



**CARACTERISATION DE LA LATERITE DE KAMBOINSE
(BURKINA FASO) STABILISEE PAR DES LIANTS
GEOPOLYMERES EN VUE D'UNE APPLICATION DURABLE
DANS LES STRUCTURES DE CHAUSSEES**

**MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU
MASTER D'INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT**

OPTION : GENIE CIVIL
Routes et Ouvrages d'Art (ROA)

Présenté et soutenu publiquement le 12 janvier 2019 par
AZOUMAH Komi Délagno Eric
Matricule : 20130651

Directeur de mémoire : Dr Seick Omar SORE (enseignant à 2iE)

Encadrant 2iE : Abdourazackou SANOUSSI (enseignant à 2iE)

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

Jury d'évaluation du stage :

:

Président : Dr Malicki ZOROM (enseignant à 2iE)

Membres et correcteurs : Césaire HEMA (Doctorant à 2iE)

Boureima KOUANDA (Doctorant à 2iE)

Promotion [2017/2018]

DEDICACES

Ce travail est dédié :

À Mes parents qui sont des modèles de rigueur, de travail, d'amour et de foi. Pour le soutien, la confiance et les sacrifices énormes consentis pour ma formation. Que le seigneur vous bénisse.

À Mes sœurs qui n'ont cessé de m'encourager. Pour le soutien moral, et la joie qu'elles m'apportent au quotidien. Que le seigneur nous montre à tous le chemin de la réussite.

À Toute la grande famille AZOUMAH.

REMERCIEMENTS

C'est le lieu de manifester ma gratitude à :

- *Pr Adamah MESSAN*, mon tuteur académique, qui a rendu possible ce stage, pour ses remarques, suggestions et orientations dans la réalisation des essais et sa disponibilité. Ce travail est le fruit de vos directives et de vos soutiens.
- *Monsieur Abdourazackou SANOUSI*, mon encadreur au stage, pour ses remarques et sa disponibilité.
- *Dr Seick Omar SORE* (, mon Maître de stage qui n'a cessé de croire en moi du début jusqu'à la fin et pour sa disponibilité ; pour ses conseils et réponses à mes préoccupations ; pour ses remarques pertinentes dans la rédaction de ce document.
- *Dr Abdou LAWANE GANA* (chef de département GCH-2iE) pour son assistance et son soutien dans l'exécution des travaux au Laboratoire
- *Madame Marie Thérèse GOMIS, Monsieur Arnaud OUEDRAOGO* et monsieur Salifou KABORE pour leurs conseils.
- *Mr Philbert NSHIMIYIMANA* pour sa collaboration et sa contribution à la réalisation de ce projet de recherche.
- Mes collègues amis, frères et sœurs stagiaires du LEMHaD (*AZIBLE Mi-el Moriah Andy Comlan, SEINI Moussa Hassane, YAO Franck Aimé, TOE Enoch, Salif KONE, SEMPORE Kevin; GBEDEMA Kodjo ; Alimata ZIDA; MANTORO M. Rosella Axiane ; AMOUGOU Désirée Sandrine ; ILBOUDOU Wendkouni Nina ; NKENGUE NGOUARI Mérite ; DIME Tarmangue ; KEITA ONDO Ibrahim*).
- Tous mes frères et sœurs de la Communauté Togolaise (*AESTB-2iE*) pour la bonne ambiance.
- Tous mes camarades de la promotion Master 2016-2018 pour l'ambiance fraternelle qui a régné pendant ces années passées ensemble.

RESUME

Au Burkina Faso, les routes existantes (revêtues ou non) connaissent des dégradations très rapides et accélérées. L'une des principales causes de ces dégradations est la mauvaise qualité des matériaux utilisés dans la mise en place de ces chaussées.

Plusieurs solutions existent de nos jours pour remédier à ces différentes dégradations notamment : le traitement des matériaux avec le ciment, la chaux et les granulats etc... Cependant ces traitements ont montré des insuffisances à savoir la pollution de l'environnement du ciment, la réaction tardive de la chaux comme liant stabilisateur et leurs techniques de mise en place restent toujours non maîtrisées par les différents acteurs du domaine du génie civil au Burkina Faso.

L'objectif de notre étude est de proposer une stabilisation de la carrière latéritique de Kamboinsé (Burkina Faso) avec un liant géopolymère afin d'améliorer les paramètres physiques, mécaniques et géotechniques de cette latérite. Ce liant géopolymère est plus respectueux de l'environnement que le ciment [1], il réagit plus vite que la chaux et les matières premières utilisées pour sa synthèse sont disponibles au Burkina Faso. Le liant géopolymère étudié est le mélange du métakaolin (MK), obtenu par calcination du kaolin, et de la solution d'hydroxyde de sodium (NaOH).

Notre étude nous a permis de conclure que la stabilisation au liant géopolymère améliore les performances de la latérite étudiée. En effet l'ajout du liant a favorisé l'augmentation de la densité de la latérite de $1,69\text{g/cm}^3$ à $1,83\text{g/cm}^3$ à des taux de 20% et 5% de géopolymère pour des concentrations respectives de 10 mol/l et 12 mol/l en NaOH. L'ajout du liant a aussi favorisé l'augmentation de sa portance de 17 à 134 à 95% de la teneur optimale et l'augmentation de sa résistance en compression de 0,44 MPa à 1,73MPa à un taux de 20% de géopolymère pour une concentration de 10 mol/l en NaOH. Les stabilisations avec une concentration de 10mol/l de NaOH sont celles qui présentent les résultats les plus favorables et sont utilisables en couches de fondation des chaussées.

Cependant il ressort de notre étude qu'aucune stabilisation ne pourrait être utilisée en couches de base de nos chaussées pour les routes à fort trafic.

Mots clés : Latérite, routes, stabilisation, géopolymère, métakaolin.

ABSTRACT

In Burkina Faso, existing roads (paved or unpaved) are experiencing very rapid and accelerated deterioration. One of the main causes of this deterioration is the poor quality of the materials used in the installation of these pavements.

Several solutions exist today to remedy these various degradations such as the treatment of materials with cement, lime and aggregates etc... However, these treatments have shown shortcomings namely pollution of the cement environment, the late reaction lime as stabilizing binder and their implementation techniques are still not mastered by the various actors in the field of civil engineering in Burkina Faso.

The objective of our study is to propose a stabilization of the lateritic quarry of Kamboinsé (Burkina Faso) with a geopolymer binder in order to improve the physical, mechanical and geotechnical parameters of this laterite. This geopolymer binder is more environmentally friendly than cement [1], it reacts faster than lime and the raw materials used for its synthesis are available in Burkina Faso. The geopolymer binder studied is the mixture of metakaolin (MK), obtained by calcining kaolin, and sodium hydroxide solution (NaOH).

Our study concluded that geopolymer binder stabilization improves the performance of the laterite studied. In fact, the addition of the binder facilitated the increase in the density of laterite from $1,69\text{g/cm}^3$ to $1,83\text{g/cm}^3$ at 20% and 5% geopolymer levels for respective concentrations of 10 mol/l and 12 mol/l in NaOH. The addition of the binder also permitted the increase of its lift from 17 to 134 to 95% of the optimal content and the increase of its compressive strength from 0,44 MPa to 1,73 MPa at a rate of 20% of geopolymer at a concentration of 10 mol/l in NaOH. Stabilizations with a concentration of 10mol/l of NaOH are those with the most favorable results and can be used as pavement subfloor.

Key words: Laterite, roads, stabilization, geopolymer, metakaolin.

LISTE DES ABREVIATIONS

2iE	<i>Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement</i>
CBR	<i>California Bearing Ratio</i>
CEBTP	<i>Centre expérimental de Recherches et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics.</i>
GTR	<i>Guide de terrassement Routier</i>
HRB	<i>Highway Research Board</i>
L	<i>Latérite</i>
LCPC	<i>Laboratoire Central des Ponts et Chaussées</i>
LEMHaD	<i>Laboratoire Eco-Matériaux et Habitat Durable</i>
LNBT	<i>Laboratoire National du Bâtiment et des Travaux Publics</i>
MK	<i>Métakaolin</i>
NaOH	<i>Hydroxyde de sodium</i>
NF	<i>Norme Française</i>
OPM	<i>Optimum Proctor Modifié</i>
SETRA	<i>Service d'Etudes Technique des routes et Autoroutes</i>

SOMMAIRE

DEDICACES	i
REMERCIEMENTS.....	ii
RESUME.....	iii
ABSTRACT	iv
LISTE DES ABREVIATIONS	v
SOMMAIRE	2
LISTE DES FIGURES.....	4
LISTE DES TABLEAUX	5
INTRODUCTION GENERAL	1
1.Contexte et Problématique	1
2. Objectifs de l'étude	2
CHAPITRE I SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE	3
1.1 Généralité sur la structure routière	3
1.1.1 Les différents types de routes	3
1.1.2 La chaussée	3
1.1.3 Annexes de la route	5
1.2 Principales causes et dégradation des chaussées	6
1.2.1 Les déformations	6
1.2.2 Les fissurations.....	8
1.2.3 Les arrachements.....	8
1.2.4 Les mouvements de matériaux	10
1.3 Les différents types de stabilisations.....	11
1.3.1 Les stabilisations chimiques.....	11
1.3.2 Les stabilisations physiques et mécaniques	15
1.4 Utilisation de la latérite dans la réalisation des différentes couches de chaussée	16
1.4.1 Couche de fondation.....	17
1.4.2 Couche de base.....	17
CHAPITRE II : MATERIELS ET METHODES.....	19
2.1. Les matériaux utilisés	19
2.1.1 Localisation des sites	19
2.1.2 Prélèvement et échantillonnage des matériaux sur le site.....	19
2.1.3 Préparation des matériaux pour les essais.....	20
2.1.4 Description du liant géopolymère utilisé	20

2.2. Essais réalisés	21
2.2.1 Essais pour la détermination des paramètres physiques	21
2.2.1.1 Analyse granulométrique	21
2.2.1.2 Limites d'Atterberg (Norme NF P 94 051).....	22
2.2.1.3 Poids spécifiques au pycnomètre à air (Norme EN 1097-7).....	22
2.2.1.4 Essai de Bleu de méthylène : VBS (Norme NF P11-300-GTR).....	23
2.2.2 Essais pour détermination des paramètres mécaniques	23
2.2.4 Essais de détermination des paramètres géotechniques	23
CHAPITRE III : RESULTATS ET ANALYSES	25
3.1 Paramètres physiques des échantillons	25
3.1.1 Analyse granulométrique de la latérite de base (latérite non stabilisée).....	25
3.1.2 Résultats des limites d'Atterberg de la latérite de base (latérite non stabilisée)....	26
3.1.3 Poids spécifique et bleu de méthylène de la latérite de base (latérite non stabilisée)	26
3.1.4 Proctor modifié de la latérite de base (latérite non stabilisée)	26
3.1.5 Proctor modifié de la latérite stabilisée.....	27
3.2 Etudes des paramètres mécaniques des échantillons	31
3.2.1 Présentation des résultats à la compression sans stabilisation	31
3.2.2 Présentation des résultats à la compression avec stabilisation.....	31
3.2.3 Présentation des résultats de la détermination des modules de YOUNG	34
3.3 Etudes des paramètres géotechniques des échantillons	36
3.3.1 Présentation des résultats des CBR sans stabilisation.....	36
3.3.2 Présentation des résultats des CBR avec stabilisation	36
3.3.3 Présentations des résultats des cisaillements	40
CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES	41
BIBLIOGRAPHIE	43
ANNEXES	45

LISTE DES FIGURES

Figure 1. Courbe granulométrie de la couche mélange	25
Figure 2. Courbe Proctor modifié de la couche mélange	26
Figure 3. Evolution de la densité sèche optimale en fonction du taux de métakaolin pour une concentration de 8 mol/l.....	27
Figure 4. Evolution de la densité sèche optimale en fonction du taux de métakaolin pour une concentration de 10 mol/l.....	28
Figure 5. Evolution de la densité sèche optimale en fonction du taux de métakaolin pour une concentration de 12 mol/l.....	29
Figure 6. Evolution de la densité sèche en fonction de la quantité d'eau	30
Figure 7. Evolution de la résistance à la compression en fonction du taux de métakaolin pour une concentration en NaOH de 8 mol/l.....	32
Figure 8. Evolution de la résistance à la compression en fonction du taux de métakaolin pour une concentration en NaOH de 10 mol/l.....	32
Figure 9. Evolution de la résistance à la compression en fonction du taux de métakaolin pour une concentration en NaOH de 12 mol/l.....	32
Figure 10. Compressions à 07 jours de durcissement aux différents taux de géopolymère....	33
Figure 11. Compressions maximales à 28 jours de durcissement en fonction de la concentration.....	34
Figure 12. Compressions à 28 jours de durcissement en fonction de la teneur en eau	34
Figure 13. Evolution du CBR en fonction du taux de métakaolin pour une concentration de 8 mol/l en NaOH	37
Figure 14. Evolution du CBR en fonction du taux de métakaolin pour une concentration de 10 mol/l en NaOH	38
Figure 15. Evolution du CBR en fonction du taux de métakaolin pour une concentration de 12 mol/l en NaOH	38
Figure 16. Evolution du CBR en fonction de la concentration	39
Figure 17. Ensemble des courbes Proctor obtenues pour une concentration de 8 mol/l en NaOH	47
Figure 18. Ensemble des courbes Proctor obtenues pour une concentration de 10 mol/l en NaOH	48
Figure 19. Ensemble des courbes Proctor obtenues pour une concentration de 12 mol/l en NaOH	48

LISTE DES TABLEAUX

<i>Tableau 1 Valeurs des résistances en compression</i>	31
<i>Tableau 2 Valeurs des modules de YOUNG</i>	35
<i>Tableau 3 Valeurs CBR sans stabilisation</i>	36
<i>Tableau 4 Utilisation des stabilisations pour les différentes couches de chaussées</i>	39
<i>Tableau 5 Valeurs des angles de frottement et des coefficients de cohésion</i>	40
<i>Tableau 6 Récapitulatif des dosages adoptés</i>	45
<i>Tableau 7 Valeurs des limites du mélange des quatre(04) couches</i>	46
<i>Tableau 8 Valeur du poids spécifique du mélange des quatre(04) couches</i>	46
<i>Tableau 9 Valeur du bleu du mélange des quatre(04) couches</i>	47
<i>Tableau 10 Valeurs des densités maximales en fonction des teneur en eau optimale</i>	49
<i>Tableau 11 Récapitulatif des résultats des essais mécaniques</i>	50
<i>Tableau 12 Valeurs des CBR</i>	51

INTRODUCTION GENERAL

1. Contexte et Problématique

Les pays enclavés, comme le Burkina Faso, centrent l'avenir de leur développement économique sur le développement des secteurs de commerce, d'agriculture-élevage et d'infrastructures. Parmi ces secteurs, le gouvernement burkinabé a toujours accordé une grande importance au domaine des infrastructures routières en témoignent les objectifs du Programme National de Développement Economique et Social (PNDES) initié par le gouvernement actuel. En effet, les échanges commerciaux avec les pays voisins sont capitaux pour le développement économique du Burkina Faso. Il est donc nécessaire d'avoir des infrastructures routières de qualité afin d'assurer efficacement ces échanges.

Cependant ces différentes infrastructures présentent des dégradations après une mise en service de cinq ans en moyenne [2]. Les dégradations les plus régulièrement observées sont entre autres : des ruptures ou effondrements des chaussées, des déformations, des apparitions de fissures assez importantes et des affaissements des chaussées.

Le manque d'un contrôle rigoureux dans la construction ou dans la réhabilitation des routes nationales, l'excès de charge, le manque d'entretiens, la mauvaise qualité des matériaux utilisés et surtout l'insuffisance des études géotechniques sont les principales causes de ces dégradations [3].

De nombreuses études antérieures ont donc été réalisées afin de pouvoir pallier à l'un des problèmes qui sont l'inadéquation des matériaux utilisés dans la construction des chaussées. Plusieurs méthodes d'amélioration de la qualité des matériaux ont été proposées par ces différentes études. Parmi ces méthodes, nous pouvons citer entre autres : la stabilisation des sols avec des additifs chimiques (ciment, chaux, etc.), la lithostabilisation, etc.

Cependant, ces différentes méthodes ont aussi leurs insuffisances. Elles ont, dans le temps, montré des limites comme les difficultés d'approvisionnement, la cherté des additifs chimiques, la production du ciment qui contribue à 5% de production de CO₂ dans le monde[4]. Il devient donc nécessaire d'étudier comment l'on pourrait, à défaut d'utiliser des matériaux naturels de remplacement adéquat, étendre les techniques d'amélioration des propriétés de ces matériaux. De récentes études ont montré que le géopolymère, liant alcalin découvert dans les années 1970 par le scientifique et ingénieur français, Prof. Joseph Davidovits [5], pourrait être utilisé pour la stabilisation des couches routières [4], [6], [1]. Le liant géopolymère utilisé dans

notre étude, est un mélange d'une poudre aluminosilicate (métakaolin) avec une solution alcaline (solution d'hydroxyde de sodium NaOH) à différentes concentrations. Ce liant est plus respectueux de l'environnement que le ciment Portland [1] et permettra de valoriser les ressources argileuses du Burkina Faso à travers sa synthèse. Il présente également des performances mécaniques très intéressantes [1], [7] et même comparables à celle du ciment Portland.

2. Objectifs de l'étude

Des études récentes menées par Salomon ZOUNGRANA [8] et Maliki Otiéboame DJANDJIEME [9] sur les différentes couches de la carrière latéritique de Kamboinsé (Burkina Faso) ont montré que celle-ci présente des performances insuffisantes pour son utilisation dans la mise en place des couches de chaussées. Cependant, certaines entreprises du domaine des bâtiments et des travaux publics (SOGEA SATOM, COGEB etc..) utilisent cette carrière dans la mise en place des chaussées après une lithostabilisation ou une stabilisation chimique (ciment). Notre étude a donc pour objectif principal l'amélioration des performances mécaniques et géotechniques du mélange des couches de la carrière latéritique de Kamboinsé avec un liant géopolymère. Cette étude permettra de rendre cette carrière utilisable pour les couches routières avec moins de pollutions que l'utilisation du ciment Portland.

Pour atteindre cet objectif principal, nous allons nous pencher sur les études spécifiques suivantes :

- ✓ Déterminer les paramètres physiques, mécaniques et géotechniques du mélange des couches latéritiques,
- ✓ Etudier l'influence de l'ajout du géopolymère (à plusieurs concentrations) sur les différents paramètres physiques, mécaniques et géotechniques,
- ✓ Identifier la stabilisation optimale à adopter pour les couches de chaussée

CHAPITRE I SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

La compréhension des termes de références (TDR) de notre étude, la maîtrise des différents essais à réaliser, ainsi que la capacité à pouvoir analyser et interpréter les résultats de notre étude ont nécessité une recherche bibliographique. Cela nous a amenés à consulter plusieurs documents à savoir, les articles scientifiques, les thèses, les mémoires, et les rapports d'essais, etc...

