

UNIVERSITÉ DE YAOUNDÉ I

FACULTÉ DES SCIENCES

CENTRE DE RECHERCHE ET DE
FORMATION DOCTORALE

SCIENCES, TECHNOLOGIE ET
GÉOSCIENCES



THE UNIVERSITY OF YAOUNDE I

FACULTY OF SCIENCE

POST GRADUATE RESEARCH
AND TRAINING PROGRAMME

SCIENCES, TECHNOLOGY AND
GEOSCIENCES

DÉPARTEMENT DES SCIENCES DE LA TERRE

DEPARTMENT OF EARTH SCIENCES

LABORATOIRE DE GÉOSCIENCES DES FORMATIONS SUPERFICIELLES ET APPLICATIONS

LABORATORY OF SUPERFICIAL FORMATIONS AND APPLICATIONS

STABILISATION À LA POZZOLANE ET À LA GÉOGRILLE DES ARGILES LATÉRITIQUES DES ZONES DE DOUALA – MELONG ET BAFANG – FOUMBOT, CAMEROUN

Thèse présentée en vue de l'obtention du diplôme de Doctorat/PhD
en Sciences de la Terre

Option : Géosciences des Formations Superficielles

Spécialité : Sol, Eau et Sciences Géotechniques

Par

Jean Francis LOBE BILLE

Matricule 17N2888

Master en Sciences de la Terre

Ingénieur de Génie Civil et Infrastructures



Sous la direction de

Vincent Laurent ONANA

Professeur

Année académique 2022-2023

RÉPUBLIQUE DU CAMERON
Paix – Travail – Patrie

UNIVERSITÉ DE YAOUNDÉ I

CENTRE DE RECHERCHE ET DE
FORMATION DOCTORALE EN SCIENCES,
TECHNOLOGIE ET GÉOSCIENCES

BP : 812 Yaoundé

Email: crfd_stg@uy1.uninet.cm

secretariat@uy1researchstg.cm

Site web: www.uy1researchstg.cm



REPUBLIC OF CAMEROON
Peace – Work – Fatherland

THE UNIVERSITY OF YAOUNDE I

POSTGRADUATE SCHOOL OF
SCIENCES, TECHNOLOGY AND
GEOLOGICAL SCIENCES

P.O Box 812 Yaoundé

Email: crfd_stg@uy1.uninet.cm

secretariat@uy1researchstg.cm

Web site: www.uy1researchstg.cm

ATTESTATION DE CORRECTION DE THÈSE DE DOCTORAT/PhD

Option : GÉOSCIENCES DES FORMATIONS SUPERFICIELLES ET APPLICATIONS

Spécialité : Sol, Eau et Sciences Géotechniques

Nom du candidat : **LOBE BILLE Jean Francis**

Matricule : 17N2888

Titre de la thèse : STABILISATION À LA POZZOLANE ET À LA GÉOGRILLE
DES SOLS ARGILEUX LATÉRITIQUES DES ZONES DOUALA
– MELONG ET BAFANG – FOUMBOT, CAMEROUN.

Date de soutenance : **vendredi 26 juillet 2024**

Nous soussignés, membres du jury de soutenance de la thèse de Doctorat/PhD, attestons que le candidat a effectué toutes les corrections, conformément aux observations et suggestions formulées lors de la soutenance.

En foi de quoi, la présente Attestation de correction, lui est délivrée, pour faire valoir ce que de droit.

Fait à Yaoundé, le... 18-09-2024...

Président

Examineurs

A

Dieu Tout Puissant, pour tout.

"Si les hommes cessent, un jour, de construire, le monde sombre dans l'uniformité incurable et l'ennui mélancolique, et met fin à la propre existence des Hommes."

Ammar Dhouib

AVANT-PROPOS

Le présent travail de Thèse de Doctorat/PhD se focalise sur la stabilisation des argiles latéritiques à la pouzzolane et à la géogrille, afin d'améliorer leur utilisation en construction routière. Il cadre avec l'esprit et les objectifs du Laboratoire de géosciences des formations superficielles et applications du Département des Sciences de la Terre de la Faculté des Sciences de l'Université de Yaoundé I, qui sont la maîtrise et la valorisation des géomatériaux, en vue de l'amélioration de la qualité du réseau routier.

Ce travail a été possible grâce à l'aide de certains organismes externes à l'Université de Yaoundé I, qui sont : le Laboratoire National de Génie Civil (LABOGENIE), le laboratoire géotechnique agréé Sol Solution Afrique Centrale du Cameroun (SSAC), les laboratoires de Génie Civil de la *China Railway 14th Bureau Group* de Douala et de Pékin (CRCC14), les Bureaux d'Etudes Techniques PRISMA Sarl et INTEGC Sarl, et la société Huesker.

Qu'il me soit permis d'exprimer ma profonde gratitude et de présenter mes sincères remerciements à tous ceux qui ont contribué à mon enrichissement intellectuel et, de toute manière que ce soit, à l'aboutissement de ce projet.

J'exprime toute ma gratitude à M. Vincent Laurent Onana, Professeur, Chef du Département de Géosciences et de l'Environnement à l'Université d'Ebolowa et enseignant au Département des Sciences de la Terre de l'Université de Yaoundé I qui a accepté de diriger ce travail. Je lui dis merci de m'avoir donné l'opportunité de grandir dans la production intellectuelle et scientifique. Sa rigueur scientifique et sa grandeur d'esprit m'ont profondément marqué.

Je remercie M. Paul-Désiré Ndjigui, Professeur, Chef du Département des Sciences de la Terre, pour m'avoir reçu au Département. Mon très cher grand frère, comme il aime bien se présenter à moi. Je lui témoigne ma gratitude pour son encadrement et ses multiples conseils.

J'exprime toute ma gratitude également au Professeur Georges Emmanuel Ekodeck, qui a accepté que je fasse partie de son équipe de recherche. Sa personnalité et ses conseils hautement avisés ont profondément impacté la réussite de ce travail.

Que dire de la merveilleuse équipe de recherche, mobilisée pour que mon parcours, tout au long de ces travaux, soit agréable et très passionnant ! Elle a su me donner un très riche moment d'apprentissage. Je tiens à remercier le Docteur Arnaud Ngo'o Ze, enseignant

au Département des Sciences de la Terre, pour tous ses conseils avisés. Je le remercie vivement pour sa disponibilité de tous les instants. Que le Docteur Aloys Thierry Ndzié Mvindi, enseignant à l'Ecole Normale Supérieure de l'Université de Bertoua se sente aussi concerné.

J'exprime ma gratitude à tous les enseignants du Département des Sciences de la Terre pour leurs enseignements et leurs conseils. Cette gratitude va de façon particulière, aux Professeurs Jules Rémy Ndam Ngoupayou, Joseph Quentin Yéné Atangana, Robert Temdjim, Emile Ekomane et Lionel Mbida Yem.

Je me dois également de remercier des personnes rencontrées dans la construction de mon cursus académique varié, et qui m'ont intellectuellement marqué. Il s'agit notamment des Professeurs Timoléon Kofane et Paul Wafo du Département de Physique de l'Université de Yaoundé I, Ismaïla Gueye de l'Institut International de l'Eau et de l'Environnement (2iE) de Ouagadougou, Mamba Mpele de l'Ecole Nationale Supérieure Polytechnique de Yaoundé, Michel Mbessa et de Monsieur Paul Magoua de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics de Yaoundé. Je ne saurais oublier Monsieur Robert Ngahan, mon enseignant des sciences physiques, au lycée de Mbanga, qui a toujours cru à mon potentiel intellectuel et n'a jamais cessé de m'encourager à prendre une inscription en cycle de Doctorat.

Je remercie tout le personnel du BET PRISMA Sarl, et en particulier son Président du Conseil d'Administration, Monsieur Hervé Tchamba Bopa et son Directeur Général, Monsieur Carlos Djeuchou Bopa, pour leur soutien multiforme. Je dis également merci à Madame Carine Kamani, Messieurs Berthold Dihou, Moïse Njiayouom, Jean Paul Tchana, Apollinaire Nkoumtoundji, Linus Ebalé, Alain Tchana Bopa, Freddy Kwekem, Merveille Kamdem, Emmanuel Tsoyi et Robert Atha, et aux demoiselles Sheedy Constante Bitmou et Hermione Wegang, pour leurs contributions diverses.

Je remercie tout le personnel du BET INTEGC Sarl, et en particulier son Directeur Général, Monsieur Eric Flavien Nkono, pour leur soutien multiforme. J'adresse un salut spécial à mon cher ami Ousman Bah, Directeur Commercial de ce BET.

Le laboratoire géotechnique agréé Sol Solution Afrique Centrale a été un des soutiens logistiques importants dans la réalisation de ce travail. Je remercie de ce fait son Directeur Général, Monsieur Léon Zenan, pour son soutien indéfectible. J'adresse mes remerciements à Madame Olga Salle, cadre de cette entreprise, pour son aide multiforme. Que tous mes amis du LABOGENIE se sentent également remerciés. Les laboratoires de Génie Civil de

la CRCC14 se sont chargés de la réalisation gracieuse des essais spéciaux, particulièrement importants de cette recherche. Que Monsieur Tuuw, les dirigeants et le personnel de cette entreprise reçoivent ma profonde gratitude.

J'exprime ma gratitude à la société Huesker, à Monsieur Laurent Sakou, son Directeur Régional Afrique Centrale, pour la mise à ma disposition des éléments expérimentaux et de nombreuses informations sur les géosynthétiques, notamment les géogrilles.

Je tiens à remercier, les Docteurs Jules Mbanga Nyobe, Zakari Mfonka, Armel Ekoa, Salomon Bertrant Bisse et Serge Parfait Koah Na Lebogo, ainsi que Messieurs Eric Mbita Akara, Christophe Enock Ebom, Gabriel Akono Akono et, Mademoiselle Thérèse Messina, pour avoir accepté de guider mes pas au sein Département des Sciences de la Terre de la Faculté des Sciences de l'Université de Yaoundé I.

Mes remerciements vont aussi à tous mes camarades et, en particulier, ceux de la spécialité Sol, Eau et Sciences Géotechniques, avec qui j'ai passé de bons moments de joie et de discussions instructives.

J'associe à ce travail toute ma famille. Ma chère mère, Catherine Etoué Mossy, qui a quitté ce monde très tôt à la fleur de l'âge, est portée sans cesse dans mon cœur pour toutes ses tendresses maternelles. Mon cher père, Sadrack Bille Ebongue, mon modèle, mon inspiration, instructeur devant Dieu et devant les hommes, sa rigueur, son honnêteté, sa simplicité, bref, ses valeurs ont toujours été une boussole pour mes frères, mes sœurs et moi, notre forgeron de vie d'hommes, qu'il reçoive toute ma reconnaissance.

Ma chère et tendre épouse, Jacqueline Léonie Ekotto Azo'o, la Mémée, a su me mettre dans de très bonnes dispositions de bien-être et de concentration. Elle a également su me remonter le moral pendant les moments de faiblesse et de découragement. Je lui rends un hommage bien mérité. Cet hommage revient également à nos chers enfants, Steeves, Irina, Nolane et Eloïsa, pour l'amour, l'harmonie, la complicité et tous les moments de bonheur. Sans oublier ma petite-fille Emmanuelle Elisa.

Que mes frères Blaise Moukouele, Martin Moukete Bille, Joseph Modeste Mossy Bille, mes sœurs Téclaire Ndongo Bille et Jacqueline Mbango Bille, leurs épouses et époux, se sentent particulièrement remerciés pour leur soutien et tout leur amour fraternel. J'adresse un salut spécial à mon beau-frère Maurice Ebole Mouketey, à mon cousin Abraham Nadiangui Eyambe et à ma cousine Mabelle Mouna Eyambe.

Je rends un vibrant hommage à ma belle-famille et, particulièrement à ma belle-mère Madame Jacqueline Ekotto Azo'o, à mes beaux-frères Jules Arnaud Franck Ekotto et

Jacques Yves Ekotto et, à mes belles-sœurs Catherine Sylvie Ekotto et Judith Annie Ekotto, pour mon adoption dans cette grande famille et pour leur soutien sans faille.

Que mes frères en Christ et la Communauté Chrétienne de Mboun se sentent remerciés pour leur soutien et leur encadrement spirituel. Que les révérends Paul Emmanuel Ntap Ekoue, Simon Wilfried Zuae Assoumou et Monplaisir Edamane Ndongo, les anciens d'église Emmanuel Ehowe Moussima, Stéphane Massing, Jean Colbert Nsegbé, Jean Niakam, Aristide Essapo, Sévérin Le prince Nlom Easo, leurs épouses, ainsi que le catéchiste Ngwé Mbock Arsène et Madame Hélène Ndem se sentent particulièrement concernés.

Je dis merci à mes amis pour leur hospitalité, leur soutien et leurs encouragements très précieux de tous les instants. Ces remerciements vont à l'endroit de mes amis Romain Tambo, Lucien Pouabé, Jean Claude Mballa Amougou et son épouse, Gérard Bedoung, Guy Nzoupet Nana, Eric Tzeutson, Georges Touatsa, Godlove Talla Nji, Pierre Ilouga, Frédéric Wamba, Alexis Mouandjo Keme, Stephen Nzangue et son épouse, Gérard Essi et son épouse, Emile Ngbwa et son épouse, Richard Demanou et son épouse, Alexis Mouandjo Keme et son épouse, Olivier Ndongo, Blaise Abogo.

Enfin, je n'oublierai pas d'exprimer toute ma reconnaissance à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de cette Thèse de Doctorat/PhD et dont les noms ne figurent pas dans cette liste non exhaustive. Qu'ils veuillent bien croire que les services à moi, rendus, ne seront jamais oubliés.

Yaoundé, le 04 septembre 2023

Jean Francis LOBE BILLE

TABLE DES MATIÈRES

Dédicace	i
Citation	ii
AVANT-PROPOS	iii
TABLE DES MATIÈRES	vii
LISTE DES SIGLES ET ACRONYMES	xi
LISTE DES FIGURES	xiv
LISTE DES TABLEAUX	xvii
RÉSUMÉ	xix
ABSTRACT	xx
INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
CHAPITRE I. GÉNÉRALITÉS	5
Introduction	6
I.1. Aperçu géographique	6
I.1.1. Localisation géographique	6
I.1.2. Géomorphologie.....	6
I.1.3. Climat.....	9
I.1.4. Géographie humaine et économique	12
I.2. Géologie	12
I.2.1. Formations sédimentaires.....	12
I.2.2. Formations métamorphiques	13
I.2.3. Formations plutoniques	13
I.2.4. Formations volcaniques.....	13
I.2.5. Sols	15
I.3. Travaux antérieurs sur les argiles latéritiques et les pouzzolanes des zones d'étude.....	16
I.3.1. Argiles latéritiques superficielles	16
I.3.2. Pouzzolanes.....	19
I.4. Travaux antérieurs de lithostabilisation des matériaux d'altération.....	21
I.4.1. Définition et principe de la lithostabilisation	21
I.4.2. Effets de la lithostabilisation sur les paramètres géotechniques	22
I.4.3. Intérêt de la lithostabilisation	22
I.5. Généralités sur les géosynthétiques.....	23
I.5.1. Définitions.....	23

I.5.2. Types et fabrication des géosynthétiques	23
I.5.3. Identification des géosynthétiques	24
I.5.4. Fonctions des géosynthétiques	24
I.6. Renforcement des chaussées par usage des géosynthétiques	24
I.7. Études expérimentales du renforcement par géosynthétiques.....	30
I.8. Études analytiques et numériques de renforcement par géosynthétiques	32
Conclusion	33
CHAPITRE II. MATÉRIELS ET MÉTHODES.....	34
Introduction	35
II.1. Travaux préparatoires	35
II.2. Acquisition des données	35
II.2.1. Localisation et implantation des points de prélèvement	35
II.2.2. Prélèvement des échantillons	38
II.2.3. Codification des échantillons	38
II.2.4. Identification des couleurs des échantillons	38
II.3. Travaux en laboratoire	38
II.3.1. Matériaux analysés au laboratoire.....	38
II.3.2. Formulation des argiles latéritiques stabilisées à la pouzzolane.....	39
II.3.3. Formulation du renforcement à la géogrille.....	39
II.3.4. Essais géotechniques.....	46
II.4. Analyse numérique du renforcement à la géogrille des argiles stabilisées à la pouzzolane	54
II.4.1. Principe de l'analyse numérique des sols	54
II.4.2. Procédure de l'analyse numérique	56
II.4.3. Application aux matériaux de l'étude	57
II.5. Exploitation des données de l'étude	57
II.5.1. Exploitation des systèmes de classification	57
II.5.2. Exploitation des normes.....	60
II.5.3. Exploitation des données d'analyse numérique	60
II.5.4. Solutions d'utilisation des matériaux fabriqués en construction routière	60
II.5.5. Analyse économique de l'utilisation des matériaux fabriqués	61
Conclusion	61
CHAPITRE III. RÉSULTATS.....	63

