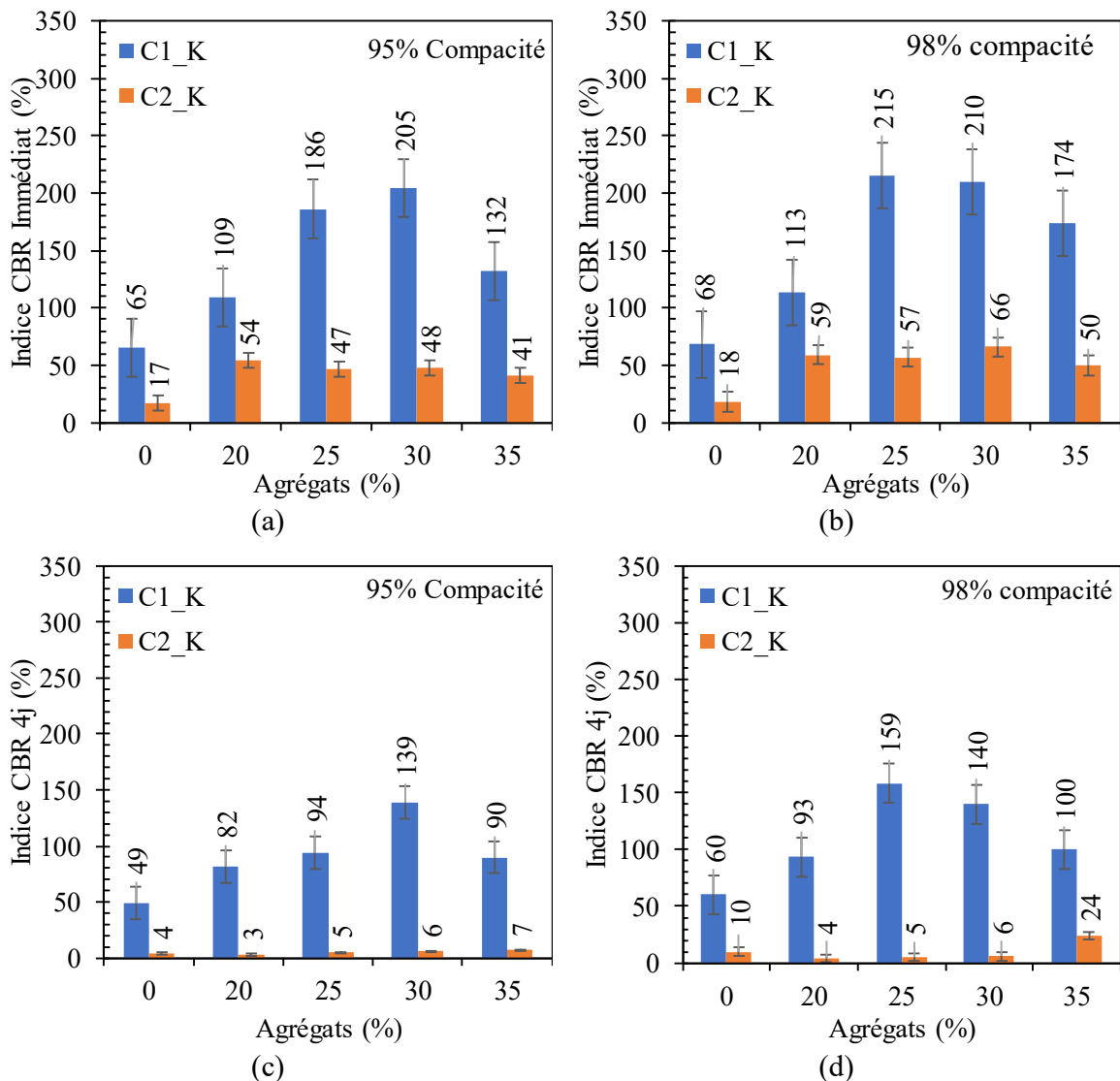


Figure 5-10 : Indice CBR des matériaux latéritiques de Kamboinsé en fonction de la teneur en granules concassés de granites : a) Indice CBR immédiat à 95% de compacité, b) Indice CBR après 4 jours d'immersion à 95% de compacité, c) Indice CBR immédiat à 98% de compacité, d) Indice CBR après 4 jours d'immersion à 98% de compacité

L'amélioration des indices CBR après 4 jours peut être expliquée par la diminution de la teneur en fines et de la capacité de rétention d'eau des matériaux. Le Tableau 5-3 et le Tableau 5-4 ont révélé que le module de plasticité (MP ou  $m \cdot IP$ ) des sols étudiés diminue avec la teneur en granules concassés de granites ajoutés. Il est passé de 425 à 251 pour C1\_S, de 516 à 335 pour

C2\_S, de 708 à 364 pour CM\_S, de 530 à 285 pour C1\_K et de 1583 à 867 après ajout de 35% de granulats concassés de granites au sol latéritique brut. Or, ce paramètre rend compte de la sensibilité globale du sol à la variation de la teneur en eau. Plus les valeurs du MP sont faibles, plus le CBR du matériau est élevé (M. D. Gidigas, 1983).

Les matériaux C2\_S et CM\_S présentent globalement des CBR plus élevés que ceux de C1\_S pour des pourcentages de granulats concassés de granites inférieurs à 30%. Cette tendance peut être expliquée par l'augmentation de la densité sèche maximale mais également par la teneur en fines des mélanges. En effet, à partir d'un ajout de 25% de granulats concassés de granites, C2\_S et de CM\_S présentent les pourcentages de fines les plus faibles (21,2 et 18,8% respectivement) comparés à C1\_S dont le pourcentage de fines est de 24,6%. Le matériau CM\_S atteint les valeurs les plus élevées de CBR immergé (53% avec 30% de granulats concassés de granites). Les valeurs du MP diminuent de 530 à 285 avec la teneur en granite pour CM\_S devenant ainsi les plus faibles comparées aux autres sols de Saaba.

C1\_K présente des indices CBR plus élevés que C2\_K à cause de la texture de ce matériau qui est plutôt fin. L'ajout de granulats concassés de granites n'a pas pu changer sa classe granulaire (Figure 5-3-b). Les indices CBR immédiats et immergés de C1\_K sont plus élevés que ceux de Saaba alors que ces derniers sont plus graveleux. Ces résultats sont prévisibles du fait que l'ajout de granulats concassés permet de renforcer le squelette granulaire. Kamboinsé, présentant un déficit de matériaux granulaire, l'ajout de granulats concassés de la classe 0/31,5 a permis de combler ce gab, puisqu'après ajout de 30% de granites, C1\_K devient de la grave argileuse (GA). Étant donné qu'il présentait un CBR initial plus élevé que les matériaux de Saaba, cette propriété a demeuré même après ajout de granulats concassés.

(Issiakou et al., 2015) ont rapporté une augmentation du CBR de 27% pour une latérite du Niger mélangée à 10% de nodules latéritiques de classe 0/5 mm. (Ahouet & Elenga, 2019) notent les mêmes effets sur le mélange d'un matériau latéritique graveleux et de graves alluvionnaires de classe 0/31,5 mm provenant de la région de Bouenza au Congo. Le CBR a augmenté d'environ 110% après ajout de 30% de graves alluvionnaire aux matériaux latéritiques. (Jérémie, 2013) a étudié la latérite du nord du Cameroun stabilisée avec des coques de noix de palme de classe 0/20 mm. L'auteur a rapporté une augmentation de 20% du CBR entre le matériau brut et le matériau mélangé avec 20% de coques de noix de palme. De même,

(Jjuuko et al., 2014) ont rapporté une augmentation du CBR de l'ordre de 2,5% à 63% après l'ajout de 10% à 50% de roches concassés de classe 0/37,5 mm à un sol latéritique. Ces valeurs du CBR sont pour la plupart inférieures à celles rapportées dans la présente étude, c'est-à-dire l'augmentation de 273% pour C1\_S, 180% pour C2\_S, 139% pour CM\_S, 184% pour C1\_K et 57% pour C2\_K, après l'ajout de 30 à 35% de granulats concassés de granites. Cela peut être dû à plusieurs facteurs tels que : la différence dans la nature de l'agent stabilisant, la différence des classes granulaires et la densité spécifique de stabilisants.

Les valeurs du CBR immergé montrent que après ajout de 25% de granulats concassés de granites à C2\_S et CM\_S, et de 30% de granulats concassés granites à C1\_S, le matériau latéritique du site de Saaba peut être utilisé en couche de fondation de chaussée, étant donné que leur indice CBR est supérieure à la valeur minimale de 30% spécifiée par le (CEBTP, 1984). En effet, l'indice CBR immergé est respectivement de 36% et 32% pour les matériaux latéritiques C2\_S et CM\_S mélangés avec 25% de granites et compactés à 95% de l'optimum Proctor, tandis qu'il est de 37% pour C1\_S mélangé avec 30% de granulats concassés de granites et compacté à 95% de l'optimum Proctor. Pour le site de Kamboinsé, le sol latéritique de C1\_K est utilisable en couche de base après ajout de 20% de granulats concassés de granites car son indice CBR après immersion à 95% de compacité est supérieur à 80%. C2\_K ne convient même pas à une utilisation en couche de forme car son CBR après immersion pour tous les taux de granulats concassés de granites est inférieur à 10% à 95% de l'optimum Proctor. L'indice CBR immergé de C1\_K à 95% de compacité est de 82% après ajout de 20% de granulats concassés de granites tandis qu'il est de 7% après ajout de 35% de granulats concassés de granites pour C2\_K. Dans tous les cas, le pourcentage de granites optimal du point de vue de l'indice CBR est de 30%.

#### **5.4.2 Module d'élasticité et résistance à la compression**

Les essais de compression simple ont été réalisés sur les matériaux traités par lithostabilisation avec la même procédure. Des éprouvettes 16cm\*32cm sont compactés comme à l'optimum proctor. Trois éprouvettes ont été testés par échantillon, soit 125 éprouvettes. Le module de déformation est global. Les figures Figure 5-11 et Figure 5-12 présentent l'évolution du module d'élasticité des matériaux des sites de Saaba (C1\_S, C2\_S et CM\_S) et de Kamboinsé (C1\_K

et C2\_K) respectivement en fonction de la teneur en granulats concassés de granites (0, 20, 25, 30 et 35%) et à 90, 95, et 100% de l'optimum Proctor.

Le module d'élasticité augmente avec la teneur en granulats concassés de granite jusqu'à un certain pourcentage (25% ou 30%) pour toutes les compacités. Pour les matériaux latéritiques de Saaba, les valeurs maximales du module à 90% de compacité sont de 288 MPa, 285 MPa et 70 MPa pour C1\_S, C2\_S et CM\_S respectivement. Pour une compacité de 95%, elles sont de 303 MPa, 285MPa et 112 MPa pour C1\_S, C2\_S et CM\_S respectivement. Pour une compacité de 100%, elles sont de 142 MPa, 114 MPa et 182 MPa pour C1\_S, C2\_S et CM\_S respectivement.

Pour les matériaux latéritiques de Kamboinsé, les valeurs maximales du module à 90% de compacité sont de 84 MPa et 73 MPa pour C1\_K et C2\_K respectivement. Pour une compacité de 95%, elles sont de 61 MPa et 116 MPa pour C1\_K, et C2\_K respectivement. Pour une compacité de 100%, elles sont de 120 MPa et 78 MPa pour C1\_K et C2\_K respectivement.

Les résultats des essais de compactage ont montré une augmentation de  $\gamma_{dopt}$  pour des pourcentages de granites inférieurs à 30%. Ce phénomène est dû à une meilleure distribution granulométrique et donc à une meilleure imbrication des particules pendant le compactage et réduction de la porosité (Tableau 5-7). Ce même phénomène explique l'augmentation du module d'élasticité.

Mais au-delà d'un certain pourcentage, le module diminue. Cette diminution du module après une certaine teneur du correcteur est probablement due à la densification maximale qui a été atteinte à cette teneur donnée.

Concernant les matériaux latéritiques de Saaba, C1\_S présente les modules les plus élevés après ajout de granites comparés à C2\_S et CM\_S, ce qui laisserait penser à une meilleure cohésion et une meilleure imbrication des grains dans ce mélange. Les résultats de la densité sèche maximale ont également montré que ce sol présente globalement les densités les plus élevées après ajout de granulats concassés de granites. Pour une compacité de 100%, il est constaté une réduction importante des modules d'élasticité. Ce qui laisserait penser que le compactage de ces sols stabilisés par ajout de granulats concassés à une compacité de 100% diminue leurs caractéristiques mécaniques.

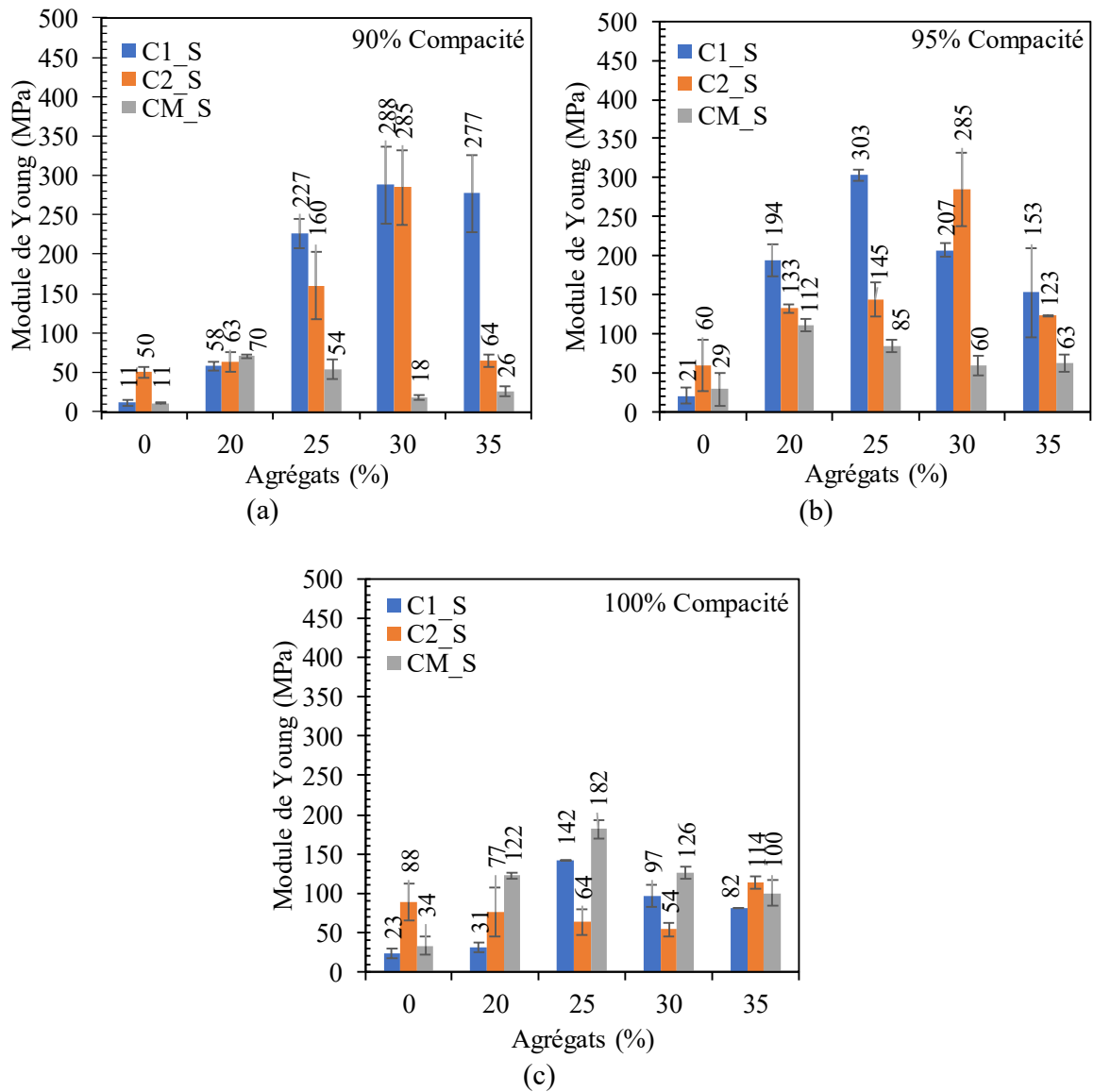


Figure 5-11 : Module d'élasticité des matériaux latéritiques de Saaba en fonction de la teneur en agrégats (C1\_S, C2\_S et CM\_S) a) 90% de compacité max, b) 95% de compacité max, c) 100% de compacité ou compacité max

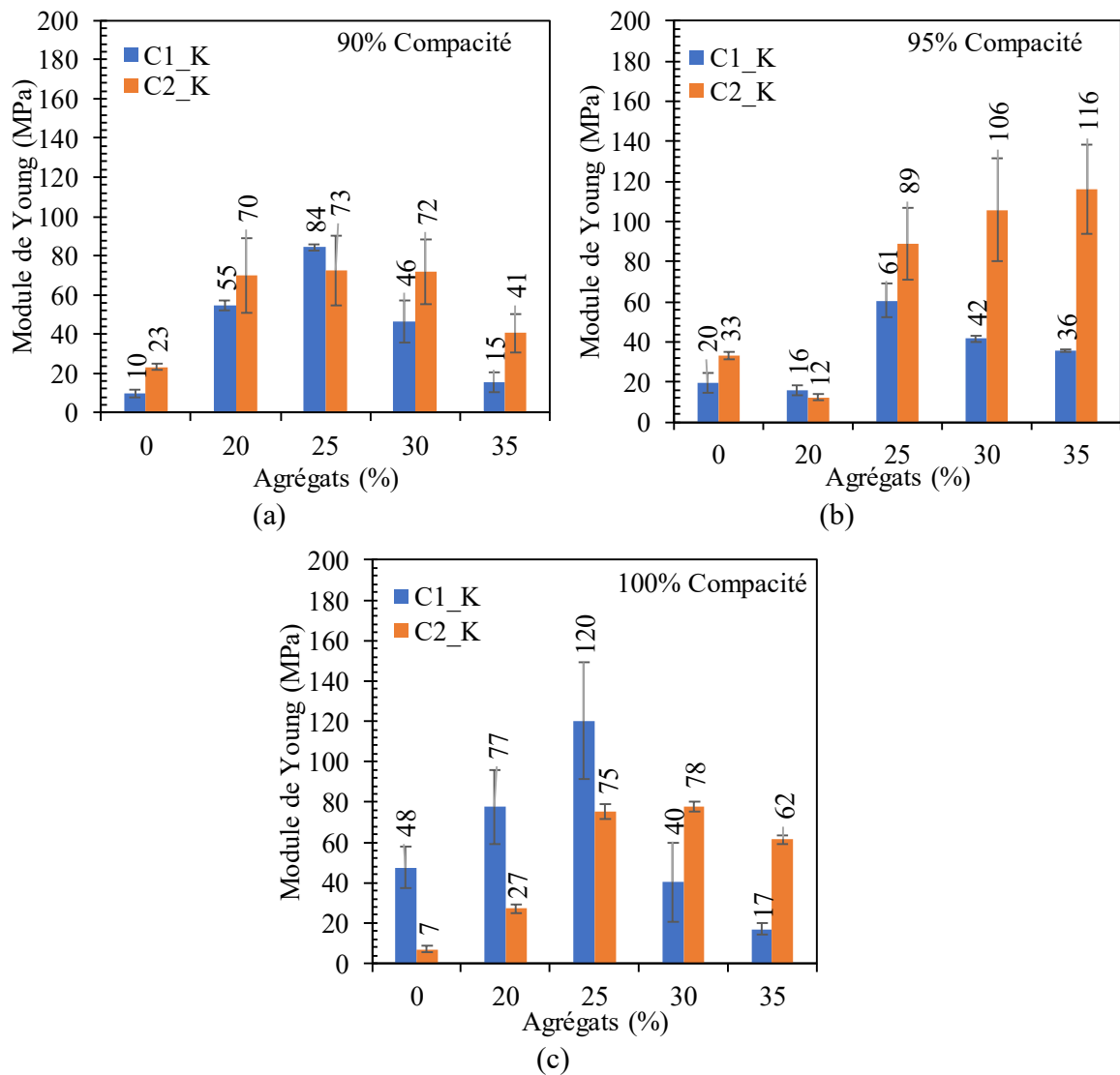


Figure 5-12 : Module d'élasticité des matériaux latéritiques de Kamboinsé (C1\_K et C2\_K) en fonction de la teneur en agrégats a) 90% de compacité, b) 95% de compacité, c) 100% de compacité

On serait amené à penser qu'un niveau de compactage élevé provoquerait un écrasement des nodules des sols latéritiques par les granulats de concassés de granites à cause de leur plus grande dureté (Los Angeles de 25%). Les faibles valeurs de CM\_S sont très incohérentes, étant donné que c'est le mélange entre C1\_S et C2\_S. On s'attendrait à un comportement proche de celui de C2\_S. Cela pourrait s'expliquer par le changement d'opérateur pour le compactage de ce sol. En effet, le compactage des sols est affecté par l'opérateur.