Ces recherches nous ont permis d'établir un recueil de données et informations existantes, d'éviter des répétitions, mais de contribuer plutôt à l'avancement des recherches sur notre thématique.

1.1 Généralité sur la structure routière

Le mot route vient du latin « viarupta » qui signifie voie frayée. La route est une voie de communication terrestre qui facilite les échanges commerciaux d'un point à un autre en les reliant. Selon leur rôle administratif, leur importance en termes de vitesse de référence, on distingue plusieurs types de routes [10], [11]. La route est composée de plusieurs éléments, dont les chaussées qui sont la partie importante, et les annexes qui assurent la protection des usagers et de l'ouvrage. Cependant ces annexes ne suffisent pas pour assurer la pérennité de l'ouvrage, un entretien continu de cet ouvrage est primordiale.

1.1.1 Les différents types de routes

On distingue plusieurs types de routes, nous pouvons notamment en citer :

- Les routes communales : elles ne desservent que les communes.
- Les routes départementales : elles s'étendent que dans l'espace d'un département et ne prennent qu'en charge celui-ci.
- Les routes nationales : ce sont des grandes voies qui assurent les échanges départementaux et inter-états.
- Les autoroutes : ce sont des routes nationales importantes avec des caractéristiques spécifiques. Elles sont réservées pour des circulations rapides sans interruption.

1.1.2 La chaussée

Elément sans lequel la route n'existe pas, la chaussée est un ensemble de couches de matériaux superposées qui reprennent les différentes sollicitations exercées par les différents engins sur la route. Selon la structure de la chaussée on distingue plusieurs types de chaussées.

a- Les différentes couches de matériaux d'une chaussée

Pour qu'une route soit solide, les différentes couches qui constituent sa chaussée doivent être stables et avoir certaines caractéristiques. Les autres étant facultatives (suivant la nature des sols), seules certaines apparaissent sur toutes les routes et donc doivent être de très bonnes qualités [12], [13]. On distingue notamment :

- **Sol support** : Il peut être obtenu par déblais du sol en place. Il supporte toute la chaussée,
- **Couche de forme** : Elle assure la transition entre les couches d'assise et le sol support. Elle doit répondre à des objectifs spécifiques. Elle protège le sol support, permet d'établir un nivellement de qualité, dans le cas d'un sol rocheux, afin d'aplanir la surface du terrain naturel. Pour un sol peu portant, elle assure une portance seuil à court terme, permettant aux engins qui approvisionnent le chantier en matériaux de construction pour les nouvelles couches de chaussées (couches d'assise) de pouvoir circuler confortablement.
- **Couches d'assise ou Corps de chaussée** : elles sont composées de deux (02) couches à savoir : couche de fondation et la couche de base. Ces couches sont faites de matériaux de qualités de résistance mécanique d'autant meilleures que les trafics à supporter sont plus intenses et plus lourds. Plusieurs matériaux comme les graves non traités, les graves et les sables traités aux liants hydrauliques, les graves et les sables traités aux liants hydrocarbonés et les bétons de ciment sont utilisés dans la mise en place de ces couches.
 - ✓ **Couche de fondation** : Couche inférieure du corps de chaussée, elle est conçue suffisamment épaisse et résistante pour transmettre et répartir les contraintes issues des charges verticales sur le terrain naturel.
 - ✓ **Couche de base** : Couche supérieure du corps de chaussée, elle reprend les charges verticales induites par le trafic et répartit les contraintes normales qui en résultent sur les couches sous-jacentes.
- **Couche de surface** : Elles sont constituées de deux (02) couches notamment : la couche de liaison et celle du roulement. On y retrouve aussi les dispositifs qui permettent de ralentir la remontée des fissures des couches d'assise traitées aux liants hydrauliques. En outre les couches de surface contribuent à la pérennité de la chaussée par leur rôle d'étanchéité vis-à-vis des couches d'assise.
 - ✓ **Couche de liaison** : Couche inférieure des couches de surface, elle relie le corps de chaussée à la couche de roulement.
 - ✓ **Couche de roulement** : Couche supérieure des couches de surface, c'est sur elle que les engins circulent, et le confort de conduite dépend donc de son bon état.

b- Les différents types de chaussée

En fonction des différents matériaux utilisés dans la mise en place des chaussées, nous distinguons trois (03) grandes familles de chaussée :

- Chaussée souple : Elle est très souvent constituée de matériaux structuraux comme les sols et matériaux graveleux à granulométrie étalée ou rapprochée non traitée.
- Chaussée semi-rigide et épaisse : Elle est composée de couches d'assise traitées aux liants hydrauliques (ciment, chaux, laitier, cendre volante, etc.) ou en sable gypseux. On retrouve dans cette famille des chaussées bitumineuses épaisses, des chaussées à structure inverse, des chaussées à structure mixte.
 - ✓ Chaussée bitumineuse et épaisse : Elle se compose de couches d'assise dont les matériaux sont traités avec un liant hydrocarboné (bitume).
 - ✓ Chaussée à structure inverse : Elle associe une couche traitée aux liants hydrauliques et une couche traitée aux liants hydrocarbonés.
 - ✓ Chaussée à structure mixte : Elle associe une couche traitée aux liants hydrauliques, une couche traitée aux liants hydrocarbonés et une couche non traitée.
- Chaussée rigide : composée d'une dalle en béton de ciment pouvant fléchir dans le domaine élastique sous l'effet des charges appliquées et qui se repose sur un sol compacté ou sur une mince fondation en grave latéritique traitée, ce type de chaussée a pour avantage de répartir les charges sur une grande surface de la fondation du fait de la rigidité de son revêtement.

1.1.3 Annexes de la route

Pour assurer la sécurité des usagers et la pérennité de la route, plusieurs ouvrages annexes à la route sont mis en place : les ouvrages d'assainissement, les ouvrages de sécurité, les éclairages.

✓ *Les ouvrages d'assainissement* permettent d'assurer le drainage des eaux de ruissellement à travers des caniveaux ou des dalots. Un bon système est primordial afin d'éviter les infiltrations qui pourraient engendrer des dégradations importantes de la chaussée. Ces dégradations peuvent être partielles dans le cas où elles ne concernent que la couche de roulement ou profondes dans le cas où elles atteignent les couches d'assise.

✓ *Les ouvrages de sécurité*, eux, permettent de réguler le trafic, de contrôler le respect des charges que supportent les structures routières. Parmi les éléments de sécurité, on retrouve les ralentisseurs, les panneaux de signalisation, les feux tricolores, les postes de pesées, etc.

✓ Les éclairages favorisent la circulation des usagers la nuit permettant une visibilité claire et nette de la route, mais favorise la poursuite des activités économiques qui se sont développées au fil du temps aux bords des routes pendant la nuit. On peut citer principalement les lampadaires qui connaissent de nos jours une évolution technologique avec l'arrivée des énergies renouvelables notamment le solaire photovoltaïque.

1.2 Principales causes et dégradation des chaussées

Les dégradations des chaussées sont essentiellement dues aux effets du trafic lourd et des conditions climatiques. L'évolution rapide de ces dégradations et les désordres qui en suivent sont également liés à la mauvaise qualité des matériaux, à l'inadéquation des épaisseurs des matériaux utilisés ainsi que leurs conditions de fabrication et de mise en œuvre. Ces différentes déformations peuvent être regroupées en quatre (04) : *les déformations, les fissurations, les arrachements et les mouvements de matériaux*[11], [14]–[17].

1.2.1 Les déformations

Dans cette famille on distingue six (06) grandes dégradations : les affaissements de rives, les flaches, les ornières, les tôles ondulées, les bourrelets, les boubiers. Elles regroupent les différentes dégradations rencontrées sur les routes non revêtues (en terre) comme sur les routes revêtues (bitumées).

1.2.1.1 Affaissements de rives

Ils se manifestent par un tassement de la chaussée en rive accompagné parfois d'une cuvette. Ils sont très souvent causés par la fatigue de la chaussée, la mauvaise qualité des matériaux utilisés dans le corps de chaussée et l'insuffisance du calage en rive. Le trafic et les retenues d'eau pigées dans la cuvette conduisent à l'apparition de bourrelets de matériaux au droit de l'affaissement et des faïençages.

1.2.1.2 Flaches

Les flaches sont des tassements en pleine chaussée, le plus souvent de forme arrondie. Ils sont dus, dans le cas des chaussées souples, à la fatigue de la chaussée provoquée par une portance insuffisante (localisée) du sol support (poche d'argile humide). Dans le cas des chaussées semi-rigide, ils sont causés par la mauvaise qualité localisée des matériaux des couches d'assise. Des faïençages apparaissent par la suite accompagnés de nids de poule causés par l'eau et le départ des matériaux.

1.2.1.3 Ornières

Elles se manifestent par affaissements localisés apparaissant sous le passage des véhicules, et pouvant affecter entièrement la couche de roulement. Elles sont causées par un sous

dimensionnement de la chaussée, un compactage insuffisant, une humidité importante des couches inférieures de la chaussée et une absence ou insuffisance de drainage. Souvent à petit rayon, ils sont dus à une mauvaise stabilité d'un enrobé mou dans les fortes pentes ou rampes ou dans les zones de freinage. Cependant, les grands rayons sont souvent dus à la fatigue de la chaussée par tassement des couches inférieures due à un défaut de portance du sol. Les ornières peuvent évoluer dans le temps et devenir des nids de poule après faïençage et apparition des bourrelets dans le cas des ornières à grand rayon. En ce qui concerne ceux à petit rayon, leurs profondeurs augmentent.

1.2.1.4 Bourrelets

Ce sont des déplacements horizontaux du revêtement de la chaussée, créant un renflement allongé dans la direction du trafic. Ils sont généralement accompagnés d'ornières. Ils sont essentiellement causés par la fatigue de la chaussée due au passage de véhicules trop lourds pour la structure de la chaussée, le tassement des couches inférieures, le défaut de compactage à la construction, l'entrée d'eau entraînant une diminution de la portance du corps de chaussée, les matériaux de mauvaise qualité, la qualité inadéquate du revêtement bitumineux et le manque de liaison entre le revêtement bitumineux et la couche sous-jacente. Accompagnés très souvent d'extrusion de matériaux mous sous l'effet de la déformation, ils détruisent progressivement la chaussée.

1.2.1.5 Tôles ondulées

Fréquemment rencontrées sur les routes non revêtues, les tôles ondulées se présentent sur la route comme une suite d'ondulations de faibles longueurs perpendiculaires à l'axe de la route couvrant toute la largeur de la plateforme. La non-stabilité de la couche de roulement, l'insuffisance de la cohésion des matériaux et les surcharges sont les principales causes de cette dégradation. Le trafic et la vitesse influent sur la rapidité de la formation de la tôle ondulée. La tôle ondulée évolue à long terme vers un arrachement de matériaux qui deviennent des nids de poules à la suite des premières pluies.

1.2.1.6 Bourbiers

Les bourbiers sont comme des boues sous forme de plastification du matériau du corps de chaussée. Ils sont dus à la présence d'eau sur la chaussée justifiée par l'absence d'assainisseurs de la route, l'utilisation de matériaux à prédominance argileuse et du trafic.

1.2.2 Les fissurations

Elles sont typiques aux chaussées revêtues. On distingue principalement trois (03) types de fissuration à savoir : la fissuration transversale, la fissuration longitudinale et le faïençage.

1.2.2.1 Fissurations transversales

Les fissurations transversales sont des cassures de la couche de roulement perpendiculaires à l'axe de la route. Isolées ou périodiques, d'espacement variable, elles peuvent couvrir une partie ou toute la largeur d'une route. En fonction de la cause et du mode d'apparition, on distingue des fissures de retrait, des fissures de joints et des fissures de fatigue de la chaussée. Les principales causes des fissures sont le retrait de la liaison couche d'assise – couche de roulement dû aux différentes variations de température ou au vieillissement de la couche de roulement, la fatigue avancée de la chaussée due à la répétition des efforts ou un sous dimensionnement d'une ou de plusieurs couches, la diminution de portance du sol support (drainage déficient, défaut d'étanchéité de la surface). A petites ouvertures au début, les fissures peuvent s'épauffer et évoluent vers des faïençages, flaches et départ de matériaux.

1.2.2.2 Fissurations longitudinales

Les fissurations longitudinales sont des cassures de la couche de roulement parallèles à l'axe de la route. Elles ont pour causes possibles la mauvaise mise en place des joints entre deux (02) enrobés, l'élargissement et la fatigue de la chaussée et le retrait de la couche argileuse dû à une suite de période d'assèchement de la couche. Ces fissurations sans traitement peuvent évoluer vers le faïençage et le départ de matériaux.

1.2.2.3 Faïençage

C'est un ensemble de fissures sous de mailles sur la chaussée. Les mailles peuvent être sous forme circulaire ou polygonale appelée communément « peau de crocodile ». Les faïençages sont souvent causés par une mauvaise mise en œuvre de la chaussée, la fatigue de la chaussée due aux trafics ou une portance insuffisante du sol, une insuffisance des épaisseurs des couches d'assise. Les ouvertures des faïençages prennent de l'ampleur sous l'effet de l'infiltration de l'eau et provoquent un départ de matériaux qui conduit à de nouvelles dégradations comme les déformations ou les arrachements.

1.2.3 Les arrachements

On distingue sept (07) principales dégradations dans cette famille notamment : le désenrobage, le plumage et le peignage, la pelade, l'indentation et le glaçage, les dentelles de rives, les réparations, les nids-de-poule et les ravinements.

1.2.3.1 Le désenrobage, le plumage et le peignage

Les trois (03) phénomènes directement liés ne peuvent se traiter séparément. Le désenrobage est un processus consistant en la disparition du liant enveloppant les granulats qui constitue la couche de revêtement en enrobé. Le plumage est donc l'arrachement de ces granulats sous l'effet du trafic. Le peignage est un aussi un arrachement qui se fait parallèlement à l'axe de la chaussée. Ces différents phénomènes sont dus au sous-dosage en liant d'enduit superficiel, La mise en œuvre de la structure routière dans des conditions climatiques défavorables, compactage insuffisant, et une mise en service trop rapide de la route.

Dans le cas où aucun traitement n'est effectué sur ces chaussées, les phénomènes évoluent et deviennent des nids de poules.

1.2.3.2 La pelade

Elle se manifeste par l'enlèvement de l'enduit par plaques plus ou moins grandes sur la couche de revêtement de la chaussée. La pelade évolue vers un arrachement progressif de la couche de surface. Elle est souvent due à une épaisseur insuffisante de la couche de surface, une absence ou insuffisance de la couche d'accrochage et lorsque la chaussée est fortement sollicitée par le trafic.

La pelade s'accompagne aussi d'une altération de l'étanchéité et de l'uni. Elle aboutit enfin vers des nids de poule si elle n'est pas traitée à temps.

1.2.3.3 L'indentation et le glaçage

Ils se présentent sur la route par une usure (glaçage) ou un enfoncement (indentation) des gravillons de la couche de roulement donnant un aspect plutôt lisse et brillant à la chaussée en surface. La dureté insuffisante des granulats du revêtement; les pertes superficielles de granulats; un surdosage en liant de l'enrobé; l'inadaptation de la qualité du liant au trafic ou au climat; un compactage réalisé à une température très élevée et les actions mécaniques de la route sont les principales sources de ces phénomènes.

Ces phénomènes, sans traitement, rendent la chaussée glissante et peuvent évoluer vers des déformations (ornières et bourrelets).

1.2.3.4 Les dentelles de rives

Aussi appelées épaufrures, les dentelles de rives se manifestent sur la chaussée par des cassures de la couche de roulement au niveau des bords de la chaussée provoquant ainsi une nette réduction de la largeur de chaussée jusqu'à sa disparition même. Elle est causée par l'érosion de la couche de roulement commençant par les bords, une absence d'un système de drainage ou un mauvais drainage des eaux, des arrêts fréquents des véhicules sur le bord de la chaussée.

Le phénomène des épaufrures peut évoluer et conduire à des ravinelements ou au départ complet de la couche de roulement.

1.2.3.5 Les réparations

Il s'agit ici des réparations ponctuelles effectuées sur les chaussées, mais qui présentent à la longue des dégradations. Les défauts de mise en œuvre surtout dans le compactage sont les causes fréquentes qui expliquent ces dégradations. Elles ont les mêmes évolutions que celles rencontrées en surface de chaussée.

1.2.3.6 Les nids de poules

Ils se manifestent par la présence de trous, de tailles et de profondeurs variable à la surface de la chaussée de forme arrondie à bords plus ou moins francs. C'est le stade final d'un faïençage, d'une flache, d'un désenrobage ou d'une pelade.

1.2.3.7 Les ravinelements

C'est l'érosion longitudinale (ravine longitudinale) ou transversale (ravine transversale) dimension plus ou moins grande de la chaussée. Elle est causée soit par absence de réseau d'assainissement, soit par la mise en place d'un mauvais système d'assainissement où un écoulement se fait sur la chaussée elle-même à défaut de se faire dans le réseau d'assainissement et l'utilisation de matériaux peu cohérents qui sont plutôt sensible à l'érosion. L'intensité de l'érosion est fonction des quantités d'eau mises en jeu et de la vitesse d'écoulement de l'eau provoquée par des pentes longues et /ou trop fortes.

Les ravinelements s'approfondissent, prennent de l'ampleur et deviennent des tranchées infranchissables par les automobilistes constituant un danger pour les usagers de la route.

1.2.4 Les mouvements de matériaux

On retrouve dans cette famille deux principales dégradations : le ressuage et les remontées de fines. Ces dégradations sont typiques aux chaussées rigides et semi-rigides.

1.2.4.1 Les ressuages

C'est une remontée du liant à la surface de la couche de roulement, recouvrant particulièrement ou totalement les granulats et donnant un aspect noir brillant. Lorsqu'il est très prononcé, il peut se former des plaques glissantes très dangereuses pour la circulation. Elles sont dues au surdosage (mauvaise formulation) du liant de la couche de roulement; à un bitume trop mou (liant mal adapté) ; une remontée du liant présent en dessous de la couche d'usure (ancien enduit par exemple) ; une section soumise à un fort ensoleillement pour la viscosité du liant; un choix inapproprié des granulats; et un excès de compactage. Ces remontées sans traitement deviennent des sources de pelade et sur de long terme des nids de poules.