Introduction	64
III.1. Pétrographie des matériaux	64
III.1.1. Argiles latéritiques.....	64
III.1.2. Pouzzolane.....	68
III.2. Paramètres géotechniques des matériaux naturels.....	73
III.2.1. Paramètres physiques	73
III.2.2. Paramètres mécaniques.....	75
III.2.6. Classification des matériaux naturels	78
III.3. Paramètres géotechniques des matériaux stabilisés.....	78
III.3.1 Argiles latéritiques superficielles stabilisées à la pouzzolane	78
III.3.2. Argiles latéritiques superficielles stabilisées à la pouzzolane et à la géogridde	84
III.4. Analyse numérique de la modélisation des matériaux stabilisés.....	92
III.4.1. Paramètres d'entrée des sols et de la géogridde	92
III.4.2. Modèles numériques.....	92
III.4.3. Déviateurs maximaux	95
III.4.4. Déformations et déplacements dans les modèles de sols	98
III.4.5. Modules d'élasticité.....	103
Conclusion.....	105
CHAPITRE IV. INTERPRÉTATION ET DISCUSSION	108
Introduction	109
IV.1. Propriétés géotechniques des argiles latéritiques et des pouzzolanes	109
IV.1.1. Argiles latéritiques	109
IV.1.2. Pouzzolanes	113
IV.2. Effets de l'ajout de pouzzolane sur les argiles latéritiques superficielles	114
IV.2.1. Amélioration des paramètres physiques	114
IV.2.2. Amélioration des paramètres de compactage	116
IV.2.3. Amélioration des paramètres mécaniques	119
IV.3. Effets du renforcement à la géogridde des argiles latéritiques stabilisées à la pouzzolane	122
IV.3.1. Renforcement de la portance	122
IV.3.2. Renforcement des caractéristiques mécaniques	125
IV.4. Analyse numérique de la modélisation de l'argile latéritique stabilisée à la pouzzolane et à la géogridde.....	131

IV.4.1. Comportement mécanique général des matériaux modélisés.....	131
IV.4.2. Influence du renforcement sur le comportement mécanique	133
IV.4.3. Influence de la géométrie des modèles sur le comportement mécanique	134
IV.4.4. Effet du renforcement sur les paramètres mécaniques	137
IV.4.5. Effet de la variabilité géométrique sur les paramètres mécaniques	139
IV.4.6. Intérêt de la modélisation numérique des argiles latéritiques superficielles renforcées	141
IV.5. Intérêts des matériaux de l'étude en construction routière.....	142
IV.5.1. Matériaux naturels.....	142
IV.5.2. Matériaux stabilisés à la pouzzolane	143
IV.5.3. Matériaux améliorés à la pouzzolane et renforcés à la géogrid.....	143
IV.6. Utilisation des matériaux stabilisés à la pouzzolane et à la géogrid	146
IV.7. Analyse économique des matériaux fabriqués	148
Conclusion.....	154
CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVES	155
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	158
ANNEXES	I
I. ANNEXE 1 : QUELQUES DONNÉES DES ESSAIS	II
II. ANNEXE 2 : SÉMINAIRES ET COLLOQUES	VIII
III. ANNEXE 3 : PUBLICATION	IX

LISTE DES SIGLES ET ACRONYMES

AFNOR : Association française de normalisation

AG : Analyse granulométrique

AL : Argile latéritique

ALP : Argile latéritique stabilisée à la pouzzolane

ALPG : Argile latéritique stabilisée à la pouzzolane et à la géogridde

ALPG' : Argile latéritique stabilisée à la pouzzolane et à la géogridde par modélisation

BTC : Basses terres côtières

c' : Cohésion drainée ou effective

CB : Couche de base

CBR : *California bearing ratio*

Cc : Coefficient de courbure

CD : Consolidé drainé

CEBTP : Centre expérimental de recherches et d'études du bâtiment et des travaux publics

CF : Couche de fondation

CFG : Comité français des géosynthétiques

CPNE : Chaîne panafricaine nord-équatoriale

Cu : Coefficient d'uniformité

DSM : Densité sèche maximale

E : Module d'élasticité ou module de Young

FSP : Formule de stabilisation à la pouzzolane

GP : Grave pouzzolanique

GTR : Guide des terrassements routiers

HTO : Hautes terres de l'Ouest

HRB : *Highway research board*

INC : Institut national de cartographie

IP : Indice de plasticité

IPI : Indice portant immédiat

ISTED : Institut des sciences et des techniques de l'équipement et de l'environnement pour le développement

LA : Limites d'Atterberg

LABOGENIE : Laboratoire national de Génie civil

LCPC : Laboratoire central de ponts et chaussées

LL : Limite de liquidité

LNBTP : Laboratoire national du bâtiment et des travaux publics

LVC : Ligne volcanique du Cameroun

MAX : Valeur maximale

MIN : Valeur minimale

MINMIDT : ministère des mines, de l'industrie et du développement technologique

MINPAT : Ministère du plan et de l'aménagement du territoire

MINTP : Ministère des travaux publics

MOY : Valeur moyenne

MTMDET : Ministère des transports, de la mobilité durable et de l'électrification des transports

Nc : Facteur de capacité portante

NF : Norme française

NNG : Nombre de nappe de géogrille

N3 : Route nationale n°3, Yaoundé - Douala - Idenau

N4 : Route nationale n°4, Obala - Bandjoun - Bafoussam

N5 : Route nationale n°5, Douala – Nkongsamba – Bafang – Bandjoun

N6 : Route nationale n°6, Ekok – Bamenda – Bafoussam – Foumbot - Tibati

PF : Plate-forme

PZL : Pouzzolane

SSAC : Sol Solution Afrique Centrale

R0603 : Route régionale Bangangté - Foubot

R0604 : Route régionale Foubot - Mbouda

SRTM : *Shuttle radar topography mission*

TF : Teneur en fines

USCS : *Unified soil classification system*

UU : *Unconsolidated undrained*

γ : Poids volumique humide ou poids volumique total

ΔH_v : Déplacement vertical total

$\Delta \sigma$: Déviateur de contrainte normale

ε_v : Déformation verticale totale

ν : Coefficient de poisson

σ_c : Résistance à la compression uniaxiale

σ_1 : Contrainte normale verticale

σ_3 : Contrainte normale horizontale ou contrainte de confinement

τ_{rupt} : Contrainte de cisaillement à la rupture

ϕ' : Angle de frottement interne drainé ou angle de frottement interne effectif

ψ : Angle de dilatance

ω -OPM : Teneur en eau à l'optimum Proctor modifié

LISTE DES FIGURES

Figure 1. Carte de localisation des zones d'étude	7
Figure 2. Bloc-diagramme géomorphologique des zones d'étude	8
Figure 3. Diagramme ombrothermique de Bagnouls et Gaussen (1957) appliqué aux données des localités dans la zone des BTC pour la période 1960 – 2021	10
Figure 4. Diagramme ombrothermique de Bagnouls et Gaussen (1957) appliqué aux données des localités de la zone des HTO pour la période 1960 – 2021	11
Figure 5. Carte géologique des zones d'étude.....	14
Figure 6. Illustrations des géogrilles	25
Figure 7. Confinement latéral.....	29
Figure 8. Surface de rupture modifiée et augmentation de la capacité portante	29
Figure 9. Membrane tendue.....	29
Figure 10. Carte de localisation des sites d'étude	36
Figure 11. Position des nappes de géogrille dans les éprouvettes ALiPn	40
Figure 12. Aperçu de la géogrille Fortrac 65T	43
Figure 13. Principe de l'essai Proctor normal et modifié.....	50
Figure 14. Principe de montage et de chargement des éprouvettes lors de l'essai triaxial	52
Figure 15. Principe de l'essai consolidé drainé (CD) à l'appareil triaxial	53
Figure 16. Principe de l'essai non consolidé non drainé (UU) à l'appareil triaxial	55
Figure 17. Argiles latéritiques superficielles dans les sites de Dibamba, Lendi, Bekoko et Kombé	67
Figure 18. Argiles latéritiques superficielles dans les sites de Mombo, Bapoungue, Bafang et Batié	69
Figure 19. Argiles latéritiques superficielles dans les sites de Sekakouo et Foubot.....	70
Figure 20. Pouzzolanes dans les gisements étudiés	72
Figure 21. Courbes granulométriques des matériaux naturels étudiés.....	74
Figure 22. Courbes granulométriques des argiles latéritiques stabilisées à la pouzzolane	80
Figure 23. Configuration des modèles numériques, conditions aux limites et conditions de chargements.....	94
Figure 24. Maillages typiques d'éléments finis du sol.....	96
Figure 25. Mailles déformées typiques des modèles numériques	99
Figure 26. Déplacements verticaux ponctuels dans un modèle numérique de sol sur 200 mm de hauteur	101

Figure 27. Déplacements verticaux ponctuels dans un modèle numérique de sol sur 350 mm de hauteur.....	102
Figure 28. Histogramme empilé des paramètres géotechniques des argiles latéritiques superficielles étudiées	110
Figure 29. Répartition des échantillons sur les formations géologiques des zones d'étude ..	111
Figure 30. Évolution des paramètres granulométriques et de plasticité.....	115
Figure 31. Évolution des paramètres Proctor	117
Figure 32. Évolution des paramètres de portance	120
Figure 33. Évolution de la résistance à la compression uniaxiale et du module de Young ...	121
Figure 34. Évolution de l'angle de frottement interne et de la cohésion effective.....	121
Figure 35. Évolution des déformations verticales totales	123
Figure 36. Évolution des paramètres de portance de l'argile latéritique superficielle AL1 stabilisée à la pouzzolane et à la géogridde	123
Figure 37. Évolution des paramètres de portance de l'argile latéritique superficielle AL5 stabilisée à la pouzzolane et à la géogridde	124
Figure 38. Évolution des paramètres de portance de l'argile latéritique superficielle AL10 stabilisée à la pouzzolane et à la géogridde	124
Figure 39. Évolution de σ_c et du E de l'argile latéritique superficielle AL1 stabilisée la pouzzolane et à la géogridde	126
Figure 40. Évolution de σ_c et du E de l'argile latéritique superficielle AL5 stabilisée la pouzzolane et à la géogridde	126
Figure 41. Évolution de σ_c et du E de l'argile latéritique superficielle AL10 stabilisée la pouzzolane et à la géogridde	127
Figure 42. Évolution de ϕ' des argiles latéritiques superficielles stabilisées la pouzzolane et à la géogridde.....	129
Figure 43. Évolution de c' des argiles latéritiques superficielles stabilisées la pouzzolane et à la géogridde.....	129
Figure 44. Évolution des déformations axiales au deuxième palier de l'essai triaxial CD des argiles latéritiques superficielles stabilisées la pouzzolane et à la géogridde.....	130
Figure 45. Comportement mécanique des modèles numériques.....	132
Figure 46. Évolution des déplacements verticaux totaux en fonction du nombre de nappe de géogridde (H = 200 mm).....	135
Figure 47. Évolution des déformations verticales totales en fonction du nombre de nappe de	

géogrille (H = 200 mm).....	135
Figure 48. Évolution des déplacements verticaux totaux en fonction des hauteurs des modèles	136
Figure 49. Évolution des déformations verticales totales en fonction des hauteurs des modèles	136
Figure 50. Évolution du déviateur maximal en fonction du renforcement (H = 300 mm)	138
Figure 51. Évolution du module de Young en fonction du renforcement (H = 300 mm).....	138
Figure 52. Évolution du déviateur maximal en fonction des hauteurs des modèles	140
Figure 53. Évolution du module de Young en fonction des hauteurs des modèles	140

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1. Données climatiques moyennes mensuelles des zones d'étude	10
Tableau 2. Fonctions, emplacement et types de renforcement dans les couches non-traitées. 27	
Tableau 3. Localisation des sites de prélèvement des matériaux le long du tronçon routier Douala – Foubot	37
Tableau 4. Formulation des échantillons d'argile latéritique stabilisée à la pouzzolane	40
Tableau 5. Formulation des échantillons d'argile latéritique stabilisée à la pouzzolane et renforcée à la géogridde	41
Tableau 6. Caractéristiques techniques de la géogridde Fortrac 65T	43
Tableau 7. Constitution et codes des éprouvettes soumises aux essais de portance	44
Tableau 8. Constitution et codes des éprouvettes soumises aux essais triaxiaux	45
Tableau 9. Essais géotechniques	47
Tableau 10. Codification des éprouvettes ALPG pour la simulation numérique.....	58
Tableau 11. Codification des éprouvettes en fonction des épaisseurs pour la simulation numérique.....	59
Tableau 12. Localisation et données macroscopiques des argiles latéritiques superficielles étudiées.....	65
Tableau 13. Paramètres granulométriques et de plasticité des matériaux naturels étudiés	74
Tableau 14. Paramètres de compactage des matériaux naturels étudiés	76
Tableau 15. Paramètres mécaniques des argiles latéritiques superficielles étudiées	77
Tableau 16. Classification des matériaux naturels étudiés.....	79
Tableau 17. Paramètres granulométriques et de plasticité des argiles latéritiques superficielles stabilisées à la pouzzolane.....	82
Tableau 18. Paramètres de compactage des argiles latéritiques superficielles stabilisées à la pouzzolane.....	83
Tableau 19. Paramètres mécaniques des argiles latéritiques superficielles stabilisées à la pouzzolane.....	85
Tableau 20. Classification des argiles latéritiques superficielles stabilisées à la pouzzolane..	86
Tableau 21. Paramètres de portance et paramètres mécaniques de l'argile latéritique superficielle AL1 stabilisée à la pouzzolane et à la géogridde	89
Tableau 22. Paramètres de portance et paramètres mécaniques de l'argile latéritique superficielle AL5 stabilisée à la pouzzolane et à la géogridde	90
Tableau 23. Paramètres de portance et mécaniques de l'argile latéritique superficielle AL10	

stabilisée à la pouzzolane et à la géogridle.....	91
Tableau 24. Paramètres géotechniques d'entrée pour la simulation numérique	93
Tableau 25. Valeurs des déviateurs maximaux obtenus de la simulation numérique	97
Tableau 26. Déplacements et déformations verticaux totaux des matériaux en fonction de la hauteur des éprouvettes	104
Tableau 27. Modules d'élasticité obtenus par simulation numérique	106
Tableau 28. Plages de module de Young par rapport la stabilisation des argiles latéritiques superficielles.....	147
Tableau 29. Quelques solutions de chaussée prenant en compte les matériaux ALPG fabriqués	149
Tableau 30. Évaluation financière comparative de la mise en œuvre des matériaux ALPG fabriqués	153

RÉSUMÉ

La stabilisation des argiles latéritiques (AL) à la pouzzolane (PZL) et à la géogridde (G) a été évaluée à travers les techniques de lithostabilisation et de renforcement des sols dans les zones de Douala - Melong et Bafang - Foubot au Cameroun, dans le but d'améliorer l'utilisation des matériaux argileux en construction routière. Les matériaux naturels prélevés et stabilisés ont été l'objet d'essais d'identification et de caractérisation géotechnique. Ces essais ont porté sur les paramètres de nature, de compactage, d'élasticité et de cisaillement. Les argiles latéritiques superficielles étudiées sont des matériaux très épais (1,95 – 7,00 m), fins (TF : 39 – 65 %) et plastiques (IP : 20 – 36 %). Ces argiles latéritiques sont de faible portance (CBR : 11 – 28 %) comparées aux pouzzolanes (CBR : 36 – 41 %). Les argiles latéritiques naturelles sont utilisables en couche de forme tandis que les pouzzolanes sont utilisables en couche de fondation, malgré leurs valeurs de densité sèche maximale faibles (DSM : 1,650 – 1,759). L'ajout des fractions de pouzzolane dans ces argiles latéritiques (ALP) entraîne la diminution de leur plasticité (IP : 36 – 11 %) et de leur cohésion effective (c' : 0,035 – 0,022 MPa), et, une augmentation de la portance (CBR : 11 – 41 %), de la résistance à la compression uniaxiale (σ_c : 0,126 – 0,391 MPa), du module de Young (E : 75,27 – 408,49 MPa) et de l'angle de frottement interne (ϕ' : 23 – 37°). Les matériaux stabilisés à la pouzzolane (ALP) sont utilisables en couche de forme et en couche de fondation. Pour les chaussées de trafics de type T1, ils sont également utilisables en couche de base. Le renforcement de ces matériaux stabilisés à la géogridde (ALPG) s'accompagne d'une augmentation de la portance (CBR : 11 – 63 %), de la résistance à la compression uniaxiale (σ_c : 0,126 – 0,942 MPa), du module de Young (E : 75,27 – 943,28 MPa), de l'angle de frottement interne (ϕ' : 23 – 42°) et de la cohésion effective (c' : 0,035 – 0,112 MPa). Cette augmentation permet de minimiser la déformation de ces matériaux une fois mis en œuvre. Les mélanges ALPG sont utilisables en couche de fondation et en couche de base pour les chaussées des trafics de types T1 à T3. L'analyse numérique de la modélisation du comportement des matériaux ALPG montre que l'utilisation de ces derniers en couches de chaussée à des épaisseurs supérieures à celle des éprouvettes n'est pas perturbée, bien que cette variation d'épaisseur ait entraîné une légère baisse des paramètres mécaniques. L'analyse économique confirme que les matériaux ALPG sont viables dans un cadre naturel défavorable aux matériaux usuels. Leur mise en œuvre dans les zones d'étude est moins onéreuse que celle des matériaux naturels que sont les graveleux latéritiques et les concassés de roches.

Mots clés : Cameroun, Argiles latéritiques, Pouzzolane, Géogridde, Propriétés mécaniques, Couches de chaussée.