Pour les matériaux latéritiques de Kamboinsé, C1\_K présente en général les valeurs de module les plus élevées excepté pour 95% de compacité. Les modules de C1\_K sont plus élevés à 100% de compacité, alors que pour C2\_K, ils le sont à 95% de compacité. Le sur-compactage améliore les modules d'élasticité de C1\_K alors qu'il a un effet négatif sur C2\_K.

Il ressort de ces résultats que les matériaux latéritiques de Saaba présentent les modules les plus élevés comparés à ceux de Kamboinsé. De plus après ajout de granulats de concassés de granite, il est constaté que les modules de Saaba peuvent augmenter jusqu'à 25 fois par rapport aux modules des matériaux bruts, alors que pour Kamboinsé, l'augmentation maximale constatée ne dépasse pas 10 fois la valeur du sol brut. Cela pourrait s'expliquer par la matrice des mélanges de Kamboinsé. Les matériaux de Kamboinsé sont très friables comme montré par les courbes granulométriques après CBR (section 3.2.1). Après compactage, ce sol tend vers un sol fin, lors de la compression, le sol subit de très grandes déformations caractérisées par une pente plus faible (Figure 5-13-b) et il se produit des fissures longitudinales (Figure 5-14-b). Alors que pour les matériaux latéritiques de Saaba, les déformations axiales sont plus faibles avec des pentes plus raides (Figure 5-13-a), et il est constaté une rupture en tête (Figure 5-14-a), ce qui montre une plus grande résistance du mélange.

Les modules trouvées dans cette étude sont dans la gamme des modules d'élasticité des matériaux latéritiques d'Afrique somme stipulé par (Bagarre, 1990). Ce dernier a souligné que les sols latéritiques bruts d'Afrique sont caractérisés par des modules d'élasticité faibles, ils sont en général inférieurs à 200 MPa. Ils sont également dans le même ordre de grandeur que les modules trouvés dans les travaux de (Millogo, Traoré, et al., 2008) et de (Mengue, 2015).

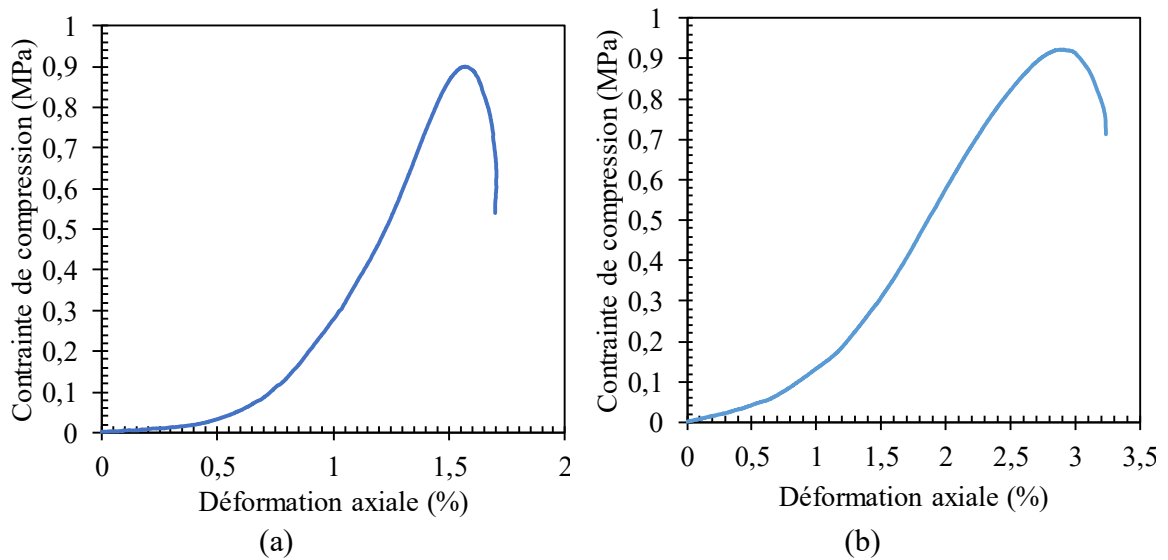


Figure 5-13 : Courbes contrainte-déformation type de a) CM\_S avec 20% d'agrégats à 95% de compacité et b) C1\_K avec 20% d'agrégats à 90% de compacité

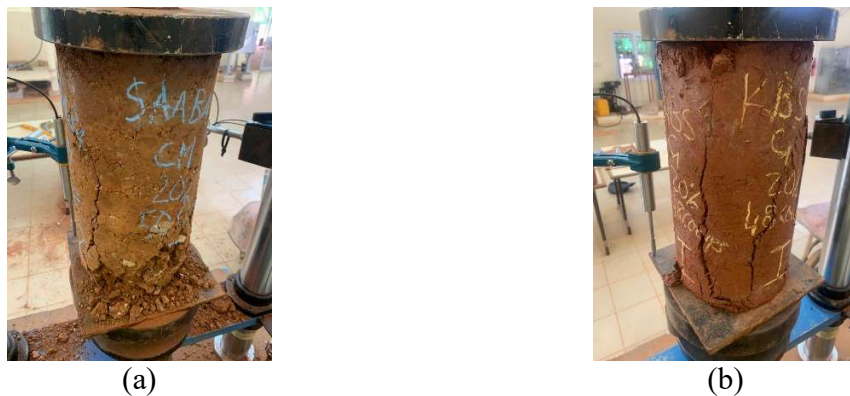


Figure 5-14 : Photo des modes de rupture de : a) CM\_S avec 20% d'agrégats à 95% de compacité et b) C1\_K avec 20% d'agrégats à 90% de compacité

Ainsi, C1\_S peut être utilisé en couche de base après ajout de 25% de granulats concassés de granites compacté à 95% car son module d'élasticité est supérieur à 300 MPa (Bagarre, 1990). Pour C2\_S, avec 30% de granulats concassés de granites et des compacités de 90 et 95%, ce sol présente des modules supérieurs à 200 MPa, qui est la valeur moyenne des matériaux latéritique d'Afrique d'après (Bagarre, 1990). Donc l'amélioration par ajout de granulats concassés a pu augmenter le module de C2\_S en le plaçant au-dessus de celui des matériaux



latéritiques communément rencontrés en Afrique. Tous les autres matériaux présentent des modules d'élasticité inférieurs à 200 MPa après ajout de granulats concassés.

Les Figure 5-15 et Figure 5-16 présentent de manière similaire l'évolution de la résistance à la compression simple ( $R_c$ ) des matériaux latéritiques des sites de Saaba (C1\_S, C2\_S et CM\_S) et de Kamboinsé (C1\_S et C2\_S) respectivement à des compacités de 90, 95 et 100%. La résistance à la compression augmente avec la teneur en granulats concassés de granite et présente un optimum pour toutes les compacités maximales obtenues.

Pour les matériaux latéritiques de Saaba, les valeurs maximales de  $R_c$  à 90% de compacité sont de 2,42 MPa, 1,73 MPa et 0,79 MPa pour C1\_S, C2\_S et CM\_S respectivement. Pour une compacité de 95%, elles sont de 2,77 MPa, 1,88 MPa et 0,87 MPa pour C1\_S, C2\_S et CM\_S respectivement. Pour une compacité de 100%, elles sont de 2,32 MPa, 1,4 MPa et 2,29 MPa pour C1\_S, C2\_S et CM\_S respectivement. Pour les matériaux latéritiques de Kamboinsé, les valeurs maximales de  $R_c$  à 90% de compacité sont de 0,99 MPa et 0,84 MPa pour C1\_K et C2\_K respectivement. Pour une compacité de 95%, elles sont de 0,56 MPa et 0,85 MPa pour C1\_K, et C2\_K respectivement. Pour une compacité de 100%, elles sont de 0,97 MPa, 0,87 MPa pour C1\_K et C2\_K respectivement. Au-delà de l'optimum, les résistances à la compression diminuent. Le pourcentage optimal pour la résistance à la compression et le module de Young varie entre 25 et 30% selon le sol considéré.

Les mêmes remarques constatées pour le module d'élasticité restent valables pour la résistance à la compression, étant donné que ces résultats proviennent des mêmes essais.

Les valeurs de  $R_c$  obtenues dans la présente étude sont inférieures à celles obtenues par (Hyoumbi et al., 2019) sur des matériaux latéritiques mélangés à des granulats de basanite concassés qui variaient de 1,7 MPa à 4 MPa. Cependant, elles sont supérieures à celles obtenues par (Millogo, Traoré, et al., 2008) (1,26 MPa), par (Nzabakurikiza et al., 2017) (entre 1,22 MPa et 1,28 MPa) et par (Onana et al., 2017) (entre 0,88 MPa et 1,22 MPa). (Consoli et al., 2021) a également rapporté que la  $R_c$  augmente de 1,12 à 1,81 MPa après un ajout de 45% de sable à un sol latéritique brut, permettant l'utilisation de ce mélange en couche de fondation de chaussée. Selon (Messou, 1980), un matériau peut être utilisé en couche de fondation si sa résistance à la compression est comprise entre 0,5 MPa et 1,5 MPa. Par conséquent, les matériaux de Saaba et de Kamboinsé peuvent être utilisés en couche de fondation. Parmi les

matériaux de Saaba, dès ajout de 25% de granites, la plupart présentent une résistance supérieure à 1,5 MPa, leur utilisation en couche de base serait envisageable.

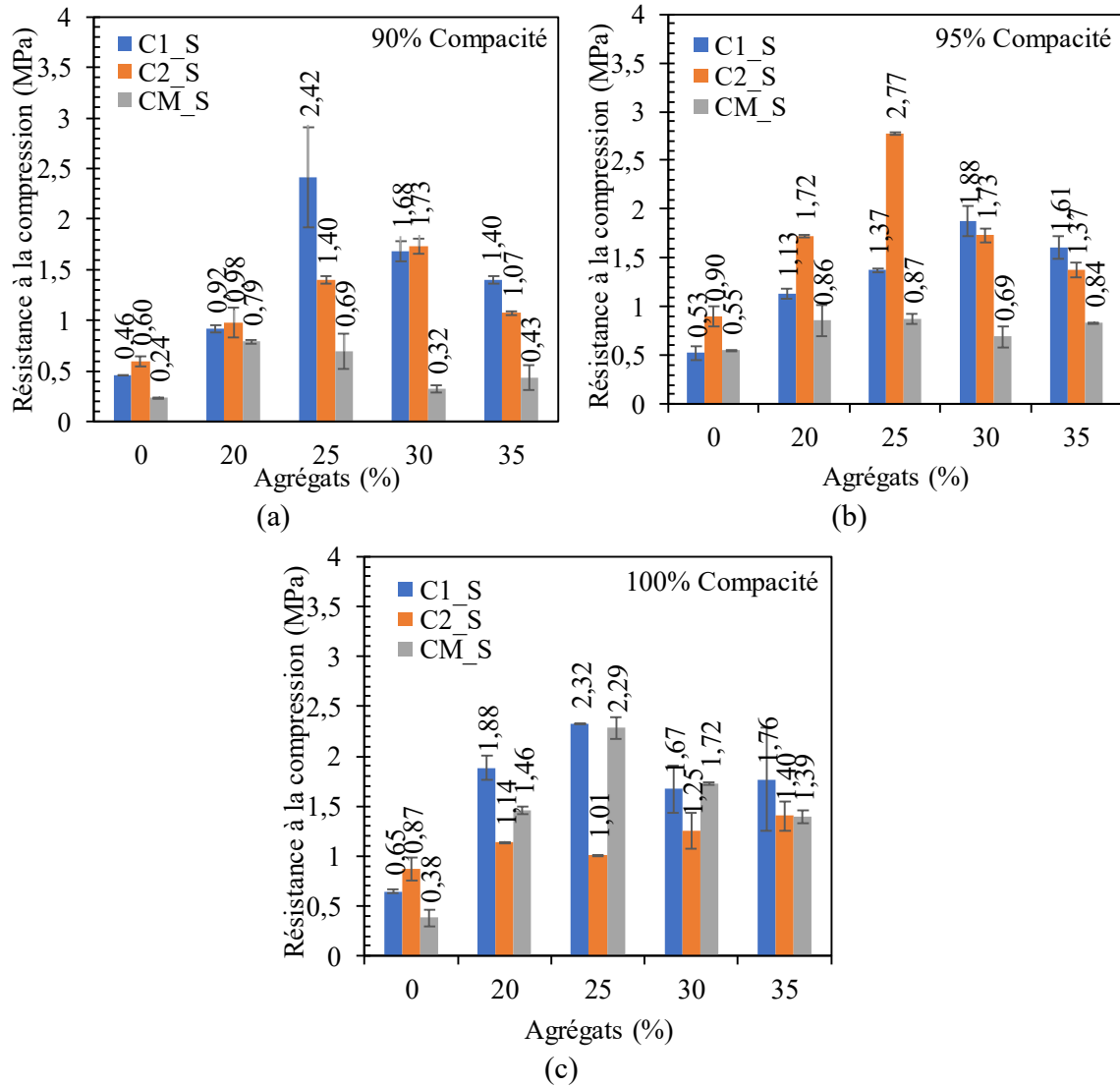


Figure 5-15 : Résistance à la compression des matériaux latéritiques de Saaba (C1\_S, C2\_S et CM\_S) en fonction de la teneur en agrégats a) 90% de compacité, b) 95% de compacité, c) 100% de compacité

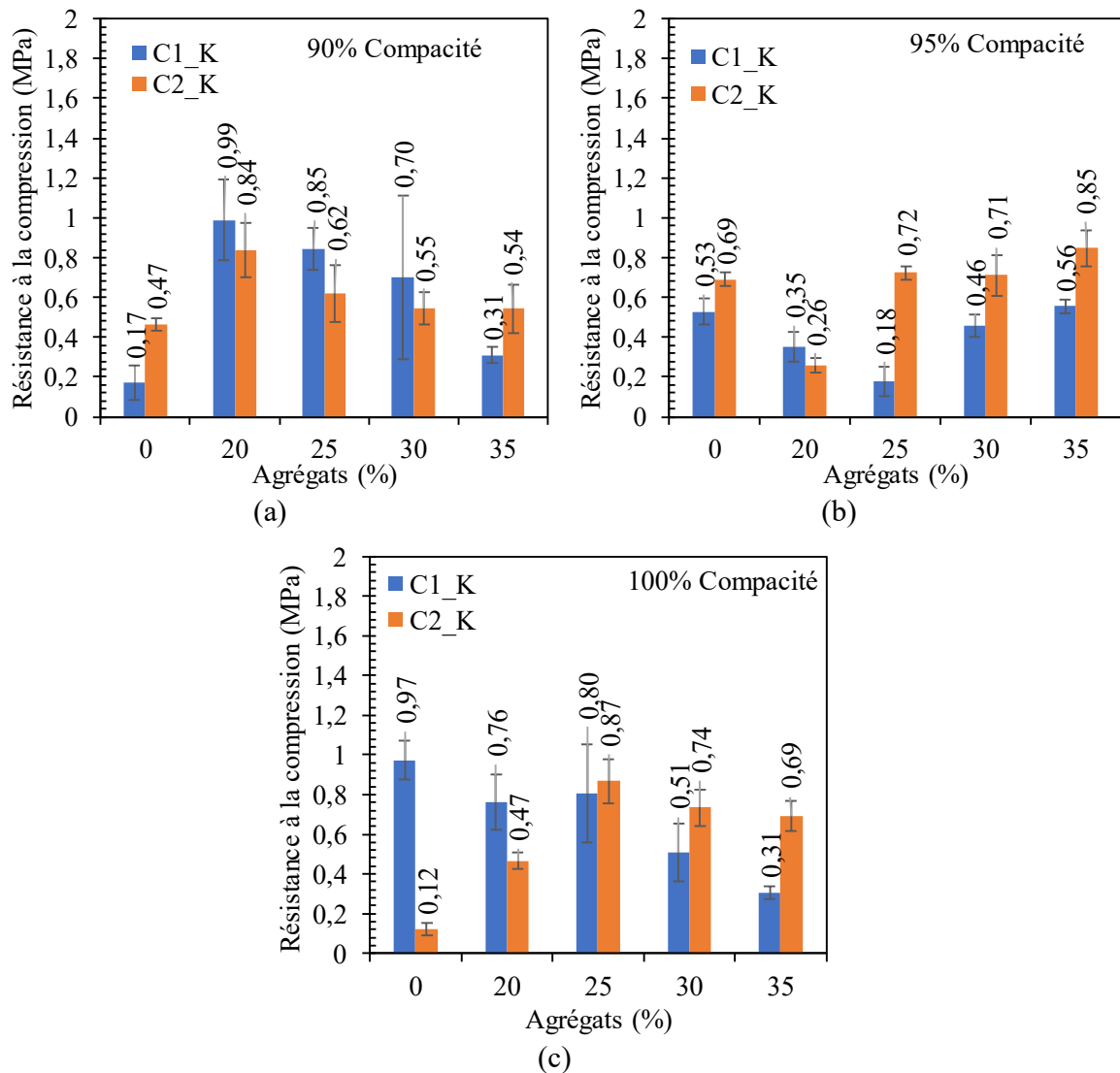


Figure 5-16 : Résistance à la compression des matériaux latéritiques de Kamboinsé (C1\_K et C2\_K) en fonction de la teneur en agrégats a) 90% de compacité, b) 95% de compacité, c) 100% de compacité

L'essai de compression montre une certaine contradiction par rapport à l'essai CBR. En effet, les valeurs de l'indice CBR sont plus élevées pour les matériaux latéritiques de Kamboinsé; alors que les valeurs du module et de la résistance à la compression sont plus élevées pour les matériaux latéritiques de Saaba. Cette contradiction émane de la procédure de ces deux essais.