1.2.4.2 Les remontées de fines

Ils se manifestent sur les chaussées par la présence de matériaux (eau sale, boue) remontant à travers les points faibles de la couche de roulement (fissures, enrobé poreux). Ces remontées ont pour sources le mauvais drainage de la structure routière, le non-traitement des fissurations de la chaussée qui favorise la pénétration et cheminement de l'eau entre les couches de chaussée et le manque de cohésion des matériaux utilisés pour les couches d'assise. A long terme ces remontées peuvent être source de nids de poules à cause de la baisse de portance de l'assise.

1.3 Les différents types de stabilisations

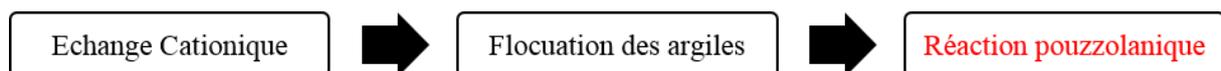
La stabilisation est un processus de modification des propriétés du matériau de base afin d'augmenter les performances. Elle peut être mécanique, chimique ou physique suivant l'usage que l'on fait. L'objectif étant surtout d'améliorer la tenue mécanique et la tenue à l'eau, elle vise à augmenter la cohésion des particules et à réduire le volume des vides entre les particules solides. Une bonne stabilisation du matériau, notamment vis-à-vis de l'eau, est primordiale, car elle permet de faire face aux manques de dispositifs constructifs associés à sa protection.

1.3.1 Les stabilisations chimiques

La stabilisation chimique est la modification des propriétés du matériau de base en y ajoutant un liant minéral ou organique. L'ajout de ces liants provoque une réaction physico-chimique entre les additifs et le matériau de base. En Afrique subsaharienne, la stabilisation chimique tourne autour de l'utilisation de deux (02) principaux additifs à savoir le ciment [9], [18] et la chaux [9], [18], [19]. Cependant, de nos jours, d'autres types d'additif de différentes sources (animales, végétales ou sous-produits industriels) peuvent être utilisés dans la stabilisation à savoir la bouse de vache [20], les fibres de palme [21], le bitume [22] et le liant géopolymère [4], [6], [1].

1.3.1.1 Stabilisation au ciment

Stabiliser la terre avec le ciment provoque trois (03) phénomènes [23], [24] tels que :

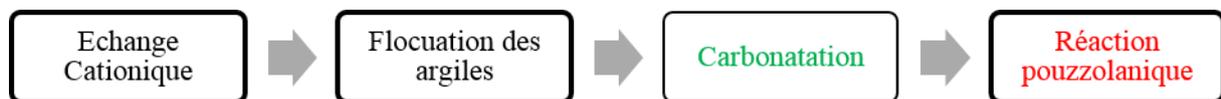


La réaction pouzzolanique est le phénomène le plus important, car il est responsable des modifications des propriétés intrinsèques par un mécanisme de liaison des particules du sol par les silicates de calcium hydratés (C-S-H). Les silicates de calcium sont produits pendant la phase d'hydratation du ciment, mais aussi lors de la réaction pouzzolanique entre l'hydroxyde

de calcium produit par le ciment (Portland) et les particules argileuses du sol. Avec l'ajout du ciment, des liens physiques se créent entre les particules augmentant la résistance des terres tout en diminuant leur porosité. Le processus de cimentation et de liaisons entre les particules par le ciment nécessite une bonne homogénéisation terre-ciment et une bonne quantité d'eau suffisante pour l'hydratation du ciment et l'humidification de la terre. En général, l'hydratation du ciment est plus rapide que les autres liants hydrauliques. A partir de 21-28 jours, le ciment atteint sa dureté et sa résistance maximale. Pour cela, il faudrait conserver les échantillons stabilisés dans un milieu humide soit en les couvrant d'une bâche ou par une cure par arrosage.

1.3.1.2 Stabilisation à la chaux

En plus des trois (03) phénomènes présents dans la stabilisation au ciment, la stabilisation à la chaux nécessite un phénomène de plus [23], [24] :



Lors des réactions chimiques entre les particules argileuses et celles de la chaux, les silicates de calcium hydratés (C-S-H) se forment ainsi que deux (02) nouveaux minéraux à savoir les aluminates de calcium hydratés (C-A-H) et les silico-aluminates de calcium hydratés (C-A-S-H). Ces minéraux sont responsables des modifications des propriétés physico-mécaniques des matériaux stabilisés. Cependant, la réaction pouzzolanique induite par ce type de stabilisant est plus ou moins lente et dépend de divers facteurs tels que la minéralogie et la taille des particules du sol à stabiliser. En outre, on retiendra que la chaux reste tout de même le stabilisant convenable pour les sols dont la teneur en argile est élevée. Il existe en général deux types de chaux :

- a- La chaux aérienne, vive ou éteinte, dont l'utilisation pour la stabilisation des terres varie en fonction des applications de la terre à stabiliser :
 - La chaux aérienne vive CaO qui est utilisée en géotechnique routière pour absorber l'eau des sols trop humides afin de les rendre plus aptes au compactage ;
 - La chaux aérienne éteinte Ca(OH)₂, obtenue par hydratation de la chaux vive CaO ;
- b- La chaux hydraulique naturelle (chaux renfermant naturellement des silicates de calcium anhydres) ou artificielle (mélange de chaux aérienne et de ciment), dont les conditions d'utilisation sont identiques au ciment.

1.3.1.3 Stabilisation au géopolymère

Les géopolymères sont des matériaux à activation alcaline faisant l'objet d'études de plus en plus nombreuses de la communauté internationale, car ils représentent une alternative aux ciments Portland traditionnels.

Les premières découvertes de l'activation alcaline des matériaux silico-alumineux ont été l'œuvre de Purdon à travers un mélange d'hydroxyde de sodium et des minéraux aluminosilicates dont le laitier de haut-fourneau. Il a constaté une prise de la pâte et une résistance mécanique de 27 MPa après 24 heures. Ensuite, dans les années 50, Glukhovsky [25] a également étudié le développement d'un nouveau liant qu'il nomma « sol-ciment » par activation alcaline d'une roche broyée.

Le terme "Géopolymère", inventé dans les années 1970 par le scientifique et ingénieur français, Prof. Joseph Davidovits [5], représente une sous-partie de cette classe de matériau, limitée à l'utilisation d'une source aluminosilicate ayant une faible teneur en calcium, comme les cendres volantes de classe F ou le métakaolin.

a. Matériaux aluminosilicates pour géopolymères

❖ **Le Métakaolin**

Le métakaolin est obtenu par calcination du kaolin (argile kaolinitique). De nombreux avantages sont mis en avant dans la littérature scientifique sur les géopolymères à base de métakaolin (notamment en terme de performance mécanique, de résistance à l'acide, ou à la température), l'utilisation du métakaolin reste essentiellement utilisé dans les études sur les géopolymères pour la formulation de mortier[7], [26], de béton[7], [27], et dans la stabilisation des briques en terres[23]. Cependant il ne l'est pas encore dans la stabilisation des matériaux utilisés en couches de chaussée.

❖ **Les cendres volantes**

Les cendres volantes sont des sous-produits qui proviennent des centrales thermiques au charbon. Les centrales au charbon sont connues pour générer d'importantes quantités de CO₂, un des principaux gaz à effet de serre [27]. Selon le type de charbon (anthracite, bitumineux, lignite), le type de brûleur et les conditions d'opération, la combustion se produira également. Elles sont généralement utilisées pour la finesse de leurs particules qui sont inférieures à 45 µm, ce qui leur procure une bonne réactivité en présence d'une solution alcaline. Il existe trois classes de cendres volantes [23] :

- Les cendres volantes de classe C, qui proviennent du lignite et sont riches en CaO) ;

- Les cendres volantes de classe F, qui sont pauvres en CaO et proviennent de la combustion de la houille. Elles sont les plus utilisées pour l'élaboration des géopolymères compte tenu de leur faible teneur en calcium ;
- Les cendres volantes de classe N, qui sont des aluminosilicates naturels ou synthétiques dont la somme des oxydes de silicium, aluminium et de fer est supérieur à 70 % et le taux de SO₃ est inférieur à 4 %.

❖ **Les cendres de balle de riz**

Elles proviennent de la calcination de la balle de riz émanant du décorticage des rizeries. Au cours de la calcination, la plupart des composants disparaissent lentement et il ne restera majoritairement que les silicates amorphes. Les caractéristiques des cendres sont dépendantes de la composition de la balle de riz, de la température et du temps de calcination. La température de calcination pour obtenir une cendre pouzzolanique réactive ne devrait pas excéder 600 °C au risque de provoquer la formation de silice cristallisée moins réactive. Un échantillon de cendre contient en moyenne 90 % de silice et d'autres composés en plus faibles quantités tels que le K₂O et le CaO. En raison de son déficit en alumine, il est quasiment impossible que la cendre de balle de riz soit à elle seule un précurseur de géopolymère. Elle est généralement complétée par une source d'aluminosilicates ayant une teneur importante en alumine, avant d'être activée par la solution alcaline.

b. Solutions activatrices

Pour qu'il ait géopolymérisation, la présence d'activateurs fortement alcalins est indispensable. Ces activateurs alcalins permettent d'accélérer la dissolution de la source d'aluminosilicate favorisant la formation d'hydrates stables à faible solubilité et la formation d'une structure compacte avec ces hydrates. Les propriétés physiques et chimiques des activateurs jouent un rôle important dans le comportement du matériau activé.

Les activateurs couramment utilisés sont des hydroxydes ou des sels alcalins, dont les plus utilisés, et économiquement avantageux sont le NaOH, le Na₂CO₃, Na₂O·nSiO₂ et le Na₂SO₄. Certains composants du potassium (KOH, K₂O·nSiO₂, ...) ont été utilisés dans certaines études de laboratoire [27].

c. Quelques travaux de stabilisation des sols par le liant géopolymère

De nos jours, plusieurs études se sont intéressées à l'amélioration des matériaux de construction avec les géopolymères. Des études, en allant à des formulations de mortier et de béton avec ces géopolymères, jusqu'aux stabilisations des sols.

Des études sur la formulation de mortiers à base de géopolymères ont été menées par HUYNH Hieu Thao[26], Plusieurs aluminosiliates ont été utilisés pour la synthèse des liants géopolymères notamment, les cendres volantes, le métakaolin, le kaolin, le laitier de haut fourneau et la bentonite. Ces études ont montré que le géopolymère à base de métakaolin seul avait des résistances maximales à la flexion de 6,5 MPa et une résistance à la compression allant de 40,6 MPa et 42,6 MPa respectivement à 7 et 28 jours.

Par ailleurs, Ana Balaguer Pascual [27] et Raphaëlle POUHET [7] ont aussi mené des études sur la formulation de béton géopolymères. Ana Balaguer Pascual a utilisé des granulats et le sable d'Ottawa (Canada) comme matériaux de base, le métakaolin et la poudre de verre comme liant géopolymère. Ces études ont montré qu'on pouvait atteindre une résistance 35MPa en 7 jours de durcissement pour un béton géopolymère à base de la poudre de verre et d'hydroxyde de sodium (NaOH) à une concentration de 5mol/l. Les formulations de béton géopolymère de Raphaëlle POUHET ont été faites avec du sable limoneux, du métakaolin et une solution de silicate de sodium (Na_2SiO_3) ces études ont aussi montré que les résistances des bétons sont comprises entre 19MPa et 65MPa dont 80% sont atteintes en trois (03) jours de durcissement. Par ailleurs KAJAL SWAIN [6], Sara Rios et al [4], Seick Omar SORE [23] ont également mené des études sur la stabilisation des sols pour une utilisation en route et en construction d'habitats. D'après les recherches menées par KAJAL SWAIN, une stabilisation de la bentonite avec de la cendre volante activée avec l'hydroxyde de sodium (NaOH) et le silicate de sodium (Na_2SiO_3) présente une densité sèche optimale de 1.3g/cm³ pour 40% de cendre volante et 15% de solution activatrice. Par contre la résistance maximale obtenue après sept jours (07) de durcissement est de 1,38MPa pour 40% de cendre volante et 10% de solutions activatrices. Les études de Sara Rios et al ont porté sur la stabilisation d'un sable limoneux avec de la cendre volante activée par l'hydroxyde de sodium (NaOH) et le silicate de sodium (Na_2SiO_3) où la résistance maximale obtenue en 7 jours de durcissement est de 1,22MPa et de 1MPa à partir de 5 jours de durcissement avec 20% de cendre volante. Celles de Seick Omar SORE se sont portées sur la confection des briques en terre comprimée en utilisant comme matériaux de base la latérite et le métakoalin activé à l'hydroxyde de sodium (NaOH) comme liant géopolymère. Ces études ont permis de conclure qu'une résistance maximale de compression de 8,95MPa est atteinte pour une stabilisation à 20% de géopolymère à 12mol/l.

1.3.2 Les stabilisations physiques et mécaniques

La stabilisation mécanique consiste en l'amélioration du squelette granulaire d'un sol par l'ajout d'un matériau afin d'augmenter les possibilités de compactage et la résistance d'un sol. Les

techniques de stabilisation mécaniques les plus connues sont : ajout d'un sol fin à un sol grenu (ou une fraction) à un sol fin, élimination des fines ou éléments grossiers d'un sol, la lithostabilisation[28] et l'utilisation des géosynthétiques[29].

1.3.2.1 Ajout d'un sol fin à un sol grenu

C'est une méthode utilisée en technique routière pour stabiliser les granulats concassés non plastiques. Les propriétés cohésives des sols fins servent à unifier le mélange ce qui augmente la plasticité et la résistance du sol. Le principe en est que les éléments fins en faible proportion vont remplir les vides entre les éléments grossiers, et en présence d'eau, ils vont jouer le rôle de liant.

1.3.2.2 Ajout d'un sol grenu (ou une fraction granulaire) à un sol fin

L'ajout du sable et/ou caillou à un sol fin sert à donner du squelette à ce dernier, ce qui augmente les performances mécaniques. La technique est utilisée surtout pour les plateformes argileuses et pour améliorer les propriétés mécaniques d'un sol latéritique.

1.3.2.3 Élimination des fines et/ou éléments grossiers d'un sol

L'élimination des fines et/ou éléments grossiers d'un sol est une méthode utilisée pour améliorer la granulométrie et la portance d'un sol. L'opération est coûteuse ce qui limite son emploi.

1.3.2.4 La Lithostabilisation

La lithostabilisation est une forme de stabilisation mécanique d'une latérite de qualité médiocre par adjonction de concassés (pourcentage souvent supérieur à 10%). Son objectif principal est d'obtenir du mélange un matériau présentant de meilleures performances géotechniques (essentiellement la portance). Les concassés souvent utilisés sont les concassés de granite, de basalte, de grès et de silexite.

1.4 Utilisation de la latérite dans la réalisation des différentes couches de chaussée

Lorsque les sols latéritiques sont abondants, ils sont mis en remblai. Ils sont réservés pour la partie supérieure des terrassements (PST), pour la couche de forme. Les sols latéritiques aux meilleures qualités portantes sont utilisés pour la réalisation des assises de chaussée (couche de fondation et couche de base). On a tendance à admettre que les déformations par tassement des remblais de hauteur moyenne (de l'ordre de 10 m) sont admissibles. En déblais, les terrains

latéritiques ont le plus souvent une tenue satisfaisante, pour peu qu'on adopte les pentes convenables en fonction de la hauteur. Le compactage des matériaux, dont la fraction fine est souvent importante, est contrôlé par la teneur en eau, mais à condition que le degré de saturation des sols n'excède pas 90 à 95%. Aussi, la prise en compte de l'indice de consistance permet de définir dans la plupart des cas les conditions de compactage des terrains. Il faut préciser que les valeurs d'indice de consistance ne doivent pas dépasser 1,6, car au-delà de cette valeur le sol devient sec et donc difficilement compactable.

Les graveleux latéritiques satisfont généralement les critères d'aptitude en couches de forme. Il est demandé le plus souvent un degré de compactage d'au moins 95% de l'OPM et une portance minimale (CBR à 4 jours d'imbibition à 95% de l'OPM) dépendant des ressources locales en matériaux et des pratiques usuelles. En tout état de cause, le Guide du CEBTP (1984) recommande d'éliminer en tête de plateforme les sols ayant, selon les conditions climatiques, un pourcentage de fines supérieur à 35% et un IP supérieur à 30 et le gonflement linéaire dans le moule CBR devra rester inférieur à 2%.

1.4.1 Couche de fondation

La couche de fondation des chaussées est le domaine d'utilisation privilégié des graveleux latéritiques naturels. L'épaisseur de couche de fondation en graveleux latéritiques après compactage varie de 15 à 50 cm selon la nature des sols de plateforme et de l'importance du trafic. Un CBR minimum de 30 pour la couche de fondation (25 est toléré pour un trafic $t < 300$ véhicules/jour). Les valeurs de l'IP et de teneur en fines étant respectivement plafonnées à 25 et 35%.

1.4.2 Couche de base

Le critère fondamental de convenance d'un matériau pour **la couche de base** est le CBR qui doit être au minimum de 80 pour une compacité de 95% à l'OPM pour des trafics élevés ($>T3$); cette portance est rarement atteinte quand les matériaux subissent une imbibition de 4 jours comme c'est le cas dans les pays à forte pluviométrie. En zone sèche, de type sahélien comme le Burkina Faso, le CBR obtenu après le poinçonnement immédiat des échantillons est parfois, sinon souvent satisfaisant.

Les critères d'acceptabilité des graveleux latéritiques naturels en couche de base, compatibles avec un CBR minimal de 80 (CBR de 60 admis pour les faibles trafics) sont entre autres : un IP inférieur à 15, une teneur en fines n'excédant pas 20 et la granulométrie doit parfaitement

s'inscrire dans le fuseau type recommandé par le CEBTP (1984) dans le Guide de dimensionnement des chaussées en Afrique tropicale.

CHAPITRE II : MATERIELS ET METHODES

La caractérisation d'une stabilisation passe par un certain nombre d'essais au laboratoire : l'identification et la détermination des propriétés physiques des matériaux de base, la détermination des propriétés mécaniques et géotechniques des différentes stabilisations.

2.1. Les matériaux utilisés

2.1.1 Localisation des sites

2.1.1.1 Site de la latérite

Dans l'optique d'obtenir des matériaux répondant aux spécifications techniques du CEBTP (1972), il paraît nécessaire de réaliser une caractérisation physique et mécanique en vue de connaître le comportement des graveleux latéritiques et de déterminer des modèles appropriés pour le module réversible.