ABSTRACT

The stabilisation of lateritic clays (AL) with pozzolana (PZL) and geogrid (G) was evaluated through lithostabilisation and soil reinforcement techniques in the Douala - Melong and Bafang - Foumbot areas in Cameroon, with the aim of improving the use of clay materials in road construction. The natural materials collected and stabilised were submitted to identification and geotechnical characterisation tests. These tests focused on nature, compaction, elasticity and shear parameters. The studied superficial lateritic clays are very thick (1.95 - 7.00 m), fine (TF: 39 - 65 %) and plastic (IP: 20 - 36 %) materials. These lateritic clays are of low bearing capacity (CBR: 11 - 28 %) compared to pozzolans (CBR: 36 - 41 %). Natural lateritic clays are suitable for use as sub-base, whereas pozzolans are suitable for use as sub-base, despite their low maximum dry density values (DSM: 1.650 - 1.759). The addition of pozzolana fractions to these lateritic clays (ALP) results in a decrease in their plasticity (IP: 36 - 11 %) and effective cohesion (c' : 0.035 - 0.022 MPa), and, an increase in CBR bearing capacity (11 - 41%), uniaxial compressive strength (σ_c : 0.126 - 0.391 MPa), Young's modulus (E: 75.27 - 408.49 MPa) and internal friction angle (ϕ' : 23 - 37°). Pozzolana stabilised materials (ALP) can be used for sub-base and base courses. For T1 traffic pavements, they can also be used as a base course. The reinforcement of these geogrid-stabilised materials (ALPG) is accompanied by an increase in CBR bearing capacity (11 - 63%), uniaxial compressive strength (σ_c : 0.126 - 0.942 MPa), Young's modulus (E: 75.27 - 943.28 MPa), angle of internal friction (ϕ' : 23 - 42°) and effective cohesion (c' : 0.035 - 0.112 MPa). This increase allows the deformation of these materials to be minimised once they have been implemented. ALPG mixes can be used as a sub-base and base course for pavements with traffic levels T1 to T3. Numerical analysis of the modelling of the behaviour of ALPG materials shows that the use of ALPG materials in pavement layers at thicknesses greater than that of the specimens is not disturbed, although this variation in thickness has led to a slight decrease in mechanical parameters. The economic analysis confirms that ALPG materials are viable in a natural setting unfavourable to conventional materials. Their implementation in the study area is less expensive than that of natural materials such as lateritic gravel and rock crushed stone.

Keywords: Cameroon, Lateritic clays, Pozzolana, Geogrid, Mechanical properties, Pavement courses.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

La présence des matériaux de qualité médiocre dans l'environnement immédiat des projets routiers peut les rendre financièrement irréalisables (Nathalie *et al.*, 2014). Cette situation est due aux coûts supplémentaires liés aux énormes incidences de transport pour la mise en dépôt des matériaux médiocres et l'approvisionnement des matériaux de meilleure qualité (Frempong et Tsidzi, 1999 ; Nathalie *et al.*, 2014). Pour des raisons d'efficacité économique, la nécessité d'utiliser des sols aux propriétés médiocres dans le génie civil n'a fait que croître ces dernières décennies (Combarieu, 1990). Afin de rendre utilisables au maximum les matériaux de l'environnement du projet, quelles que soient leurs caractéristiques de base, il est important de se tourner résolument vers les techniques innovantes d'amélioration et de renforcement des sols (Combarieu, 1988). C'est ainsi que les techniques de construction routière évoluent vers des formules d'amélioration et, notamment, les techniques de stabilisation des matériaux naturels (Tockol, 1993 ; Ali *et al.*, 2016). En zone tropicale, de nombreux travaux ont été effectués sur la stabilisation des sols latéritiques développés sur roches mères diverses (Frempong, 1995 ; Millogo *et al.*, 2012 ; Ndiaye *et al.*, 2013 ; Issiakou *et al.*, 2015 ; Amadi et Okeiyi, 2017 ; Hyoumbi *et al.*, 2018 ; Ahouet *et al.*, 2018 ; Niangoran *et al.*, 2020 ; Ngo'o Ze, 2020). Plusieurs de ces travaux ont développé de nombreuses méthodes d'amélioration, parmi lesquelles, la lithostabilisation qui est en plein essor dans plusieurs pays tropicaux. Cette méthode consiste à ajouter des portions d'un géomatériau granulaire de caractéristiques meilleures dans un sol aux caractéristiques physico-mécaniques moindres (Lompo, 1980). Tous ces travaux ont utilisé les granulats des carrières de roches massives et des sables comme matériau d'amélioration. L'utilisation des pouzzolanes naturelles, matériaux rencontrés dans les zones volcaniques, dans la lithostabilisation reste très peu explorée (Al-Swaidani *et al.*, 2016). Les matériaux améliorés présentent souvent un déficit mécanique pouvant être comblé par un renforcement (Bougueroua et Ait Mokhtar, 2013 ; Denies *et al.*, 2017).

Le développement industriel a entraîné une expansion de l'utilisation des géosynthétiques comme technique innovante de renforcement des sols (Combarieu, 1988 ; Tensar, 1998 ; Perkins, 1999). Le principe de ces techniques repose sur la mobilisation des efforts de traction induits dans le sol par les chargements extérieurs (Hussein et Ahmad, 2021). Il ressort des travaux ayant été effectués que l'apport des matériaux géosynthétiques a un effet significatif sur la résistance au cisaillement des sols ainsi que sur leurs caractéristiques mécaniques (Gray et Ohashi, 1983 ; Gray et Al-Refeai, 1986 ; Coulet *et al.*, 1987). L'utilisation des géotextiles et des géogrilles dans le renforcement des sols est la solution à une gamme très

variée de problèmes géotechniques, due d'une part, à leur facilité de mise en œuvre et, d'autre part à leur faible coût, comparativement à des solutions plus conventionnelles (Gray et Ohashi 1983 ; Gray et Al-Refeai, 1986 ; Coulet *et al.*, 1987). De nombreux travaux de recherche préconisent de plus en plus le renforcement des sols à l'aide des géosynthétiques telles que les géogrilles, notamment en construction routière dans plusieurs pays (Giroud et Noiray, 1981 ; Schlosser *et al.*, 1984 ; Perkins et Ismeik, 1997 ; Maxwell *et al.*, 2005 ; Huckert, 2014 ; Denies *et al.*, 2017 ; Ibrahim *et al.*, 2017 ; Hussein et Ahmad, 2021). Il devient donc avantageux de traiter ou de revaloriser des matériaux naturels aux faibles caractéristiques physiques et mécaniques par des techniques appropriées et innovantes (Issiakou *et al.*, 2015). Entrevoir un développement des infrastructures dans un pays sans utilisation des techniques innovantes d'amélioration et de renforcement des sols devient presque impossible (Villard et Briançon, 2018).

Les sols rencontrés dans les régions du Littoral et de l'Ouest Cameroun sont en majorité constitués d'argiles latéritiques parfois, d'argiles sableuses et de matériaux volcaniques tels que les pouzzolanes (Zogning, 1987 ; Tsayem, 1995). Les matériaux argileux latéritiques présentent des caractéristiques géotechniques médiocres et, les pouzzolanes, des caractéristiques mécaniques limitées, pour une utilisation en construction routière comme couches de chaussée (CEBTP, 1984 ; Sakr *et al.*, 2009 ; Al-Swaidani *et al.*, 2016). Les argiles présentent généralement des propriétés géotechniques médiocres telles qu'une faible portance, une forte compressibilité et une grande affinité avec de l'eau (Sakr *et al.*, 2009 ; Al-Swaidani *et al.*, 2016). L'amélioration de leurs caractéristiques apparaît donc nécessaire avant toute utilisation en géotechnique routière. Bien que les sols latéritiques et en majorité les graveleux latéritiques du Cameroun aient été l'objet de nombreuses études géotechniques (Ekodeck, 1984 ; Hieng, 2003 ; Leumbe Leumbe *et al.*, 2005 ; Onana, 2010 ; Balla *et al.*, 2013 ; Hyoumbi *et al.*, 2018 ; Nyemb Bayamack *et al.*, 2019), très peu d'études ont été consacrées non seulement aux argiles latéritiques et, de plus, à la stabilisation à la pouzzolane et à la géogrille de ces matériaux latéritiques fins (Lobe Bille *et al.*, 2022).

La présente étude a pour objectif principal d'évaluer le comportement géotechnique et mécanique des argiles latéritiques développées sur roches mères diverses à l'état naturel et, après stabilisation, à la pouzzolane et renforcement à la géogrille, en vue de leur utilisation en construction routière. L'atteinte de cet objectif principal passe par les objectifs spécifiques suivants :

- décrire les sols argileux latéritiques, les pouzzolanes et la géogrille entrants dans la

formulation des matériaux stabilisé ;

- déterminer les paramètres géotechniques et mécaniques des matériaux naturels et stabilisés ;
- réaliser une analyse numérique du comportement mécanique des matériaux renforcés ;
- évaluer les performances des matériaux étudiés en construction routière et poser les bases de l'exploitation des matériaux innovants fabriqués ;
- examiner l'approche économique de l'utilisation des matériaux stabilisés dans le contexte des zones d'étude.

La présente thèse comprend, après l'introduction générale, quatre chapitres :

- le premier chapitre est consacré au traitement des généralités sur le cadre naturel de l'étude et sur les travaux antérieurs complémentaires à ceux en cours de réalisation ;
- le second chapitre est porté sur la description des matériels et des méthodes mise en œuvre ;
- le troisième chapitre est axé sur la présentation des résultats obtenus ;
- le quatrième chapitre est dévolu à l'interprétation et à la discussion des principaux faits d'observation et d'analyse.

Elle s'achève par une conclusion générale et des perspectives.

CHAPITRE I. GÉNÉRALITÉS

Introduction

Les paramètres climatiques et géomorphologiques influencent fortement la qualité des matériaux de construction routière rencontrés dans un milieu. Le début du présent chapitre est consacré aux cadres géographique et géologique, à travers la présentation des données climatologiques, phytogéographiques, géomorphologiques et géologiques des zones d'étude. Sa finale est dévolue à une revue de littérature des travaux antérieurs sur les argiles latéritiques, les pouzzolanes, la lithostabilisation et les géosynthétiques, complémentaires à ceux en cours de réalisation.

I.1. Aperçu géographique

I.1.1. Localisation géographique

Les zones d'étude se situent dans le domaine subsaharien au Cameroun. Elles sont matérialisables par les localités qui côtoient les routes nationales N3, N5, N4 et N6, sur les sections allant de Douala à Melong et de Bafang à Foumbot, passant par Mbanga, Nkongsamba et Bafoussam. Elles chevauchent sept départements, dont deux dans la région du Littoral (Wouri et Mounjo) et cinq dans la région de l'Ouest (Haut-Nkam, Hauts Plateaux, Koung-Khi, Mifi et Noun). Ces zones s'étendent entre 3°56' et 5°32' de latitude Nord et, entre 9°25' et 10°37' de longitude Est (Fig. 1).

I.1.2. Géomorphologie

I.1.2.1. Orographie

Les zones d'étude s'intègrent dans un paysage de basses, moyennes et hautes altitudes, à fortes potentialités agricoles. On y distingue : les basses terres (plaines et bas-fonds) plus ou moins marécageuses, les vallées étroites et abondantes, et les collines aux pentes plus ou moins raides (Fig. 2). D'après certains travaux sur la géomorphologie du Cameroun, les zones d'étude traversent partiellement deux grands ensembles géomorphologiques : la plaine côtière et les hautes terres de l'Ouest (Morin, 1989). Dans l'ensemble géomorphologique des hautes terres de l'Ouest, seuls les plateaux Bamiléké et Bamoun sont inclus dans les zones d'étude (Tsayem, 1995).

I.1.2.2. Hydrographie

Les zones d'étude sont disséquées par un réseau hydrographique dendritique caractérisé par l'existence de cours d'eau majeurs appartenant aux bassins des fleuves côtiers (Wouri, Nkam et Mounjo) et à celui de la Sanaga (Mifi et Noun) (Fig. 2 ; Olivry, 1986). Le Mounjo et

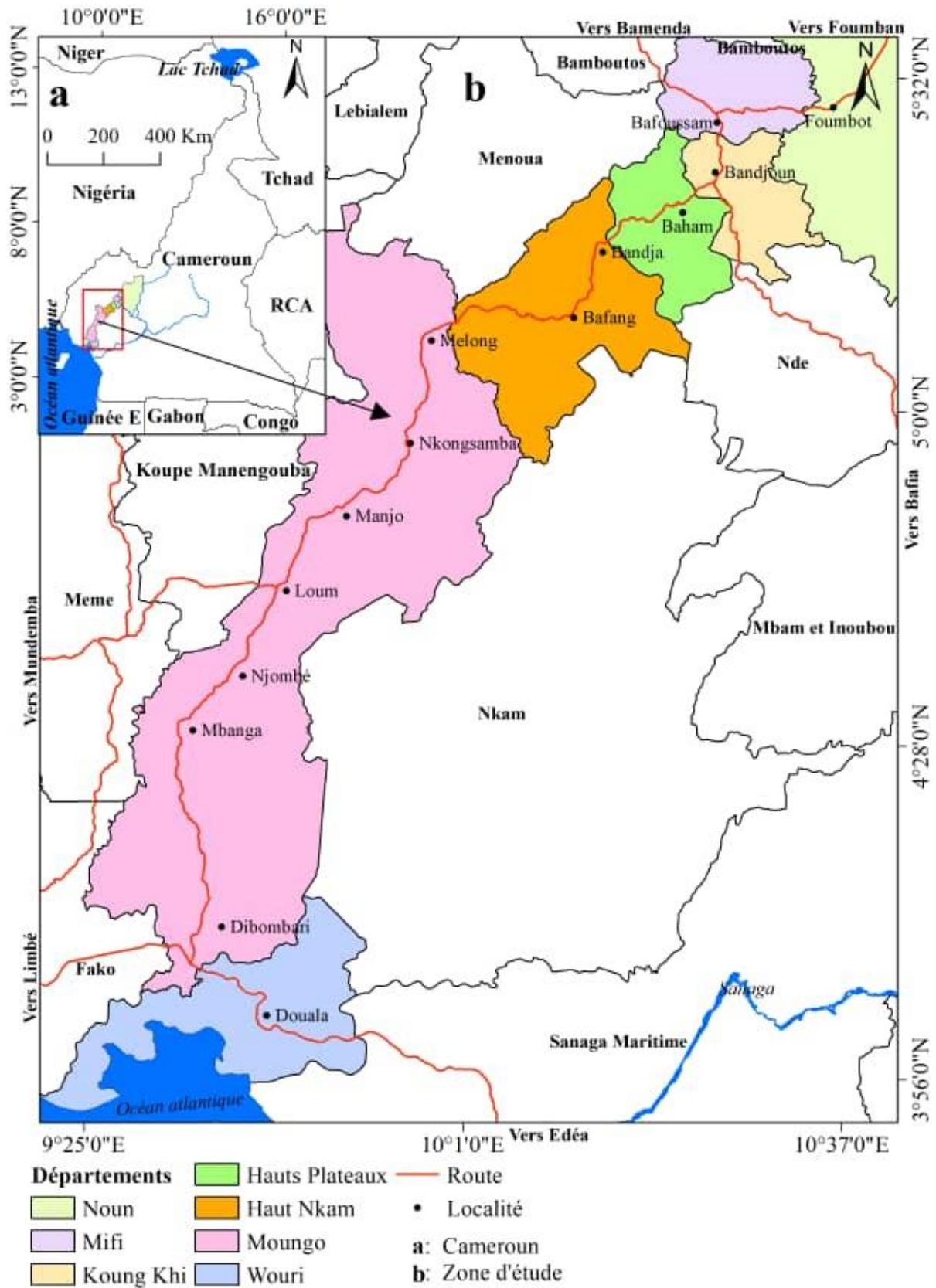


Figure 1. Carte de localisation des zones d'étude
(Carte topographique de l'INC-Cameroun, au 1/50 000)

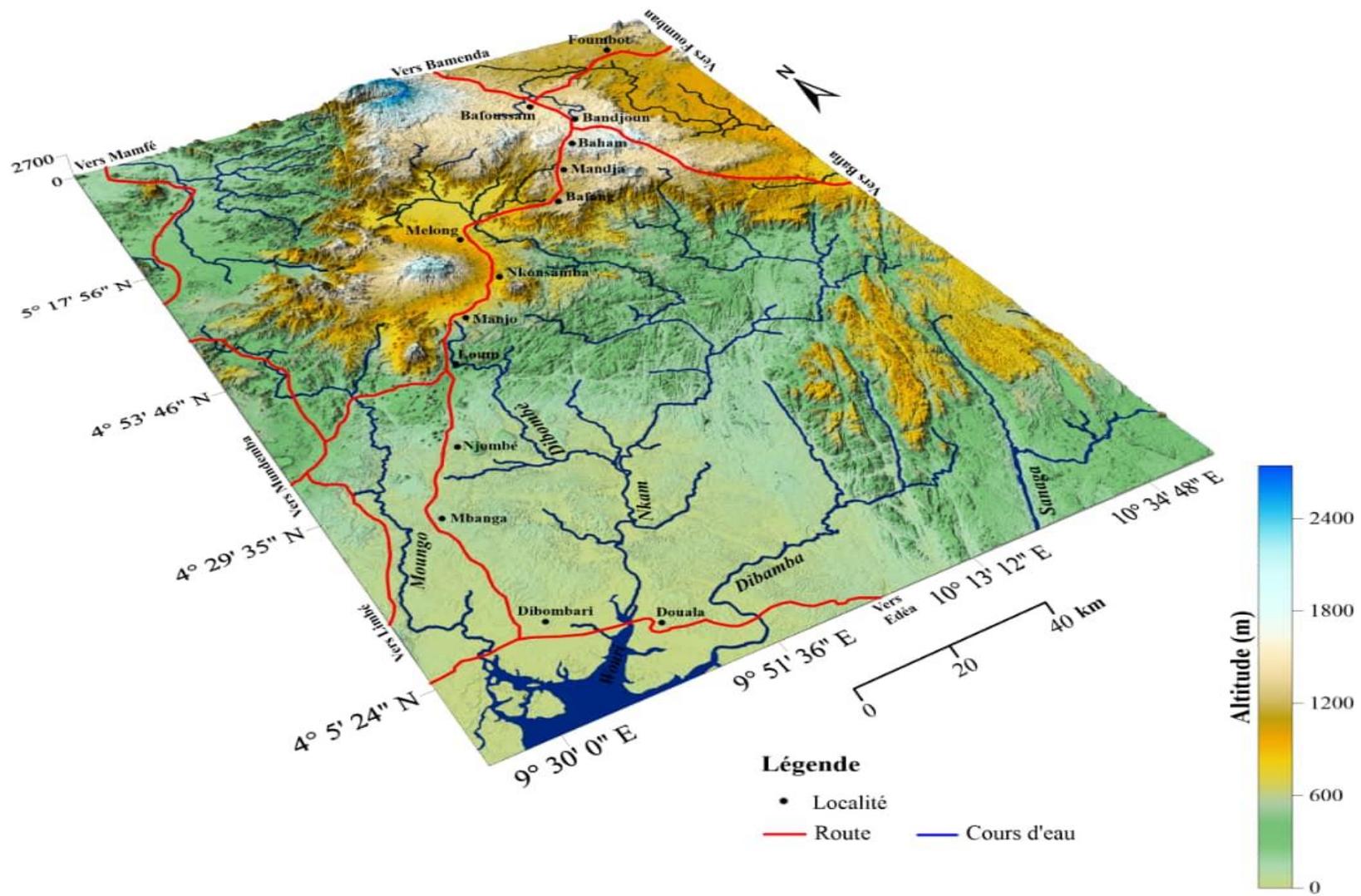


Figure 2. Bloc-diagramme géomorphologique des zones d'étude
(Image SRTM)

le Nkam sont alimentés par de nombreux petits cours d'eau et ruisseaux. Ils rejoignent le Wouri par ses mangroves, respectivement à l'Ouest et à l'Est (Olivry, 1986). La Mifi et le Noun sont deux collecteurs alimentés par de petits cours d'eau et ruisseaux qui prennent leur source au pied des monts Bamboutos (Olivry, 1986).