L'essai CBR étant un essai de poinçonnement, il ne donne que le comportement du matériau à un endroit localisé et confiné dans un cylindre métallique alors que l'essai de compression traduit le comportement volumique d'un échantillon de sol, avec la possibilité de se déformer latéralement. Selon les résultats de la présente étude, un sol peut donc présenter de bonnes valeurs d'indice CBR et avoir un comportement médiocre vis-à-vis de la compression. Etant donné que le CBR reste le critère principal pour le choix des matériaux améliorés par litho-stabilisation, il serait judicieux, dans le choix de la proportion optimale de le combiner avec la résistance à la compression des matériaux.

## **5.5 Conclusion**

L'ajout de granulats concassés de granites a permis d'améliorer les paramètres physiques des sols latéritiques. La teneur en eau optimale a connu une diminution relative de l'ordre de 20 à 40%, l'indice de plasticité est réduit de l'ordre de 6 à 37%, et la valeur du bleu de méthylène de 50 à 92% pour tous les matériaux latéritiques. Ces changements ont permis d'aboutir à des matériaux moins sensibles à la variation de la teneur en eau. Les squelettes granulométriques des sols ont été renforcés, les sols de Saaba sont restés dans la même classe granulométrique tandis que ceux de Kamboinsé ont vu leur classe changer, C1\_K qui passe de A-2-7 à A-2-6 et C2\_K qui passe de A-7-5 à A6 selon la classification HRB.

L'ajout de granulats concassés de granites a entraîné une augmentation de la densité sèche maximale (4% à 17%) et du CBR immédiat (40% à 186%), du CBR après 4 jours d'immersion dans l'eau (70% à 297%), du module d'élasticité (28 à 2520%) et de la résistance à la compression (5% à 620%). Les valeurs des modules d'élasticité et de résistance à la compression des matériaux de Saaba stabilisés aux granulats concassés de granites sont largement plus élevés que celles des matériaux de Kamboinsé. Or, en ce qui concerne les indices CBR, les indices CBR de C1\_K sont plus élevés que ceux de Saaba. Les sols latéritiques de Saaba sont plus granulaires, de plus leurs granulats sont moins friables comme montré dans la section 3.2.1. Ce qui leur garantit une meilleure stabilité et une meilleure résistance vis à vis de la compression. Ceci suggère qu'il n'est pas approprié de considérer systématiquement l'indice CBR comme le seul paramètre principal pour la conception et le dimensionnement des

structures routières. Il serait intéressant de prendre en compte en plus de l'indice CBR les paramètres tels que le module d'élasticité ou la résistance à la compression issus de l'essai de compression simple afin de s'assurer lequel de ces paramètres est le plus contraignant pour le dimensionnement des chaussées.

Pour répondre aux exigences à la fois de l'indice CBR et des paramètres de compression, une teneur optimale en granulats concassés de granites de 25% pour C2\_S et CM et de 30% pour C1\_S et C1\_K à 95% de compacité peut être retenue. En se basant uniquement sur l'indice CBR après immersion, C1\_K peut être utilisé en couche de base après ajout de 20% de granulats concassés de granite. Les résultats de compression uniaxiale sont quant à eux très dispersés pour ce sol du fait de sa friabilité (les essais de granulométrie après CBR ont montré une augmentation de 8,5% et 16,5% des granulats inférieurs à 80 µm pour C1\_K et C2\_K à l'état brut respectivement) pour nous permettre de conclure, toute fois, un ajout de granulats concassés de granites de 25% nous semble raisonnable. C2\_K n'est pas utilisable en couche de fondation en considérant l'indice CBR, du point de vue de la résistance, il est utilisable à partir d'un taux de granulats concassés de 25%.

Ces résultats montrent que la litho-stabilisation est une bonne technique qui permet d'améliorer les caractéristiques physiques et mécaniques des sols latéritiques. Elle rend possible ainsi leur utilisation en construction routière.

Les résultats issus des essais de compression sont dispersés par rapport à ceux de l'essai CBR. Ceci présente les limites du compactage manuel dans la confection des éprouvettes pour l'essai de compression, plus particulièrement lorsque les éprouvettes sont de grandes tailles. Il serait intéressant de confectionner les éprouvettes selon un compactage statique ou vibrant.

D'autres méthodes de détermination du module d'élasticité, telles que l'essai triaxial à chargement répété ainsi que l'essai Pundit devraient être réalisées afin de mieux évaluer ce paramètre d'entrée clé dans la conception des chaussées souples.

Comme les essais triaxiaux sont compliqués avec ces matériaux très grossiers, il faut des cellules de très grande dimension, une alternative serait le pundit.

## **Conclusion Générale et Perspectives**

L'objectif global de cette thèse était de caractériser les sols latéritiques bruts et traités des emprunts de Saaba et de Kamboinsé afin de mieux connaître leurs propriétés physiques et de mieux comprendre leur comportement mécanique pour une meilleure utilisation en construction routière.

Dans la première phase de nos travaux, le but principal était de caractériser les sols latéritiques de Saaba et de Kamboinsé en étudiant la variabilité des propriétés physiques et mécaniques en fonction de la profondeur de la carrière et d'évaluer leur possible utilisation en construction routière en se basant sur les spécifications traditionnelles et sur les travaux antérieurs. Ainsi, les matériaux des deux premières couches de chaque emprunt ont été retenus pour la caractérisation, en plus d'un troisième matériau qui est le mélange entre les deux premières couches de Saaba. Du point de vue de la variabilité spatiale (profondeur), il en ressort que pour le site de Kamboinsé, la couche superficielle (C1\_K) est un sable argileux peu à moyennement plastique alors que la deuxième couche (C2\_K) est une argile peu à moyennement plastique. C1\_K présente les meilleures caractéristiques physiques et mécaniques. Pour le site de Saaba, les trois sols (C1\_S, C2\_S et CM\_S) sont tous des graves argileuses peu plastiques. Ils présentent des caractéristiques physiques et mécaniques assez similaires mais avec une tendance plus favorable pour C2\_S et CM\_S. En faisant une comparaison entre les deux sites, du point de vue minéralogique, ils présentent les mêmes types de minéraux, mais les sols latéritiques de Saaba contiennent plus de minéraux argileux (64%) que kamboinsé (58%). Les indices CBR immergés et immédiats de C1\_K sont plus élevés (49% et 65% respectivement), tandis que C2\_S présente la résistance à la compression et le module d'élasticité les plus élevés (0,87 et 88 MPa). Il a été constaté que les résultats de l'essai de compression traduisent mieux le comportement des matériaux latéritiques contrairement à l'essai CBR qui n'est lié à aucun paramètre physique des sols confirmant les travaux de (Fall, 1993). Au final, à l'état brut, en se basant sur les spécifications du CEBTP, seul C1\_K peut être utilisé en couche de fondation, tous les sols de Saaba peuvent être utilisés en couche de forme (CBR supérieur à 10%) et C2\_K n'est pas utilisable en construction routière. En comparant les résultats de la

résistance à la compression à ceux des études antérieures, seule C2\_S aurait pu être utilisée en couche de fondation de chaussée. Par conséquent, en se basant sur les spécifications traditionnelles, certains sols tels que C2\_S seraient proscrits pour une utilisation en couche de fondation alors que sa valeur de résistance à la compression est supérieure à 0,5 MPa, valeur minimale recommandée pour une utilisation en couche de fondation par (Messou, 1980). Il ressort de cette première partie que les sols superficiels des carrières latéritiques présentent des caractéristiques qui ne conviennent que pour une utilisation en couche de fondation ou en couche de forme. Et ces matériaux se situent à une profondeur maximale de (2 m), au-delà, les caractéristiques sont médiocres.

Le second aspect étudié dans ce travail est l'effet de l'ajout de ciment sur les propriétés physiques et mécaniques des sols latéritiques de Kamboinsé et de Saaba. Les mêmes sols C1\_S, C2\_S, CM\_S, C1\_K et C2\_K ont été soumis à l'étude. L'indice de plasticité de tous les sols diminue en fonction de la teneur en ciment (de l'ordre de 36 à 44%). Cet effet est dû aux réactions d'hydratation du ciment. Les réactions d'hydratation conduisent à une agglomération et une floculation des fines particules aboutissant à une formation de particules plus grossières, entraînant ainsi la diminution de l'indice de plasticité. La densité sèche optimale des sols augmente en fonction de la teneur en ciment à l'exception de celle de C2\_K qui a diminué légèrement. Pour les essais CBR, trois différents CBR ont été étudiés, l'indice CBR immergé ( $I_{CBR_{4j}}$ ), l'indice CBR immédiat ( $I_{CBR_{im}}$ ) et l'indice CBR après 3 jours de cure à l'air et 4 jours d'immersion dans l'eau ( $I_{CBR_{3a+4j}}$ ). Ces trois paramètres augmentent avec l'augmentation de la teneur en ciment. L' $I_{CBR_{im}}$  est plus élevé que l' $I_{CBR_{4j}}$  pour tous les matériaux à l'exception de C2\_K où le contraire a été constaté. Mais deux faits contraires ont été notés concernant l' $I_{CBR_{4j}}$  et l' $I_{CBR_{3a+4j}}$ . Pour les matériaux latéritiques de Kamboinsé, l' $I_{CBR_{4j}}$  est plus élevé que l' $I_{CBR_{3a+4j}}$  alors que pour les matériaux de Saaba, l' $I_{CBR_{3a+4j}}$  est plus élevé que l' $I_{CBR_{4j}}$ . Ce phénomène serait dû à la quantité d'argiles minérales plus élevée des sols de Saaba. Après ajout de 3% de ciment, tous les matériaux latéritiques peuvent être utilisés en couche de base de chaussée exceptée C2\_K et C1\_S. L' $I_{CBR_{4j}}$  à 3% de ciment est de 175%, 220% et 195%, pour C1\_K, C2\_S et CM\_S respectivement. Ces valeurs sont supérieures à 100% et 160% qui sont les valeurs minimales exigées pour une utilisation en couche de fondation et en couche de base respectivement selon le (CEBTP, 1984) pour les niveaux de trafic supérieur à T3. Les  $I_{CBR_{4j}}$

de C2\_K et de C1\_S sont de 108% et 154% respectivement après ajout de 3% de ciment. Ces deux sols conviennent donc pour une utilisation en couche de fondation de chaussée. Pour la résistance à la compression, elle augmente en fonction de l'augmentation de la teneur en ciment et du temps de cure. Pour un pourcentage de ciment de 3%, C1\_K présente une résistance de 1,42 MPa après 7 jours contre 0,32 MPa pour l'échantillon brut et C2\_K enregistre une résistance de 0,55 MPa après amélioration contre 0,15 MPa avant. La résistance de C1\_S passe de 0,71 MPa à 2,38 MPa, pour C2\_S elle varie de 0,75 MPa à 3,1 MPa et CM\_S de 0,38 MPa à 2,23 MPa par rapport à l'échantillon brut. Tous les sols latéritiques de Saaba peuvent être utilisés en couche de base de chaussée alors que ceux de Kamboinsé ne sont pas utilisables. En effet, pour qu'un sol puisse être utilisé en couche de base, sa résistance à la compression doit être comprise dans l'intervalle 1,8 MPa et 3,1 MPa. L'ajout de ciment modifie également le comportement des sols latéritiques, montrant le passage d'un sol ductile vers un sol fragile. Ce qui soulève le critère de dimensionnement qui considère les sols latéritiques améliorés à 3% de ciment comme ayant un comportement similaire à celui d'un sol à l'état cru. En ce qui concerne le module élastique et la résistance à la traction, ils augmentent avec l'augmentation de la teneur en ciment et du temps de cure. Le module de Young varie de 48 MPa et 6 MPa pour les échantillons bruts à 149 MPa et 325 MPa après ajout de 3% de ciment à 28 jours de cure pour les matériaux latéritiques de Kamboinsé, C1\_K et C2\_K respectivement. Il varie de 23 MPa, 88 MPa, 33 MPa pour les échantillons bruts à 486 MPa, 429 MPa et 308 MPa après ajout de 3% de ciment pour C1\_S, C2\_S et CM\_S respectivement à 28 jours de cure. La résistance à la traction par fendage passe de 0,09 à 0,13 MPa pour C1\_K et de 0,14 à 0,18 MPa après ajout de 2% de ciment à C1\_K et C2\_K respectivement. Elle passe de 0,06 MPa pour l'échantillon de C1\_S à l'état brut à 0,22 MPa après ajout de 3% de ciment. Pour C2\_S, elle passe de 0,05 MPa à 0,22 MPa et pour CM\_S de 0,05 MPa à 0,19 MPa. Ces sols, du point de vue du module, sont utilisables en couche de base de chaussée car leur module est supérieur à 300 MPa (Bagarre, 1990) à l'exception de C1\_K. Du point de vue résistance à la traction, ils présentent une résistance inférieure à 0,3 MPa valeur minimale fixée par le (CEBTP, 1984) pour une utilisation en couche de base. Selon la norme (NF EN 14227-5, 2013b), après ajout de 2% de ciment, C1\_S et C2\_S sont de classe SOL T2 et peuvent être utilisés en couche d'assise de chaussée. C1\_K, après ajout de 3% de ciment est de classe SOL T1 et peut être utilisé en couche



de fondation pour de faibles trafics. Le reste des sols sont de classe SOL T0, donc ne conviennent pas en assise de chaussée. Une bonne corrélation entre le module de Young et la résistance à la compression a été trouvée. L'amélioration de la portance et des paramètres de résistance sont attribués d'une part à la rigidification des matériaux latéritiques par hydratation du ciment, et d'autre part, au développement continu des silicates de calcium hydratés (C-S-H) qui sont des composés caractéristiques du ciment.

Les résultats issus de l'essai triaxial ont montré que les contraintes déviatoriques augmentent pour un taux de ciment de 3% par rapport à un sol brut. En plus, les paramètres de cisaillement  $c$  et  $\phi$  et les modules sécants  $E_{30}$  et  $E_{50}$  augmentent également pour le même taux de ciment. L'application de charges cycliques (faible nombre de cycle) augmente la rigidité des matériaux et son effet est beaucoup plus significatif sur les matériaux bruts que sur les matériaux améliorés au ciment.

Le (CEBTP, 1984) recommande que pour qu'un sol latéritique puisse être amélioré, il doit présenter un certain nombre de critères basés sur les propriétés physiques ainsi que la portance du sol. Or certains sols de notre étude (C1\_S, C2\_S et CM\_S) ne répondent pas à ces critères, pourtant après amélioration, ils ont présenté de bonnes caractéristiques pour une utilisation en couche de base. Il a également été noté que le ciment agit différemment suivant la quantité de minéraux argileux présents dans le sol latéritique. En effet, l'effet du ciment est plus significatif sur les sols latéritiques de Saaba que sur ceux de Kamboinsé. Saaba, contenant plus de minéraux argileux que Kamboinsé a présenté les modules et les résistances mécaniques les plus élevés.

La dernière partie de notre étude a porté sur l'effet de l'ajout de granulats concassés de granites sur les propriétés physiques et mécaniques des sols latéritiques de Saaba (C1\_S, C2\_S et CM\_S) et de Kamboinsé (C1\_K et C2\_K). Avec l'augmentation du taux de granulats concassés, les squelettes granulaires des sols sont renforcés, les sols de Saaba sont restés dans la même classe granulométrique tandis que ceux de Kamboinsé ont vu leur classe changer. C1\_K passe de A-2-7 à A-2-6 et C2\_K passe de A-7-5 à A6 selon la classification HRB. L'ajout de granulats concassés de granites permet d'améliorer les propriétés physiques des sols. La teneur en eau optimale a connu une diminution relative de l'ordre de 20% à 40%, l'indice de plasticité est réduit de l'ordre de 6,7% à 27%, et la valeur du bleu de méthylène de 13% à 20%

pour tous les matériaux latéritiques. Ces phénomènes pourraient être attribués à la réduction de la teneur en argile au fur et à mesure que la teneur en matériau non plastique (concassés de granites) augmente. Il est également constaté une augmentation de la densité sèche maximale (4% à 17%). Les densités sèches maximales restent supérieures à 2 t/m<sup>3</sup> pour C1\_S, C2\_S et CM\_S et C1\_K après stabilisation. C2\_K qui présentait une densité à l'état brut de 1,79 t/m<sup>3</sup> a vu cette valeur dépasser 2 t/m<sup>3</sup> après ajout de 25% de granulats concassés de granites, le rendant apte pour une utilisation en couche de base de chaussée. Les indices CBR immédiats augmentent (de l'ordre de 40% à 186%), de même que l'indice CBR immergé (de l'ordre de 70% à 297%). Après ajout de 25% de granulats concassés de granites, C2\_S et CM\_S peuvent être utilisés en couche de fondation de même que CM\_S après ajout de 30% de granites car leur CBR est supérieur à 30%, alors qu'à l'état brut, ils ne convenaient que pour une utilisation en remblai. C1\_K est utilisable en couche base après ajout de 20% de granulats concassés de granites alors que C2\_K ne peut être utilisé ni en couche de base ni en couche de fondation même après ajout de 35% de granulats concassés de granites. Un pourcentage optimal de 30% de granulats concassés de granites a été proposé. Le module d'élasticité et la résistance à la compression suivent la même tendance avec des augmentations de l'ordre de 28 à 2520% et de 5% à 620% respectivement. Un pourcentage optimale variant de 25% à 30% de granulats concassés de granites a été proposé. Ces résultats ont montré que du point de vue de l'indice CBR, C1\_K présente des indices CBR immédiat et après 4 jours d'immersion plus élevés que ceux des matériaux latéritiques de Saaba. Du point de vue de l'essai de compression, les matériaux latéritiques de Saaba présentent des modules d'élasticité et des résistances plus grandes. Ceci soulève le problème de l'utilisation de l'indice CBR comme seul critère pour le choix du pourcentage optimal de granulats concassés de granites. Il serait donc intéressant de considérer à la fois l'indice CBR, la résistance à la compression et le module d'élasticité pour mieux apprécier l'effet de la litho-stabilisation sur les sols latéritiques.

Au terme de ce travail, les perspectives suivantes peuvent être dégagées :

- Ayant constaté les limites de la classification actuelle des sols latéritiques, il paraît évident que d'autres paramètres devraient être considérés tels que le degré de latérisation ainsi que la désagrégation de ces sols.