Pour ce faire, nous avons consacré nos études sur l'emprunt latéritique de Kamboinsé situé dans la province de Kadiogo au Nord-Ouest de Ouagadougou (Burkina Faso). Cet emprunt a été choisie en raison de sa proximité ainsi que de leurs différences par couches latéritiques.

Du point de vue stratigraphique, la carrière latéritique de Saamtanga est composée de quatre couches latéritiques. Notre étude sera basée sur la caractérisation du mélange de ces couches et les possibilités d'amélioration afin de ressortir leurs propriétés mécaniques.

2.1.1.2 Site de kaolin

Pour améliorer nos différents mélanges, notre étude s'est penchée sur l'utilisation d'un géopolymère notamment le métakaolin (MK) activé par une solution d'hydroxyde de sodium (NaOH). Le métakaolin est obtenue par la calcination de kaolin à une température suffisante de 700°C. Le kaolin utilisé dans notre étude est celui de la carrière de Pabré, car les études du Dr Sore et al.[23] ont montré que les liants géopolymères à base de cette carrière présentaient de meilleures performances physiques et mécaniques [23].

2.1.2 Prélèvement et échantillonnage des matériaux sur le site

Le prélèvement des matériaux réalisé dans la carrière de Saamtanga a été fait de façon à prélever les quatre (04) couches séparément. Celui réalisé sur la carrière de Pabré a été fait en plusieurs points de la carrière afin d'avoir une représentation assez proche de la réalité de la carrière.

Tous les prélèvements ont été réalisés à l'aide des pelles et de pioches. Le modèle d'échantillonnage réalisé sur le terrain diffère de celui du laboratoire, en raison du relief.

2.1.3 Préparation des matériaux pour les essais

Pour la préparation des échantillons utilisés lors de nos essais, nous avons dû effectuer un quartage qui consistait à mélanger les différentes couches latéritiques prélevées sur notre site puis un échantillonnage est réalisé à l'aide d'un échantillonneur sur l'ensemble afin d'homogénéiser notre mélange. Le quartage a pour principe de faire quatre (04) tas représentant nos quatre (04) couches en formant un rectangle et ensuite les mélanger tous ensemble deux à deux afin d'obtenir à la fin un seul tas qui sera représentatif du mélange des quatre (04) couches prélevées. Ce tas subit ensuite un échantillonnage qui consiste à homogénéiser sa granulométrie. L'échantillonneur utilisé est composé d'une chambre de tamisage et de deux compartiments qui répartissent des fractions du tas en deux. L'ensemble obtenu après échantillonnage est tamisé au tamis de 20mm (plus grande dimension des granulats de la latérite acceptée pour les différents essais réalisés pendant l'étude) et reparti dans des sacs de 100kg.

Le kaolin prélevé sur notre site est d'abord broyé au moulin afin de le rendre le plus fin possible, ensuite il est soumis à une température de 700°C à l'aide d'un four, et enfin tamisé au tamis de 125µm. Le choix de ce tamis s'explique par l'indisponibilité du tamis de 80µm (tamis de préférence pour les ciments). L'ensemble obtenu est retenu dans un bac.

La solution d'hydroxyde de sodium utilisée est obtenue en diluant des cristaux de sodium dans de l'eau afin d'obtenir les différentes concentrations souhaitées. Les différentes solutions obtenues sont conservées dans des bidons d'huile de 50l

2.1.4 Description du liant géopolymère utilisé

Les lignes développées plus haut, nous ont fait état des différents stabilisants utilisés pour l'amélioration des matériaux de base (la latérite dans notre cas) dans la mise en œuvre des différentes couches de chaussées. Cependant les géopolymères, nouveaux ciments, ont démontré à travers plusieurs études leur aptitude à être utilisés comme substituants aux liants chimiques déjà existants en tant que stabilisants. Plusieurs géopolymères ont fait leur apparition, notre étude s'intéressera au liant géopolymère obtenu grâce au mélange du métakaolin et de l'hydroxyde de sodium (Annexe 1 Tableau 6).

2.2. Essais réalisés

2.2.1 Essais pour la détermination des paramètres physiques

Les essais d'identification ont pour but de déterminer les paramètres de base des sols et de les classer en fonction des critères de classification proposée par (GTR et HRB) dans le cas de notre étude. Les différents essais de classification réalisés sur les couches de sols latéritiques sont :

- ✓ Analyse granulométrique (par tamisage et par sédimentation)
- ✓ Essais de consistance (Limites Atterberg)
- ✓ Essais de Poids spécifique
- ✓ Essai de Bleu de méthylène
- ✓ Essai Proctor modifié (cas de la route)

2.2.1.1 Analyse granulométrique

Cet essai permet de savoir si la courbe granulométrique générale de notre matériau de base (le mélange des couches latéritiques) s'inscrit dans le fuseau pour la stabilisation.

a- *Analyse granulométrique par tamisage (Norme NFP 18-560)*

L'analyse granulométrique par tamisage permet une répartition pondérale des grains du sol suivant leur dimension, de calculer la proportion cumulée passant à chaque tamis et établir la courbe granulométrique.

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série de tamis (40mm à 0.08mm) emboîtés les uns sur les autres dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas. Le matériau utilisé est placé en partie supérieure des tamis et le classement des grains s'obtient par vibration des colonnes. On note le poids du refus de chaque tamis sur une fiche granulométrique enfin de pouvoir calculer les pourcentages des tamisats et tracer la courbe granulométrique.

b- *Analyse granulométrique par sédimentométrie (Norme NFP-94-093)*

La sédimentométrie intervient dans le cadre de l'analyse granulométrique des fines (inférieure à 0.08mm) d'un sol. Elle permet de calculer la proportion des grains de chaque diamètre.

Elle consiste à prélever 40g dans les passants au tamis de 0.08mm de l'échantillon utilisé, auquel on ajoute 60 ml de solution défloculante (hexamétaphosphate de sodium) et 440 cm³ d'eau distillée. Ce mélange est laissé au repos environ 14 heures, on l'agite pendant 5mn avec l'agitateur électrique avant de le mettre dans une éprouvette et compléter avec l'eau distillée

jusqu'à obtenir 2000 ml au niveau de la graduation sur l'éprouvette. Les mesures sont faites à l'aide d'un densimètre après agitation manuelle pendant 24 heures.

2.2.1.2 Limites d'Atterberg (Norme NF P 94 051)

a- Limites de liquidité

Il consiste à déterminer la teneur en eau d'un échantillon argileux lors de son passage de l'état liquide à l'état de plasticité par la méthode de la coupelle de CASAGRANDE.

Il consiste à déterminer la teneur en eau de l'échantillon. L'échantillon est lavé au tamis de 0.4mm afin de récupérer le tamisât. Ce tamisât, une fois transformé en pâte homogène, est répartie dans la coupelle. A l'aide de l'outil de rainure, elle est divisée en deux (02) parties égales. Ensuite, on porte des coups à la coupelle grâce à la manivelle jusqu'à obtenir une fermeture d'un centimètre de la pâte. Une tranche de cette pâte sera pesée à l'état liquide puis séchée à l'étuve afin de déterminer sa teneur en eau. L'opération est effectuée cinq (05) fois et on s'assure que la plage de coups (15-35) est respectée.

b- Limites de plasticité

Cet essai a pour but de déterminer la teneur en eau de l'échantillon à son passage de l'état plastique à l'état solide.

Il consiste à rouler à la main l'échantillon de la pâte utilisée pour la limite de liquidité, puis avec la paume de la main on forme un bâtonnet fin de diamètre 3mm. En le roulant, on devra observer des cassures du bâtonnet pour conclure que la limite de plasticité est atteinte. La manipulation se fait trois (03) à quatre (04) fois. Enfin, les morceaux de chaque bâtonnet sont pesés à l'état humide et aussi après séchage à l'étuve afin de pouvoir déterminer la teneur en eau.

2.2.1.3 Poids spécifiques au pycnomètre à air (Norme EN 1097-7)

Cet essai nous permet de déterminer le poids volumique des grains solides des matériaux. Des échantillons du matériau de base sont pris à l'état initial, de manière brute sans aucun traitement préalable et pesés entre 600g et 900g directement dans le pycnomètre taré sur la balance. On ajoute à l'ensemble de l'eau distillée en quantité supérieure à 300 cm³. L'appareil est refermé puis on injecte de l'air à l'aide d'une petite pompe qui se trouve sur l'appareil. Des basculements d'aiguille nous permet de faire la lecture de la pression.

2.2.1.4 Essai de Bleu de méthylène : VBS (Norme NF P11-300-GTR)

Cet essai constitue un paramètre d'identification qui mesure la quantité et l'activité de la fraction argileuse contenue dans un sol argileux.

L'essai consiste à mesurer, par dosage, la quantité de bleu de méthylène pouvant s'absorber sur la prise d'essai. Cette valeur est rapportée par proportionnalité directe à la fraction 0/5mm du sol. La valeur de bleu est directement liée à la surface spécifique des particules constituant le sol, laquelle est avant tout régie par l'importance et l'activité des matériaux argileux présents dans la fraction fine du sol. On mélange 40g de latérite avec de l'eau distillée dans un malaxeur réglé en 700 tours/min pendant 5mn. Le dosage s'effectue en ajoutant successivement différentes quantités de bleu de méthylène tout en réglant le malaxeur à 400 tours/min durant l'essai et en contrôlant l'absorption après chaque ajout. Pour cela, on prélève une goutte de la suspension que l'on dépose sur le papier-filtre, ce qui provoque la création d'une tache. L'absorption maximale est atteinte lorsqu'une auréole bleu clair persistante se produit à la périphérie de la tache.

2.2.2 Essais pour détermination des paramètres mécaniques

2.2.2.1 Essai de compression simple

La presses Multi-essais Electromécaniques pour les essais par compression/ Traction et Flexion du **LEMHaD-2iE** est le type de machine conçu par la société **PROETI** sous le de modèle 300 KN pour couvrir une multitude d'essais. La machine Multi essais du **LEMHaD-2iE** est composée des éléments suivants :

- ✓ Cadre d'essais
- ✓ Système de mesure et de contrôle
- ✓ Des outils adaptés à chaque essai à réaliser

Dans le but de recenser plusieurs données sur les éprouvettes, les essais ont été réalisés sur une vitesse de compression de 1 mm/min (choisie expérimentalement après plusieurs essais).

2.2.4 Essais de détermination des paramètres géotechniques

2.2.4.1 Essai de portance California Bearing Ratio (CBR)

L'indice immédiat et l'indice CBR après immersion sont utilisés pour évaluer l'aptitude d'un sol ou d'un matériau élaboré à supporter la circulation des engins de chantiers. L'essai CBR est décrit par la norme Française **NF P 94-074 (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 dans un moule CBR. 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 (13,35 kN et 19,93 kN). L'indice recherché est défini conventionnellement comme étant la plus grande valeur, exprimée en pourcentage, des deux rapports ainsi calculés.

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

2.2.4.2 Essai de cisaillement

Il est question dans cette partie d'étudier les grandes déformations pouvant être observées sur les couches de chaussées, c'est-à-dire le comportement des sols à l'état d'écoulement plastique ou à l'état de rupture. La modélisation de ce comportement nous permettra de déterminer la réponse des chaussées après plusieurs cycles de chargement.

Au moment de la rupture d'un sol, il y a un glissement entre les particules solides, d'où le terme de résistance au cisaillement provoqué par tout type de sol soumis à cette résistance. Elle est provoquée par un frottement inter-granulaire (contact entre les grains) et aux forces d'attraction entre les particules dans le cas des sols fins. En fonction de la dureté des grains et à l'état de surface de contact on définit la rupture dans les sols à partir des courbes contraintes-déformation dans des essais à déformation contrôlée.

CHAPITRE III : RESULTATS ET ANALYSES

3.1 Paramètres physiques des échantillons

3.1.1 Analyse granulométrique de la latérite de base (latérite non stabilisée)

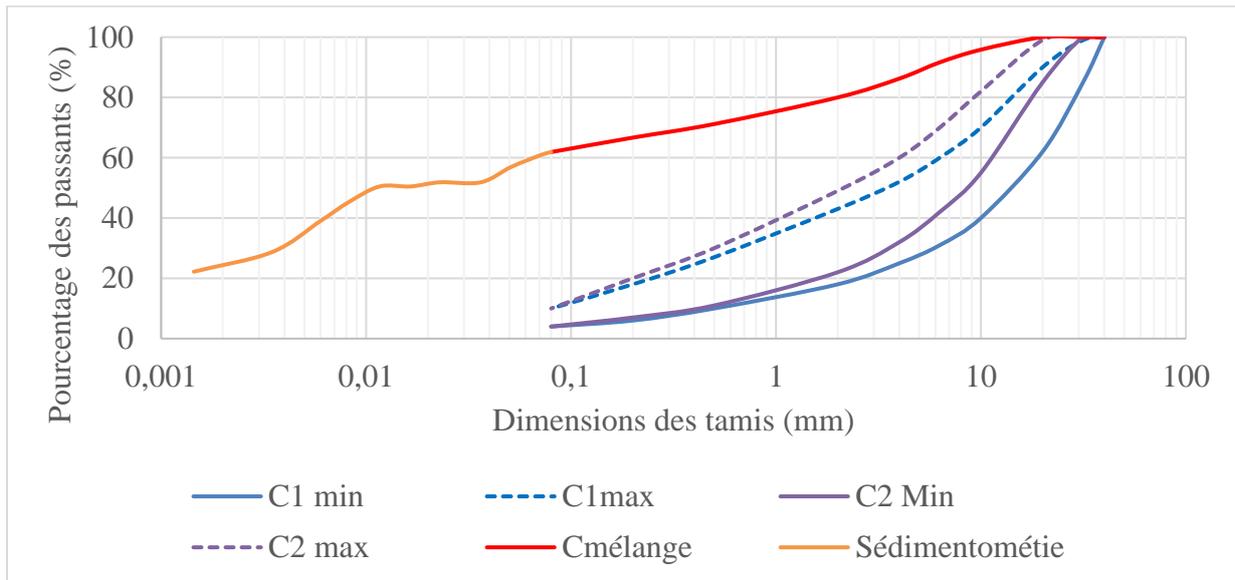


Figure 1. Courbe granulométrique de la couche mélange

Le [CEBTP \(1972\)](#) recommande, pour une meilleure réalisation des couches de chaussées, des courbes enveloppe que la granulométrie des différents matériaux qui seront utilisés pour la mise en œuvre des couches doivent respecter. Notre objectif est donc la vérification du respect de cette recommandation de la granulométrie de notre latérite (Couche mélange). Après insertion de notre courbe granulométrique (Figure 1) obtenue après essais nous constatons que notre courbe est en dehors du fuseau granulaire recommandé. En conséquence elle ne pourrait être utilisée pour aucune couche d'assise.

Par ailleurs, le [CEBTP \(1972\)](#) recommande un pourcentage maximal de 35% pour les passants au tamis de de 80 μ m pour la couche de fondation des routes à faible trafic et de 30% pour celles qui ont un fort trafic. Cependant, la courbe granulométrique de notre échantillon nous montre plus de 60% au tamis de 80 μ m. Notre sol n'est donc pas apte à être utilisé pour une couche de fondation et de base. D'après la classification [GTR92](#), ce sol est de type A (sol fin, limon et argile).

En conclusion du point de vue de la granulométrie notre couche mélange ne pourra être utilisée qu'en plateforme de la route. Elle nécessite une amélioration soit par un traitement

granulaire soit par un traitement chimique afin d'être utilisée en couche de fondation ou de base.

3.1.2 Résultats des limites d'Atterberg de la latérite de base (latérite non stabilisée)

Après analyse des états de limites de notre matériau de base (Couche mélange), son indice de plasticité est de 23,3. La recommandation du **CEBTP (1972)** pour la plasticité est que l'indice de plasticité (IP) maximale des matériaux utilisés en couche de chaussée soit de 30 pour les chaussées à faible trafic et de 20 pour celles à fort trafic. Ce qui nous permet de conclure que notre sol qui est du type A2 (moyennement argileux) d'après la classification **GTR (1992)**, peut être utilisé en couche de chaussée à faible trafic du point de vu plasticité.

3.1.3 Poids spécifique et bleu de méthylène de la latérite de base (latérite non stabilisée)

Le poids spécifique de l'échantillon étudié non stabilisé, déterminé à l'aide d'un pycnomètre à air, est de $2,54 \text{ kN/m}^3$. Sa valeur au bleu de méthylène est de 0,75.

3.1.4 Proctor modifié de la latérite de base (latérite non stabilisée)

L'essai Proctor modifié effectué sur l'échantillon nous a permis d'estimer la une densité sèche maximale de cet échantillon à $1,69 \text{ g/cm}^3$ avec une teneur en eau maximale de 16.2%. Cependant, la recommandation du **CEBTP** stipule qu'il faut une densité minimale de $1,8 \text{ g/cm}^3$ pour qu'un sol soit utilisé en couche de chaussée. La densité de notre sol étant inférieure à la valeur recommandée, cela signifie que notre latérite ne peut être utilisée pour la couche d'assise de la chaussée.

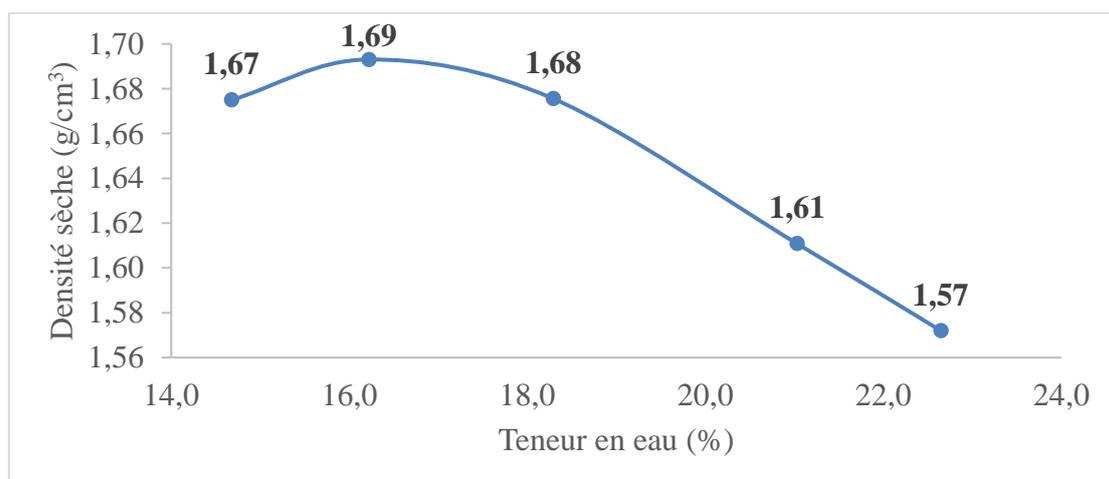


Figure 2. Courbe Proctor modifié de la couche mélange

Sur la base des résultats de la granulométrie, des limites d'Atterberg et des Proctors modifiés, nous pouvons déduire que l'échantillon étudié nécessite une amélioration soit par un traitement

granulaire ou par une stabilisation chimique afin d'être utilisé en couche de fondation ou de base. Nous avons donc opté pour la stabilisation chimique de l'échantillon étudié en utilisant les liants géopolymères.