L'activité volcanique dans les zones d'étude a apporté des particularités dans son hydrographie. C'est ainsi qu'on y rencontre :

- de nombreuses chutes qui coupent le cours des rivières au niveau des fronts de coulées tant basaltiques que trachytiques ;
- de nombreux rapides sont imputables aux barrages de coulées basaltiques, qui ont provoqué des différences de niveau entre les parties amont et aval. En amont de ces rapides, les barrages naturels ont amené la formation de vastes marécages ;
- deux lacs de barrages volcaniques sont observés dans la région de Foubot (Monoun et Paponoun) ;
- deux lacs de cratère jumeaux sont signalés au sommet du mont Manengouba à plus de 2000 m d'altitude.

I.1.3. Climat

Les données climatologiques des zones d'étude sont présentées par le site web Climate-data.org (<https://fr.climate-data.org/>). Ces zones sont couvertes par deux types de climat qui dépendent de l'appartenance aux zones géomorphologiques (Djoufack-Manetsa, 2011).

Dans la zone des basses terres côtières, le climat est de type équatorial toute l'année (Djoufack-Manetsa, 2011). Le minimum des pluies se situe en janvier et la forte pluviosité est obtenue entre juillet et octobre, avec un pic en octobre, pour une quantité de pluies qui atteint 4300 mm par an (Djoufack-Manetsa, 2011).

Par contre, dans la zone des hautes terres de l'Ouest, le climat est de type subéquatorial modifié par l'altitude, ou pseudo-tropical (Djoufack-Manetsa, 2011). Les températures moyennes avoisinent 21°C et la pluviométrie est assez importante (2107 mm). La saison des pluies dure de mars à octobre.

Les diagrammes ombrothermiques de Bagnouls et Gaussen (1957) établis à partir des données pluviométriques et thermiques (Tab. 1), permettent de distinguer globalement deux saisons dans l'année pour les localités des basses terres côtières (Fig. 3), de même que pour celles des hautes terres de l'Ouest (Fig. 4) :

- une courte saison sèche de décembre à février ;

Tableau 1. Données climatiques moyennes mensuelles des zones d'étude

Mois	Zone	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Moy	Total
P(mm)	BTC	77	110	247	316	324	319	373	376	368	393	262	101		3265
	HTO	14	32	112	209	235	234	288	308	292	267	98	17		2107
T°C	BTC	24,9	25,2	25,0	24,7	24,3	23,4	22,8	22,7	23,0	23,4	23,9	24,5	24,0	
	HTO	22,7	23,4	22,9	21,8	20,9	20,0	19,4	19,4	19,6	19,8	20,7	21,6	21,0	

P(mm) : Précipitations en mm ; *T°C* : Température en °C, *BTC* : Basses Terres Côtières ; *HTO* : Hautes Terres de l'Ouest

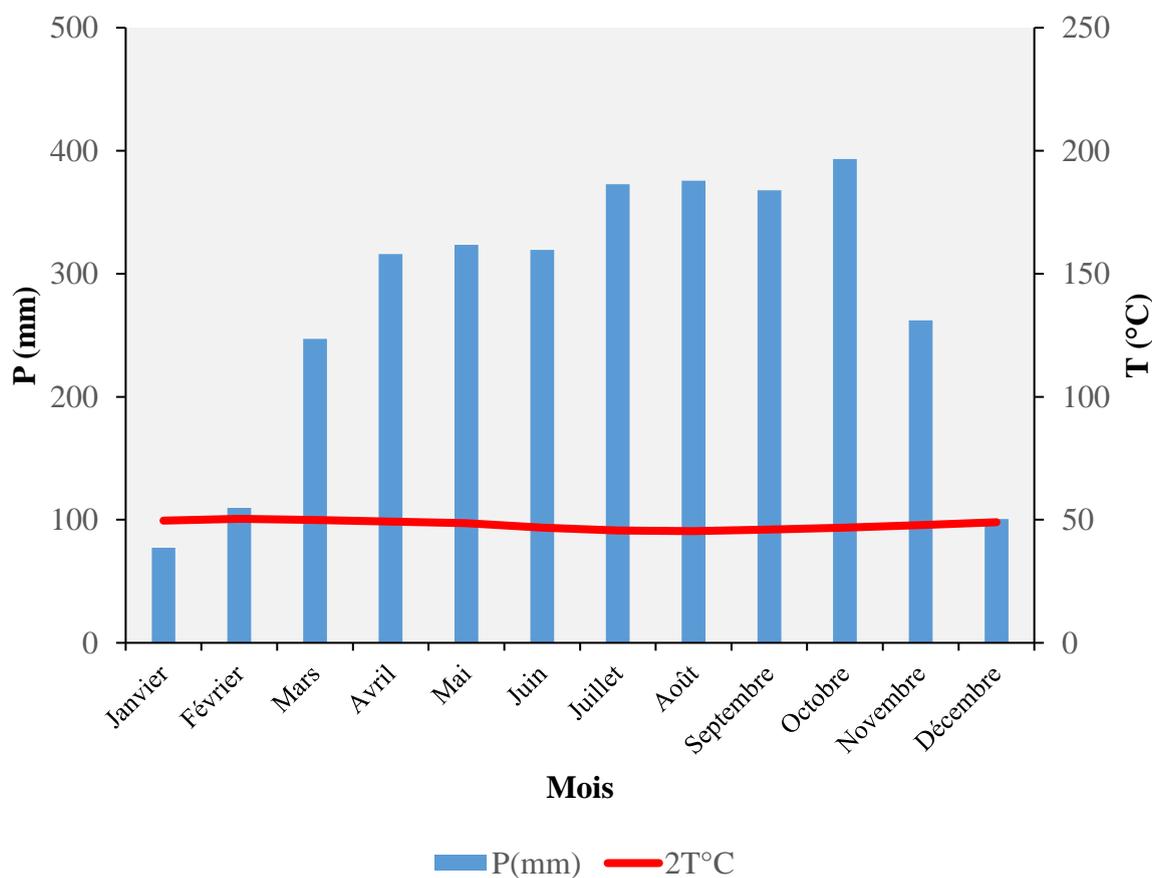


Figure 3. Diagramme ombrothermique de Bagnouls et Gaussen (1957) appliqué aux données des localités dans la zone des BTC pour la période 1960 – 2021

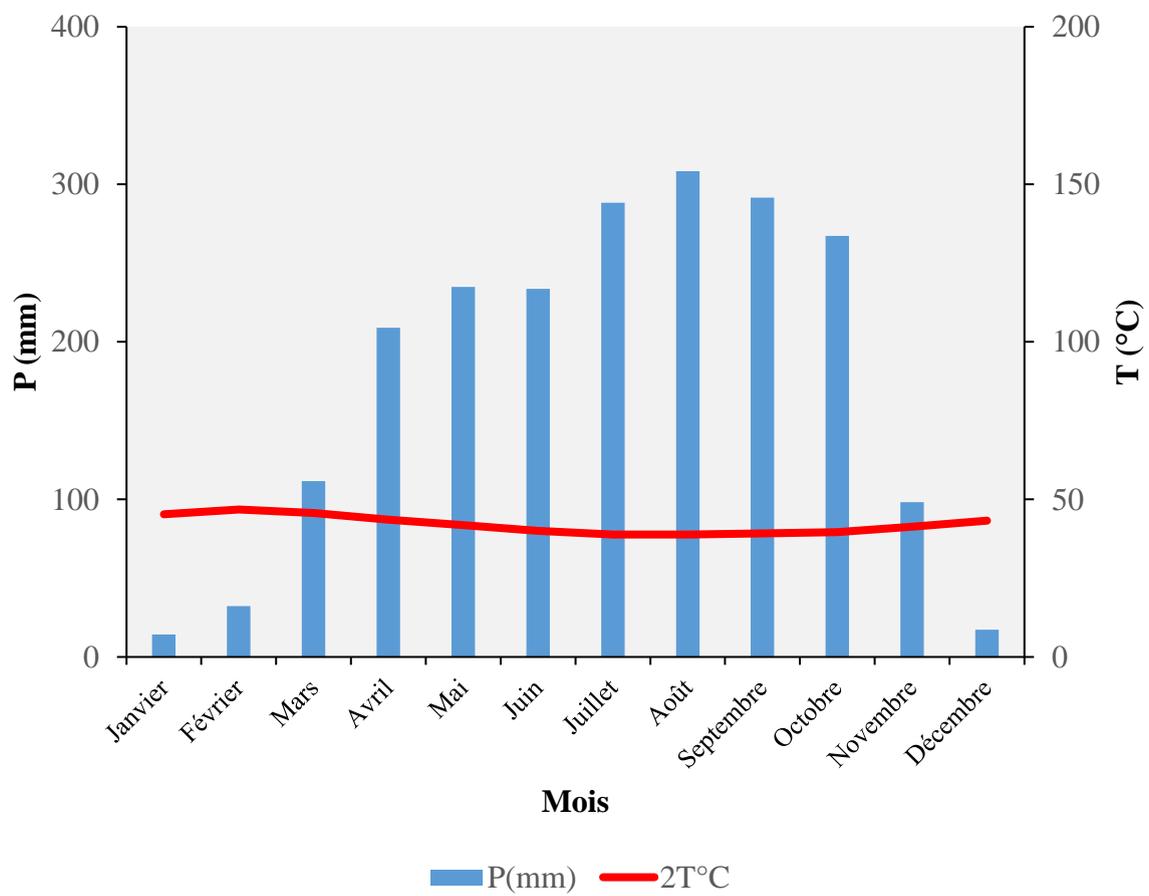


Figure 4. Diagramme ombrothermique de Bagnouls et Gausson (1957) appliqué aux données des localités de la zone des HTO pour la période 1960 – 2021

- une longue saison humide de mars à novembre.

I.1.4. Géographie humaine et économique

Les zones d'étude traversent les localités aux potentiels humain et économique très variés. De Douala à Foubot, l'on rencontre des localités urbaines et rurales, où vivent des populations qui mènent des activités économiques, agricoles et sociales très diversifiées. La zone de Douala est le plus grand centre d'affaires et le siège de plusieurs grandes entreprises. A côté du secteur formel, les populations de cette métropole vivent de petits métiers, du petit commerce, du tourisme et de la pêche (MINPAT,1996). Dans le département du Moungo, l'activité principale est l'agriculture (Elong, 2003). On note la présence des sociétés agroindustrielles qui exploitent de vastes plantations de produits vivriers et maraîchers (Elong, 2003). Le secteur informel est prédominant avec les métiers liés à l'agriculture, le petit commerce, l'élevage, la pêche et les produits des carrières (MINPAT,1996). Compte tenu de son paysage exceptionnel, les activités touristiques y sont également. Dans la région de l'Ouest, les Bamiléké et les Bamoun sont surtout des commerçants et des agriculteurs.

I.2. Géologie

I.2.1. Formations sédimentaires

Les formations sédimentaires observées sont celles des bassins sédimentaires de Douala et de la plaine des Mbo (Fig. 5). Le bassin de Douala fait partie du bassin sédimentaire de Douala-Kribi-Campo qui est le plus grand bassin côtier du Cameroun (Njiké Ngaha, 2004). Le bassin de la plaine des Mbo, situé entre les massifs du Manengouba et le plateau Bamiléké, est constitué d'une grande épaisseur d'alluvions favorisée par un drainage conditionné par un barrage volcanique.

Dans les zones d'étude, les formations du bassin de Douala s'étendent de Douala à Mbanga et sont constituées d'alluvions, d'argiles, de sables, de grès, et de séries gréseuses (Fig. 5). Elles représentent une grande épaisseur de sédiments continentaux et marins déposés à partir du Pliocène sur un socle de roches métamorphiques abaissé d'environ 3500 m (Njiké Ngaha, 2004). Les formations du bassin de Douala ont été mises en place en trois étapes lithologiques (Segalen, 1995 ; Njiké Ngaha, 2004 ; Manga, 2008). Du haut en bas, on note les sédiments du Quaternaire, du Tertiaire et du Secondaire. Les sédiments du Quaternaire forment une unité non consolidée de sables, de silts et d'argiles d'environ 30 m d'épaisseur. Ils représentent la formation du Wouri, mise en place au Plie-pléistocène. Les sédiments du Tertiaire

constituent les formations de Matanda, de Souellaba et de Nkapa. Elles sont composées de sables et d'argiles datant du Miocène et de l'Oligocène, respectivement pour Matanda et Souellaba ; et datant de l'Eocène et du Paléocène, pour Nkapa. Dans les sédiments du Secondaire, on trouve les formations de Logbaba et de Mundeck. La formation de Logbaba est constituée de sables, de grès, de marno-calcaires et d'argiles, datant du Cénomaniens. La formation de Mundeck est constituée de grès datant de l'Albo-Aptien.

I.2.2. Formations métamorphiques

Les formations métamorphiques des zones d'étude sont les anatexites à biotite et les gneiss (Fig. 5). Les anatexites à biotite forment le socle de Loum à Bafang du côté Ouest de Nkongsamba. Les gneiss constituent une partie du socle de Nloé, de Melong à Bandja du côté Est de Bafang, et de Bafoussam à Foubot. Ces roches datent du Panafricain et appartiennent à la zone mobile d'Afrique centrale encore appelée Chaîne Panafricaine Nord-Equatoriale (CPNE) (Nzenti, 1987).

I.2.3. Formations plutoniques

Les formations plutoniques des zones d'étude font partie des plutons panafricains de l'Ouest Cameroun (Njiékak *et al.*, 2008 ; Kwékam *et al.*, 2013 ; Nono *et al.*, 2009 ; Mosoh Bambi *et al.*, 2013 ; Embui *et al.*, 2019). Le long de l'axe routier Douala - Foubot, les formations plutoniques rencontrées sont des granitoïdes que constituent : les granites d'Ekomédon du côté Est de Penja, Loum, et Manjo, les syénites des monts Koupé et Nlonako, à Nloé et à Eboné, les microgranites de Ngondo à la limite de Manjo avec le département du Nkam, les norites ou gabbros de Kekem et les granites de Bandja (Fig. 5).

I.2.4. Formations volcaniques

Les formations volcaniques des zones d'étude appartiennent essentiellement à la Ligne Volcanique du Cameroun (LVC). Cette ligne est une mégastucture volcano-tectonique intraplaque d'orientation générale N30E qui s'étend à la fois en domaine océanique et en domaine continental, sur une distance de 1600 km de long avec une largeur de 100 km environ (Temdjim, 2005).