- Concernant les paramètres mécaniques de ces sols, dans notre étude, des charges statiques ont été considérées, or les chaussées sont soumises à des charges roulantes. Une étude des paramètres mécaniques avec des chargement cycliques serait intéressante.
- Une modélisation du comportement réel en prenant en compte les caractéristiques physico-hydro-mécanique des sols latéritiques devrait être faite afin d'aboutir à des catalogues de dimensionnement des chaussée plus modernes et réalistes.
- La présente étude n'a porté que sur deux emprunts latéritiques. D'autres études étendues sur l'ensemble du territoire Burkinabè devraient être faites en collaboration avec d'autres les laboratoires locaux afin de cartographier le potentiel en sols latéritiques utilisables en construction routière du Burkina Faso en y intégrant les caractéristiques physico-mécaniques et minéralogiques moyennes des sols de chaque zone.
- Concernant la litho-stabilisation, une étude des mélanges compactés soumis à des chargements cycliques serait intéressante. En plus, comme suggéré par (Lompo, 1980), une étude d'une route expérimentale dont la couche de base ou la couche de fondation est composée de sols latéritiques litho-stabilisés devrait être mise en place afin de mieux apprécier le comportement de ces sols à long terme.
- La combinaison des deux méthodes de stabilisation à savoir la litho-stabilisation et l'amélioration au ciment pourrait être étudiée afin de permettre une utilisation de quantités plus faible de granulats concassés de granites.

## Bibliographie

- Abdo, J., & Serfass, J. (2009). Terrassement et assises de chaussées : Traitement des sols aux liants hydrauliques. *Collection Technique CIMBETON*.
- Ackroyd, L. (1963). The correlation between engineering and pedological classification systems in Western Nigeria and its implications. *Proc. Reg. Conf. Afr. Soil Mech. Found. Eng., 3rd, Salisbury, 1*, 115-118.
- Ademila, O. (2021). Engineering Characteristics of Cement-Stabilized Lateritic Soils for Highway Construction. In M. Ksibi, A. Ghorbal, S. Chakraborty, H. I. Chaminé, M. Barbieri, G. Guerriero, O. Hentati, A. Negm, A. Lehmann, J. Römbke, A. Costa Duarte, E. Xoplaki, N. Khélifi, G. Colinet, J. Miguel Dias, I. Gargouri, E. D. Van Hullebusch, B. Sánchez Cabrero, S. Ferlisi, ... V. Naddeo (Éds.), *Recent Advances in Environmental Science from the Euro-Mediterranean and Surrounding Regions (2nd Edition)* (p. 271-278). Springer International Publishing. [https://doi.org/10.1007/978-3-030-51210-1\\_45](https://doi.org/10.1007/978-3-030-51210-1_45)
- AGEPAR AIPCR. (2019). *Document méthodologique pour l'établissement d'un catalogue national et guide de dimensionnement des chaussées* (2019R40FR - Rapport technique 2019R40FR; Numéro 2019R40FR, p. 26). <https://www.piarc.org>
- Ahouet, L., & Elenga, R. G. (2019). Amélioration des propriétés géotechniques du graveleux latéritique par ajout de la grave alluvionnaire concassée 0/31, 5. *Sciences Appliquées et de l'Ingénieur*, 3(1), 1-6.
- Akoto, B. K. A. (1986). The effect of repeated loading on the ultimate unconfined compressive strength of a lime-stabilized laterite. *Engineering Geology*, 23(2), 125-135. [https://doi.org/10.1016/0013-7952\(86\)90034-7](https://doi.org/10.1016/0013-7952(86)90034-7)
- Alexander, L. T., & Cady, J. G. (1962). *Genesis and hardening of laterite in soils* (Vol. 1281). US Dept. of Agriculture. <https://books.google.bf>
- Alexandre, J. (2002). Les cuirasses latéritiques et autres formations ferrugineuses tropicales : Exemple du Haut Katanga méridional. *Annalen. Geologische Wetenschappen*, 107, 118.

- Al-Mukhtar, M., Khattab, S., & Alcover, J.-F. (2012). Microstructure and geotechnical properties of lime-treated expansive clayey soil. *Engineering Geology*, 139-140, 17-27. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2012.04.004>
- Al-Shayea, N. A. (2001). The combined effect of clay and moisture content on the behavior of remolded unsaturated soils. *Engineering Geology*, 62(4), 319-342. [https://doi.org/10.1016/S0013-7952\(01\)00032-1](https://doi.org/10.1016/S0013-7952(01)00032-1)
- Araujo, C. de, & Dantas, S. (2014). Caracterização de solos lateríticos para utilização em pavimentos de baixo custo na cidade de Canindé/CE. *XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, COBRAMSEG, Goiânia*.
- Attoh-Okine, N. O. (1995). Lime treatment of laterite soils and gravels—Revisited. *Construction and Building Materials*, 9(5), 283-287. [https://doi.org/10.1016/0950-0618\(95\)00030-J](https://doi.org/10.1016/0950-0618(95)00030-J)
- Autret, P. (1980). Contribution à l'étude des graveleux latéritiques traités au ciment. *Thèse présentée à l'ENPC pour obtenir le diplôme de docteur ingénieur en génie civil*.
- Autret, P. (1983). Latérites et graveleux latéritiques. *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*, 38.
- Bagarre, E. (1990). *Utilisation des graveleux latéritiques en technique routière*. <https://trid.trb.org/view/1018608>
- Bagheri, Y., Ahmad, F., & Ismail, M. A. M. (2014). Strength and mechanical behavior of soil–cement–lime–rice husk ash (soil–CLR) mixture. *Materials and Structures*, 47(1-2), 55-66. <https://doi.org/10.1617/s11527-013-0044-2>
- Bahda, F. (1997). *Etude du comportement du sable à l'appareil triaxial : Expérience et modélisation* [PhD Thesis]. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Bakaiyang, L., Madjadoumbaye, J., Boussafir, Y., Szymkiewicz, F., & Duc, M. (2021). Re-use in road construction of a Karal-type clay-rich soil from North Cameroon after a lime/cement mixed treatment using two different limes. *Case Studies in Construction Materials*, 15, e00626. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2021.e00626>
- Baldovin, G. (1969). The shear strength of lateritic soils. *Soil Mech & Fdn Eng Conf Proc/Mexico/*.

- Baumgartl, Th., & Köck, B. (2004). Modeling Volume Change and Mechanical Properties with Hydraulic Models. *Soil Science Society of America Journal*, 68(1), 57-65. <https://doi.org/10.2136/sssaj2004.5700>
- Beauvais, A., Ruffet, G., Hénocque, O., & Colin, F. (2008). Chemical and physical erosion rhythms of the West African Cenozoic morphogenesis: The <sup>39</sup>Ar-<sup>40</sup>Ar dating of supergene K-Mn oxides. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, 113(F4).
- Bekki, H., Djilaili, Z., Tlidji, Y., & Daouadji, T. H. (2015). Durability of treated silty soil using lime and cement in road construction – a comparative study. *TOJSAT*, 5(2), 23-31.
- Bello, A. (2011). Influence of compaction delay on CBR and UCS of cement stabilized lateritic soil. *The Pacific Journal of Science and Technology*, 12(2), 87-96.
- Boeglin, J.-L. (1990). *Évolutions minéralogique et géochimique des cuirasses ferrugineuses de la région de Gaoua (Burkin a Faso)* [PhD Thesis, Université Louis Pasteur de Strasbourg, 21.12. 1990.]. [http://horizon.documentation.ird.fr/exl-doc/pleins\\_textes/divers10-06/42497.pdf](http://horizon.documentation.ird.fr/exl-doc/pleins_textes/divers10-06/42497.pdf)
- Boeglin, J.-L., & Mazaltarim, D. (1989). Géochimie, degrés d'évolution et lithodépendance des cuirasses ferrugineuses de la région de Gaoua au Burkina Faso./Geochemistry, evolution stages and lithodependency of ferricretes in the Gaoua area (Burkina Faso). *Sciences Géologiques, bulletins et mémoires*, 42(1), 27-44.
- Boulangé, B. (1984). Les formations bauxitiques latéritiques de Côte d'Ivoire : Les facies, leur transformation, leur distribution et l'évolution du modelé. *Travaux et Documents de l'ORSTOM*, 175.
- Boulangé, B., Delvigne, J., & Eschenbrenner, V. (1973). Descriptions morphoscopiques, géochimiques et minéralogiques des faciès cuirassés des principaux niveaux géomorphologiques de Côte d'Ivoire. *Cah. ORSTOM, sér. Géol*, 5(1), 59-81.
- Bourgeon, G., & Gunnell, Y. (2005). La latérite de Buchanan. *Étude et gestion des sols*, 12(2), 87-100.
- Bourman, R. P., & Ollier, C. D. (2002). A critique of the Schellmann definition and classification of 'laterite'. *CATENA*, 47(2), 117-131. [https://doi.org/10.1016/S0341-8162\(01\)00178-3](https://doi.org/10.1016/S0341-8162(01)00178-3)

- Bramao, D. L., Lemos, P., & others. (1960). Soil map of South America. *Transactions 7th int. Congr. Soil Sci.*, 4, 1-10.
- Buchanan, F. (1807). *A journey through the countries of Mysore, Canada and Malabar* (1-3, p. 512-566). Asiana Educational Services.
- CEBTP. (1984). *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.
- CEBTP, B. (1972). *Manuel sur les routes dans les zones tropicales et désertiques*.
- Chalermyanont, T., & Arrykul, S. (2005). Compacted sand-bentonite mixtures for hydraulic containment liners. *Songklanakarin J. Sci. Technol*, 27(2), 313-323.
- Charman, J. (1988). *Laterite in road pavements*. <http://worldcat.org/isbn/0860172759>
- Color, M. (1975). Munsell Soil Color Chart : Macbeth Division of Kollmorgen Corporation. *Baltimore, Maryland*.
- Consoli, N. C., Párraga Morales, D., & Saldanha, R. B. (2021). A new approach for stabilization of lateritic soil with Portland cement and sand : Strength and durability. *Acta Geotechnica*, 16(5), 1473-1486. <https://doi.org/10.1007/s11440-020-01136-y>
- Cook, H., Johnson, P., Matti, J., & Zemmels, I. (1975). IV. Methods of sample preparation, and X-ray diffraction data analysis, X-ray mineralogy laboratory, Deep Sea Drilling Project, University of California, Riverside. *Initial reports of the deep sea drilling project*, 25, 999-1007.
- Corrêa, F. A., Collares, A. C. Z. B., Collares, E. G., Ribeiro, R. P., & Reis, F. M. D. (2020). Evaluation of mixtures of lateritic clayey soil with quartzite and stone powder for road purposes. *TRANSPORTES*, 28(3), 228-237. <https://doi.org/10.14295/transportes.v28i3.2088>
- Cruz, P. (1969). Engineering properties of some residual compacted soils. *Proc. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, 7th, Mexico, 1, 91-100.
- Dadouch, M., Ghembaza, M. S., & Ikhlef, N.-S. (2015). Study in laboratory of treatment with cement of silty material : Improvement of the mechanical properties. *Arabian Journal of Geosciences*, 8(7), 4329-4336. <https://doi.org/10.1007/s12517-014-1537-1>

- Daniel, M., & Newill, D. (1959). A laboratory examination of the properties of twelve Kenya soils. *Brit. Road Res. Lab., Note, 3350(11)*, Article 11.
- De Graft-Johnson, J., Bhatia, H., & Gidigas, M. (1968). The engineering characteristics of a lateritic residual clay of Ghana for earth dam construction. *Symp. Earth Rockfill Dams, New Delhi, India, 1*, 94-107.
- De Graft-Johnson, J., Bhatia, H., & Gidigas, M. D. (1969). The strength characteristics of residual micaceous soils and their application to stability problems. *Intl Conf Soil Mech & Fdn Eng Proc, 2*. <https://trid.trb.org/view/122668>
- De Graft-Johnson, J., Bhatia, H., & Hammond, A. (1972). Lateritic gravel evaluation for road construction. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div, 98(Sm 11)*.
- D'Hoore, J. (1954). *L'accumulation des sesquioxydes libres dans les sols tropicaux*. Institut national pour l'étude agronomique du Congo belge.
- D'hoore, J., & Commission de Coopération technique en Afrique au sud du Sahara. (1964). *La carte des sols d'Afrique au 1/5.000. 000: Mémoire explicatif*. Commission de coopération technique en Afrique.
- Dione, A. (2015). *Estimation du module réversible des Graves non traités et modélisation par éléments finis des chaussées souples en vue d'un dimensionnement Mécanistique-Empirique* [PhD Thesis]. Thèse de doctorat Géotechnique routière, Université de Thiès, Sciences de l'Ingénieur.
- Diop, S. (2014). Etude de caractérisation des matériaux de la carrière de Sindia (Sénégal occidental) pour une utilisation en géotechnique routière. *Sciences Appliquées et de l'Ingénieur, 1(2)*, 79-85.
- Duchaufour, P. (1983). *Pédogenèse et classification* (2e éd. rev. et augm). Masson.
- European Court of Auditors. (2012). *Pour un réseau routier durable en Afrique subsaharienne—Contribution du fonds européen de développement (FED).Rapport spécial n° 17, 2012*. Publications Office. <https://data.europa.eu/doi/10.2865/37031>
- Evans, E. (1958). A laboratory investigation of six lateritic gravels from Uganda. *Brit. Road Res. Lab., Note, 3241*, 20.
- Fagel, N., Boski, T., Likhoshway, L., & Oberhaensli, H. (2003). Late Quaternary clay mineral record in Central Lake Baikal (Academician Ridge, Siberia). *Palaeogeography,*



- Palaeoclimatology, Palaeoecology*, 193(1), 159-179. [https://doi.org/10.1016/S0031-0182\(02\)00633-8](https://doi.org/10.1016/S0031-0182(02)00633-8)
- Fall, M. (1993). *Identification et caractérisation mécanique de graveleux latéritiques du Sénégal : Application au domaine routier*. <https://www.theses.fr/1993INPL119N>
- Fall, M., Tisot, J.-P., & Cissé, I. (1995). Comportement mécanique à l'appareil de cisaillement de Casagrande de trois graveleux latéritiques compactés provenant du Sénégal Occidental. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology-Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur*, 52, 59-73. <https://link.springer.com/article/10.1007/BF02602682>
- Fermor, L. L. (1911). III.—What is Laterite? *Geological magazine*, 8(10), 454-462.
- Florentin, J., Heriteau, G., & Farhi, H. (1957). Studies of some physico-mechanical properties of eluvial laterite soil samples. *Proc. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., 4th, London, I*, 29-31.
- Fortes, R. M., & Merighi, J. V. (2003). The use of MCT methodology for rapid classification of tropical soils in Brazil. *IJP—International Journal of Pavements*, 2(3), 1-13.
- Frempong, E., & Tsidzi, K. (1999). Blending of marginally suitable tropical sub-base materials for use in base course construction. *Construction and building materials*, 13(3), Article 3.
- Gansonré, Y., Breul, P., Bacconnet, C., Benz, M., & Gourvès, R. (2021). Estimation of lateritic soils elastic modulus from CBR index for pavement engineering in Burkina Faso. *International Journal of Pavement Research and Technology*, 14(3), Article 3. <https://doi.org/10.1007/s42947-020-0118-9>
- Gidigasú, M. D. (1969). *Highway Geotechnical Properties of Ghana Soils*. State Technical University (unpublished).
- Gidigasú, M. D. (1972). Mode of formation and geotechnical characteristics of laterite materials of Ghana in relation to soil forming factors. *Engineering Geology*, 6, Article 2. [https://doi.org/10.1016/0013-7952\(72\)90034-8](https://doi.org/10.1016/0013-7952(72)90034-8)
- Gidigasú, M. D. (1974). Degree of weathering in the identification of laterite materials for engineering purposes—A review. *Engineering Geology*, 8(3), Article 3. [https://doi.org/10.1016/0013-7952\(74\)90001-5](https://doi.org/10.1016/0013-7952(74)90001-5)
-

- Gidigas, M. D. (1976). *Laterite soil engineering. Development in geotechnical engineering*. Elsevier Scientific Publishing Company.
- Gidigas, M. D. (1983). Development of acceptance specifications for tropical gravel pavement materials. *Engineering geology*, 19(3), 213-240. <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/0013795283900042>
- Gidigas, M. D. (1991). Characterization and use of tropical gravels for pavement construction in West Africa. *Geotechnical and Geological Engineering*, 9(3-4), Article 3-4. <https://doi.org/10.1007/BF00881742>
- Gidigas, M. D. (2012). *Laterite soil engineering : Pedogenesis and engineering principles* (Vol. 9). Elsevier. <https://books.google.bf>
- Gidigas, S. S. R., Lawer, K. A., Gawu, S. K. Y., & Emmanuel, E. (2021). Waste crushed rock stabilised lateritic soil and spent carbide blends as a road base material. *Geomechanics and Geoengineering*, 1-13. <https://doi.org/10.1080/17486025.2021.1903096>
- Goudie, A. S., & Pye, K. (1983). *Chemical sediments and geomorphology : Precipitates and residua in the near-surface environment*.
- Grandin, G. (1976). *Aplanissements cuirassés et enrichissement des gisements de manganèse dans quelques régions d'Afrique de l'Ouest*.
- Grimaud, J.-L. (2014). *Dynamique long-terme de l'érosion en contexte cratonique : L'Afrique de l'Ouest depuis l'Eocène* [PhD Thesis]. Université Paul Sabatier-Toulouse III.
- GTR. (2000). *Guide des Terrassements Routiers, réalisation de remblais et des couches de formes, fascicules I et II*. GTR SETRA-LCPC, 2nd Ed.
- Gu, F., Zhang, Y., Drodody, C. V., Luo, R., & Lytton, R. L. (2016). Development of a New Mechanistic Empirical Rutting Model for Unbound Granular Material. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 28(8), 04016051. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0001555](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001555)
- Hamilton, R. (1964). Microscopic studies of laterite formations. *Soil Micromorphology*. Elsevier, Amsterdam, 277-278.
- Hassaballah, S., Rodoumta, K., & Pantet, A. (2020). Importance des conditions de formation des latérites pour leur utilisation en construction routière dans le sud tchadien.