3.1.5 Proctor modifié de la latérite stabilisée

❖ Influence du taux de stabilisation en géopolymère sur la densité

La figure 3 ci-dessous présente les résultats de caractérisation géotechnique (Proctor modifié) de l'échantillon stabilisé au géopolymère (à base de NaOH à une concentration de 8 mol/l) en fonction de plusieurs taux de stabilisation.

On remarque une augmentation de la densité en fonction de l'augmentation du taux de stabilisant. Cependant, la stabilisation à 15% de géopolymère présente une faible densité de 1,73 g/cm³ comparée aux autres qui sont comprises entre 1,77 g/cm³ et 1,79 g/cm³. Cela peut se justifier par sa teneur en eau plus élevée par rapport aux autres stabilisations.

Le guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux (réalisé par le CEBTP) recommande que le matériau utilisé en couche de chaussée ait une densité comprise entre 1,8 à 2 g/cm³ suivant le type de trafic. Les résultats obtenus lors des essais montrent qu'aucune de ces stabilisations ne pourraient être utilisées en couche de chaussée. Cependant on pourrait envisager de faire une exception pour la stabilisation avec un taux de 10% en géopolymère, pour les structures de chaussée à faible trafic (T3 et T4), du fait de sa densité optimale assez proche de la valeur minimale recommandée.

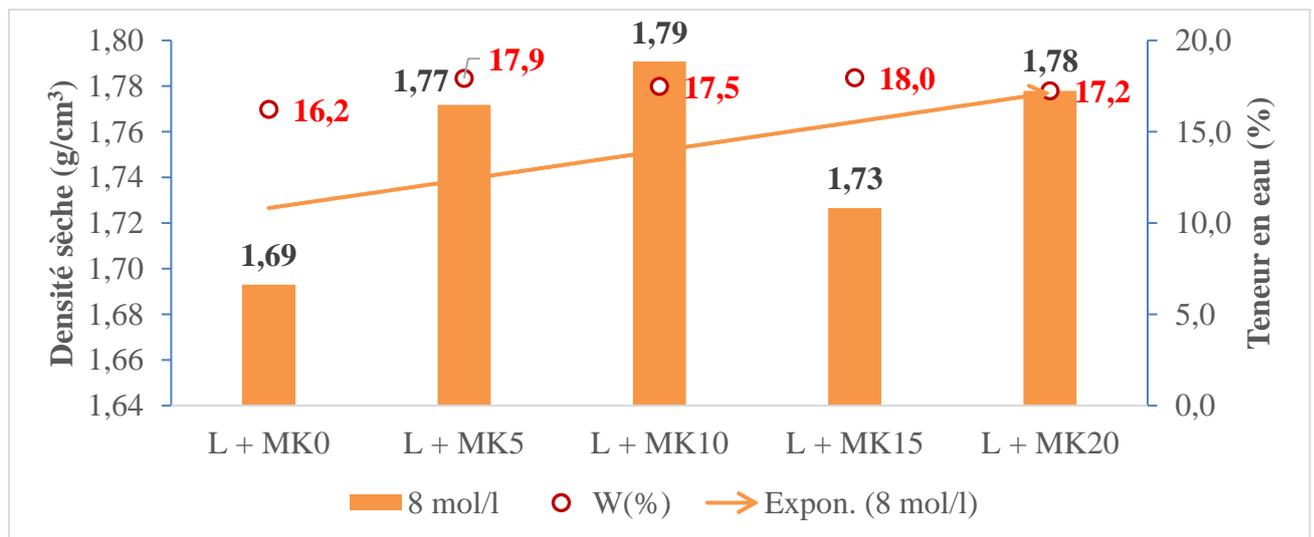


Figure 3. Evolution de la densité sèche optimale en fonction du taux de métakaolin pour une concentration de 8 mol/l

Après analyse des résultats obtenus de la figure 4 ci-dessous, la tendance connue de, plus la quantité de géopolymère augmente plus la densité augmente, est observée mettant en réserve les stabilisations à 10% et 15% de métakaolin.

Pour leur utilisation dans la mise en place des couches de chaussée, seule la stabilisation avec un taux de 10% est inutilisable

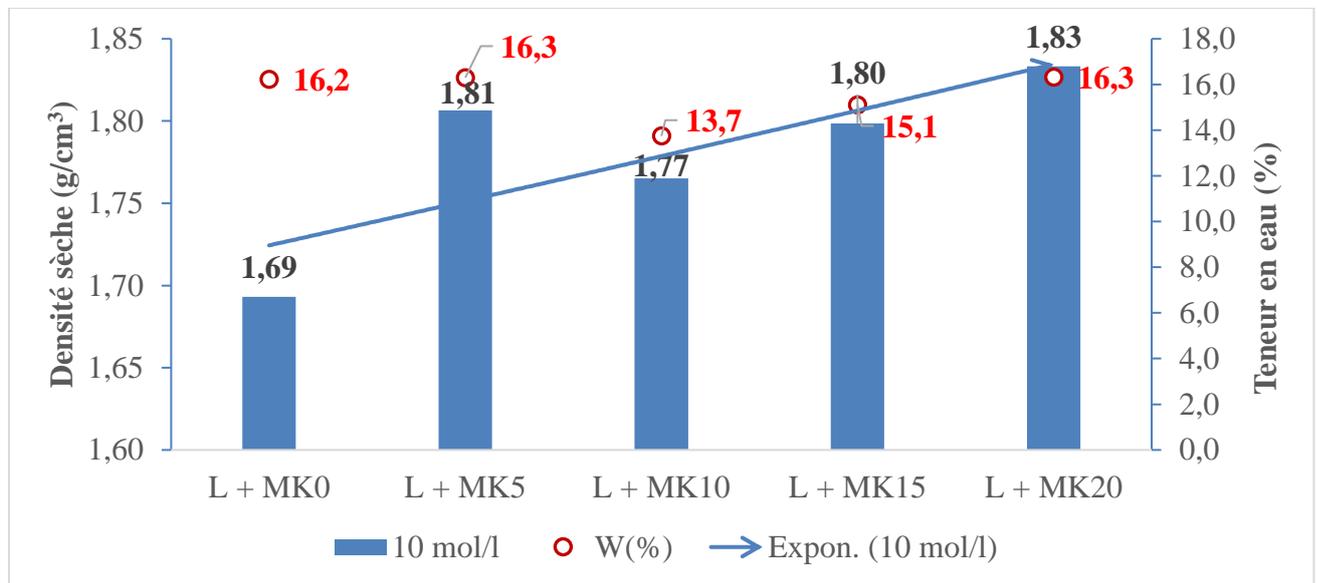


Figure 4. Evolution de la densité sèche optimale en fonction du taux de métakaolin pour une concentration de 10 mol/l

Pour les stabilisations effectuées avec une concentration de 12 mol/l, nous observons également une augmentation de la densité en fonction de la teneur en géopolymère (Figure 5). Les valeurs obtenues (pour 5, 10 et 20% de stabilisation au géopolymère) sont toutes supérieures à la valeur minimale ($1,8\text{g/cm}^3$) recommandée par la norme (CEBTP 1972). Cependant on observe une chute de la densité pour la stabilisation à 15% de géo polymère qui serait même en deçà de la valeur normative. Cela pourrait s'expliquer par sa teneur en eau optimale assez élevée comparée aux autres stabilisations. Cependant son utilisation sera limitée qu'aux chaussées à faible trafic. Avec cette concentration de 12 mol/l de NaOH, les échantillons latéritiques de Kamboinsé stabilisés avec des taux de 5, 10 et 20% de géopolymères pourraient donc être utilisés en couche de chaussée

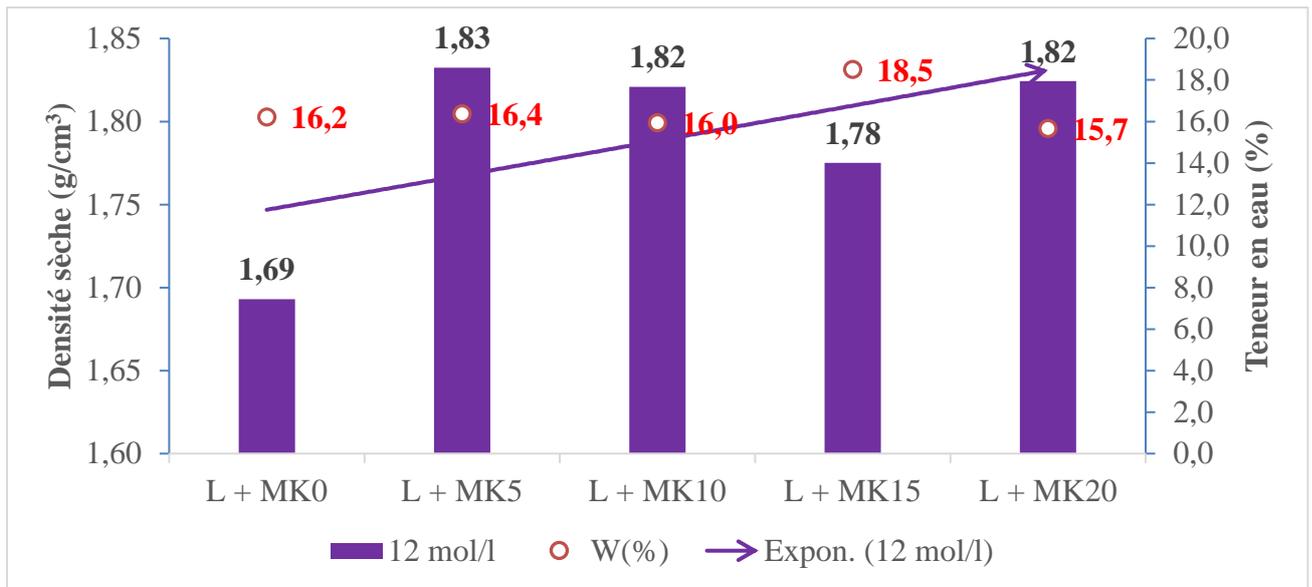


Figure 5. Evolution de la densité sèche optimale en fonction du taux de métakaolin pour une concentration de 12 mol/l

Une observation générale avec les essais Proctor modifié effectués est que les densités obtenues en ajoutant le liant géopolymère sont supérieures à celle obtenue avec la latérite crue. La petite valeur obtenue étant de 1,73 avec un rapport de 1,02 (Densité sèche optimale la plus faible obtenue avec les différentes stabilisations / Densité sèche optimale obtenue avec la latérite crue), nous pouvons conclure que l'ajout de liant géopolymère a un effet positif sur la densité des matériaux latéritiques.

❖ Influence de l'eau sur la densité sèche optimale

L'analyse faite en générale de tous les essais Proctor modifié des stabilisations effectuées quelque soit la concentration (8mol/l, 10mol/l ou 12mol/l) choisie pour la solution activatrice (Figure 6) nous montre que le pourcentage de teneur en eau privilégiée doit être compris entre 16% et 17% afin d'avoir une densité sèche optimale élevée.

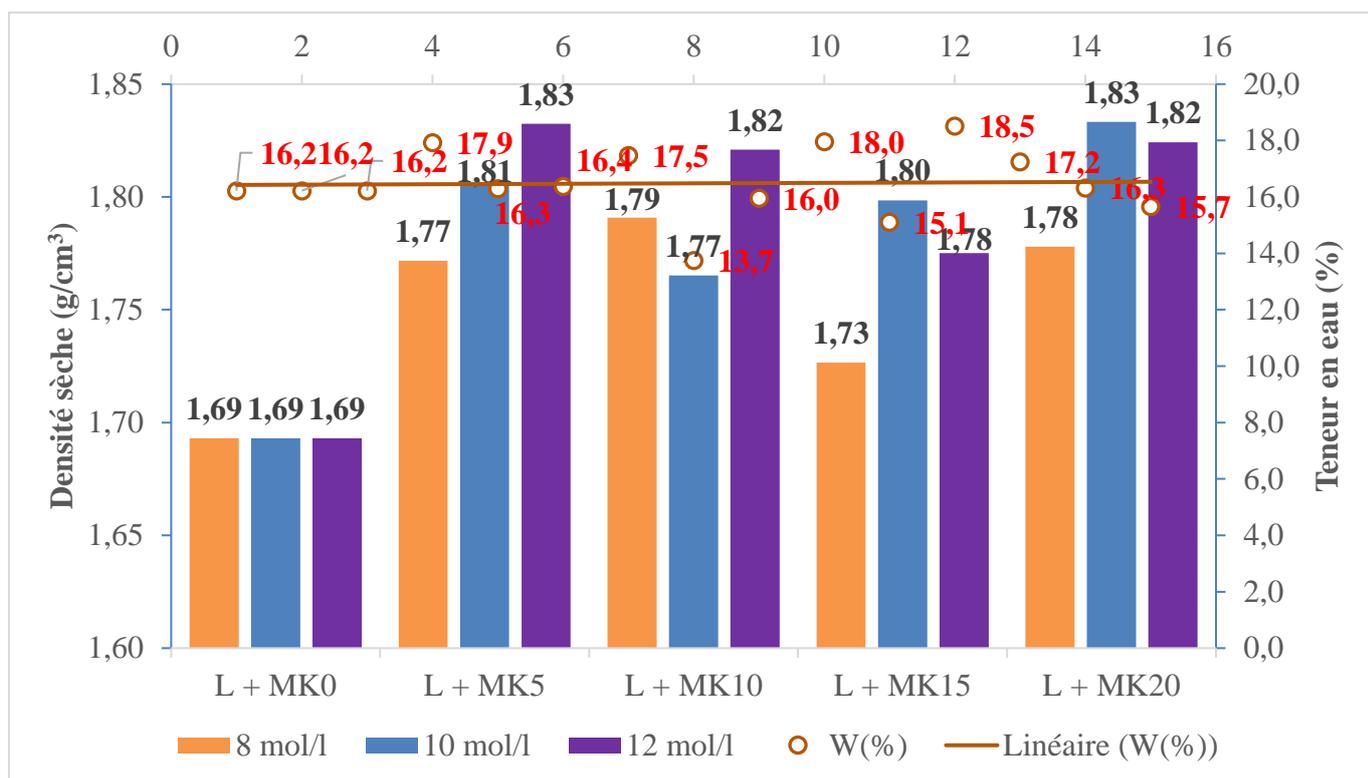


Figure 6. Evolution de la densité sèche en fonction de la quantité d'eau

Une analyse générale faite sur les Proctor modifié est que les densités obtenues avec les différents taux de stabilisations sont supérieures à celle obtenue avec la latérite non stabilisée. La plus faible densité pour la stabilisation (toute confondue) était de de 1,73 avec comparée à une densité de 1,69 pour la latérite non stabilisée. On estime un taux d'amélioration de la densité de l'échantillon étudié (latérite de Kamboinsé) d'au moins 5%. Nous pouvons donc conclure sur la base des résultats présentés ci-dessus (Figure 3, Figure 4, Figure 5) que l'ajout de liant géopolymère améliore les propriétés physiques, notamment la densité des matériaux latéritiques de Kamboinsé.

On remarque également à travers la figure ci-dessus (Figure 6) une amélioration de ces paramètres physiques(densité) quel que soit la concentration de la solution de NaOH (8, 10 et 12 mol/l) utilisé pour la synthèse du liant géopolymère. Cette amélioration peut s'expliquer par la réaction de géopolymérisation entre les aluminosilicates (latérite et du métakaolin) et la solution de NaOH, qui est à la base de la formation de gel géopolymère qui renforce la liaison des particules solides de la latérite et du métakaolin entre elles. Cette liaison de particule serait donc la base de l'augmentation des densités à travers la réduction de la porosité entre particule du matériau étudié.

3.2 Etudes des paramètres mécaniques des échantillons

3.2.1 Présentation des résultats à la compression sans stabilisation

Les différentes compressions faites sur nos différents échantillons sans ajout de géopolymère, nous montre que la contrainte reste autour de 0,45 MPa en sept (07) jours de durcissement. Cependant le CEBTP recommande une contrainte minimum de 1 MPa en sept (07) jours de durcissement, pour qu'un sol soit utilisé en structure routière. La valeur de notre sol crue étant inférieure à la valeur recommandée. Il est donc nécessaire de l'améliorer afin de l'utiliser pour les différentes couches de la chaussée.

Tableau 1 Valeurs des résistances en compression

Echantillons	Masse initiale (g)	Masse finale (g)	Résistance max en compression (N)	Contrainte (MPa)	Ecart type	Moyenne contrainte (MPa)
03 jours de durcissement						
1	3271	3271	3479,73	0,443278854	0,006	0,44
2	3267	3270	3380,55	0,430644076		
3	3280	3280	3433,53	0,437392611		
07 jours de durcissement						
1	3286	3285	3591,23	0,457481529	0,008	0,45
2	3248	3243	3476,55	0,442872357		
3	3261	3256	3500,51	0,445925096		
28 jours de durcissement						
1	3280	3270	3504,42	0,446422548	0,012	0,46
2	3268	3253	3686,98	0,469678599		
3	3274	3266	3609,95	0,459866624		

3.2.2 Présentation des résultats à la compression avec stabilisation

❖ Influence du taux de stabilisation en géopolymère sur la compression

Les résultats obtenus après les essais de compression à l'état humide ont montré, après analyse de façon générale, que l'augmentation du taux de géopolymère dans les différentes stabilisations augmente la résistance à la compression pour les concentrations de 8mol/l et 10mol/l et une tendance contraire est remarquée pour celle de 12mol/l. Les plus grandes résistances sont obtenues pour un taux de géopolymère de 20% quel que soit la concentration.