Les formations volcaniques rencontrées se regroupent en trois séries : la série noire supérieure, la série blanche moyenne et la série noire inférieure (Fig. 5) :

- la série noire supérieure mise, en place au Quaternaire, est constituée d'une part de

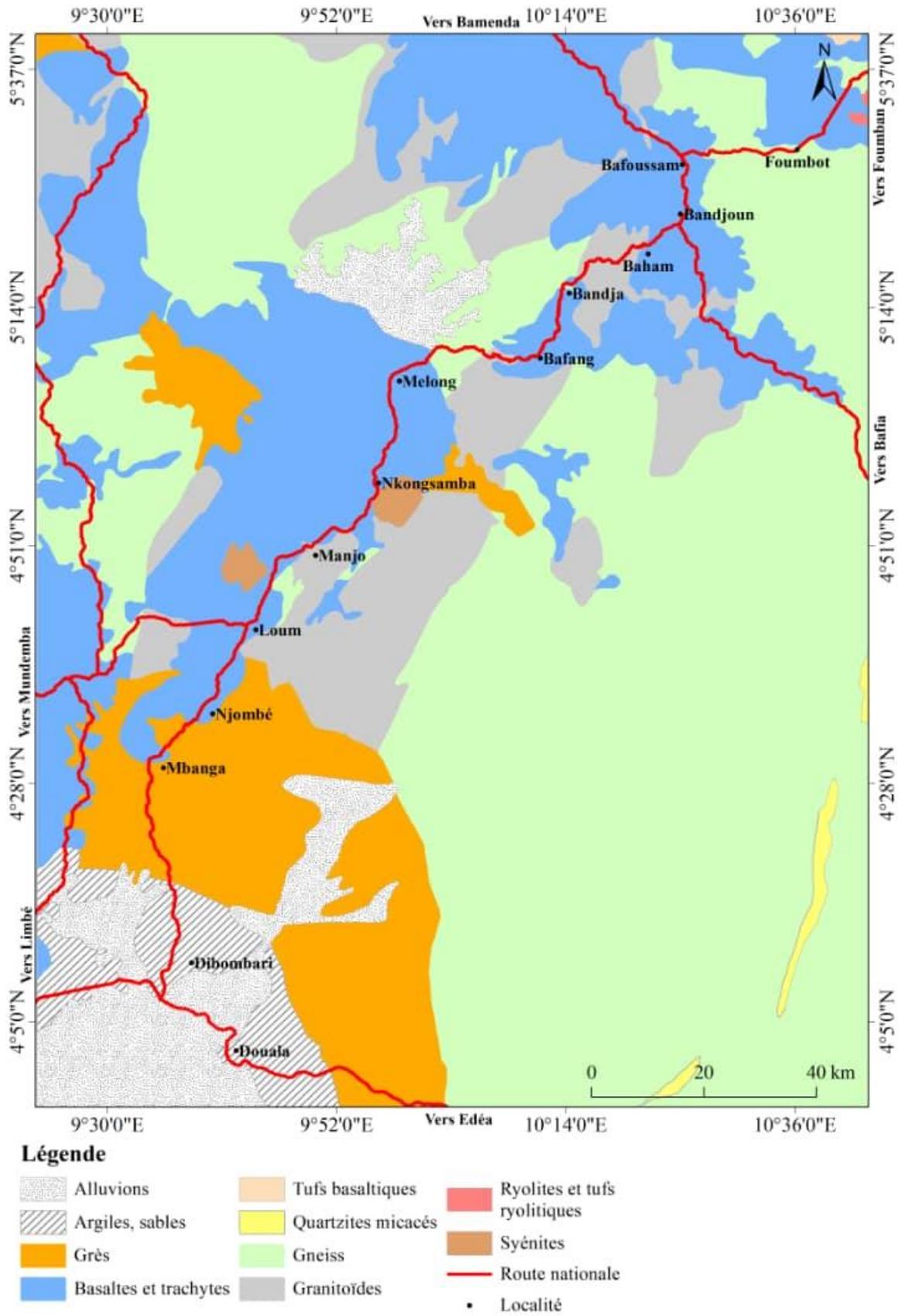


Figure 5. Carte géologique des zones d'étude (Vicat, 1998)

basaltes de Mbanga à Manjo et Melong et, d'autre part, de cendres et de lapillis de Mombo à Melong et Foumbot ;

- la série blanche moyenne, mise en place au Tertiaire est constituée de tufs basaltiques, de trachytes, de rhyolites et de tufs rhyolitiques ;
- la série noire inférieure, mise en place au Tertiaire également, est constituée de basaltes et d'andésites porphyriques de Nkongsamba, de basaltes aphyriques de Bafang, Baham et Foumbot.

I.2.5. Sols

Les zones d'étude comportent divers types de sols. Ces sols se sont développés d'une part sur le socle rocheux et, d'autre part, sur les laves de la LVC. Ainsi, on peut distinguer les sols ferrallitiques, les sols bruns eutrophes, les sols minéraux bruts, les sols alluviaux, les sols hydromorphes et les andosols (Tsozue *et al.*, 2016).

I.2.5.1. Sols ferrallitiques

Les sols ferrallitiques se rencontrent facilement sur les socles granito-gneissiques. Ils comprennent les sols indurés ou cuirassés, les sols remaniés à pseudo-sables et sols ferrallitiques humifères d'altitude (Tsayem, 1995). Ces sols ferrallitiques se développent également sur basaltes, trachytes et autres roches volcaniques (Leumbe Leumbe *et al.*, 2005). Les sols ferrallitiques sont les plus répandus dans les zones d'étude. Ils sont généralement très profonds, plus de 15 m d'épaisseur, de couleur brun-foncé ou rouge, composés en majorité de Fe_2O_3 et de Al_2O_3 (Hieng, 2003). La kaolinite et la gibbsite sont abondantes dans ces sols (Tsayem, 1995). Les teneurs en matière organique sont inférieures à 6 % (Leumbe Leumbe *et al.*, 2005).

I.2.5.2. Sols bruns eutrophes

Les sols bruns eutrophes sont des sols très fertiles car possédant de bonnes teneurs en matières organiques et des réserves minérales élevées (Diome *et al.*, 2008). Dans les zones d'étude, on les rencontre le long de la route nationale N°5, entre Njombé et Melong. Les propriétés physiques et chimiques de ces sols leur permettent de supporter toute culture (Diome *et al.*, 2008).

I.2.5.3. Sols alluviaux

Les sols alluviaux présentent une couleur variant du brun au noir. Ils sont perméables, à texture limono-sableuse et à structure polyédrique (Lavoie *et al.*, 2006). Leur perméabilité,

combinée à la topographie, favorise le stockage des réserves hydriques faibles permettant la pratique de l'agriculture. Dans les zones d'étude, ces sols sont rencontrés dans les basses terres du Wouri, dans la plaine des Mbos après Melong, et dans la vallée du Noun.

I.2.5.4. Sols hydromorphes

Les sols hydromorphes sont rencontrés le long des principaux cours d'eau, où l'absence du drainage favorise la stagnation, dans les vallées ou bas-fonds (Vallerie, 1995). Ils se trouvent dans les zones marécageuses, où la pratique de l'agriculture est généralement compliquée en saison de pluie, à cause de l'excès d'eau (Vallerie, 1995). Par contre durant, la saison sèche, ces sols sont très sollicités du fait de leur fertilité et de la présence d'eau (Vallerie, 1995). Ils sont encore appelés sols hydromorphes à gleys et/ou pseudogleys, très riches en matière organique (Diome *et al.*, 2008).

I.2.5.5. Sols minéraux bruts

Les sols minéraux bruts se rencontrent diversement dans les zones d'étude. Ils sont présents à quelques endroits dans la zone du Mounjo et abondants dans la région de l'Ouest (Tsayem, 1995). Ils ne sont pas propices à la culture à cause de leur perméabilité, malgré leur richesse organique élevée (Diome *et al.*, 2008). Les sols minéraux bruts sont très souvent exposés à l'érosion accélérée (Tsayem, 1995).

I.2.5.6. Andosols.

Les andosols sont des sols noirs ou gris, très poreux, peu denses, très riches en matière organique, et très pauvres en bases (Quantin, 1995). Ils proviennent de l'altération des roches volcaniques récentes et renferment principalement l'allophane, la gibbsite, la kaolinite et la magnétite (Tsozué *et al.*, 2016). Ils sont très fertiles mais peu étendus (Quantin, 1995). Dans les zones d'étude, on rencontre les andosols à 2000 m d'altitude, et particulièrement, dans les hauts plateaux et le plateau Bamoun (Tsozué *et al.*, 2016).

I.3. Travaux antérieurs sur les argiles latéritiques et les pouzzolanes des zones d'étude

I.3.1. Argiles latéritiques superficielles

I.3.1.1. Définitions

Du point de vue géotechnique, les argiles représentent la fraction fine d'un sol dont les particules sont de taille inférieure à 4μ (Plumelle *et al.*, 2017). Elles sont issues de l'altération

des roches siliceuses grâce aux agents physicochimiques (Flavigny, 2019). Sur le plan chimique, les argiles sont des minéraux phyllosilicates de la taille de quelques microns. De la taille des minéraux argileux, l'analogie entre les définitions géotechnique et chimique des argiles peut être établie (Plumelle *et al.*, 2017). Elles sont constituées de silicium (Si), d'aluminium (Al^{3+}) et d'hydroxyle (OH^-) organisés en couches qui s'empilent en feuillets (Flavigny, 2019). Ces feuillets sont formés de cristaux en arrangements octaédriques ou tétraédriques, avec des vides inter-foliaires capables d'abriter des cations hydratés (Kantone et Liechtenstein, 2016).

Les sols sont généralement constitués de particules d'argiles, de fragments de roches et de la matière organique. La teneur d'argile et le pourcentage de particules fines sont les paramètres qui permettent de déclarer qu'un sol est argileux sur le plan géotechnique. La teneur d'argile est mesurée par le test au bleu de méthylène (AFNOR, 1998), ou par la détermination des limites d'Atterberg (AFNOR, 1993). Alors que le pourcentage des particules fines est déterminé par l'analyse granulométrique (AFNOR, 1996). Selon les classifications géotechniques des sols, il est possible, en utilisant les paramètres suscités de qualifier un sol d'argile. Il faudra que ce sol soit constitué de plus de 35 % de particules fines ($< 0,08$ mm) et qu'il ait une argilosité évaluée à une valeur du bleu du sol (VBS) supérieure à 2,5 et un indice de plasticité (IP) supérieur à 12 % (LCPC, 2000). Telles sont les conditions qui ont permis de sélectionner les argiles latéritiques de la présente étude.

I.3.1.2. Caractéristiques géotechniques des argiles latéritiques

Les argiles latéritiques présentent des nuances diverses en fonction de l'influence de leur environnement, qui participe à la définition de leur texture et de leur couleur (Hieng, 2003). Les argiles latéritiques rencontrées dans les zones d'étude sont jaunâtres, rougeâtres, et rouges sombres (Zogning, 1987 ; Hieng, 2003 ; Ndome Effoudou Priso, 2010 ; Aboubakar *et al.*, 2013 ; Anonyme, 2015 ; Hyoumbi *et al.*, 2018 ; Anonyme, 2019a). Tout comme pour la couleur, ces matériaux présentent des paramètres géotechniques très variés. Les valeurs de teneur en fines sont comprises entre 40 et 98 % (ISTED, 1987 ; Hieng, 2003 ; Ndome Effoudou Priso, 2010 ; Aboubakar *et al.*, 2013 ; Hyoumbi *et al.*, 2018 ; Anonyme, 2019a). Celles d'indice de plasticité sont comprises entre 16 et 50 % (ISTED, 1987 ; Hieng, 2003 ; Ndome Effoudou Priso, 2010 ; Aboubakar *et al.*, 2013 ; Anonyme, 2019a). Les paramètres Proctor présentent des valeurs de densité sèche maximale comprises entre 1,5 et 1,8 ; et des teneurs en eau à l'optimum Proctor modifié comprises entre 12 % et 32 % (ISTED, 1987 ; Hieng, 2003 ; Ndome Effoudou Priso,

2010 ; Anonyme, 2019a). Les valeurs de portance CBR sont comprises entre 9 % et 40 % (ISTED, 1987 ; Hieng, 2003 ; Ndome Effoudou Priso, 2010 ; Anonyme, 2019a). Les valeurs d'angle de frottement interne varient entre 6° et 37°, alors que celles de cohésion drainée sont comprises entre 0,010 MPa et 0,050 MPa (Hieng, 2003).

I.3.1.3. Caractéristiques minéralogiques et chimiques

Sur le plan minéralogique et chimique, les sols des zones d'étude sont issus de l'altération des roches mères diverses. Les roches étant sédimentaires, métamorphiques, plutoniques et volcaniques. La variabilité des roches mères dans la zone va entraîner des profils d'altération divers aux compositions minéralogiques et chimiques variées.

Sur les roches sédimentaires, les argiles latéritiques superficielles, ont été formées par le principe de la ferrallitisation : désalcalinisation, désilicification, néoformation de minéraux argileux et d'oxyhydroxydes (Ndome Effoudou Priso, 2010). Elles sont constituées de quartz, de kaolinite, de gibbsite, de goethite et d'hématite. Les constituants chimiques très majoritaires sont SiO₂ (92,69 – 75,18 %), Al₂O₃ (14,04 – 4,41 %), Fe₂O₃ (2,75 – 1,04 %) et le dioxyde de titane (TiO₂) (1,60 – 0,29 %). On y trouve également d'autres éléments sous forme de traces (Ndome Effoudou Priso, 2010).

Les sols fins développés sur les basaltes ont deux faciès (Hyoumbi *et al.*, 2018). Les argiles latéritiques présentant le faciès rougeâtre, sont constituées de gibbsite, d'ilménite, de quartz, de kaolinite et d'illite. Leurs éléments chimiques majeurs sont : Al₂O₃ (32,70 %), SiO₂ (25,10 %), Fe₂O₃ (20,20 %), TiO₂ (4,20 %) et P₂O₅ (0,30 %). Alors que les argiles latéritiques présentant le faciès jaunâtre sont constituées de goethite, de quartz, de kaolinite et d'illite. Leurs constituants chimiques majoritaires sont : SiO₂ (38,40 %), Al₂O₃ (33,60 %), Fe₂O₃ (10,10 %), TiO₂ (1,70 %), K₂O (0,13 %). Dans les deux faciès, les autres éléments chimiques non cités s'y trouvent sous forme de traces (Hyoumbi *et al.*, 2018).

I.3.1.4. Utilisation des argiles latéritiques

Les argiles sont des matériaux dont l'histoire est confondue avec celle de l'évolution de l'humanité (Flavigny, 2019). En tant que matériaux très maniables, les argiles ont été utilisées depuis l'antiquité dans tous les domaines d'activités humaines (Flavigny, 2019). Crues ou cuites, elles ont été utilisées dans la construction des bâtiments et des routes, dans la fabrication des objets d'art, dans l'industrie de la céramique, dans l'environnement avec le confinement de la pollution et de la radioactivité, dans l'hydraulique, dans la pharmacopée et dans l'agronomie

(Wetshondo Osomba, 2012 ; Flavigny, 2019 ; Mango Itulamya, 2019). Dans la construction routière, qui porte l'attention du présent travail, les argiles latéritiques, tout comme tous les autres matériaux de viabilité, doivent répondre à certaines conditions liées à leurs caractéristiques géotechniques pour être utilisées à l'état naturel (CEBTP, 1984 ; DEGN, 1987 ; ISTED, 1987). Plus souvent, elles présentent de faibles valeurs de portance, et celles élevées de teneur en fines et de plasticité (ISTED, 1987 ; Ndome Effoudou Priso, 2010 ; Aboubakar *et al.*, 2013 ; Anonyme, 2019a ; Hyoumbi *et al.*, 2018). Ce qui restreint l'utilisation de ces matériaux en couche de forme et en remblais (CEBTP, 1984). Pour faire évoluer cette utilisation, ces matériaux, doivent subir une amélioration ou une stabilisation (Lompo, 1980 ; Briançon *et al.*, 2018 ; Lobe Bille *et al.*, 2022).

I.3.2. Pouzzolanes

I.3.2.1. Définition

Le mot pouzzolane dérive de la désignation des sables volcaniques de Pouzzoles, qui signifient débris de feu (produits pyroclastiques), découverts au nord du golfe de Naples en Italie. Les pouzzolanes sont des roches naturelles constituées par des projections volcaniques basaltiques ou de composition proche (ISTED, 1987 ; Rocher, 1992). Elles possèdent une structure scoriacée et alvéolaire (ISTED, 1987 ; Segui, 2011). Les pouzzolanes sont formées de fragments de magma projetés dans l'atmosphère lors d'éruptions volcaniques et refroidis au cours de leur parcours aérien (DEGN, 1987 ; Segui, 2011). Ce refroidissement à grande vitesse applique un effet de trempe au magma et explique le fait que le verre volcanique soit un des constituants majeurs des pouzzolanes (ISTED, 1987). Les autres constituants étant des minéraux magmatiques et les xénolites, les roches étrangères au milieu arrachées aux formations géologiques antérieures au volcanisme (Pichon *et al.*, 1996). Selon le degré d'oxydation du fer, les pouzzolanes peuvent être de couleur noire ou rouge, avec toutes les teintes intermédiaires (DEGN, 1987 ; ISTED, 1987 ; Segui, 2011 ; Goufi, 2019).

Les zones d'étude se trouvent en grande partie dans le complexe Pluto-volcanique de la Ligne Volcanique du Cameroun. On y trouve d'énormes gisements de pouzzolane dont les plus importants sont les gisements de Djoungo dans la commune de Mombo, de Njombé et de Penja dans la commune de Njombé-Penja, de Ninety nine dans la commune de Loum, de Ngol dans la commune de Manjo, de Mbouroukou dans la commune de Melong et de Foubot dans la commune éponyme. Tous ces gisements sont en cours d'exploitation et couvrent plusieurs

dizaines d'hectares chacun avec des épaisseurs vues qui peuvent atteindre une centaine de mètres (MINMIDT, 2017).

I.3.2.2. Caractéristiques géotechniques

Certains travaux dans les zones d'étude ont permis d'avoir quelques données de caractérisation géotechnique des pouzzolanes de ces localités (DEGN, 1987 ; ISTED, 1987 ; Anonyme, 2019a ; Lobe Bille *et al.*, 2022). Il ressort que ces pouzzolanes sont généralement noirâtres ou rougeâtres. Sur le plan granulométrique, elles se présentent sous forme d'un sable graveleux de grains anguleux dont le diamètre maximal est d'environ 20 mm, classés A-1-a ou A-1-b dans la classification HRB, ou encore, Ga ou Gb dans la classification LCPC. Elles ont une teneur en fines inférieure à 10 %. Leur plasticité n'est pas mesurable. Les pouzzolanes sont des matériaux légers et poreux avec des valeurs de densité sèche maximale (DSM) qui varient entre 1,20 et 1,70 ; pour des valeurs de teneur en eau à l'optimum Proctor modifié (ω -OPM) comprises entre 10 % et 35 %. Leur indice portant CBR à 95 % de l'OPM après quatre jours d'immersion a des valeurs qui varient entre 30 % et 84 %. Ce sont des matériaux très friables avec des valeurs du Los Angeles supérieures à 35 % (ISTED, 1987).

I.3.2.3. Caractéristiques minéralogiques et chimiques

La minéralogie des pouzzolanes est généralement très proche de celle des basaltes auxquels elles sont associées (Rocher, 1992, Pichon *et al.*, 1996). La principale différence minéralogique entre ces deux roches, est la présence d'une phase vitreuse dans les pouzzolanes alors que les basaltes sont mieux cristallisés (ISTED, 1987). Cette phase vitreuse peut être expliquée par des modes de refroidissements différents. Ainsi, le mode de refroidissement, est lent pour les basaltes et, brutal pour les pouzzolanes (ISTED, 1987). Les constituants chimiques majoritaires des pouzzolanes sont : SiO_2 (43 – 53 %), Al_2O_3 (14 – 17 %), Fe_2O_3 (8 – 12 %), la $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (6 – 11 %) et la MgO (3 – 9 %) (Pichon *et al.*, 1996 ; Thibaut *et al.*, 2001).