- Academic Journal of Civil Engineering*, 84-87 Pages.  
<https://doi.org/10.26168/AJCE.37.1.17>
- Houben, H., & Guillaud, H. (2006). CRATerre: Traité de Construction en Terre: L'encyclopédie de la construction en terre. *Vol. I, Editions Parathèses, Marseille.*
- Hyoumbi, W. T., Pizette, P., Wouatong, A. S. L., Abriak, N.-E., Borrel, L. R., Razafimahatratra, F. N., & Guiouillier, T. (2019). Investigations of the Crushed Basanite Aggregates Effects on Lateritic Fine Soils of Bafang Area (West-Cameroon). *Geotechnical and Geological Engineering*, 37(3), 2147-2164.  
<https://doi.org/10.1007/s10706-018-0751-0>
- Issiakou, M. S. (2016). *Caractérisation et valorisation des matériaux latéritiques utilisés en construction routière au Niger* [PhD Thesis].
- Issiakou, M. S., Saiyouri, N., Anguy, Y., Gaborieau, C., & Fabre, R. (2015). *Etude des matériaux latéritiques utilisées en construction routière au Niger: Méthode d'amélioration*. <https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-01167576/>
- Jérémie, M. (2013). *Possibilities for Improving the Bearing Capacity of Laterite with a Vegetable Shell : The Shell of Palm Kernels*. 18, 12.
- Jjuuko, S., Kalumba, D., Bbira, S., & Bamutenda John Bosco. (2014). *Blending of marginally suitable lateritic soils for use in base construction*.  
<https://doi.org/10.13140/RG.2.1.2366.4808>
- Joel, M., & Agbede, I. O. (2011). Mechanical-Cement Stabilization of Laterite for Use as Flexible Pavement Material. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 23(2), 146-152.  
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0000148](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000148)
- Kasthurba, A. K., Santhanam, M., & Mathews, M. S. (2007). Investigation of laterite stones for building purpose from Malabar region, Kerala state, SW India – Part 1 : Field studies and profile characterisation. *Construction and Building Materials*, 21(1), 73-82.  
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2005.07.006>
- Kazemian, S., Huat, B. B. K., & Moayedi, H. (2012). Undrained Shear Characteristics of Tropical Peat Reinforced with Cement Stabilized Soil Column. *Geotechnical and Geological Engineering*, 30(4), 753-759. <https://doi.org/10.1007/s10706-012-9492-7>
-

- Kédowidé, C. M. G., Sedogo, M. P., & Cissé, G. (2010). Dynamique spatio temporelle de l'agriculture urbaine à Ouagadougou : Cas du Maraîchage comme une activité montante de stratégie de survie. *Vertigo*, Volume 10 numéro 2. <https://doi.org/10.4000/vertigo.10312>
- Khater, H. M. (2013). Effect of silica fume on the characterization of the geopolymer materials. *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 5(1), 12. <https://doi.org/10.1186/2008-6695-5-12>
- Ki, B. I. J., Ba, M., Gueye, R., Hornych, P., & Sana, A. (2021). Effect of Water Content and Grains Size Distribution on the Characteristic Resilient Young's Modulus (&lt;i>E</i>sub&lt;i>c</i> Obtained Using Anisotropic Boyce Model on Gravelly Lateritic Soils from Tropical Africa (Burkina Faso and Senegal). *Open Journal of Civil Engineering*, 11(01), 134-152. <https://doi.org/10.4236/ojce.2021.111009>
- King, L. C. (1950). The study of the world's plainlands : A new approach in geomorphology. *Quarterly Journal of the Geological Society*, 106(1-4), 101-131.
- King, W., & Foote, R. (1864). Laterite at Caperris Hill. *Mem. Geol. Survey India*, 4, 257-267.
- Lamb, D. (1962). Decomposed granite as fill material with particular reference to earth dam construction. *Symp. Hong Kong Soils, Hong Kong Joint Group of the Institutions of Civil, Mechanical and Electrical Engineers*, 57-71.
- Lawane Gana, A. (2014). *Caractérisation des matériaux latéritiques indurés pour une meilleure utilisation dans l'habitat en Afrique* [PhD Thesis, Le Havre]. <https://www.theses.fr/2014LEHA0011>
- Legros, J. (2007). Les grands sols du monde, 574 p. *Lausanne: Presses polytechniques et universitaires romandes*. <https://books.google.bf/>
- Legros, J.-P. (2013). Latérites et autres sols des régions intertropicales. *Académie des Sciences et Lettres de Montpellier Conf. N 4252, Séance académique du 09/12/2013. Bull. N, 44*, 369-382. [https://www.ac-sciences-lettres-montpellier.fr/academie\\_edition/fichiers\\_conf/LEGROS-2013.pdf](https://www.ac-sciences-lettres-montpellier.fr/academie_edition/fichiers_conf/LEGROS-2013.pdf)
- Lohnes, R. A., Fish, R. O., & Demirel, T. (1971). Geotechnical Properties of Selected Puerto Rican Soils in Relation to Climate and Parent Rock. *Geological Society of America*
-

- Bulletin*, 82(9), 2617. [https://doi.org/10.1130/0016-7606\(1971\)82\[2617:GPOSPR\]2.0.CO;2](https://doi.org/10.1130/0016-7606(1971)82[2617:GPOSPR]2.0.CO;2)
- Lompo, P. (1980). Les matériaux utilisés en construction routière en Haute Volta. Un matériau non traditionnel “Le lithostab”. *4ème conférence routière africaine, Nairobi, Kenya*, 20-25.
- Lumb, P. (1962). The Properties of Decomposed Granite. *Géotechnique*, 12(3), 226-243. <https://doi.org/10.1680/geot.1962.12.3.226>
- Lyon Associates. (1971). Laterite and lateritic soils and other problem soils of Africa. *Inc. Building and Road Institute*, 64-140.
- MacKechnie, W. (1967). Some consolidation characteristics of a residual mica schist. *Proceedings of the Regional Conference for Africa—Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 44, 135-139.
- Mahalinga-Iyer, U., & Williams, D. J. (1997). Properties and performance of lateritic soil in road pavements. *Engineering Geology*, 46(2), 71-80. [https://doi.org/10.1016/S0013-7952\(96\)00096-8](https://doi.org/10.1016/S0013-7952(96)00096-8)
- Maignien, R. (1958). *Le cuirassement des sols en Guinée. Afrique Occidentale* (Vol. 16). Persée-Portail des revues scientifiques en SHS. [https://www.persee.fr/doc/sgeol\\_0080-9020\\_1958\\_mon\\_16\\_1](https://www.persee.fr/doc/sgeol_0080-9020_1958_mon_16_1)
- Maignien, R. (1962). Tropical Sub-arid Brown soils of West Africa. *First Soil Corell. Seminar Tashkent*, 36-44.
- Maignien, R. (1966a). *Compte-rendu de recherches sur les latérites*. UNESCO. <http://www.documentation.ird.fr/hor/fdi:10691>
- Maignien, R. (1966b). Intensité de la ferrallitisation. Caractérisation des différents stades. *Cah. ORSTOM, sér. pédol.* 4 (4): 21, 24.
- Maignien, R. (1982). *Latérite et latéritisation. Apports récents des chercheurs français*. ORSTOM.
- Mbengue, M. T. M., Lawane Gana, A., Messan, A., & Pantet, A. (2022). Geotechnical and Mechanical Characterization of Lateritic Soil Improved with Crushed Granite. *Civil Engineering Journal*, 8(5), 843-862. <https://doi.org/10.28991/CEJ-2022-08-05-01>

- Mbengue, M. T. M., Messan, A., Lawane, A., & Pantet, A. (2022). Characterization of the Lateritic Soil of Kamboinsé (Burkina Faso). In *Proceedings of the RILEM International Symposium on Bituminous Materials* (Vol. 27, p. 363-369). Springer International Publishing. [https://doi.org/10.1007/978-3-030-46455-4\\_46](https://doi.org/10.1007/978-3-030-46455-4_46)
- McFarlane, M. & others. (1976). *Laterite and landscape*. Academic Press.
- Mengue, E. (2015). *Évaluation du comportement mécanique d'un sol latéritique traité au ciment pour des applications routières* [PhD Thesis, Lille 1]. <https://www.theses.fr/2015LIL10050>
- Mengue, E., Mroueh, H., Lancelot, L., & Eko, R. M. (2017). Mechanical Improvement of a Fine-Grained Lateritic Soil Treated with Cement for Use in Road Construction. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 29(11), 04017206. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0002059](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002059)
- Messou, M. (1980). Comportement mécanique d'une couche de base en graveleux latéritiques améliorés au ciment : Cas des routes en Côte d'Ivoire. *Thèse de Docteur-ingénieur en génie civil présentée à l'école nationale des ponts et chaussées*.
- Michel, P. (1973). *Les bassins des fleuves Sénégal et Gambie : Étude géomorphologique*.
- Michel, P. (1978). *Cuirasses bauxitiques et ferrugineuses d'Afrique occidentale. Aperçu chronologique*.
- Millogo, Y., Hajjaji, M., Ouedraogo, R., & Gomina, M. (2008). Cement-lateritic gravels mixtures : Microstructure and strength characteristics. *Construction and Building Materials*, 22(10), 2078-2086. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.07.019>
- Millogo, Y., Traoré, K., Ouedraogo, R., Kaboré, K., Blanchart, P., & Thomassin, J. H. (2008). Geotechnical, mechanical, chemical and mineralogical characterization of a lateritic gravels of Sapouy (Burkina Faso) used in road construction. *Construction and Building Materials*, 22(2), 70-76. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2006.07.014>
- Millot, G. (1964). *Géologie des argiles : Altérations, sédimentologie, géochimie*. Masson,.
- Millot, G., Perriaux, J., & Lucas, J. (1961). Signification climatique de la couleur rouge des grès permo-triasiques et des grandes séries détritiques rouges. *Sciences Géologiques, bulletins et mémoires*, 14(4), 91-100.

- Moon, S.-W., Vinoth, G., Subramanian, S., Kim, J., & Ku, T. (2020). Effect of fine particles on strength and stiffness of cement treated sand. *Granular Matter*, 22(1), 9. <https://doi.org/10.1007/s10035-019-0975-6>
- Mückenhausen, E. & others. (1962). *Entstehung, Eigenschaften und Systematik der Böden der Bundesrepublik Deutschland*. DLG Verlags.
- Nahon, D., & Millot, G. (1977). Géochimie de la surface et formes du relief. V. Enfouissement géochimique des cuirasses ferrugineuses par épigénie du manteau d'altération des roches mères gréseuses. Influence sur le paysage. *Sciences géologiques Bulletin Strasbourg*, 30(4), 275-282.
- Nanda, R., & Krishnamachari, R. (1958). Study of soft aggregates from different parts of India with a view to their use in road construction, II. Laterites. *Central Road Res. Inst., Road Res. Pap*, 15, 32.
- Nascimento, U. (1959). Laterites of Portuguese overseas territories. *Natl. Civil Eng. Lab., Mem*, 141.
- Ndiaye, M. (2013). *Contribution à l'étude de sols latéritiques du Sénégal et du Brésil* [PhD Thesis]. PhD thesis, Université Cheikh Anta Diop DE Dakar, Dakar, 163p.
- Ndiaye, M., Magnan, J. P., Cisse, I. K., & Cisse, L. (2013). *Etude de l'amélioration de latérites du Sénégal par ajout de sable*.
- Newill, D. (1961). A laboratory investigation of two red clays from Kenya. *Geotechnique*, 11(4), 302-318. <https://doi.org/10.1680/geot.1961.11.4.302>
- NF EN 13286-41. (2003). *Mélanges traités et mélanges non traités aux liants hydrauliques- Partie 41 : Méthode d'essai pour la détermination de la résistance à la compression des mélanges traités aux liants hydrauliques*. Association Française de Normalisation (AFNOR).
- NF EN 13286-42. (2003). *Mélanges traités et mélanges non traités aux liants hydrauliques- Partie 42 : Méthode d'essai pour la détermination de la résistance à la traction indirecte des mélanges traités aux liants hydrauliques*. Association Française de Normalisation (AFNOR).

- NF EN 13286-43. (2003). *Mélanges traités et mélanges non traités aux liants hydrauliques—Partie 43 : Méthode d’essai pour la détermination du module d’élasticité des mélanges traités aux liants hydrauliques*. Association Française de Normalisation (AFNOR).
- NF EN 14227-5. (2013a). *Mélanges traités aux liants hydrauliques—Spécifications—Partie 5 : Mélanges granulaires traités aux liants hydrauliques routiers*. Association Française de Normalisation (AFNOR).
- NF EN 14227-5. (2013b). *Mélanges traités aux liants hydrauliques—Spécifications—Partie 5 : Mélanges granulaires traités aux liants hydrauliques routiers*. Association Française de Normalisation (AFNOR).
- NF EN ISO 17892-4. (2018). *Reconnaissances et essais géotechniques : Essais de laboratoire sur les sols—Partie 4 : Détermination de la distribution granulométrie des particules*. Association Française de Normalisation (AFNOR).
- NF EN ISO 17892-5. (2017). *Reconnaissance et essais géotechniques—Essais de laboratoire sur les sols—Partie 5 : Essai de chargement par palier à l’oedomètre*. Association Française de Normalisation (AFNOR).
- NF EN ISO 17892-9. (2018). *Reconnaissance et essais géotechniques—Essais de laboratoire sur les sols—Partie 9 : Essais en compression à l’appareil triaxial consolidés sur sols saturés*. Association Française de Normalisation (AFNOR).
- NF EN ISO 17892-10. (2018). *Reconnaissance et essais géotechniques—Essais de laboratoire des sols—Partie 10 : Essai de cisaillement direct*.
- NF EN ISO 17892-12. (2018). *Reconnaissances et essais géotechniques—Essais de laboratoire sur les sols—Partie 12 : Détermination des limites liquidité et de plasticité*. Association Française de Normalisation (AFNOR).
- NF P 94-068. (1998). *Sols : Reconnaissances et essais : Mesure de la capacité d’absorption de bleu de méthylène d’un sol ou d’un matériau rocheux—Détermination de la valeur de bleu de méthylène d’un sol ou d’un matériau rocheux par l’essai à la tache*. Association Française de Normalisation (AFNOR).
- NF P 94-078. (1997). *Sols : Reconnaissances et essais : Indice CBR après immersion. Indice Portant Immédiat—Mesure sur échantillon compacté dans le moule CBR*. Association Française de Normalisation (AFNOR).
-



- NF P 94-093. (2014). *Sols : Reconnaissance et essais : Détermination des références de compactage d'un matériau-Essai Proctor normal-Essai Proctor modifié*. Association Française de Normalisation (AFNOR).
- Ngo'o Ze, A., Ndzié Mvindi, A. T., Lobe Bille, J. F., Mvindi Mvindi, W. P., Mebouinz, D. L., & Onana, V. L. (2022). Ex-situ and In-situ Manufacturing Procedures for Optimizing the Characteristics of a Soil Concrete Based on Lateritic Gravels and Granitic Aggregates : Application in Road Construction. *International Journal of Pavement Research and Technology*. <https://doi.org/10.1007/s42947-022-00231-5>
- Nogami, J., Cozzolino, V., & Villibor, D. (1989). Meaning of coefficients and index of MCT soil classification for tropical soils. *Congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations*. 12, 547-550.
- Nshimiyimana, P., Fagel, N., Messan, A., Wetshondo, D. O., & Courard, L. (2020). Physico-chemical and mineralogical characterization of clay materials suitable for production of stabilized compressed earth blocks. *Construction and Building Materials*, 241, 118097. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118097>
- Nzabakurikiza, A., Onana, V. L., Ze, A. N., Mvindi, A. T. N., & Ekodeck, G. E. (2017). Geological, geotechnical, and mechanical characterization of lateritic gravels from Eastern Cameroon for road construction purposes. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 76(4), 1549-1562. <https://doi.org/10.1007/s10064-016-0979-y>
- Oghenero, A. E., Okey, A. T., Brume, O., Okunuwadje, S., & Jerry, O. (2014). Classification and compaction characteristics of lateritic soils of Warri, Delta state, Nigeria. *Advanced in Applied Science Research*, 5(3), 451-457.
- Ojuri, O. O., Adavi, A. A., & Oluwatuyi, O. E. (2017). Geotechnical and environmental evaluation of lime–cement stabilized soil–mine tailing mixtures for highway construction. *Transportation Geotechnics*, 10, 1-12. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2016.10.001>
- Okagbue, C. O., & Onyeobi, T. U. S. (1999). Potential of marble dust to stabilise red tropical soils for road construction. *Engineering Geology*, 53(3-4), 371-380. [https://doi.org/10.1016/S0013-7952\(99\)00036-8](https://doi.org/10.1016/S0013-7952(99)00036-8)

- Ola, S. A. (1978). Geotechnical properties and behaviour of some stabilized Nigerian lateritic soils. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 11(2), 145-160. <https://doi.org/10.1144/GSL.QJEG.1978.011.02.04>
- Omotosho, P. O., & Akinmusuru, J. O. (1992). Behaviour of soils (lateritic) subjected to multi-cyclic compaction. *Engineering Geology*, 32(1-2), 53-58. [https://doi.org/10.1016/0013-7952\(92\)90017-S](https://doi.org/10.1016/0013-7952(92)90017-S)
- Onana, V. L., Ngo'o Ze, A., Eko, R. M., Ntuala, R. F. D., Nanga Bineli, M. T., Owoudou, B. N., & Ekodeck, G. E. (2017). Geological identification, geotechnical and mechanical characterization of charnockite-derived lateritic gravels from Southern Cameroon for road construction purposes. *Transportation Geotechnics*, 10, 35-46. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2016.12.001>
- Onyelowe, K. C. (2013). Effect of water content on the shear strength of amaoba lateritic soil. *Int J Res Civil Eng Architect Design*, 1, 1-10.
- O.O, B., M.O, O., G.O, M., & S.A, A. (2012). Petrographic and geotechnical properties of Lateritic Soils developed over different parent rocks in Ago-Iwoye area, Southwestern Nigeria. *International Journal of Applied Science and Engineering Research*, 1(4), 584-594. <https://doi.org/10.6088/ijaser.0020101060>
- Osula, D. O. A. (1991). Lime modification of problem laterite. *Engineering Geology*, 30(2), 141-154. [https://doi.org/10.1016/0013-7952\(91\)90040-R](https://doi.org/10.1016/0013-7952(91)90040-R)
- Osula, D. O. A. (1996). A comparative evaluation of cement and lime modification of laterite. *Engineering Geology*, 42(1), Article 1. [https://doi.org/10.1016/0013-7952\(95\)00067-4](https://doi.org/10.1016/0013-7952(95)00067-4)
- Oyediran, I., & Williams, T. (2010). Geotechnical properties of some banded gneiss derived lateritic soils from Ibadan, Southwestern Nigeria. *Journal of Science Research*, 9(2), 62-68.
- Pion, J.-C. (1979). *Altération des massifs cristallins basiques en zone tropicale sèche. Etude de quelques toposéquences en Haute-Volta* (Vol. 57). Persée-Portail des revues scientifiques en SHS.
- Portelinha, F., Lima, D., Fontes, M., & Carvalho, C. (2012). Modification of a lateritic soil with lime and cement : An economical alternative for flexible pavement layers. *Soils*