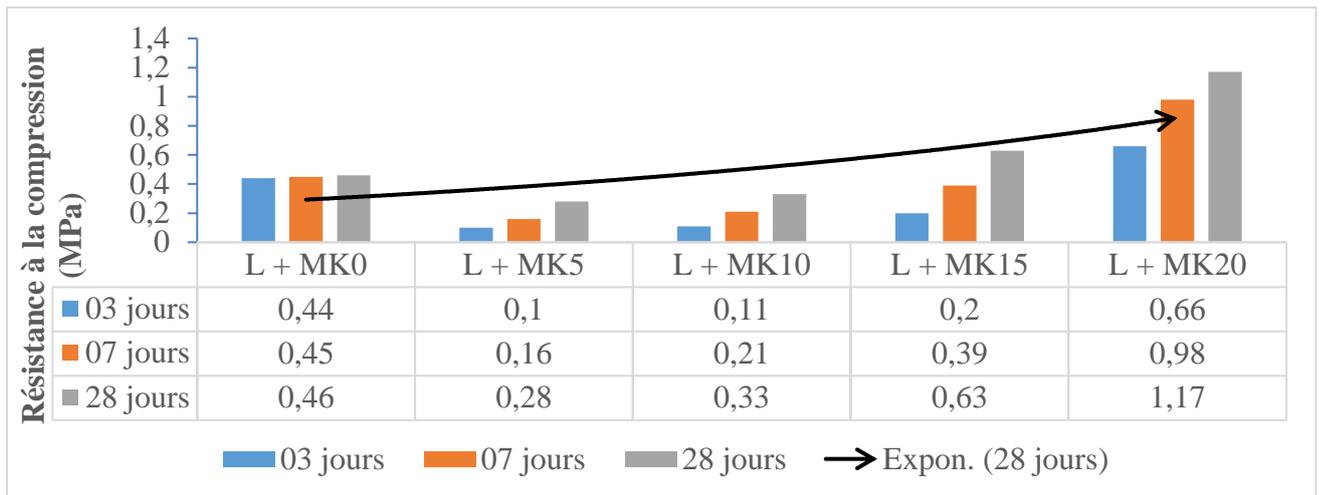


Figure 7. Evolution de la résistance à la compression en fonction du taux de métakaolin pour une concentration en NaOH de 8 mol/l

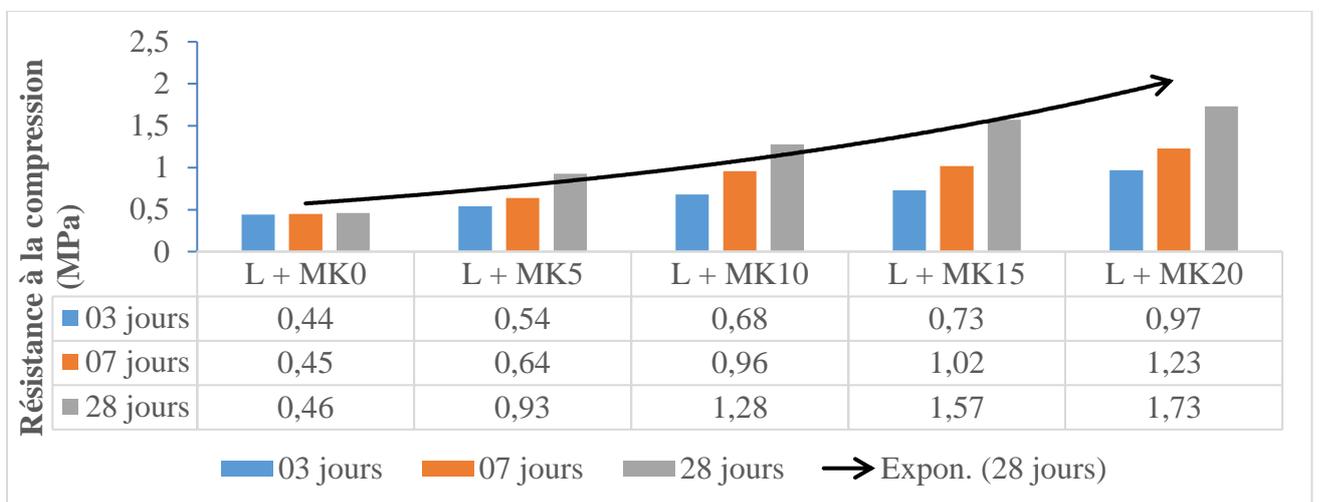


Figure 8. Evolution de la résistance à la compression en fonction du taux de métakaolin pour une concentration en NaOH de 10 mol/l

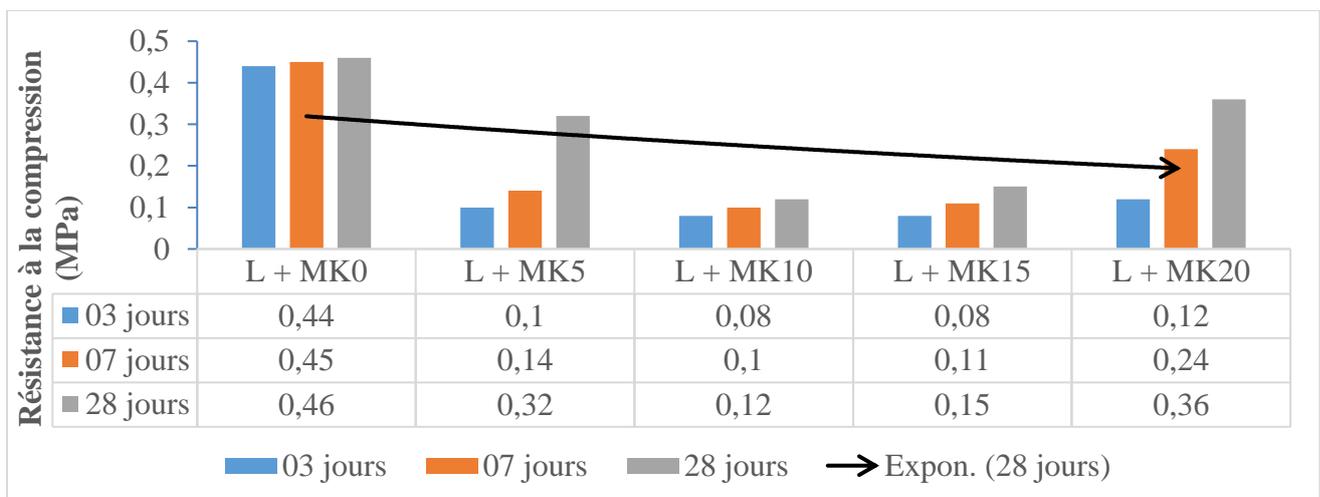


Figure 9. Evolution de la résistance à la compression en fonction du taux de métakaolin pour une concentration en NaOH de 12 mol/l

❖ Influence du temps de durcissement sur la compression

D'après les analyses des résultats des essais, il ressort que plus le temps de durcissement est long plus la valeur obtenue à la compression est grande. Aussi un constat est que 50% de la résistance à 28 jours est quasiment atteint après trois à quatre jours de durcissement.

Le **CEBTP** recommande une résistance d'au moins 1MPa à 7 jours de durcissement. Dans notre étude, il ressort une stabilisation de notre latérite est primordiale afin de pouvoir l'utiliser en couches de chaussée car les compressions sans stabilisant donnent des valeurs inférieures à 1MPa (Figure10). Les stabilisations avec un taux de 20% de géopolymère pour une concentration de 8 mol/l et de 10% à 20% de géopolymère pour une concentration de 10 mol/l sont ceux qui présentent les meilleures performances et qui pourraient être utilisé en stabilisation des chaussées car elles respectent ou sont proches des recommandations du **CEBTP**. Aucune stabilisation faite avec une concentration de 12 mol/l ne pourrait être utilisé.

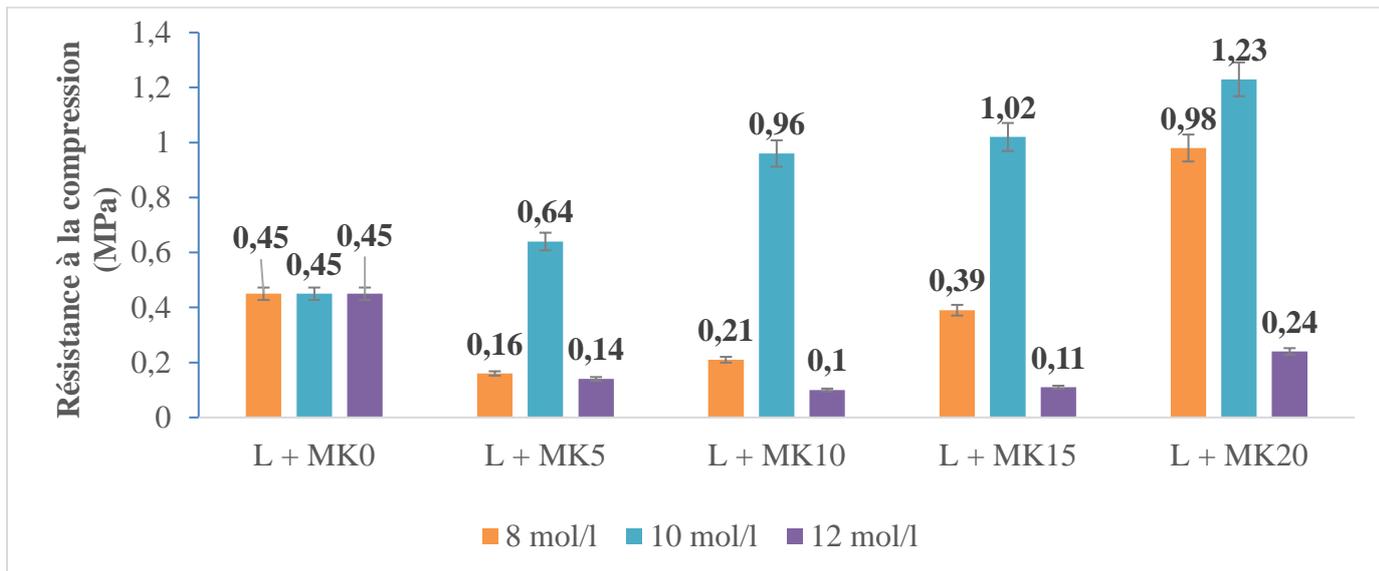


Figure 10. Compressions à 07 jours de durcissement aux différents taux de géopolymère

❖ Influence de la concentration en NaOH sur la compression

Les résultats obtenus montrent que plus on augmente la concentration en NaOH de 8mol/l à 10mol/l, plus la résistance en compression à l'état humide augmente mais elle devient faible pour une concentration de 12mol/l. Un optimum en NaOH serait la concentration de 10mol/l.

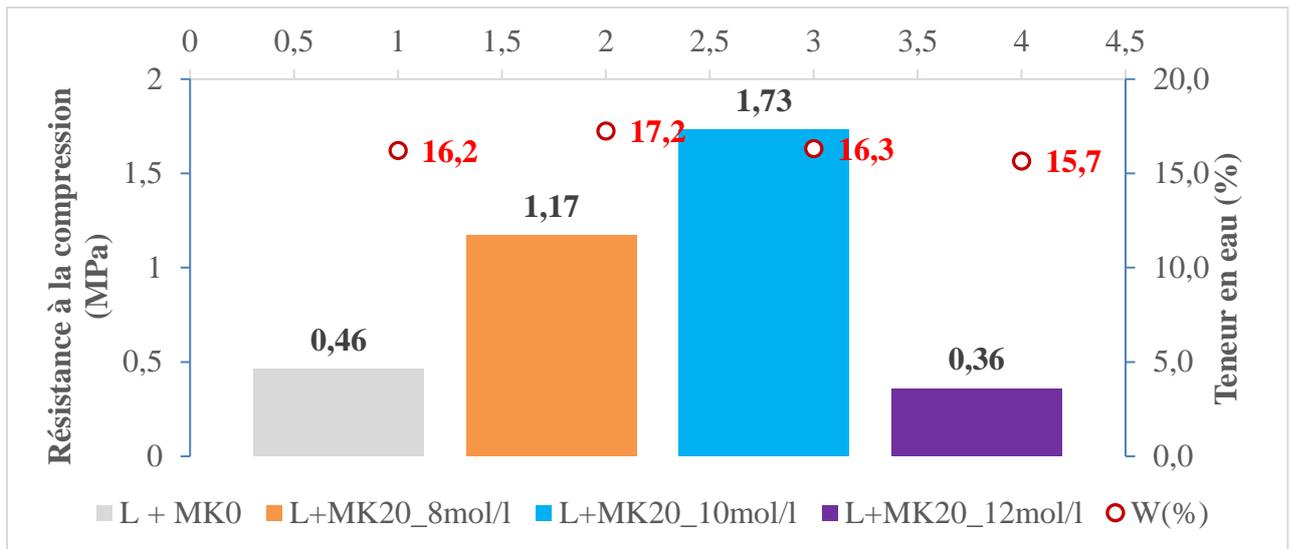


Figure 11. Compressions maximales à 28 jours de durcissement en fonction de la concentration.

❖ Influence de la teneur en eau sur la compression

D'après l'analyse faite de nos résultats, les faibles résistances se traduisent aussi par une grande teneur en eau. Tout comme pour la densité, une teneur en eau comprise entre 16% et 17% donne des résistances plus grandes.

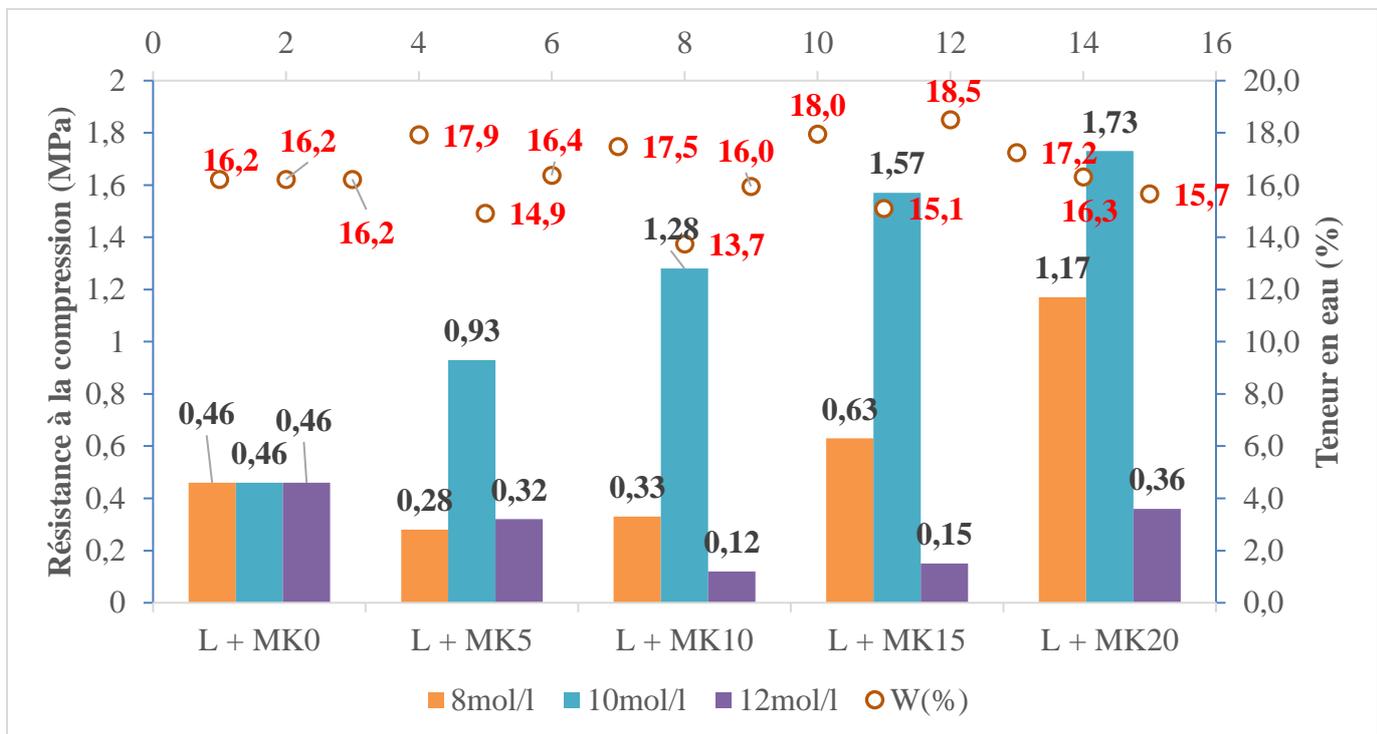


Figure 12. Compressions à 28 jours de durcissement en fonction de la teneur en eau

3.2.3 Présentation des résultats de la détermination des modules de YOUNG

Dans le dimensionnement des structures de chaussée une partie importante est le calcul des différentes contraintes et déformation admissibles des sols ainsi que leur vérification sur le

logiciel alisé du **LCPC**. Un des éléments d'entrée indispensable à connaître est le module de YOUNG qui est un paramètre que l'on obtient après essai au laboratoire pour plus de précision ou dans un tableau déjà établi par le guide technique du **SETRA-LCPC**. Les modules n'étant pas défini par le **SETRA-LCPC** pour un traitement au géopolymère (MK+NaOH pour notre cas précis), nous avons eu à les déterminer (Tableau 2).

L'analyse des valeurs des modules d'élasticité nous montre de façon générale que l'ajout du liant géopolymère favorise l'augmentation du module.

De façon générale, l'analyse de nos résultats nous montrent augmentation de la valeur de module de YOUNG avec l'ajout du liant géopolymère.

Cependant comparer aux valeurs du guide technique de conception et dimensionnement des structures de chaussées ; les valeurs obtenues, étant assez faibles, peuvent être expliquées par les conditions de conservation de nos différents échantillons et ainsi que leurs états. En effet nos échantillons ont été conservés dans un état humide où la température ambiante tournait autour de 30°C. Cet état humide de nos échantillons a provoqué une faible résistance en favorisant d'importantes déformations de nos échantillons lors des essais de compression.

Tableau 2 Valeurs des modules de YOUNG

Echantillons	Module de Young E (MPa)
8mol/l	
L + MK0	19,73
L + MK5	12,99
L + MK10	17,61
L + MK15	55,16
L + MK20	86,9
10mol/l	
L + MK0	19,73
L + MK5	121,151
L + MK10	191,318
L + MK15	486,589
L + MK20	312,700
12mol/l	
L + MK0	19,73
L + MK5	6,054
L + MK10	3,520
L + MK15	11,465
L + MK20	68,183

3.3 Etudes des paramètres géotechniques des échantillons

3.3.1 Présentation des résultats des CBR sans stabilisation

Les résultats de CBR de la latérite non stabilisée à 90, 95 et 98% de l'optimum Proctor sont respectivement de 13, 17 et 19. Ces valeurs sont toutes inférieures aux valeurs normatives du CEBTP pour :

- ✓ Une couche de base (CBR >80 à 95% de l'optimum Proctor),
- ✓ Une couche de fondation (CBR >30 à 95% de l'optimum Proctor),

Par conséquent, l'échantillon de Kamboinsé ne pourrait pas être utilisé pour la réalisation de ces différentes couches structurales de chaussée. Il est de tout de même utilisable pour une couche de forme parce que le CBR à 95% de l'optimum est supérieure à la valeur normative du CEBTP (CBR >10 à 95% de l'optimum Proctor). Une stabilisation de de la latérite de base est donc nécessaire pour une utilisation en couche de fondation et de base.