I.3.2.4. Utilisation des pouzzolanes

Les pouzzolanes sont des ressources naturelles au potentiel très important pour une utilisation dans plusieurs domaines (Thibaut *et al.*, 2001). Elles peuvent être utilisées dans les constructions routières et des bâtiments, l'assainissement, l'industrie du ciment et, l'industrie thermique (DEGN, 1987 ; ISTED, 1987 ; Rocher, 1992 ; Thibaut *et al.*, 2001 ; Belas Belaribi *et al.*, 2003 ; Al-Swadini *et al.*, 2016 ; Lobe Bille *et al.*, 2022). Pour la construction routière qui

porte l'attention du présent travail, les pouzzolanes peuvent servir à l'état naturel comme matériaux de viabilité en couches de chaussée et en remblais (DEGN, 1987 ; ISTED, 1987 ; Rocher, 1992 ; Thibaut *et al.*, 2001). Elles sont très prisées dans la mise en place des structures de chaussée drainante, à cause de leur forte perméabilité et leur insensibilité à l'eau (Rocher, 1992 ; Thibaut *et al.*, 2001). En plus de cette utilisation, les pouzzolanes sont aussi utilisées en construction routière comme produit entrant dans la stabilisation d'autres matériaux. Elles sont très souvent utilisées dans la fabrication du mélange Grave-Pouzzolane-Chaux, qui est un matériau utilisé en couches de chaussée à trafic élevé (DEGN, 1987 ; ISTED, 1987 ; Rocher, 1992 ; Thibaut *et al.*, 2001). Elles sont également utilisées, dans la stabilisation physique, par ajout de leurs fractions, dans des matériaux d'altération aux caractéristiques médiocres (Anonyme 2015 ; Al-Swaidani *et al.*, 2016 ; Lobe Bille *et al.*, 2022).

I.4. Travaux antérieurs de lithostabilisation des matériaux d'altération

I.4.1. Définition et principe de la lithostabilisation

Un matériau non traditionnel appelé le Lithostab et utilisé en construction routière a fait l'objet d'étude dans le Laboratoire National du Bâtiment et Travaux Publics (LNBTP) au Burkina Faso pour la première fois (Lompo, 1980). Ce matériau est un mélange de graveleux latériques (produits d'altération de roches) et de fractions de concassés de carrières de roches massives. La formulation du Lithostab a été baptisée la lithostabilisation (Lompo, 1980). C'est une technique de stabilisation physique de sol qui consiste à ajouter des fractions définies d'un matériau dans un autre, dans le but d'améliorer les caractéristiques de ce dernier (Lompo, 1980 ; Toe, 2007).

La technique de lithostabilisation est entrée en plein essor dans de nombreux pays, car elle permet d'optimiser, l'utilisation des matériaux latéritiques locaux dans des projets routiers. Aujourd'hui, les fragments de roche provenant des carrières, ne sont plus les seuls produits utilisés dans la lithostabilisation. Parmi les produits de lithostabilisation, on peut citer : les concassés de carrières de roche (Lompo, 1980 ; Toe, 2007 ; Hyoumbi *et al.*, 2018 ; Niangoran *et al.*, 2020 ; Ngo'o Ze *et al.*, 2022), les cuirasses ou nodules latéritiques concassées (Issiakou *et al.*, 2015), les sables et les graves alluvionnaires (Ndiaye *et al.*, 2013 ; Ahouet *et al.*, 2018), les pouzzolanes (Anonyme 2015 ; Al-Swaidani *et al.*, 2016 ; Lobe Bille *et al.*, 2022).

Depuis la formulation du Lithostab (Lompo, 1980) jusqu'à ce jour, le principe de la lithostabilisation est resté inchangé. Il consiste à :

- caractériser le matériau à stabiliser ;

- choisir et caractériser le matériau stabilisateur ;
- formuler les échantillons stabilisés, par ajout des fractions du stabilisateur dans le matériau à traiter ;
- caractériser les échantillons formulés ;
- choisir l'échantillon ayant les caractéristiques recherchées.

Après la formulation au laboratoire, la mise en œuvre du matériau lithostabilisé doit commencer par une planche d'essai. Ceci pour permettre de transposer les conditions du laboratoire sur le chantier et, se rassurer de l'atteinte des résultats escomptés à l'échelle réelle (Anonyme 2015).

I.4.2. Effets de la lithostabilisation sur les paramètres géotechniques

De nombreux travaux de lithostabilisation sur des matériaux latéritiques divers, ont montré que cette technique, influence l'ensemble des paramètres géotechniques (Lompo, 1980 ; Ndiaye *et al.*, 2013 ; Anonyme, 2015 ; Al-Swaidani *et al.*, 2016 ; Hyoumbi *et al.*, 2018 ; Ahouet *et al.*, 2018 ; Niangoran *et al.*, 2020 ; Issiakou *et al.*, 2015 ; Lobe Bille *et al.*, 2022 ; Ngo'o Ze *et al.*, 2022). L'ajout des fractions du matériau stabilisateur entraîne la diminution des valeurs de teneur en fines, d'indice de plasticité et de teneur en eau à l'optimum Proctor modifié. Il entraîne également une augmentation des valeurs de densité sèche maximale, de portance et des paramètres mécaniques.

I.4.3. Intérêt de la lithostabilisation

La lithostabilisation a un intérêt certain dans la production des matériaux de construction de qualité, à cause de son influence dans l'amélioration des paramètres géotechniques. Ces matériaux pouvant être utilisés dans la construction des bâtiments (Mango Itulamya, 2019) et des routes (Lompo, 1980 ; Toe, 2007 ; Anonyme, 2015 ; Lobe Bille *et al.*, 2022, Ngo'o Ze *et al.*, 2022). Les variations des paramètres à l'issue de cette technique, aboutissent aux caractéristiques exigées pour les matériaux de couches de chaussée en fonction de la classe de trafic (CEBTP, 1984). La lithostabilisation présente de nombreux avantages dans le cadre des projets routiers. Ils sont techniques, économiques et environnementaux (Issiakou *et al.*, 2015). Les avantages techniques sont liés à la mobilisation des matériaux routiers de bonne qualité, dans l'environnement immédiat des projets routiers. (Ndiaye *et al.*, 2013 ; Issiakou *et al.*, 2015 ; Niangoran *et al.*, 2020). Comme avantages économiques, la lithostabilisation, permet de faire des économies dans la construction routière et, par ce fait, contribue au développement du

réseau routier (Lobe Bille *et al.*, 2022). Il en découle, des avantages environnementaux qui sont la réduction de la déformation des composantes des sols, l'exploitation limitée des gisements naturels et, la réduction des risques d'accident du fait du confinement de l'espace d'impact des projets en phase construction (Anonyme, 2019b).

I.5. Généralités sur les géosynthétiques

I.5.1. Définitions

Le géosynthétique se définit comme, un produit plan, fabriqué d'une matière polymère et employé avec le sol, la roche, ou tout autre matériau géotechnique connexe comme partie intégrale d'un projet, d'une structure, ou d'un système de génie civil (Holtz, 1990, 2001). Parmi les géosynthétiques, on peut citer :

- les géotextiles qui sont des géosynthétiques perméables faits de matériaux textiles ;
- les géogrilles qui sont constituées par un réseau régulier d'éléments en tension, avec des ouvertures de taille suffisante pour s'imbriquer avec le matériau agrégat environnant. Elles sont principalement employées pour le renforcement ;
- les géomembranes qui sont des géosynthétiques de faible perméabilité, utilisées en tant que barrières de liquides ;
- les géotextiles et produits connexes tels que les filets et les grilles peuvent être combinés avec des géomembranes et d'autres synthétiques pour tirer profit des meilleures qualités de chaque composant.

Les géotextiles associés aux produits connexes sont généralement appelés les géocomposites. Ils peuvent être des composés de géotextiles-géonets, de géotextiles-géogrilles, de géotextiles-géomembranes, de géomembranes-géonets, de noyaux géotextiles-polymères et des mêmes structures polymères à trois dimensions de cellules. Il n'y a presque aucune limite à la variété de géocomposites (Tensar, 1998).

I.5.2. Types et fabrication des géosynthétiques

La plupart de géosynthétiques sont faits à partir de polymères synthétiques tels que le polypropylène, le polyester, le polyéthylène, le polyamide et le polychlorure de vinyle (PVC) (Tensar, 1998 ; CFG, 2015). Ces matériaux sont fortement résistants aux dégradations biologiques et chimiques (Tensar, 1998 ; CFG, 2015).

Dans la fabrication des géotextiles, des éléments tels que les fibres ou les filés sont combinés dans les structures planes de textile (Tensar, 1998). Le type de géotextile est

déterminé par la méthode employée pour combiner les filaments ou les bandes dans la structure de textile plane (Tensar, 1998 ; CFG, 2015). Les géogrilles flexibles sont faites de filés de polyester jointifs aux points de croisement par tricotage ou tissage, et enduits d'un polymère (Tensar, 1996, 1998 ; CFG, 2015).

I.5.3. Identification des géosynthétiques

Les géosynthétiques sont généralement identifiés par cinq éléments, le polymère, le type de fibre ou de filé, le type de géosynthétique, la masse par unité de superficie ou épaisseur et l'information additionnelle ou propriétés physiques nécessaires pour décrire le matériau (CFG, 2015). Les géogrilles sont divisées en deux catégories : les géogrilles uniaxiales et les géogrilles biaxiales (Fig. 6) (Tensar, 1996 ; Erickson et Drescher, 2001 ; CFG, 2015). Les géogrilles uniaxiales sont étirées dans une direction pour créer de longues chaînes moléculaires de haute résistance dans cette direction (Tensar, 1996 ; Erickson et Drescher, 2001 ; CFG, 2015). De même, les géogrilles biaxiales sont étirées dans les deux directions (Tensar, 1996 ; Erickson et Drescher, 2001 ; CFG, 2015).

I.5.4. Fonctions des géosynthétiques

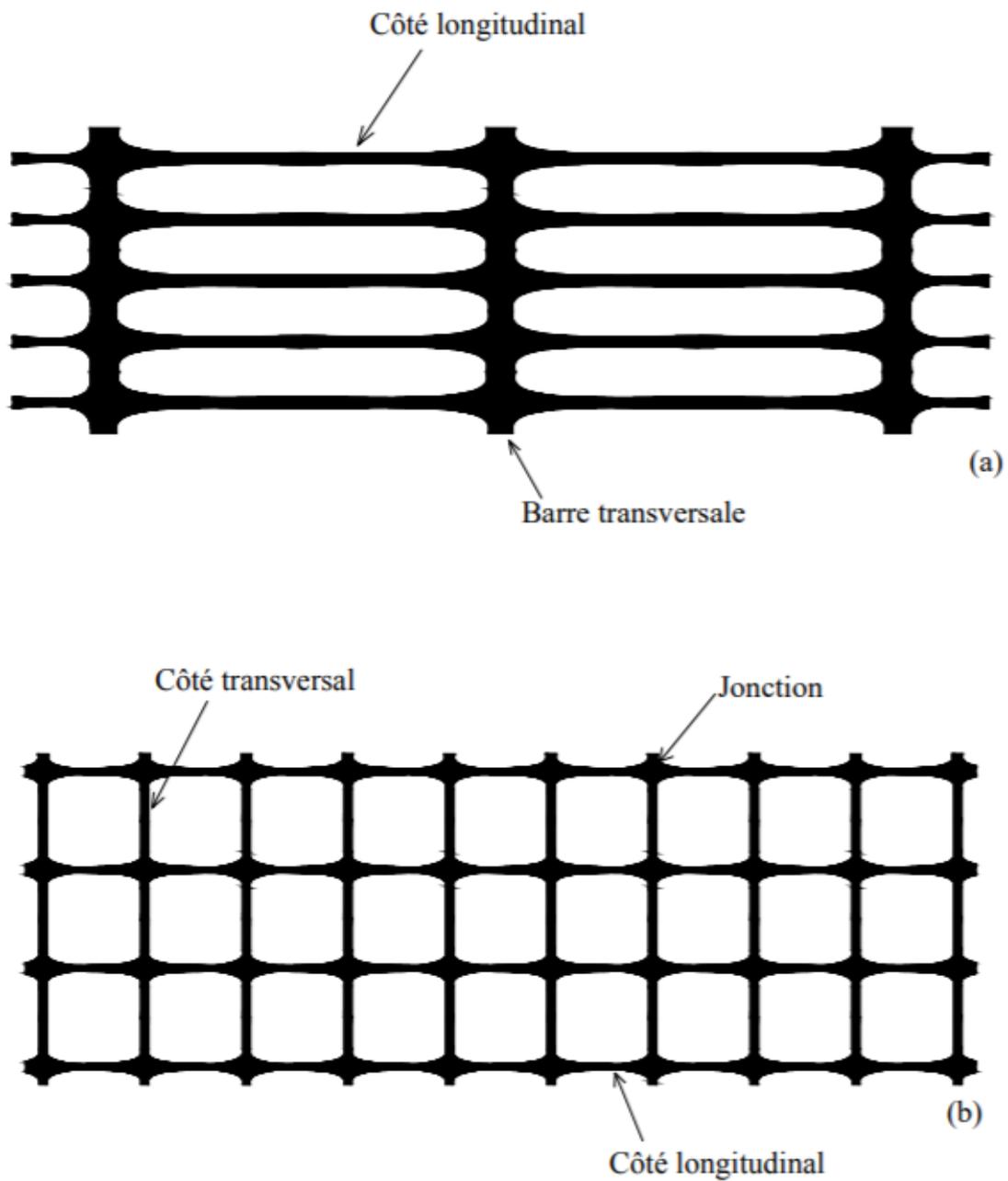
Les géosynthétiques ont six fonctions principales : filtre, drainage, séparation, renforcement, barrière pour fluide et protection. Les géosynthétiques sont habituellement définis par leur fonction principale (CFG, 2015). Dans certaines applications, en plus de la fonction principale, le géosynthétique accomplit habituellement une ou plusieurs fonctions secondaires (CFG, 2015 ; Fibertex, 2016).

Pour la fonction de renforcement, les géogrilles et les géotextiles permettent la construction des remblais et des routes sur des sols de fondation très mous (Tensar, 1996 ; CFG, 2015 ; Fibertex, 2016). Ils permettent également l'accroissement de la stabilité et de la raideur des pentes, la réduction des poussées des terres derrière les murs de soutènement, la stabilisation de grandes surfaces de sols et le renforcement des talus naturels (Tensar, 1996 ; CFG, 2015).

I.6. Renforcement des chaussées par usage des géosynthétiques

I.6.1. Objectifs du renforcement par les géosynthétiques

Le recours aux propriétés des géosynthétiques pour les infrastructures routières appartient aux techniques d'avant-garde car les géosynthétiques améliorent de manière significative le comportement mécanique des sols meubles ou mous (Coulet *et al.*, 1987).



(a) Géogrid uniaxiale (b) Géogrid biaxiale

Figure 6. Illustrations des géogrilles
(Erickson et Drescher, 2001)

Les géosynthétiques utilisés dans les couches de chaussées sont essentiellement des géogrilles, géotextiles et géocomposites en polymère (Watn, 2011). Le renforcement est installé dans la structure de chaussée sous, et parfois, dans la couche de base, la couche de fondation, la couche de forme ou le sol support stabilisé. Son rôle consiste à augmenter significativement la capacité portante du sol mou en répartissant les charges dues au trafic sur une surface plus large. Ceci entraîne une réduction de la pression appliquée sur le sol mou et donc moins de déformations lors de la construction et pendant la durée de service.

En technique routière, les géosynthétiques sont employés soit pour la construction de routes nouvelles, soit pour la réhabilitation et la mise à niveau de routes existantes (Tab. 2).

Ils permettent :

- un meilleur compactage ;
- des économies des matériaux d'apport ;
- une augmentation et protection de la capacité portante ;
- un contrôle du tassement différentiel et des remontées des fissures ;
- un empêchement de l'interpénétration du sol naturel avec les agrégats (rôle de séparation) et de conserver intégralement les propriétés des matériaux d'apport.

I.6.2. Mécanismes de renforcement

Le renforcement des chaussées par du géosynthétique se fait à travers trois mécanismes : mécanisme de confinement ou autoblocage latéral de la couche de base, mécanisme de surface de rupture par cisaillement modifié et mécanisme de membrane tendue (Burd, 1986 ; Houlsby et Jewell, 1990 ; Brocklehurst, 1993 ; Tensar, 1996 ; Perkins et Ismeik, 1997 ; Bearden et Labuz, 1998 ; Tensar, 1998 ; Perkins, 1999 ; Erickson et Drescher, 2001 ; Maxwell *et al.*, 2005, Perkins *et al.*, 2005).