- and Rocks, São Paulo, 35, Article 1.  
<https://simples.serdigital.com.br/clientes/soils/arquivos/235.pdf>
- Prescott, J., & Pendleton, R. (1952). Commonwealth Bur. *Soil Sci. Tech. Commun*, 47.
- Raychaudhuri, S. (1962). Development of Legends for Classification and Nomenclature of Indian Soils. *Journal of the Indian Society of Soil Science*, 10(1), 1-18.
- Robitaille, V., & Tremblay, D. (1997). *Mécanique des sols : Théorie et pratique*. Modulo.
- Rodrigues, J. K. G., Auriol, J. C., Reiffsteck, P., & Ndiaye, M. (2010). Rationalisation de l'Utilisation des Sols Latéritiques en Plateforme de Chaussées Durables et de Faible Coût. *28èmes Rencontres Universitaires de Génie Civil*, sp. <https://hal.science/hal-00508850>
- Ruddock, E. C. (1967). Residual Soils of The Kumasi District in Ghana. *Géotechnique*, 17(4), 359-377. <https://doi.org/10.1680/geot.1967.17.4.359>
- Sariosseiri, F., & Muhunthan, B. (2009). Effect of cement treatment on geotechnical properties of some Washington State soils. *Engineering Geology*, 104(1-2), Article 1-2. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2008.09.003>
- Saussaye, L. (2012). *Traitement des sols aux liants hydrauliques : Aspects géotechniques et physico-chimiques des perturbations de la solidification* [PhD Thesis]. Université de Caen.
- Schellmann, W. (1981). *Consideration on the definition and classification of laterites*. 1-10.
- Schellmann, W. (2003). Discussion of "A critique of the Schellmann definition and classification of laterite" by RP Bourman and CD Ollier (Catena 47, 117-131). *Catena*, 1(52), 77-79.
- SETRA, L. (1994). Conception et dimensionnement des structures de chaussée. *Guide technique*.
- Sikali, F. & others. (1980). *Détermination d'un modèle rhéologique pour une latérite compactée par des essais simples de laboratoire*.
- Sivarajasingham, S., Alexander, L. T., Cady, J. G., & Cline, M. G. (1962). Laterite. In *Advances in Agronomy* (Vol. 14, p. 1-60). Elsevier. [https://doi.org/10.1016/S0065-2113\(08\)60435-6](https://doi.org/10.1016/S0065-2113(08)60435-6)
- Stephens, C. G. & others. (1962). *Manual of Australian soils*.
-

- Sudla, P., Horpibulsuk, S., Chinkulkijniwat, A., Arulrajah, A., Liu, M. D., & Hoy, M. (2018). Marginal lateritic soil/crushed slag blends as an engineering fill material. *Soils and Foundations*, 58(3), 786-795. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2018.03.007>
- Summerfield, M. A. (2014). *Global geomorphology*. Routledge.
- Tardy, Y., & Roquin, C. (1998). *Derive des continents paleoclimats et altérations tropicales*. éd. BRGM.
- Terzaghi, K., & Robertson. (1958). Design and performance of the Sasuma dam, (paper also includes an appendix by RHS Robertson entitled a mineralogical analysis of Sasuma clay). *Proceedings of the Institution of civil engineers*, 9(4), 369-394.
- Thomas, M. F., & Thorp, M. B. (1994). *Geomorphology in the tropics : A study of weathering and denudation in low latitudes*. John Wiley & Sons.
- Tockol, I., Massiera, M., Chiasson, P., & SALIHA MAIGA, M. (1994). Les graveleux latéritiques dans les pays du Sahel : Cas des routes non revêtues. *International congress International Association of Engineering Geology*, 3423-3431.
- Tony, N. C., Devdas, G., Raj, S. G., & Varghese, R. M. (2021). Compaction Characteristics of Red Earth and Quarry Dust Combinations. In S. Patel, C. H. Solanki, K. R. Reddy, & S. K. Shukla (Éds.), *Proceedings of the Indian Geotechnical Conference 2019* (Vol. 133, p. 191-201). Springer Singapore. [https://doi.org/10.1007/978-981-33-6346-5\\_17](https://doi.org/10.1007/978-981-33-6346-5_17)
- Townsend, F. C., Manke, G. P., & Parcher, J. V. (1971). The influence of sesquioxides on laterite soil properties. *Hghw. Res. Rec.*, 374 : 80-92.
- Tran, N. T. (2009). Valorisation de sédiments marins et fluviaux en technique routière. *Université d'Artois*.
- Uchida, E., Maeda, N., & Nakagawa, T. (1999). The laterites of the Angkor monuments, Cambodia. The grouping of the monuments on the basis of the laterites. *JOURNAL OF MINERALOGY, PETROLOGY AND ECONOMIC GEOLOGY*, 94(5), 162-175. <https://doi.org/10.2465/ganko.94.162>
- Ugbe, F. (2011). Basic engineering geological properties of lateritic soils from Western Niger Delta. *Research Journal of Environmental and Earth Sciences*, 3(5), 571-577.

- Vallerga, B., Van Til, C., & Rananandana, N. (1969). Engineering properties of lateritic materials used in Thailand road construction. *Proc. Spec. Sess. Eng. Prop. Lateritic Soils, Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Mexico, 2*, 109-121.
- Vargas, M. (1953). Some engineering properties of residual clay soils occurring in Southern Brazil. *Proc. Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., 3rd, Zürich, 1*, 67-71.
- Wahab, N. A., Rashid, A. S. A., Roshan, M. J., Rizal, N. H. A., Yunus, N. Z. M., Hezmi, M. A., & Tadza, M. Y. M. (2021). Effects of Cement on the Compaction Properties of Lateritic Soil. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, 1153*(1), 012015. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/1153/1/012015>
- Wahab, N. A., Roshan, M. J., Rashid, A. S. A., Hezmi, M. A., Jusoh, S. N., Nik Norsyahariati, N. D., & Tamassoki, S. (2021). Strength and Durability of Cement-Treated Lateritic Soil. *Sustainability, 13*(11), 6430. <https://doi.org/10.3390/su13116430>
- Walther, J. (1915). *Laterite in West Australian*. *Z. Deut. Geol. Ges.*, 67B.
- Wather, J. (1889). Bericht Über die Resultate einer Reisenache Ostindien in Winter. *Verh. Gesellsch. Erdk*, 318-328.
- Wyss, U., & Sauret, H. (2007). Indicateurs de confort dans la technique de la voûte nubienne. *Rapport intermédiaire*.
- Young, A. (1980). *Tropical soils and soil survey* (Vol. 9). CUP Archive.

## Annexe A

### Vue satellitaire de l'emprunt de Saaba

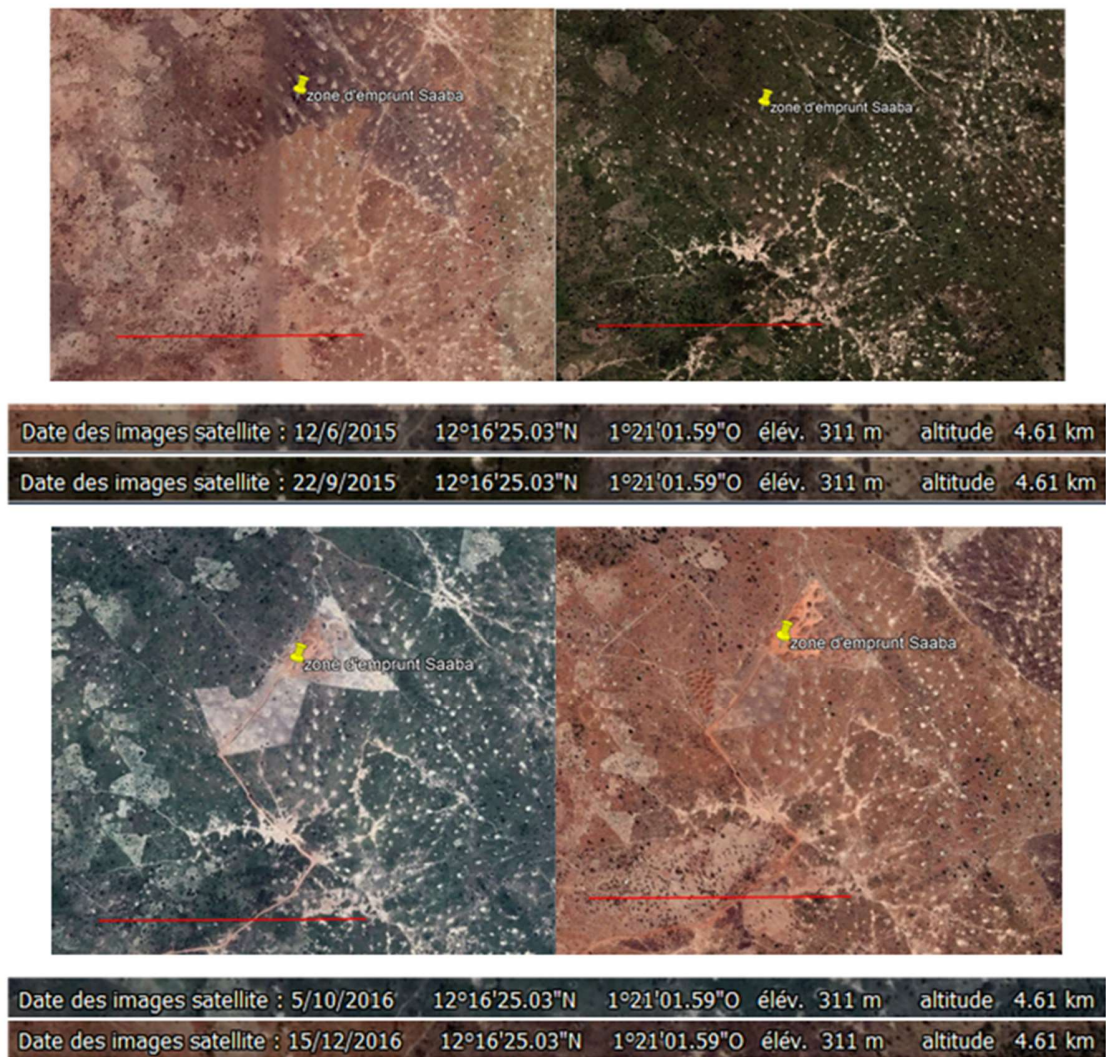
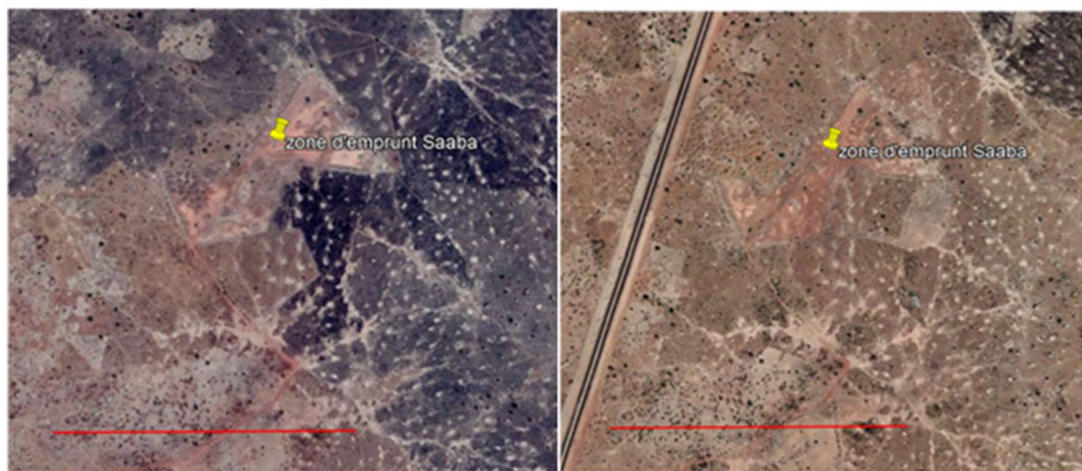


Fig. A. 1 : Evolution de la zone d'emprunt de Saaba entre 2015 et 2016



Date des images satellite : 21/2/2018 12°16'25.03"N 1°21'01.59"O élév. 311 m altitude 4.61 km

Date des images satellite : 24/1/2021 12°16'25.03"N 1°21'01.59"O élév. 311 m altitude 4.61 km

Fig. A. 2 : Evolution de la zone d'emprunt de Saaba entre 2018 et 2021

## Annexe B

### Paramètres physiques et mécaniques des sols étudiés

*Tableau B 1 : Emprunt de Saaba*

Couches	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{d_{opt}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\omega_{opt}$ (%)	CBR	CBR immergé	Re MPa	E young (Mpa)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_0$	$\Delta e$	e calculé	Cc	$\omega_L$ (%)	Cc=0.007* (LL-10)		
C1 S	27,3±3,8	20,2	11,2	35	11	0,71 (±0,12)	23(±6)	19,7	27,3	0,412	0,183	0,386	0,13	30	0,14		
C2 S	27,8±7,3	20,3	10,9	36	16	0,87 (±0,11)	88 (±23)	16,3	27,8	0,638	0,222	0,706	0,14	37,1	0,189		
CM S	28,8±9	20,6	10,4	28	17	0,33 (±0,08)	34 (±12)	18,3	28,8	0,505	0,161	0,574	0,12	33	0,151		
				Essai triaxial à $\omega_{opt}$				Essai triaxial à $\omega_{opt}+1\%$				Cisaillement direct à $\omega_{opt}$					
Couches	$\sigma_3$ (kPa)	q rupt (kPa)	$\varepsilon$ (%)	Ca (kPa)	$\phi$ (°)	E <sub>30</sub> (Mpa)	E <sub>50</sub> (Mpa)	q rupt (kPa)	e (%)	Ca (kPa)	$\phi$ (°)	E <sub>30</sub> (Mpa)	E <sub>50</sub> (Mpa)	$\tau$ (MPa)	$\varepsilon$ (%)	C (Mpa)	$\phi$ (°)
C1_S	0																
	50													85,62	5,65	48	37,6
	100													148,47	4,26		
	200													244,68	14,24		
400																	
C2_S	0																
	50	421	5,72	109,6	33	32	32	379	5,24	50,3	39	30	38	92,98	6,64	67,8	33,7
	100	654	16,32			93	78	577	10,49			58	72	169,23	7,09		
	200	918	20,15			126	105	986	20,16			77	85	222,14	8,22		
400	1506	17,77	151			151	1558	16,02	156			156					
CM_S	0																
	50													114,65	3,5	75,7	31,9
	100													146,28	8,17		
	200													230,58	9,76		
400																	



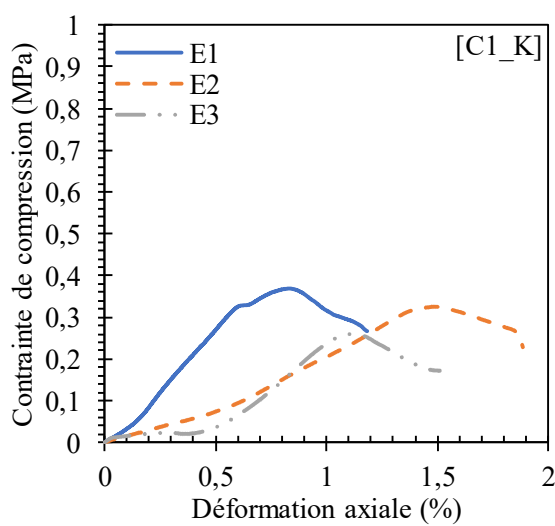
*Tableau B 2 : Emprunt de Kamboinsé*

Couches	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{d_{opt}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\omega_{opt}$ (%)	CBR	CBR immergé	Re MPa	E young (Mpa)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_0$	$\Delta e$	e calculé	Cc	$\omega_L$ (%)	Cc=0.007* (LL-10)		
C1_K	30 (±16)	20,3	11,9	65	49	0,32 (±0,06)	48 (±2)	21,1	30	0,313	0,018	0,422	0,024	47,5	0,26		
C2_K	27,3 (±5)	17,9	15,6	17	4	0,12 (±0,03)	7 (±1,6)	14,7	27,3	0,811	0,239	0,857	0,25	47,7	0,26		
		<b>Essai triaxial à wopt</b>						<b>Essai triaxial à wopt+1%</b>						<b>Cisaillement direct à wopt</b>			
Couches	$\sigma_3$ (kPa)	q rupt kPa	$\varepsilon$ (%)	Ca (kPa)	$\varphi$ (°)	E <sub>30</sub> (Mpa)	E <sub>50</sub> (Mpa)	q rupt (kPa)	e (%)	Ca (kPa)	$\varphi$ (°)	E <sub>30</sub> (Mpa)	E <sub>50</sub> (Mpa)	$\tau$ (MPa)	$\varepsilon$ (%)	C (Mpa)	$\varphi$ (°)
C1_K	0			105,5	34					62,1	38						
	50	521	12,42			24	24	422	19,55			12	12	119,43	25,46	65,8	30,3
	100	612	13,06			37	36	518	20,21			19	18	138,72	26,37		
	200	782	12,14			59	56	887	21,93			38	40	242,23	23,94		
	400	1396	20,14			105	117	1171	12,39			88	61				
C2_K	0																
	50													111,06	3,5	58,9	42,8
	100													183,91	8,17		
	200													283,69	9,76		
	400																

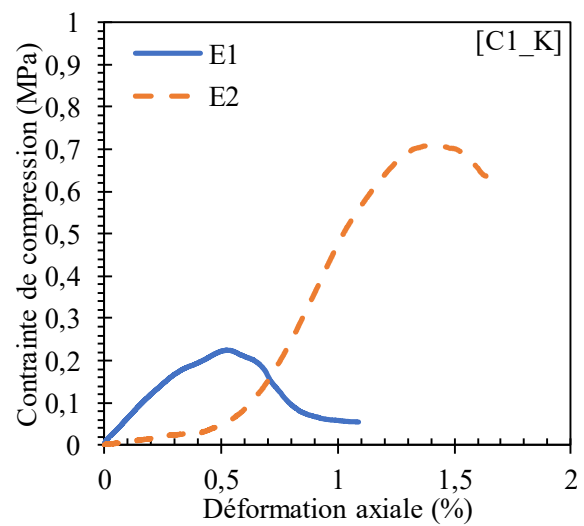
## Annexe C

### Courbes contrainte-déformation essai de Compression simple

#### C.1 Emprunt de KAMBOINSE



(a)



(b)

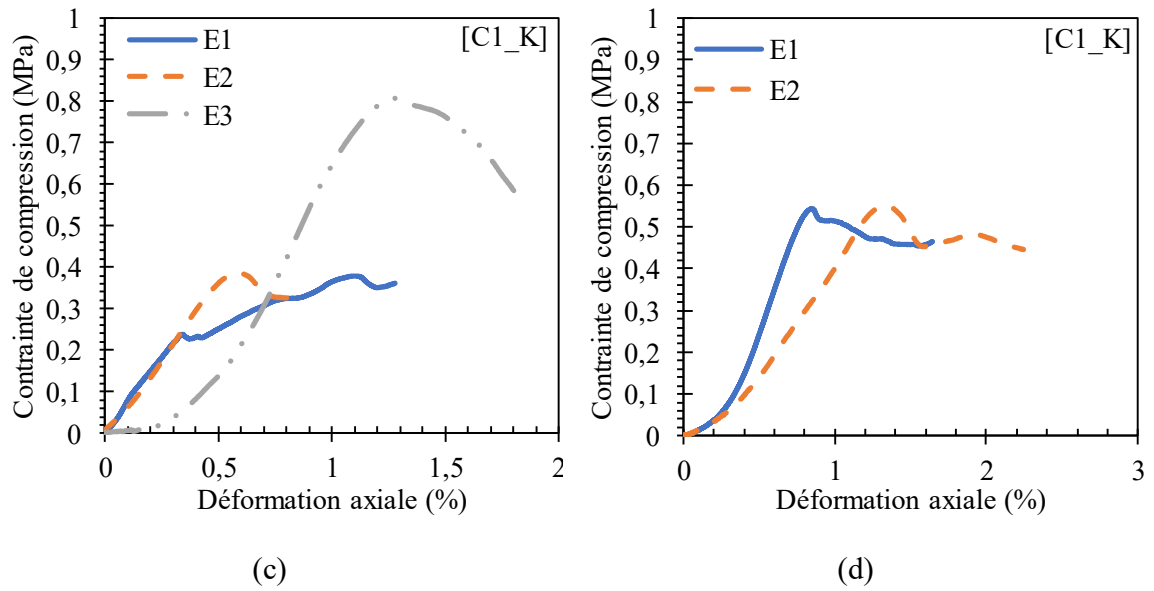


Fig. C 1 : Courbe contrainte déformation C1\_K ; a) 0% de ciment, b) 1% de ciment, c) 2% de ciment, d) 3% de ciment