Tableau 3 Valeurs CBR sans stabilisation

Echantillon L + MK0	Valeurs CBR de la latérite de Kamboinsé		
	90% W _{OPM}	95% W _{OPM}	98% W _{OPM}
	13	17	19
Valeur normative du CBR à 95% W _{OPM} CEBTP			
Couche de base	80		
Couche de fondation	30		
Couche de forme	10		

3.3.2 Présentation des résultats des CBR avec stabilisation

❖ Influence du taux de stabilisation en géopolymère sur la portance

Les figures 13, 14, et 15 représentent les CBR de la latérite stabilisée à plusieurs taux de géopolymère et en fonction de la concentration de la solution de NaOH. On constate une variation des valeurs CBR en fonction des deux paramètres, notamment le taux du liant géopolymère et la concentration de la solution de NaOH. Cette variation se présente de deux manières.

Premièrement ; si nous comparons la valeur du CBR de la latérite non stabilisé (17) à celles de la latérite stabilisée, nous remarquons une augmentation du CBR en fonction du taux de stabilisation. On peut dire que les liants ont permis une amélioration de ce paramètre géotechnique. Cela s'explique par la réaction de polymérisation entre les aluminosilicates (latérite et métakaolin) et la solution alcaline de NaOH. Ce résultat corrobore les résultats présentés sur les Proctor modifiés de ces différentes stabilisations.

Dans un second plan, si on se focalise sur une concentration donnée (prenons l'exemple de celle à 8mol/l) on remarque également une augmentation des CBR mais avec une variation non linéaire. Le CBR de la stabilisation à 15% est inférieur (83) à celle de 10% (113) qui ne semble pas logique. Par ailleurs, la stabilisation à 15%, regorge plus de solution alcaline et d'aluminosilicates réactifs provenant du métakaolin que la stabilisation à 10% de liant géopolymère, donc, on s'attendait à ce que le CBR de 15% soit supérieure à celui de 10%. Cette dégression du CBR à 15% (8mol/l) peut s'expliquer par la teneur en eau qui est de 18%, supérieure à la teneur en eau des autres cas de stabilisations. Une variation similaire est observée avec les résultats CBR pour la concentration à 12mol/l et qui sont les plus faibles par rapport aux CBR des deux autres concentrations.

Par ailleurs, à 10mol/l, l'augmentation du CBR est linéaire de 0 à 15% de géopolymère et constante entre 15 et 20%. On attribue cette bonne variation des CBR à une bonne polymérisation des aluminosilicates en présence de la solution alcaline. La concentration de 10mol/l et le taux de 15% semblent les paramètres optimaux pour une bonne stabilisation des sols latéritiques pour les couches structurales des chaussées. Le tableau ci-dessous montre une comparaison des CBR obtenues par rapport aux CBR normatifs du CEBTP.

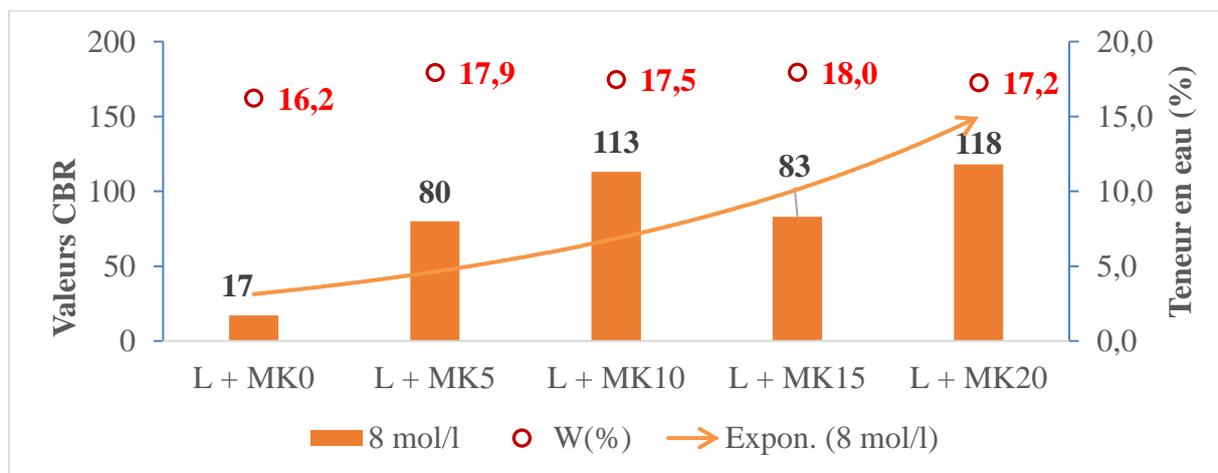


Figure 13. Evolution du CBR en fonction du taux de métakaolin pour une concentration de 8 mol/l en NaOH

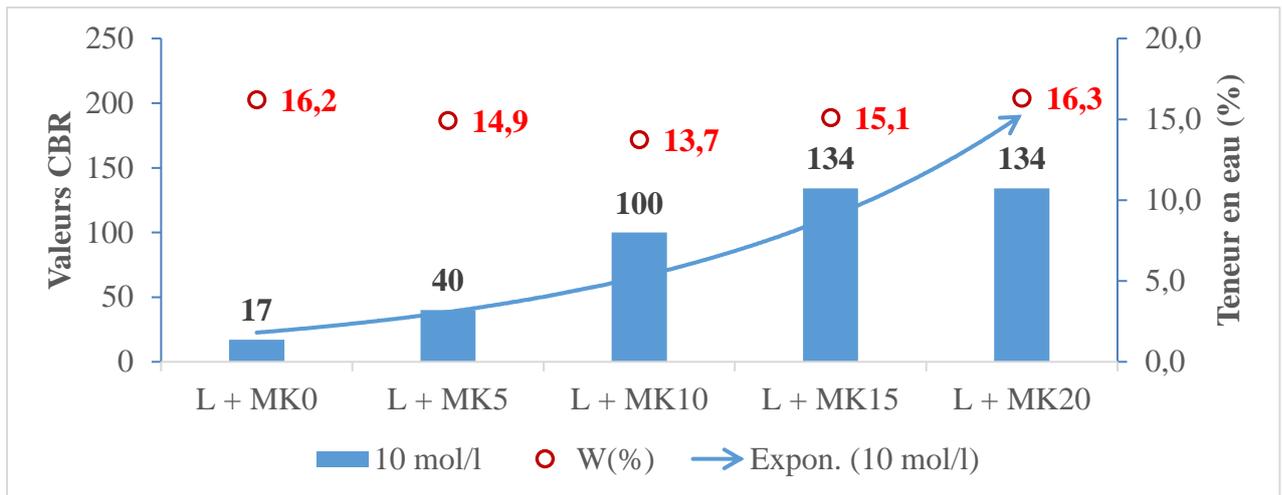


Figure 14. Evolution du CBR en fonction du taux de métakaolin pour une concentration de 10 mol/l en NaOH

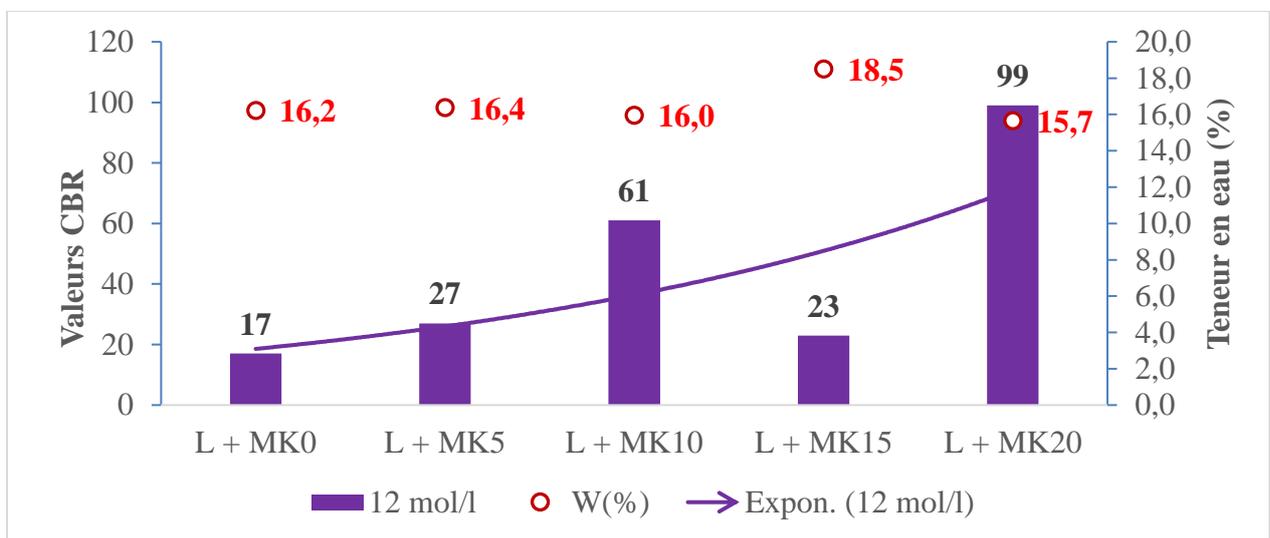


Figure 15. Evolution du CBR en fonction du taux de métakaolin pour une concentration de 12 mol/l en NaOH

Tableau 4 Utilisation des stabilisations pour les différentes couches de chaussées

Concentration	8mol/l		10mol/l		12mol/l	
	CBR	Couche de :	CBR	Couche	CBR	couche
Latérite non stabilisée	17	Forme	17	Forme	17	Forme
Latérite + 05% géopolymère	80	Base, fondation et forme	40	fondation, et forme	27	Forme
Latérite + 10% géopolymère	113	Base, fondation et forme	100	Base, fondation et forme	61	Fondation, Forme
Latérite + 15% géopolymère	83	Base, fondation et forme	134	Base, fondation et forme	23	Forme
Latérite + 20% géopolymère	118	Base, fondation et forme	134	Base, fondation et forme	99	Base, fondation et forme

Un constat général est que l'ajout de géopolymère a favorisé l'augmentation de la portance du sol initial. Cependant les faibles valeurs de CBR obtenues sont dues à la réalisation de nos essais effectués après 4 jours d'imbibition de nos échantillons. Cette imbibition de 4 jours a été optée afin d'évaluer nos échantillons dans le cas le plus défavorable possible.

❖ **Influence de la concentration en NaOH sur la portance**

L'analyse faite sur les valeurs maximales de portance obtenues nous permet de conclure que la concentration optimale en NaOH serait celle de 10 mol/l.

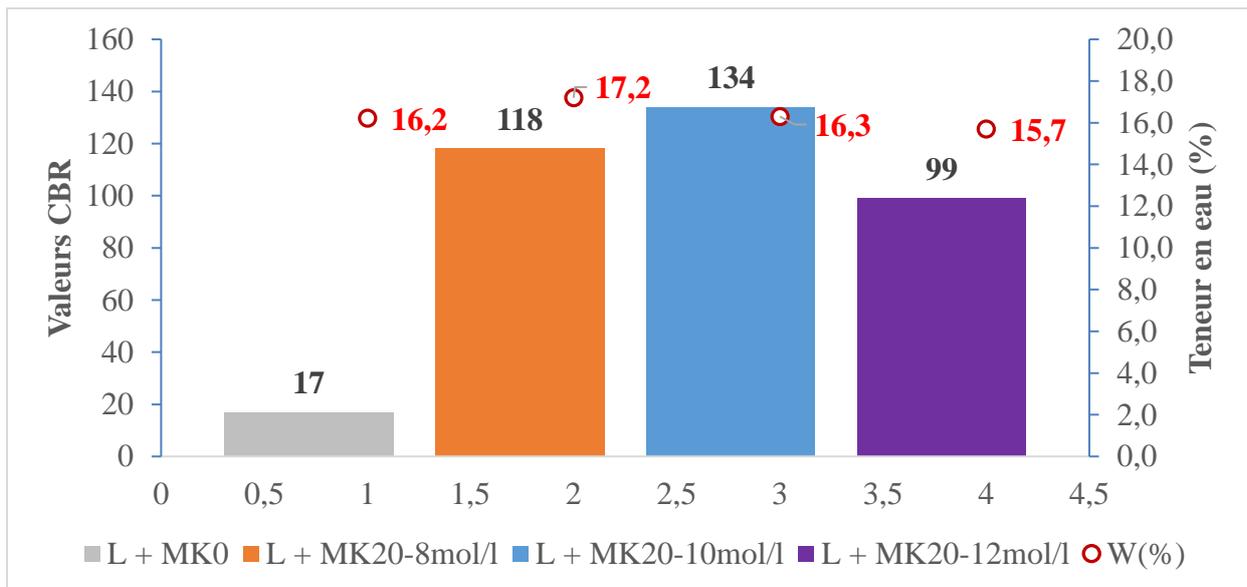


Figure 16. Evolution du CBR en fonction de la concentration

3.3.3 Présentations des résultats des cisaillements

Afin de pouvoir évaluer les différents tassements de nos différentes couches, nous avons eu à déterminer les paramètres primordiaux comme les angles de frottement et les coefficients de cohésions de nos différentes stabilisations.

D'après l'analyse faite de nos valeurs, l'ajout du liant géopolymère n'influence pas la cohésion du sol cela peut s'expliquer par le fait que nos échantillons ont été à l'immédiat après confection de nos échantillons, sans temps de cuir. L'absence du temps de cuir n'a pas favorisé la réaction de polymérisation entre les aluminosilicates (latérite et métakaolin) et la solution alcaline de NaOH. Cette réaction allait favoriser une meilleure cohésion entre les différentes particules.

Les valeurs obtenues (Tableau 5), plutôt faibles, peuvent être expliquées par le fait que nos essais ont été effectués en condition non drainé même si nos échantillons ont été consolidés. La condition non drainée a été choisie afin de mettre nos échantillons dans le cas le plus défavorable.

Tableau 5 Valeurs des angles de frottement et des coefficients de cohésion

Echantillons	Angle de frottement ϕ'	Coefficient de cohésion (C')
8mol/l		
L + MK0	26,47	2,04
L + MK5	25,95	3,8
L + MK10	34,25	3,26
L + MK15	27,05	1,33
L + MK20	29,56	2,5
10mol/l		
L + MK0	26,47	2,04
L + MK5	33,52	3,02
L + MK10	28,23	2,85
L + MK15	37,63	4,65
L + MK20	23,41	2,12
12mol/l		
L + MK0	26,47	2,04
L + MK5	42,05	1,5
L + MK10	50,5	6,5
L + MK15	30,02	3,73
L + MK20	25,07	2,32

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

L'objectif de notre travail était d'améliorer les performances géotechniques de la latérite de Kamboinsé (Burkina Faso). La latérite de Kamboinsé est un mélange de quatre 04 couches latéritiques d'après la stratigraphie de la carrière. Cette amélioration devait permettre l'utilisation de cette latérite pour la construction des infrastructures routières.

Pour améliorer les performances de cette latérite, nous avons opter pour un traitement de sol au liant géopolymère. Ce liant géopolymère est un mélange du métakaolin(MK) et d'une solution d'hydroxyde de sodium (NaOH). Le métakaolin est une poudre aluminosilicate obtenue par calcination de l'argile kaolinite à 700°C tandis que la solution d'hydroxyde de sodium est une solution activatrice. Des taux en géoolymère ont été fixés sur la base d'études précédentes soit :

- ✓ Taux en métakaolin : 5%, 10%, 15% et 20%
- ✓ Variations en concentration de solution d'hydroxyde de sodium : 8mol/l, 10mol/l et 12mol/l
- ✓ Un rapport de NaOH/MK=0,5

L'analyse des différents essais effectués au LEMHaD de 2iE (Burkina Faso) nous a permis de tirer plusieurs conclusions à savoir :

1. La latérite de Kamboinsé est un sol limon-argileux avec une densité sèche optimale de 1,69g/cm³ à une teneur en eau de 16,2%, une résistance en compression de 0,44MPa après 07 jours de cuir, une portance (valeur CBR) de 17 à 95% de teneur optimale et un angle de frottement de 26,47°C avec une cohésion de 2,04.
2. La latérite de Kamboinsé sans stabilisation ne pourrait être utilisé qu'en couche de plateforme d'une infrastructure routière.
3. Le traitement de la latérite de Kamboinsé au liant géopolymère augmente de façon générale les propriétés physiques, les performances mécaniques et géotechniques.
4. Une teneur en eau comprise entre 16% et 17% favorise l'obtention de meilleures performances.
5. Les traitements de la latérite de Kamboinsé aux taux géopolymères pour une concentration de 8 mol/l et 10 mol/l sont utilisables en couche de fondation et en couche de base pour la construction de la chaussée d'une infrastructure routière.
6. Les traitements de la latérite de Kamboinsé aux taux géopolymères pour une concentration de 12 mol/l sont utilisables en couche de fondation mais aucune en couche de base pour la construction de la chaussée d'une infrastructure routière.

-
7. Les traitements de la latérite de Kamboinsé aux taux géopolymères pour une concentration de 10mol/l sont les stabilisations optimales.