I.6.2.1. Mécanisme de confinement latéral de la couche de base

Le mécanisme de confinement ou autoblocage latéral de la couche de base est le principal mécanisme de renforcement attribué aux géosynthétiques notamment les géogrilles dans les routes revêtues ou non revêtues (Barenberg *et al.*, 1975). Ce mécanisme est également appelé interface de résistance au cisaillement (Perkins *et al.*, 2005). Il s'explique par le fait que le matériau de l'agrégat de couche de base interagit avec la géogrille principalement en s'imbriquant dans les ouvertures de la géogrille (Giroud et Han, 2004). Les nervures de la géogrille confinent l'agrégat et résistent au mouvement latéral de l'agrégat quand la couche de

Tableau 2. Fonctions, emplacement et types de renforcement dans les couches non-traitées

Fonctions	Couche de base	Couche de fondation	Couche de forme	Sol support stabilisé
Éviter l'orniérage	Géogrilles en polymère Treillis métalliques Composites en polymère Géogrilles /géotextiles.	Géogrilles en polymère Composites en polymère Géogrilles /géotextiles. Géotextiles	Géogrilles en polymère Composites en polymère Géogrilles /géotextiles. Géotextiles	Géogrilles en polymère Composites en polymère Géogrilles /géotextiles Géotextiles
Augmenter la capacité portante	Géogrilles en polymère Treillis métalliques Composites en polymère Géogrilles /géotextiles Géotextiles	Géogrilles en polymère Treillis métalliques Composites en polymère Géogrilles /géotextiles Géotextiles	Géogrilles en polymère Composites en polymère Géogrilles /géotextiles Géotextiles	Géogrilles en polymère Composites en polymère Géogrilles /géotextiles Géotextiles
Éviter les fissures dues au gel	Treillis métalliques Géogrilles en polymère	Treillis métalliques Géogrilles en polymère		
Éviter les fissures dans les zones d'élargissement	Géogrilles en polymère Treillis métalliques Composites en polymère Géogrilles /géotextiles Géotextiles	Géogrilles en polymère Treillis métalliques Composites en polymère Géogrilles /géotextiles Géotextiles	Géogrilles en polymère Treillis métalliques Composites en polymère Géogrilles /géotextiles Géotextiles	
Éviter les fissures de fatigue	Géogrilles en polymère Treillis métalliques Composites en polymère Géogrilles /géotextiles Géotextiles	Géogrilles en polymère Treillis métalliques Composites en polymère Géogrilles /géotextiles Géotextiles	Géogrilles en polymère Composites en polymère Géogrilles /géotextiles Géotextiles	
Contrôle de déformation du sol support		Géogrilles en polymère Composites en polymère Géogrilles /géotextiles	Géogrilles en polymère Composites en polymère Géogrilles /géotextiles	Géogrilles en polymère Composites en polymère Géogrilles /géotextiles
Pontage des vides		Géogrilles en polymère Treillis métalliques Composites en polymère Géogrilles /géotextiles Géotextiles	Géogrilles en polymère Treillis métalliques Composites en polymère Géogrilles /géotextiles Géotextiles	Géogrilles en polymère Treillis métalliques Composites en polymère Géogrilles /géotextiles Géotextiles
Construction de la plate-forme	Normalement pas de couche de base	Géogrilles en polymère Composites en polymère Géogrilles /géotextiles Géotextiles	Géogrilles en polymère Composites en polymère Géogrilles /géotextiles Géotextiles	Géogrilles en polymère Composites en polymère Géogrilles /géotextiles Géotextiles

base est chargée en surface (Fig. 7). En retenant latéralement le sol, quatre mécanismes de renforcement sont potentiellement réalisés :

- empêchement de l'étalement latéral de l'agrégat de la couche de base ;
- confinement croissant et ainsi résistance croissante de la base à proximité du renforcement ;
- amélioration de la distribution verticale des contraintes sur le sol de fondation ;
- réduction de la contrainte de cisaillement dans le sol de fondation.

I.6.2.2. Mécanisme de surface de rupture modifiée et augmentation de la capacité portante

Le géosynthétique force la surface de rupture potentielle à se développer selon une surface alternative qui a une plus grande résistance totale (Fig. 8). Sans géosynthétique, la surface de rupture créée par l'impact de la roue chargée est plus grande et plus profonde. On peut assister à une apparition et une évolution rapide des ornières ; conséquence d'une dégradation rapide de la chaussée. L'inclusion du géosynthétique réduit la surface de rupture et la profondeur de l'impact de la charge appliquée à la surface de la chaussée. Cette modification augmente la capacité portante car permet aux chaussées de supporter plus de charges.

I.6.2.3. Mécanisme de membrane tendue

La théorie de membrane tendue (Giroud et Noiray, 1981) est plus appropriée quand une ornière ou une large déformation verticale (plus grande que 25 mm) est permise. Cette théorie est appropriée aux routes non revêtues. Des forces de tension sont installées dans le renforcement par des contraintes de cisaillement agissant à l'interface avec le sol. Pendant le chargement lourd ou répété, la couche d'agrégats se déforme sensiblement, créant des ornières de surface qui forcent le géotextile à se déformer (Fig. 9).

Si les forces de tension coïncident avec une courbure appréciable du renforcement, alors les contraintes normales dans le sol agissant de part et d'autre du renforcement sont inégales. Ce phénomène est connu sous le nom de l'effet de membrane tendue. Sous la roue, dans le creux de l'onde, la membrane tendue porte une partie de la charge de la roue et réduit la contrainte normale sur le sol de fondation. En dehors de la surface chargée, au-dessus des crêtes adjacentes de l'onde, la membrane tendue s'appuie sur le sol de fondation et augmente la contrainte normale (pression de confinement) contribuant ainsi à résister à la rupture par cisaillement.

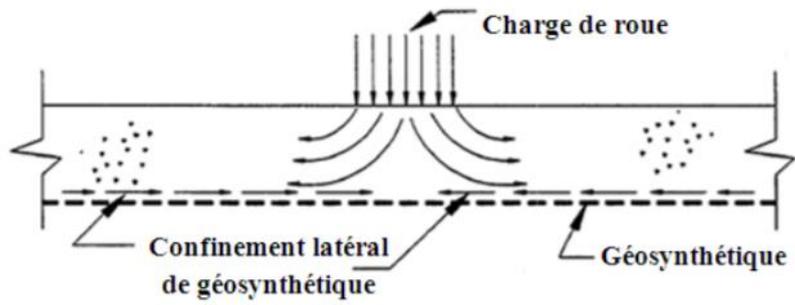


Figure 7. Confinement latéral
(Giroud *et al.*, 1990)

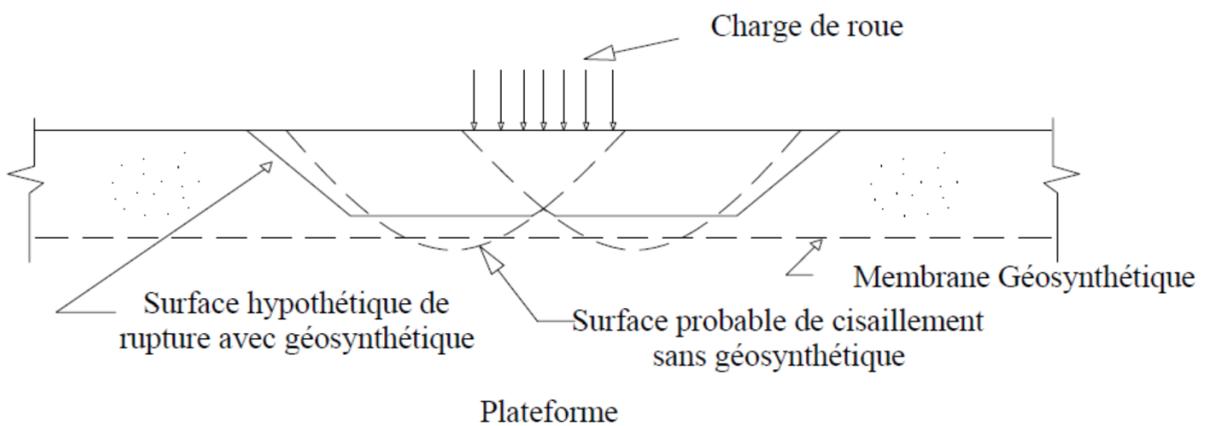


Figure 8. Surface de rupture modifiée et augmentation de la capacité portante
(Giroud *et al.*, 1990)

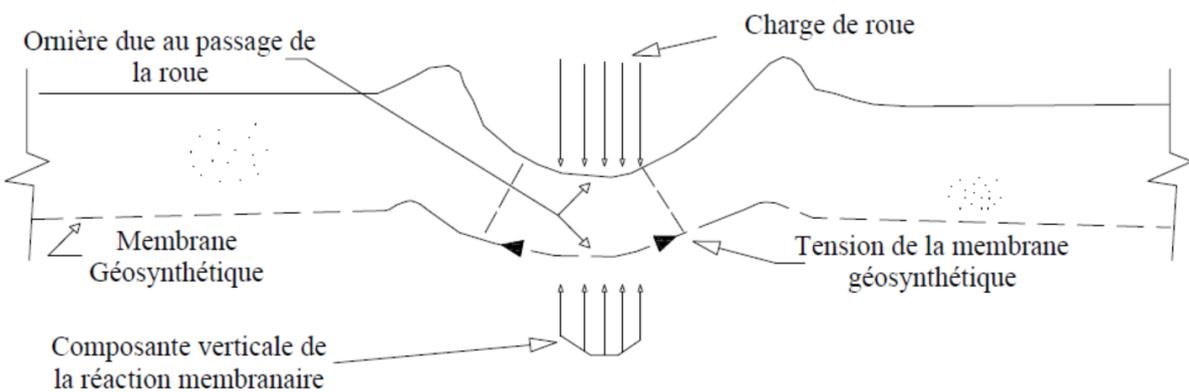


Figure 9. Membrane tendue
(Giroud *et al.*, 1990)

Une membrane tendue permet donc de diminuer les contraintes appliquées et d'augmenter la capacité portante. L'effet de membrane tendue est significatif seulement si les charges de la circulation sont canalisées et, les profondeurs d'ornièrre, relativement grandes (Giroud *et al.*, 1990).

I.7. Études expérimentales du renforcement par géosynthétiques

Depuis le début des années 1970, plusieurs chercheurs ont étudié le comportement mécanique du sol renforcé par des essais triaxiaux, cisaillement direct et de déformation plane. À partir de 1975, d'importants travaux expérimentaux au laboratoire et essais en grandeur nature ont été effectués sur des matériaux renforcés par des géotextiles, géogrilles ou autres. Les essais en laboratoire à petite échelle réalisés ont montré que les facteurs de capacité portante (N_c) d'une base renforcée par un géotextile, peut atteindre de celle d'une base non renforcée (Barenberg *et al.*, 1975). Il s'est avéré plus tard que cette méthode de conception, bien que ne tenant pas compte des propriétés mécaniques des géotextiles, était appropriée pour des situations où un faible orniérage était requis et où l'orniérage profond pourrait être toléré (Steward *et al.*, 1977).

A travers un mécanisme de déformation pour le dimensionnement des routes provisoires construites sur bicouches sable-argile, l'effet du renforcement d'un sol argileux supposé parfaitement plastique rigide par inclusion d'une nappe géosynthétique parfaitement élastique, a été évalué (Giroud et Noiray, 1981). S'appuyant sur un modèle classique de diffusion des charges apportées par les deux roues d'un essieu, il a été constaté que le tassement enregistré sous chaque roue est reporté intégralement au niveau de la nappe géosynthétique à travers la couche sableuse. L'effet de membrane se rapporte au fait que le matériau contenu par le côté concave de la membrane étirée et flexible est à une pression plus élevée que la pression exercée par le matériau au-dessus de la membrane. A mesure que la chute de portance entraîne la déformation du sol de fondation, le géotextile subit la déformation, qui le met en tension. La résistance à la traction du géotextile, lui permet alors, de supporter la charge et de confiner le matériau au-dessus du géotextile, le rendant plus résistant.

Des études de modélisation exhaustive tant expérimentale qu'en éléments finis utilisant un type de géogrille et un type de géotextile ont été réalisées (Barksdale *et al.*, 1989). Des sections d'essai ont été construites sur une voie d'essai en salle et chargées avec une roue mobile. Les couches de revêtement et de base étaient relativement minces, alors que la charge appliquée était relativement légère. Il ressort de ces travaux qu'une géogrille avec moins de

rigidité qu'un géotextile généralement menait à une meilleure performance. Cette performance stabilisée a été attribuée aux capacités d'imbrication de la géogrille et de son rôle d'empêcher l'étalement latéral du matériau de couche de base. Les résultats d'essai ont suggéré que le géotextile exigeait une déformation sensiblement plus élevée afin de mobiliser le même potentiel de renforcement que la géogrille. La taille du grain a un effet sur le comportement mécanique d'un sable renforcé par géotextiles à la boîte de cisaillement (Athanasopoulos, 1993). Les résultats indiquent que le comportement dilatant du sable renforcé est considérablement influencé par le rapport d'ouverture du géotextile sur la taille moyenne du grain de sable (rapport d'ouverture).

Certains travaux ont employé une installation d'essai où le sol de fondation est une argile avec un CBR égal à 1 % (Knapton et Austin, 1996). Deux types de géogrille ont été employés, avec une géogrille ayant une rigidité torsionnelle plus importante que l'autre. L'épaisseur de la couche de base était de 400 mm. Des études sur le confinement en mettant en évidence un gain de résistance lors d'essai de chargement sur un alvéole ont été effectuées (Knapton et Austin, 1996). Cet apport mécanique est assimilable à une cohésion apparente dont la valeur dépend essentiellement du module sécant de la géogrille.

L'inclusion des nappes de géogrille à nombre variable dans les éprouvettes d'un sol argileux, pour l'analyse du comportement mécanique de ce matériau lors de l'essai triaxial UU, a démontré l'obtention des gains très significatifs sur la portance (IPI et CBR), la résistance à la compression uniaxiale (σ_c) et le module d'élasticité (E) (Bougueroua et Ait Mokhtar, 2013 ; Lobe Bille *et al.*, 2022). Ces gains sont croissants et proportionnels au nombre de nappes de géogrille incluses dans le matériau. Ces variations donnent aux paramètres mécaniques et de portance du matériau renforcé, des valeurs très élevées et improbables, pour ce type de matériau à l'état naturel. La raideur du matériau augmente avec les inclusions de géogrille et lui permet de supporter des charges plus grandes et de résister davantage aux déformations. Les travaux similaires effectués sur un sable (Nouri *et al.*, 2015), cette fois à partir d'un essai triaxial CD, ont permis de montrer que les paramètres de cisaillement croissent avec les inclusions de géosynthétique de renforcement. Inversement, les déplacements et les déformations des éprouvettes restent à des valeurs qui décroissent au fur et à mesure de l'augmentation du nombre de nappes de géosynthétique. Le renforcement par inclusion des nappes de géosynthétique rend les matériaux plus résistants à la compression uniaxiale, au cisaillement et au poinçonnement. Il augmente la stabilité des sols vis-à-vis de diverses sollicitations.

I.8. Études analytiques et numériques de renforcement par géosynthétiques

En parallèle avec les études expérimentales de laboratoire et en vraie grandeur, des modélisations analytiques et numériques ont été faites par plusieurs chercheurs. Un outil de calcul numérique adapté est donc nécessaire afin de rendre compte de la réponse de l'ensemble de cette structure soumise à une sollicitation. Des chercheurs ont entrepris une étude d'éléments finis en déformation plane et en axisymétrie sur les sols renforcés en géotextile et, de comparer leurs résultats d'éléments finis à une série d'essais modèles physiques (Barksdale *et al.*, 1989). Une courbe non linéaire charge déflexion a été employée dans l'analyse pour l'élément géotextile. En plus, des éléments spéciaux ont été employés pour capturer le comportement de frottement de l'interface, où la contrainte de cisaillement à l'interface a été limitée par un critère de rupture de Mohr-Coulomb. Les résultats de l'étude indiquent que les sections de route avec un géotextile éprouvent moins d'orniérage, et peuvent résister à un plus grand nombre de cycles de chargement qu'une section de route non renforcée semblable. Les essais en laboratoire et le travail numérique indiquent que la présence des géotextiles modifie le champ de contraintes (Perkins et Ismeik, 1977). Les contraintes verticales et radiales sous la surface chargée ont été réduites, alors que les contraintes verticales de compression en dehors de la surface chargée avaient augmenté. Ces changements de contraintes ont été attribués à l'effet de membrane et à un accroissement du module de la fondation résultant du confinement latéral pourvu par le géotextile (Maxwell *et al.*, 2005). La modification du champ de contraintes résultant du géotextile est la raison principale de la plus grande résistance à l'orniérage observée. Pour l'effet du renforcement des sols de fondation de chaussée par nappes géosynthétiques, le mécanisme proposé part de l'hypothèse d'une diffusion uniforme dans le sol du chargement appliqué sur la longrine (Gourc *et al.*, 1983). Le gain de portance est attribué à la combinaison de l'effet membrane et l'effet de répartition de la déformation.

La formulation de l'effet membrane demande de connaître l'effort de traction mobilisé à la frontière du cône de diffusion (Giroud et Noiray, 1981). Pour cela, le comportement d'ancrage est introduit sous la forme d'une loi élasto-plastique rigide. L'effet répartiteur est amélioré par la présence de la nappe géosynthétique. L'ouverture du cône de diffusion s'avère en effet plus importante. Ceci se traduit sur les expérimentations par une zone en écoulement plastique plus étendue. Un modèle d'éléments finis en grandes déformations développé a été employé pour analyser des résultats expérimentaux de sections d'essai de routes renforcées non revêtues (Burd et Houlsby, 1986). Il pourrait avoir une extension pour inclure les éléments de matériaux représentant une couche de bitume. Les éléments d'interface n'ont pas été inclus

dans le modèle, ce qui implique une parfaite fixité entre les couches de sol et le géosynthétique. Le modèle a été employé pour prévoir la réponse d'une fondation reposant sur une couche de base avec un géosynthétique placé entre la base et le sol de fondation sous-jacent. Les prévisions du modèle ont été comparées aux résultats expérimentaux et une correspondance raisonnable a été réalisée. Les résultats expérimentaux ont montré une légère amélioration dans la courbe charge/déplacement pour les fondations renforcées alors que le modèle ne montrait pas des améliorations. Le modèle pouvait prévoir les résultats expérimentaux pour de plus grands déplacements. Cette prévision est devenue d'autant plus significative à mesure que le déplacement de fondation augmentait.