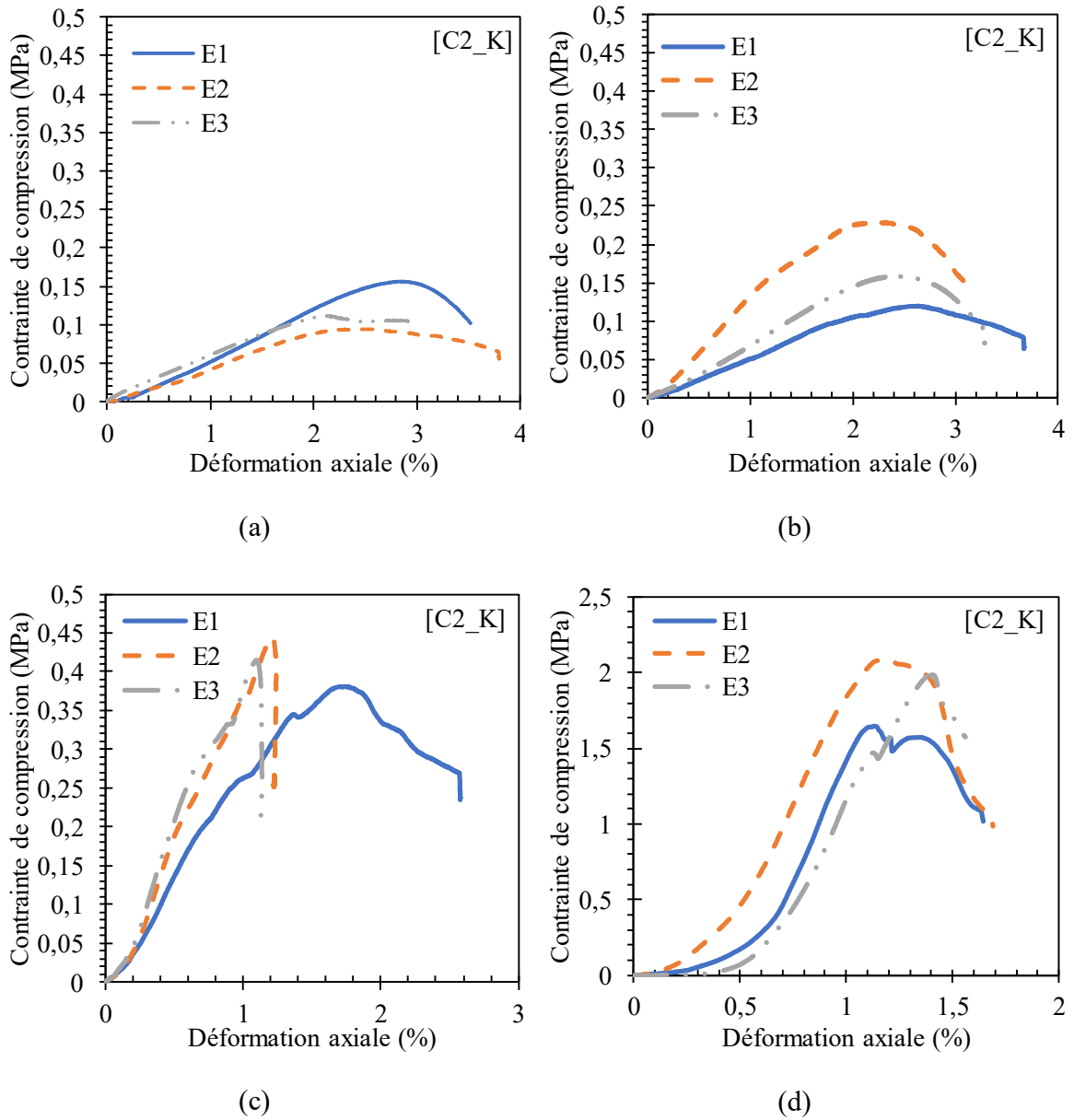


Fig. C 2 : Courbe contrainte déformation C2\_K ; a) 0% de ciment, b) 1% de ciment, c) 2% de ciment, d) 3% de ciment

## C.2 Emprunt de SAABA

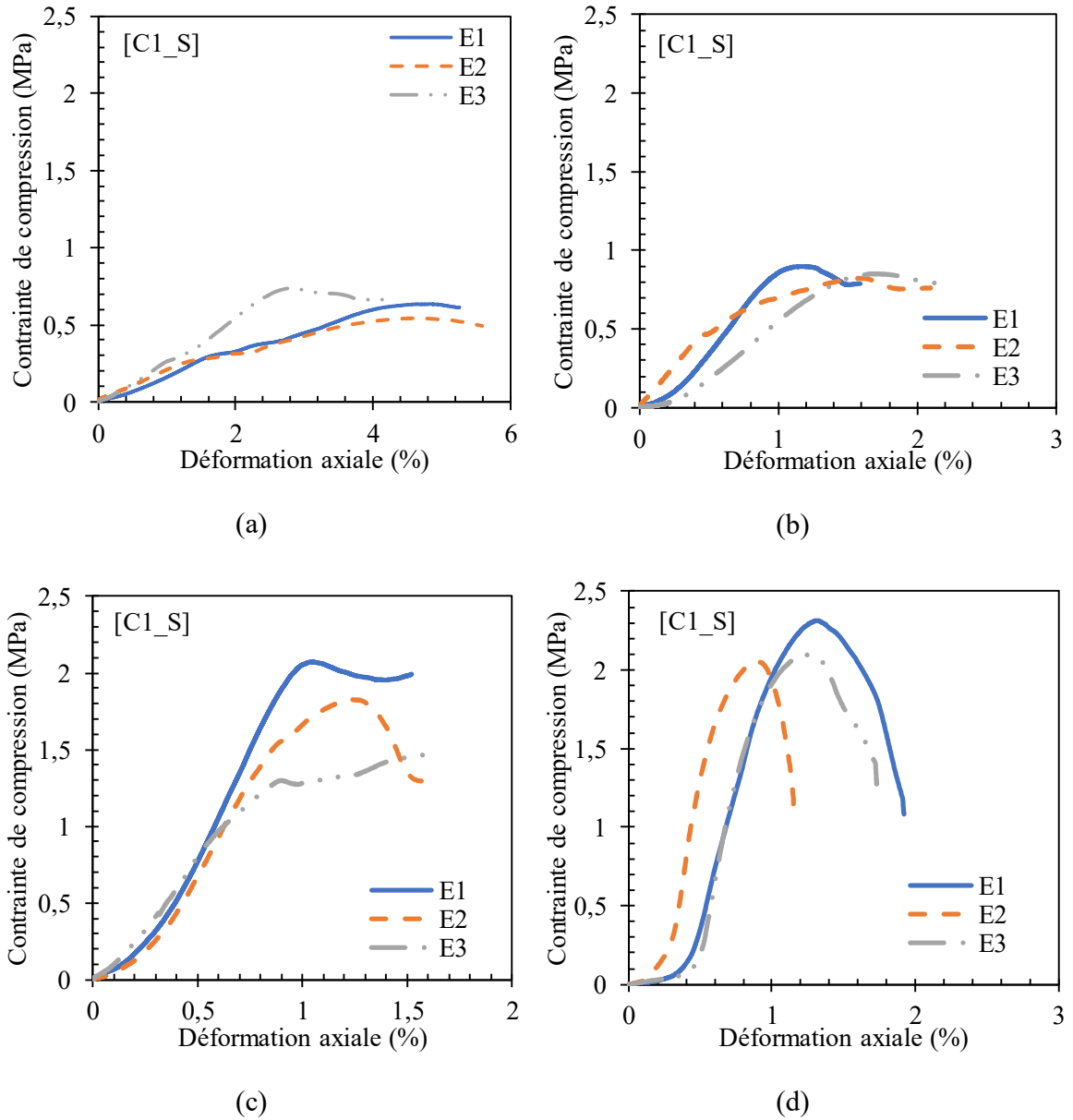


Fig. C 3 : Courbe contrainte déformation C1\_S ; a) 0% de ciment, b) 1% de ciment, c) 2% de ciment, d) 3% de ciment

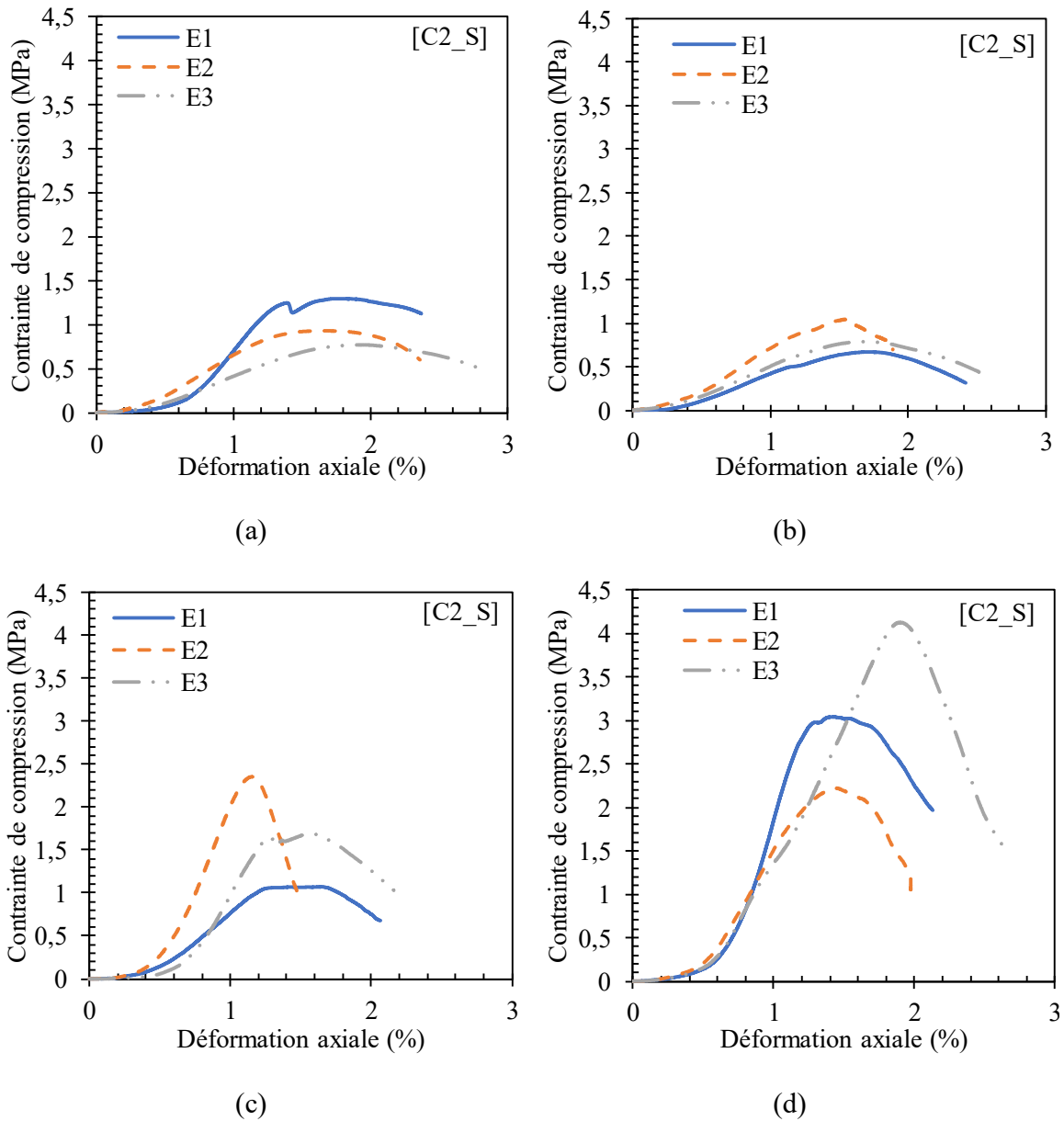


Fig. C 4 : Courbe contrainte déformation C2\_S ; a) 0% de ciment, b) 1% de ciment, c) 2% de ciment, d) 3% de ciment

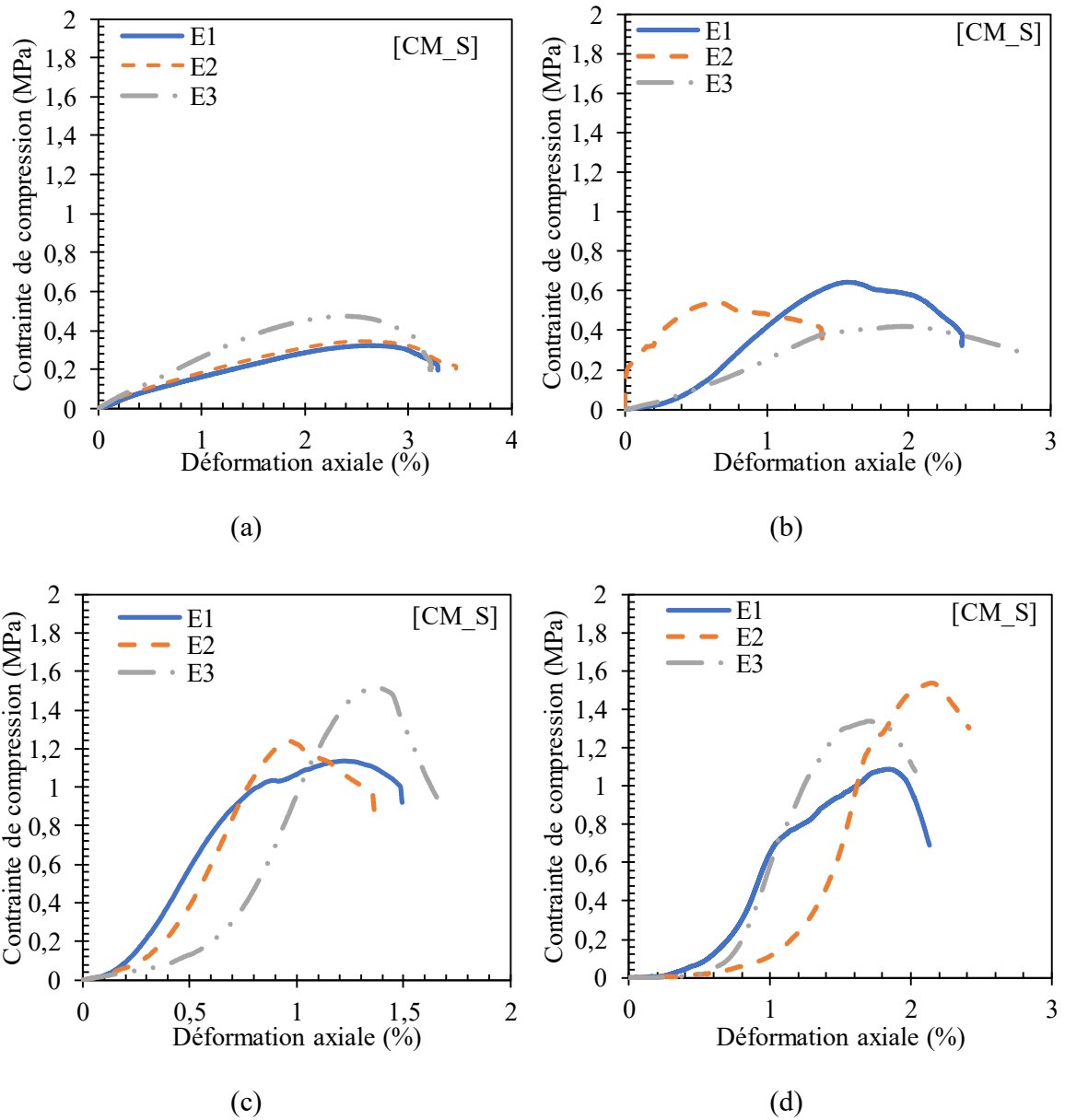
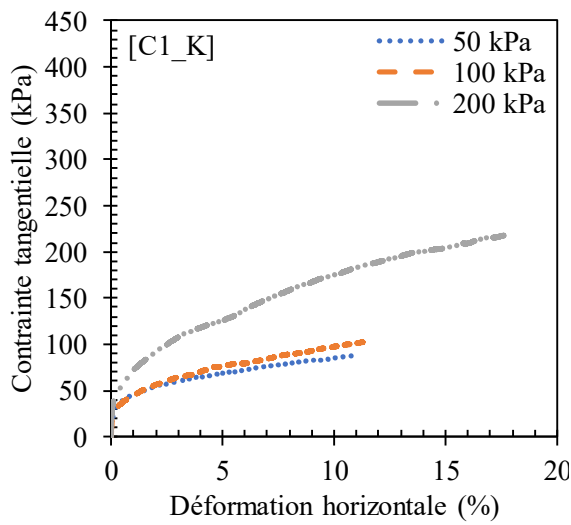


Fig. C 5 : Courbe contrainte déformation  $CM_S$  ; a) 0% de ciment, b) 1% de ciment, c) 2% de ciment, d) 3% de ciment