Malgré les résultats obtenus lors de notre étude des perspectives d'étude sont envisageables à savoir :

1. L'étude de la résistance en traction des traitements de la latérite de Kamboinsé aux taux géopolymères pour une concentration de 10 mol/l.
2. L'étude de la durabilité des traitements de la latérite de Kamboinsé aux taux géopolymères pour une concentration de 10 mol/l.
3. L'étude des traitements de la latérite de Kamboinsé aux taux géopolymères pour une concentration de 9mol/l et 11mol/l.
4. L'étude des taux géopolymères utilisables en couches de chaussées pour les couches 3 et 4 de notre carrière latéritique.
5. L'étude comparative des coûts de réalisation de la route avec la stabilisation aux géopolymères et celles déjà pratiquées.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] A.Ayyappan,S.Palanikumar,D.Dinesh Kumar,M.Vinoth, « Influence of Geopolymers in the Stabilization of Clay Soil », sept-2017.
- [2] Paténéma Oumar OUEDRAOGO, et Habibata WARA, « Dégradation des routes : Jean Bertin Ouédraogo sollicite l'indulgence des populations », Burkina Faso, sept-2012.
- [3] « Les causes de la dégradation des infrastructures au Cameroun », Juin-2016.
- [4] S. Rios, « Colombian Soil Stabilized with Geopolymers for Low Cost Roads », p. 1392–1400, 2016.
- [5] J. Davidovits, « Geopolymers: Inorganic polymeric new materials ». J. Therm. Anal. 37, 1991.
- [6] KAJAL SWAIN, « STABILIZATION OF SOIL USING GEOPOLYMER AND BIOPOLYMER ». 2015.
- [7] R. POUHET, « Formulation and durability of metakaolin-based geopolymers ». Juin-2015.
- [8] S. ZOUNGRANA, « CARACTERISATION DE LA LATERITE DE KAMBOINSE EN VUE D'UNE APPLICATION DURABLE DANS LES STRUCTURES DE CHAUSSES ». Juin-2018.
- [9] D. Maliki Otiéboame, « CARACTERISATION DES GRAVELEUX LATERITIQUES AMELIORES AU CIMENT ET LITHO-STABILISES EN VUE D'UNE UTILISATION EN CONSTRUCTION ROUTIERE ». Juin-2018.
- [10] Doridant François, Nols Stéphane, Daelemans Christoph, et Dubois Raphael, « Les Routes ».
- [11] saliou LO et M. NDIAYE, « ELABORATION D'UN CATALOGUE DES DEGRADATIONS DES CHAUSSEES AU SENEGAL ». Juillet-2009.
- [12] DIONE Adama, « Géotechnique Routière ».
- [13] H. HAMANA et N. KOUININI, « Recherche de l'équivalent sable-cellule en substitution d'une chaussée en tuf compacté ». Mai-2016.
- [14] M OUEDRAOGO, « Dégradations de surface des routes non revêtues ». Février-2006.
- [15] Damien Lesbats, Henri PEJOUAN, « Les dégradations des chaussées ». Avril-2013.
- [16] DIONE Adama, « Dégradations des chaussées ».
- [17] *L'ENTRETIEN COURANT DES CHAUSSEES*. France: Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes, 1996.
- [18] Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées,Le Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes, *TRAITEMENT DES SOLS À LA CHAUX ET/OU AUX LIANTS HYDRAULIQUES Application à la réalisation des remblais et des couches de forme*. 2000.
- [19] Zouhair ATTIMA, Abdelilah DEKAYIR, Mohamed Amine Doss BENNANI, Kamal ELHAMMOUTI, « STABILISATION DES SOLS ARGILEUX PAR LA CHAUX », Juillet-2014.
- [20] Y. Millogo, « Etude géotechnique, chimique et minéralogique de matières premières argileuse et latéritique du Burkina Faso améliorées aux liants hydrauliques: application au génie civil (bâtiment et route) ». 2008.
- [21] B. Taallah, A. Guettala, S. Guettala, A. Kriker, « Mechanical properties and hygroscopicity behavior of compressed earth block filled by date palm fibers ». Constr. Build. Mater. 59, 2014.
- [22] H. Houben, H. Guillaud, « Traité de construction en terre », Editions Parenthèses, 1989.

-
- [23] S. O. SORE, « Synthèse et caractérisation des liants géopolymères à base des matériaux locaux du Burkina Faso en vue d'une stabilisation des Briques en Terre Comprimées (BTC) ». Juillet-2017.
- [24] Nicolas CABANE, « SOLS TRAITES À LA CHAUX ET AUX LIANTS HYDRAULIQUES : Contribution à l'identification et à l'analyse des éléments perturbateurs de la stabilisation ». Décembre-2004.
- [25] Glukhovsky, « Soil silicates ». Gosstroyizdat, 1959.
- [26] H. T. HUYNH, « Géopolymères de nouvelle génération ». Nov-2013.
- [27] Ana Balaguer Pascual, « ÉLABORATION DE NOUVEAUX LIANTS MINÉRAUX POUR LA FORMULATION DE BÉTONS ÉCOLOGIQUES ET DURABLES ». Août-2014.
- [28] DIONE Adama, « Les Granulats routiers ».
- [29] MARC MONTAGNON, « MACCAFERRI, CONCEVOIR ET PROPOSER LA SOLUTION OPTIMALE ». INTERNATIONAL, oct-2018.

ANNEXES

ANNEXE 1. SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE

Tableau 6 Récapitulatif des dosages adoptés

Désignations	Concentrations en NaOH-NaOH/MK=0.5
L+0%MK	0% NaOH
L+5%MK	2.5% NaOH de 8mol/l
	2.5% NaOH de 10mol/l
	2.5% NaOH de 12mol/l
L+10%MK	5% NaOH de 8mol/l
	5% NaOH de 10mol/l
	5% NaOH de 12mol/l
L+15%MK	7.5% NaOH de 8mol/l
	7.5% NaOH de 10mol/l
	7.5% NaOH de 12mol/l
L+20%MK	10% NaOH de 8mol/l
	10% NaOH de 10mol/l
	10% NaOH de 12mol/l

**ANNEXE 2. ETUDES DES PROPRIETES PHYSIQUES DE LA LATERITE
NON STABILISEE ET STABILISEE**

Tableau 7 Valeurs des limites du mélange des quatre(04) couches

LIMITES COUCHE MELANGE								
	LIMITE DE LIQUIDITE					LIMITE DE PLASTICITE		
	17	20	26	31	35	1	2	3
Nbre de coups	17	20	26	31	35	1	2	3
Numéro tare	5	1	02'	3	5'	4	3'	4'
Poids tot. hum.	112,05	122,20	60,19	107,01	118,32	42,98	47,78	45,75
Poids total sec	99,73	112,40	52,53	94,37	107,22	42,26	46,77	45,06
Poids tare	78,83	94,99	38,55	69,33	84,47	39,92	43,26	43,00
Poids de l'eau	12,32	9,80	7,66	12,64	11,10	0,72	1,01	0,69
Poids du sol sec	20,90	17,41	13,98	25,04	22,75	2,34	3,51	2,06
Teneur en eau	58,95	56,29	54,79	50,48	48,79	30,77	28,70	33,50
RESULTATS	LL =	54,3	IP =	23,3			LP =	30,99

Tableau 8 Valeur du poids spécifique du mélange des quatre(04) couches

N° échantillon (le cas échéant)	Poids sec matériaux mis dans la cuve (g)	Volume d'eau distillée ajouté (cm3)	Pression finale (P') cuve échantillon + chambres (mWs)				Valeur Vlu (cm3)	ys (kN/m3)
			1ère essai	2ième essai	3ième essai	\bar{P}' , moyenne (mWs)		
Couche mélange	838,00	324,00	8,50	8,30	8,40	8,40	653,76	2,54

Tableau 9 Valeur du bleu du mélange des quatre(04) couches

Identification de la couche	<i>couche mélange</i>
Dmax	20 mm
Masse sèche prélevée	2500
Masse sèche passant le tamis de 5mm	2226
Coefficient pondérale C fraction 0/5	89,04%
Poids humide prise n° 2 (en g)	118,17
Poids sec prise n°2 (en g)	115,97
Teneur en eau ω du matériau	1,90%
Masse sèche 0/5 introduite en solution (en g)	40
Volume de bleu introduit (cm ³)	30
La valeur bleu VBS	0,750
Activité argileuse	0,84

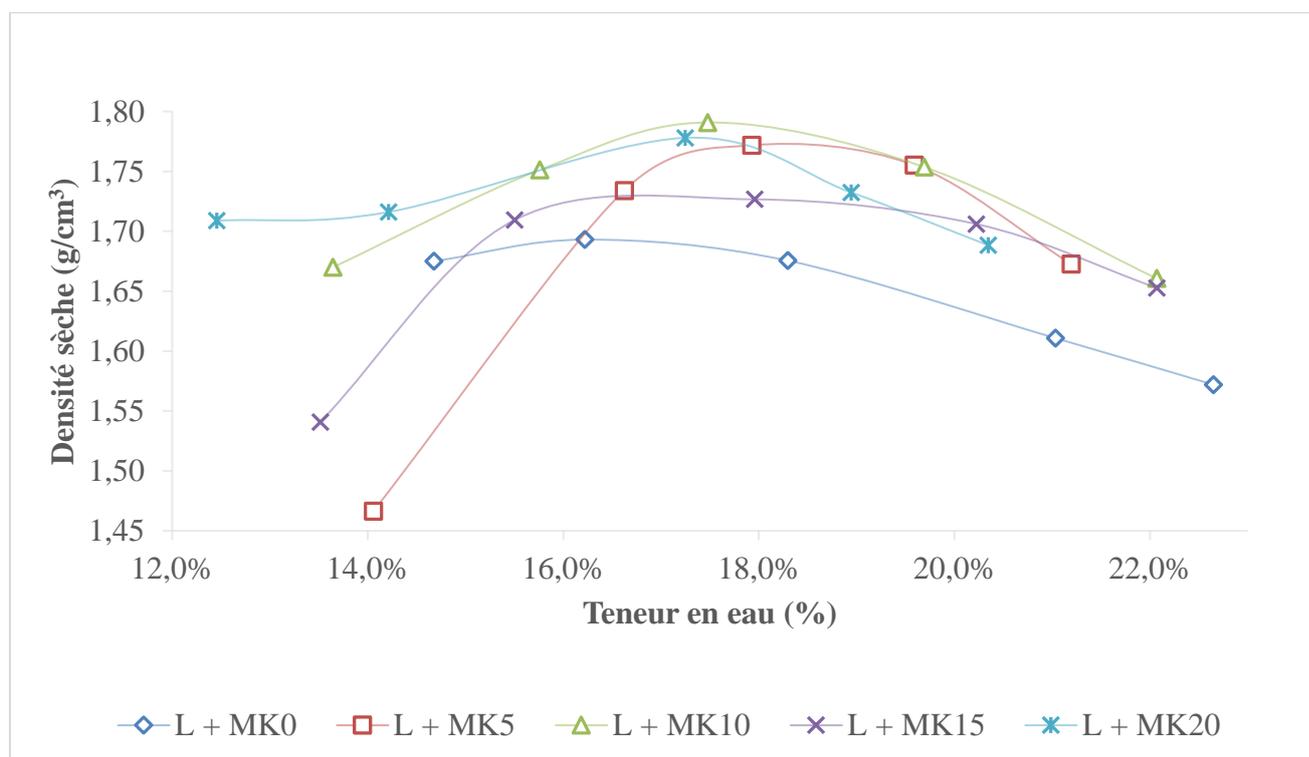


Figure 17. Ensemble des courbes Proctor obtenues pour une concentration de 8 mol/l en NaOH

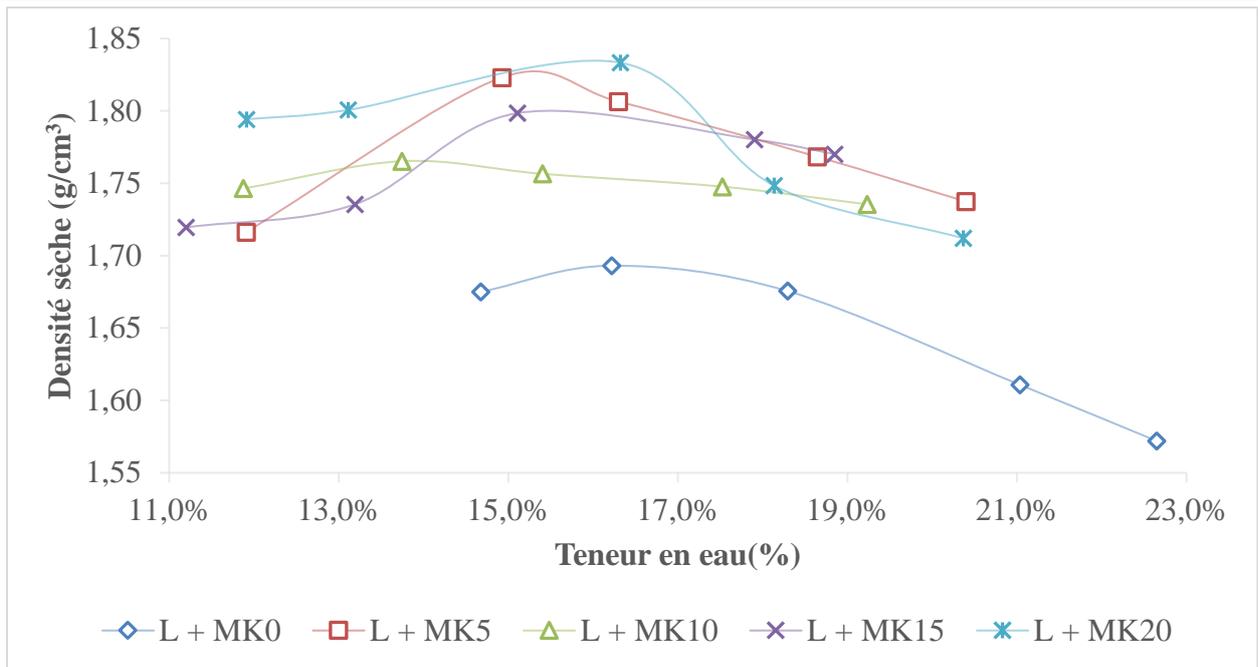


Figure 18. Ensemble des courbes Proctor obtenues pour une concentration de 10 mol/l en NaOH

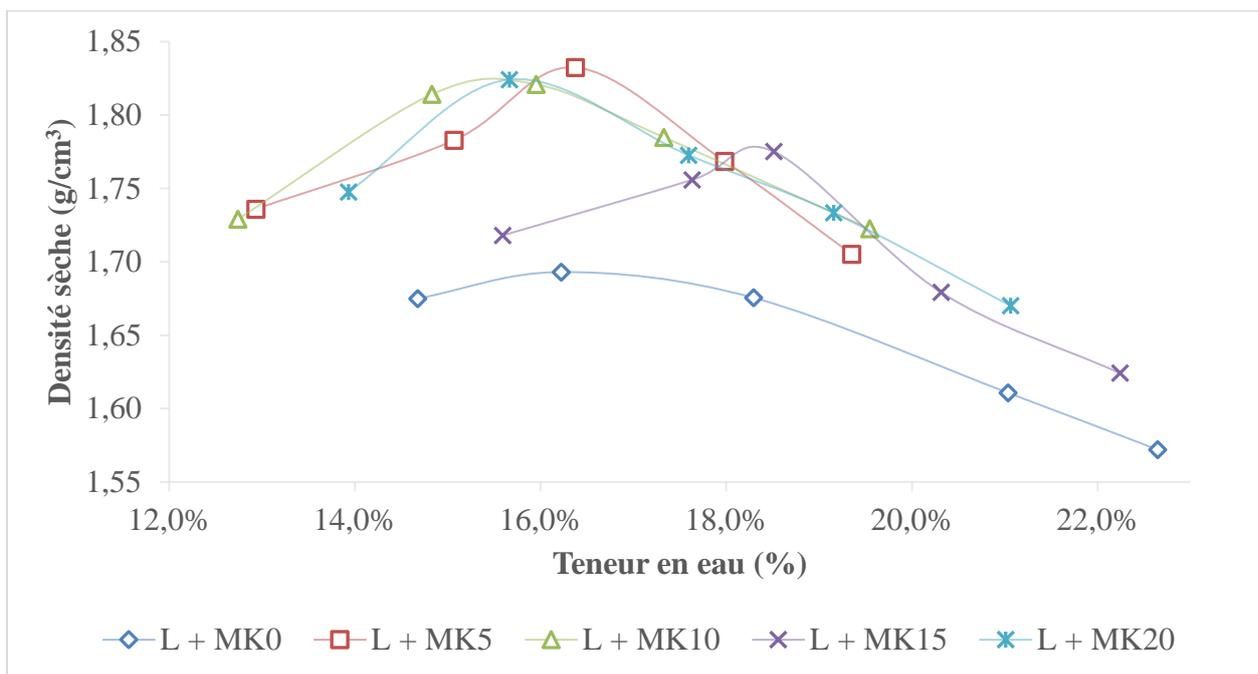


Figure 19. Ensemble des courbes Proctor obtenues pour une concentration de 12 mol/l en NaOH

Tableau 10 Valeurs des densités maximales en fonction des teneur en eau optimale

Echantillons	caractéristiques physiques	
	Densité maximale(g/cm ³)	Teneur en eau Optimale (%)
8mol/l		
L + MK0	1,69	16,2
L + MK5	1,77	17,9
L + MK10	1,79	17,5
L + MK15	1,73	18,0
L + MK20	1,78	17,2
10mol/l		
L + MK0	1,69	16,2
L + MK5	1,82	14,9
L + MK10	1,77	13,7
L + MK15	1,80	15,1
L + MK20	1,83	16,3
12mol/l		
L + MK0	1,69	16,2
L + MK5	1,83	16,4
L + MK10	1,82	16,0
L + MK15	1,78	18,5
L + MK20	1,82	15,7

**ANNEXE 3. ETUDE DES PERFORMANCES MECANQUES DE LA
LATERITE NON STABILISEE ET STABILISEE**

Tableau 11 Récapitulatif des résultats des essais mécaniques

Echantillons	Caractéristiques mécaniques			
	Résistance à la compression (Mpa)			E(Mpa)
	03 jours de durcissement	07 jours de durcissement	28 jours de durcissement	
8mol/l				
L + MK0	0,44	0,45	0,46	19,73
L + MK5	0,1	0,16	0,28	12,99
L + MK10	0,11	0,21	0,33	17,61
L + MK15	0,2	0,39	0,63	55,16
L + MK20	0,66	0,98	1,17	86,9
10mol/l				
L + MK0	0,44	0,45	0,46	19,73
L + MK5	0,54	0,64	0,93	121,15122
L + MK10	0,68	0,96	1,28	191,31832
L + MK15	0,73	1,02	1,57	486,58933
L + MK20	0,97	1,23	1,73	312,69995
12mol/l				
L + MK0	0,44	0,45	0,46	19,73
L + MK5	0,1	0,14	0,32	6,0541723
L + MK10	0,08	0,1	0,12	3,5199992
L + MK15	0,08	0,11	0,15	11,4647
L + MK20	0,12	0,24	0,36	68,183309

**ANNEXE 4. ETUDE DES PERFORMANCES GEOTECHNIQUES DE LA
LATERITE STABILISEE ET NON STABILISEE**

Tableau 12 Valeurs des CBR

Echantillons	Valeurs CBR		
	90%	95%	98%
8mol/l			
L + MK0	13	17	19
L + MK5	64	80	90
L + MK10	97	113	122
L + MK15	70	83	90
L + MK20	101	118	129
10mol/l			
L + MK0	13	17	19
L + MK5	33	40	44
L + MK10	80	100	112
L + MK15	113	134	146
L + MK20	107	134	150
12mol/l			
L + MK0	13	17	19
L + MK5	23	27	30
L + MK10	51	61	68
L + MK15	19	23	25
L + MK20	85	99	106