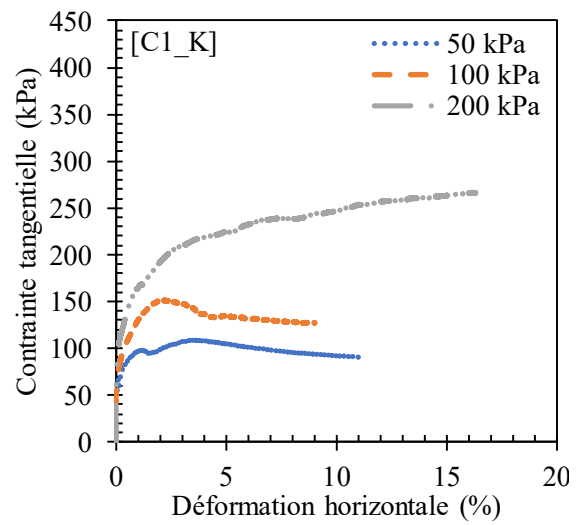
## Annexe D

### Courbes contrainte-déformation essai de cisaillement direct

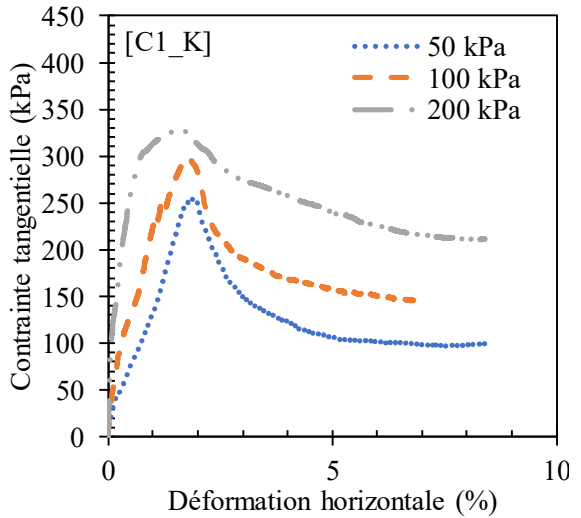
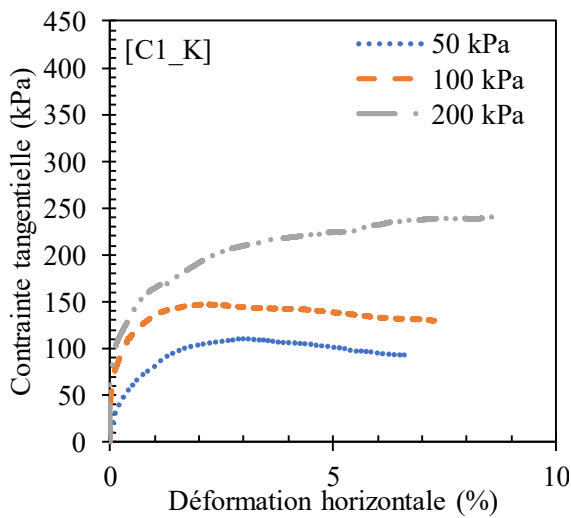
#### D.1 Emprunt de KAMBOINSE



(a)



(b)

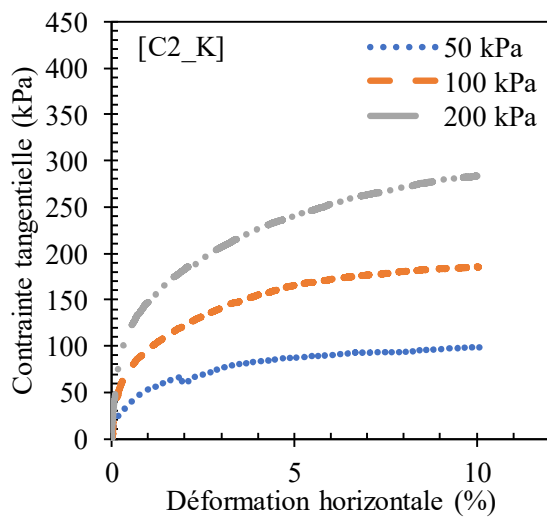




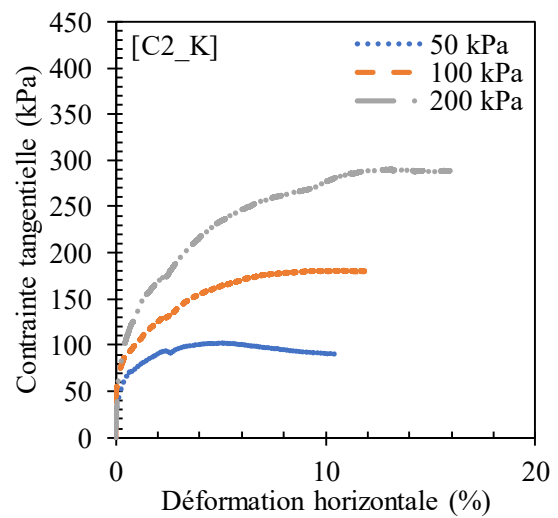
(c)

(d)

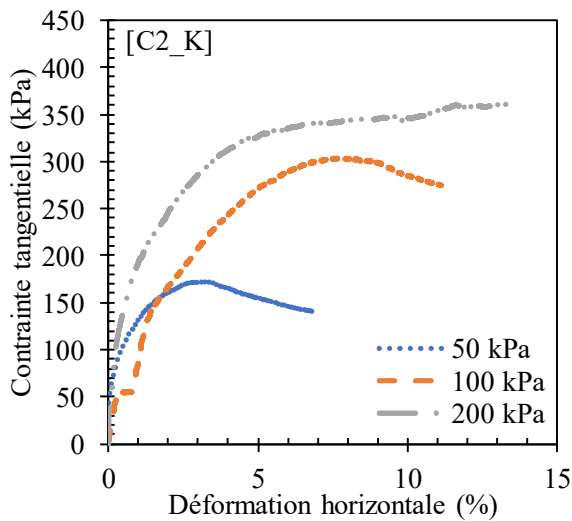
Fig. D 1 : Courbe contrainte déformation  $CI_K$  ; a) 0% de ciment, b) 1% de ciment, c) 2% de ciment, d) 3% de ciment



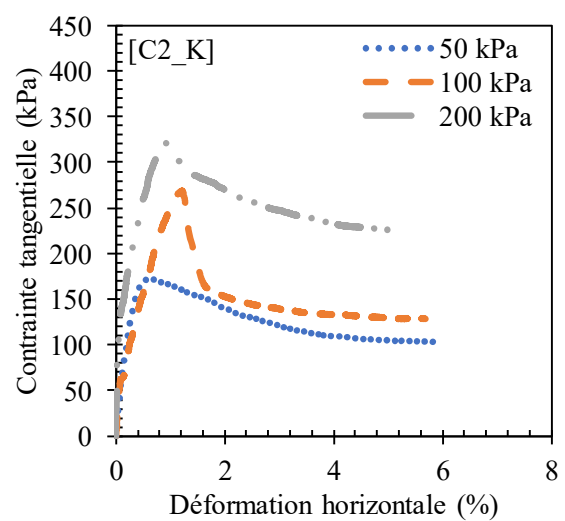
(a)



(b)



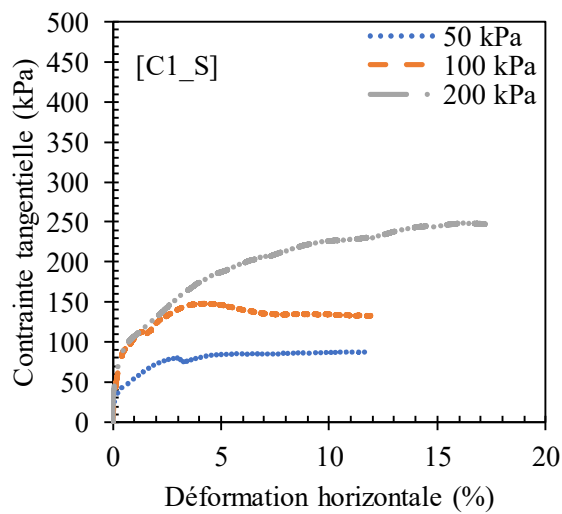
(c)



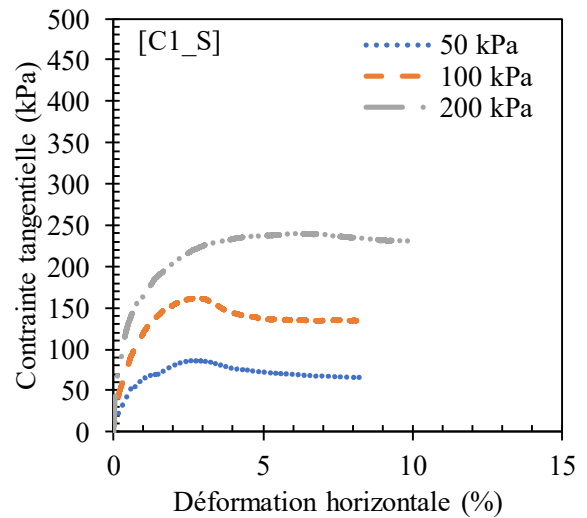
(d)

Fig. D 2 : Courbe contrainte déformation C2\_K ; a) 0% de ciment, b) 1% de ciment, c) 2% de ciment, d) 3% de ciment

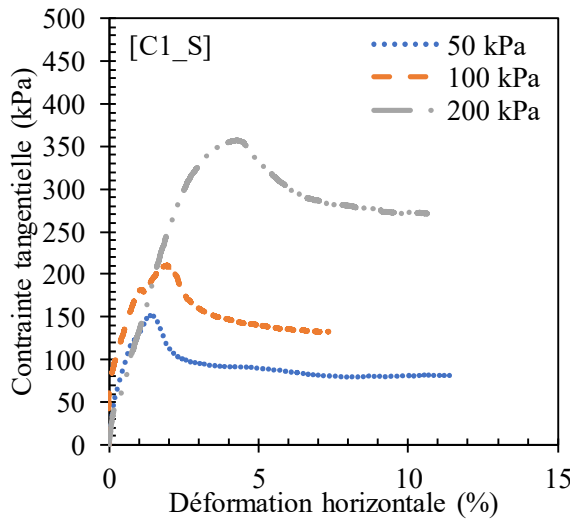
## D.2 Emprunt de SAABA



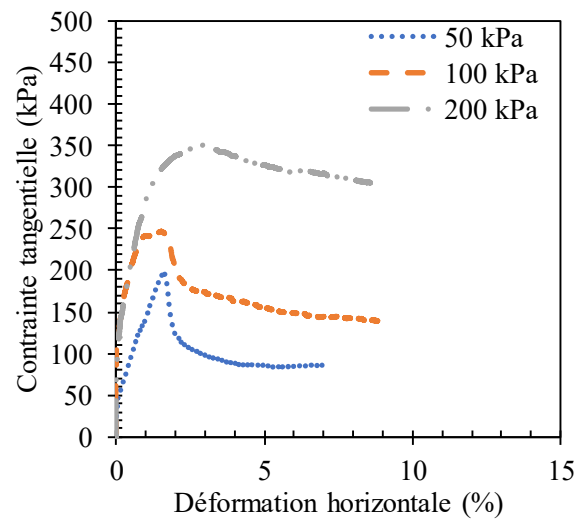
(a)



(b)



(c)



(d)

Fig. D 3 : Courbe contrainte déformation C1\_S ; a) 0% de ciment, b) 1% de ciment, c) 2% de ciment, d) 3% de ciment

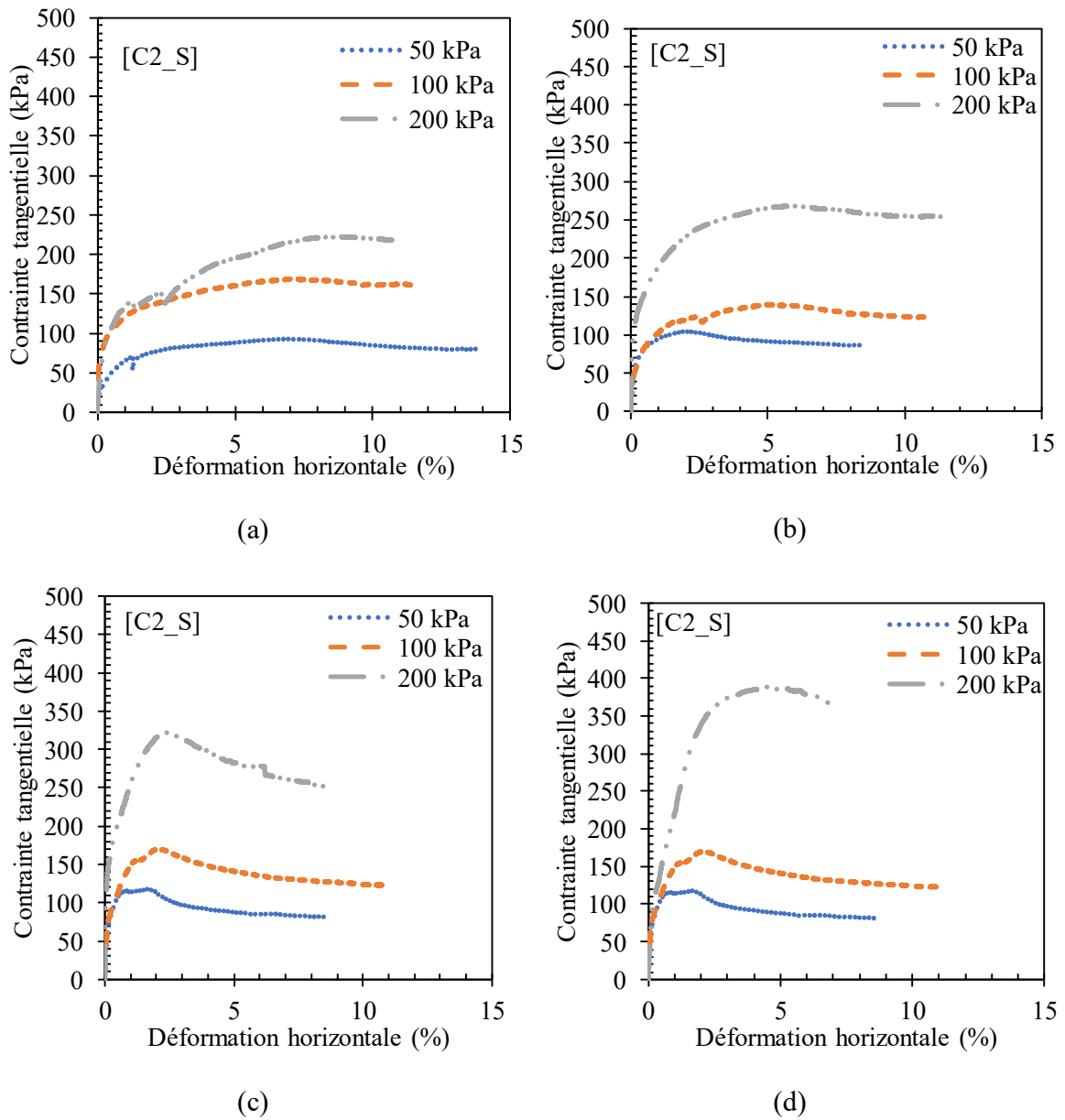


Fig. D 4 : Courbe contrainte déformation C2\_S ; a) 0% de ciment, b) 1% de ciment, c) 2% de ciment, d) 3% de ciment

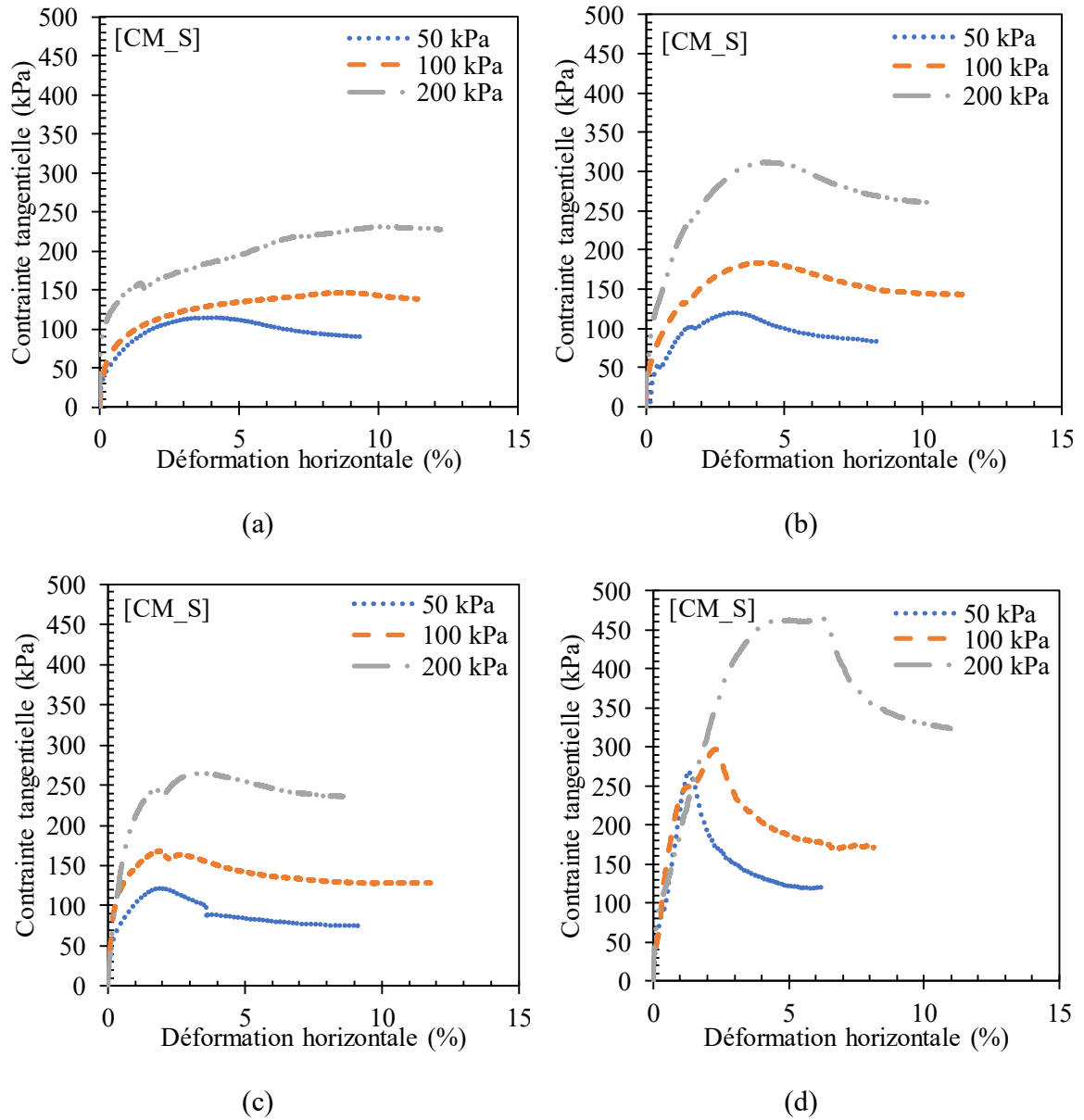


Fig. D 5 : Courbe contrainte déformation  $CM_S$  ; a) 0% de ciment, b) 1% de ciment, c) 2% de ciment, d) 3% de ciment

## **Annexe E**

### **Production scientifique**

1. Mbengue, M. T. M., Lawane Gana, A., Messan, A., & Pantet, A. (2022). Geotechnical and Mechanical Characterization of Lateritic Soil Improved with Crushed Granite. *Civil Engineering Journal*, 8(5), 843-862. <https://doi.org/10.28991/CEJ-2022-08-05-01>
2. Mbengue, M. T. M., Messan, A., Lawane, A., & Pantet, A. (2022). Characterization of the Lateritic Soil of Kamboinsé (Burkina Faso). In H. Di Benedetto, H. Baaj, E. Chailleux, G. Tebaldi, C. Sauzéat, & S. Mangiafico (Éds.), *Proceedings of the RILEM International Symposium on Bituminous Materials (Vol. 27, p. 363-369)*. Springer International Publishing. [https://doi.org/10.1007/978-3-030-46455-4\\_46](https://doi.org/10.1007/978-3-030-46455-4_46)