Une modélisation numérique sous Plaxis, programme d'éléments fins à deux dimensions, d'un essai triaxial pour l'analyse du comportement mécanique d'un sable consolidé drainé (Nouri *et al.*, 2015), a montré des concordances avec des données expérimentales. Les nappes de géosynthétiques augmentent considérablement la contrainte verticale du déviateur et, réduisent les déplacements et déformations des éprouvettes. Ces variations sont proportionnelles pour le premier paramètre et inversement pour les deux derniers paramètres, en fonction du nombre de nappes d'inclusion de géosynthétique. Les inclusions de géosynthétique réduisent la contrainte de cisaillement. Ceci signifie une augmentation de la rigidité du sol, due aux résistances à la traction des nappes de renforcement, qui reprennent les efforts normaux selon le mécanisme de la membrane tendue (Giroud *et al.*, 1990).

Conclusion

Les zones d'étude traversent trois unités morphologiques caractérisées par de basses, moyennes et hautes altitudes. Le climat dans ces zones varie du type équatorial au type subéquatorial altitudinal. Ce climat entretient une végétation constituée de formations de forêt équatoriale, montagnardes et semi-montagnardes, associées à des savanes arbustives et herbacées sur les sommets et, des raphias (*raffia*), dans les bas-fonds. Le réseau hydrographique est de type dendritique avec pour cours d'eau principaux, le Wouri, le Mounjo, le Nkam, la Mifi et le Noun. Quatre types lithologiques, plutoniques, volcaniques, métamorphiques et sédimentaires sont observables dans les zones étudiées. Les sols rencontrés sont ferrallitiques, hydromorphes et peu évolués. Dans ces zones se trouvent les argiles latéritiques et les pouzzolanes, objets de la présente étude. Les géosynthétiques comme les géogrilles présentent un intérêt certain en construction routière dans des contextes géographiques difficiles.

Le prochain chapitre est dévolu à la présentation des matériels et méthodes utilisés.

CHAPITRE II. MATÉRIELS ET MÉTHODES

Introduction

Le présent chapitre est une restitution de la méthodologie de travail, des matériels et des procédés analytiques utilisés. Les travaux ont été menés conformément aux phases suivantes : les travaux préparatoires, l'acquisition des données, les travaux en laboratoire, l'analyse numérique du comportement des matériaux renforcés et l'exploitation des données.

II.1. Travaux préparatoires

Les travaux préparatoires ont consisté en la revue de la littérature, la reconnaissance préliminaire des zones d'étude et le choix des sites. La revue documentaire a permis la sélection des cartes thématiques, afin de ressortir le cadre naturel. La visite de reconnaissance des sites étudiés est intervenue après la délimitation théorique des zones d'étude. Cette visite a permis d'identifier les contraintes et les difficultés à prendre en compte lors des travaux de terrain. Elle a permis également d'évaluer l'accessibilité des sites, de choisir les équipements nécessaires pour les sondages et les prélèvements, et donc de préparer et de planifier des travaux de terrain.

II.2. Acquisition des données

L'acquisition des données a consisté en l'identification, l'implantation des points de prélèvement, la description, le prélèvement, le conditionnement et le transport des échantillons des matériaux destinés aux analyses en laboratoire.

II.2.1. Localisation et implantation des points de prélèvement

Bien que les zones d'étude contiennent abondamment des matériaux objets de la présente étude, quelques sites ont été choisis pour le prélèvement des échantillons des matériaux (Fig. 10). Les localités suivantes ont été retenues pour le prélèvement des échantillons d'argile latéritique : Dibamba, Lendi, Bekoko, Kombé, Mombo, Bapoung, Bafang, Sekakouo et Foubot (Fig. 10 ; Tab. 3). Les échantillons de pouzzolane ont été prélevés dans les localités de Njombé, Melong et Foubot (Fig. 10 ; Tab. 3). L'observation des tranchées et des talus, a permis d'implanter les différents points de prélèvement. Tous les prélèvements ont été effectués au droit des tranchées laissées à découvert, soit par les travaux routiers, soit par l'exploitation des carrières d'emprunt. Après la description des différents niveaux observés, seuls les matériaux du niveau argileux meuble superficiel ont été prélevés.

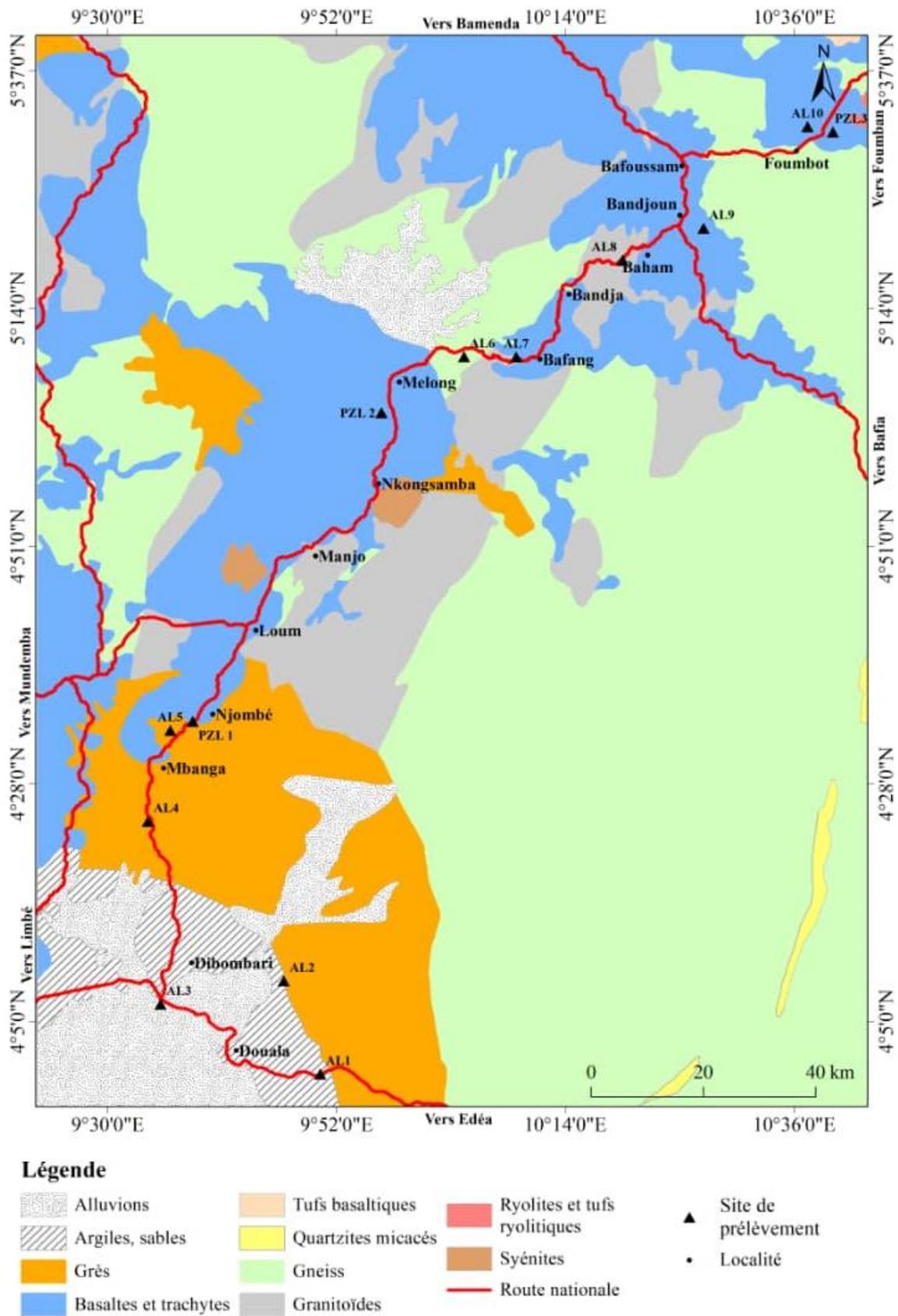


Figure 10. Carte de localisation des sites d'étude (Vicat, 1998)

Tableau 3. Localisation des sites de prélèvement des matériaux le long du tronçon routier Douala – Foubot

N°	Nature des matériaux	Localité	Codes	Coordonnées géographiques	
				Latitude (N)	Longitude (E)
1	Argile latéritique	Dibamba	AL1	3°59'54,10"	9°50'23,60"
2	Argile latéritique	Lendi	AL2	4°08'55,10"	9°46'54,40"
3	Argile latéritique	Bekoko	AL3	4°07'17,80"	9°35'16,11"
4	Argile latéritique	Kombé	AL4	4°24'21,60"	9°33'50,20"
5	Argile latéritique	Mombo	AL5	4°33'10,50"	9°36'00,30"
6	Argile latéritique	Bapoungue	AL6	5°09'01,42"	10°04'30,63"
7	Argile latéritique	Bafang	AL7	5°09'17,65"	10°09'15,10"
8	Argile latéritique	Batié	AL8	5°18'40,28"	10°19'28,48"
9	Argile latéritique	Sekakouo	AL9	5°21'44,80"	10°27'15,50"
10	Argile latéritique	Foubot	AL10	5°30'53,65"	10°37'37,18"
11	Pouzzolane	Njombé	PZL1	4°34'02,50"	9°38'09,30"
12	Pouzzolane	Melong	PZL2	5°03'45,80"	9°55'58,20"
13	Pouzzolane	Foubot	PZL3	5°30'10,24"	10°38'29,05"

AL : argile latéritique ; PZL : pouzzolane

II.2.2. Prélèvement des échantillons

Le prélèvement des échantillons s'est fait en fonction de la nature des matériaux étudiés. Les argiles latéritiques et les pouzzolanes ont été prélevées à l'aide d'une pelle et d'une pioche. Ces matériaux ont été conditionnés dans les sacs étanches et transportés en laboratoire.

II.2.3. Codification des échantillons

Les initiales AL et PZL suivies d'un nombre ont été utilisées pour la codification des échantillons d'argile latéritique et de pouzzolane. Le nombre indique l'ordre de prélèvement des matériaux étudiés le long du tronçon routier Douala - Fombot. Par exemple, AL1 désigne un échantillon d'argile latéritique du premier site de prélèvement, tandis que PZL2 représente l'échantillon du deuxième site de pouzzolane.

II.2.4. Identification des couleurs des échantillons

Les couleurs des échantillons ont été identifiées par des codes, conformément au principe de la *Munsell soil color charts* (Munsell Color, 2010). Ce principe consiste à comparer sur le terrain, à la lumière du jour, la couleur de l'échantillon avec les couleurs des planches de couleurs de Munsell (Munsell Color, 2010). On observe attentivement la teinte, la clarté et la pureté de la couleur de l'échantillon et de celles des planches. Le code qui se rapproche le mieux de l'échantillon et celui de sa couleur.

II.3. Travaux en laboratoire

Les travaux en laboratoire ont consisté en la réalisation des essais d'identification et des essais mécaniques. Ces essais ont été effectués au laboratoire Sol Solution Afrique Centrale (SSAC) de Yaoundé, au Laboratoire National de Génie Civil (LABOGENIE) de Yaoundé (Cameroun) et aux laboratoires de génie Civil de la *China Rail Way 14th Bureau Group* (CRCC14) de Douala (Cameroun) et de Pékin (Chine).

II.3.1. Matériaux analysés au laboratoire

Dix échantillons d'argile latéritique (AL1 à AL10) et trois échantillons de pouzzolane (PZL1 à PZL3) ont été prélevés et analysés comme matériaux naturels ou matériaux de base. Ces échantillons ont permis la formulation des matériaux stabilisés à la pouzzolane (ALP). Les matériaux ALP ont permis la confection des éprouvettes destinées à l'analyse du renforcement à la géogrille des argiles latéritiques stabilisées à la pouzzolane (ALGP).

En somme, les travaux en laboratoire ont consisté en l'analyse de quatre types de matériaux :

- les argiles latéritiques (AL) ;
- les pouzzolanes (PZL) ;
- les argiles latéritiques stabilisées à la pouzzolane (ALP) ;
- les argiles latéritiques stabilisées à la pouzzolane et renforcées à la géogridde (ALPG).

II.3.2. Formulation des argiles latéritiques stabilisées à la pouzzolane

La préparation des échantillons a consisté en la fabrication des matériaux ALP, constitués d'argile latéritique et de pouzzolane, à des fractions bien définies. La somme des fractions des matériaux dans un échantillon est toujours égale à 100 %. Ainsi, trois échantillons de mélanges homogènes d'argile latéritique AL et de pouzzolane PZL, aux proportions 80/20, 70/30 et 60/40, ont été préparés. Ces proportions étant fixées de façon aléatoire. Le premier nombre indique le pourcentage de la fraction d'argile latéritique dans le mélange et, le deuxième, celui de la fraction de pouzzolane. Trois échantillons d'argile latéritique ont été sélectionnés sur les dix prélevés pour la formulation des argiles latéritiques stabilisées à la pouzzolane. Les trois échantillons sélectionnés sont : l'échantillon présentant les paramètres géotechniques les plus défavorables ou médiocres (AL10 ; Foubot), celui présentant les paramètres géotechniques médians ou moyens (AL5 ; Mombo) et, celui présentant les paramètres géotechniques les plus favorables (AL1 ; Dibamba). Ainsi, chaque matériau AL sélectionné a donné trois matériaux ALP (ALP 80/20, ALP70/30 et ALP 60/40), soit donc un total de 09 échantillons ALP. Les échantillons de pouzzolane ont été sélectionnés par rapport à leur proximité avec ceux des argiles latéritiques retenues. Ces échantillons sont constitués de matériaux bien secs, et codifiés ALiPn (Tab. 4). Dans cette codification, ALi représente l'échantillon d'argile latéritique sélectionné, alors que n indique la formulation du mélange. Par exemple, AL1P1 représente le matériau constitué de 80% d'argile latéritique AL du site 1 et de 20% de pouzzolane.

II.3.3. Formulation du renforcement à la géogridde

II.3.3.1. Principe général du renforcement préconisé

Le renforcement à la géogridde s'est effectué sur les échantillons d'argile latéritique stabilisée à la pouzzolane. Les éprouvettes d'argiles latéritiques stabilisées à la pouzzolane et renforcées à la géogridde ont été fabriquées par inclusion de nappes de géogridde (Fig. 11 ; Tab.5).

Tableau 4. Formulation des échantillons d'argile latéritique stabilisée à la pouzzolane

N°	AL sélectionnée	Provenance AL	Provenance PZL	Formule d'amélioration	Codes ALP
1	AL1	Dibamba	Njombé	80/20	AL1P1
				70/30	AL1P2
				60/40	AL1P3
2	AL5	Mombo	Njombé	80/20	AL5P1
				70/30	AL5P2
				60/40	AL5P3
3	AL10	Foumbot	Foumbot	80/20	AL10P1
				70/30	AL10P2
				60/40	AL10P3

AL : argile latéritique ; PZL : pouzzolane ; ALP : argile latéritique stabilisée à la pouzzolane

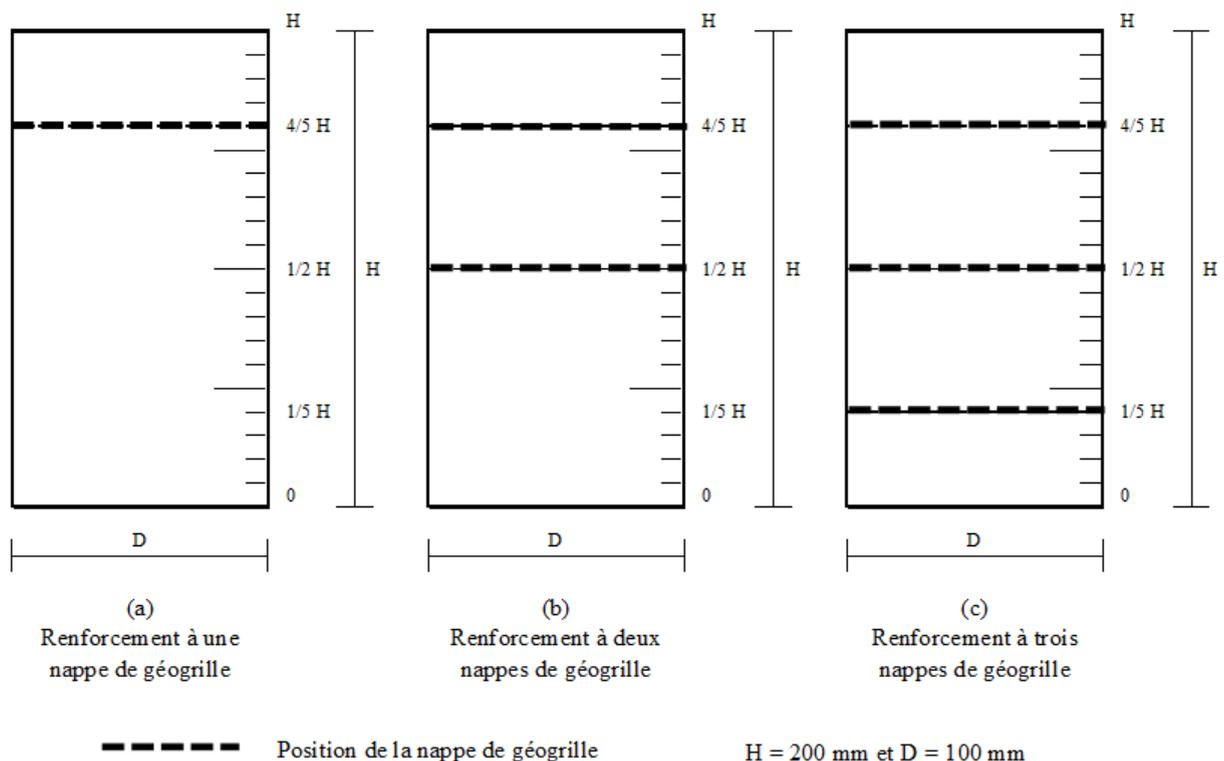


Figure 11. Position des nappes de géogrille dans les éprouvettes ALiPn

Tableau 5. Formulation des échantillons d'argile latéritique stabilisée à la pouzzolane et renforcée à la géogrille

Matériaux de base		Stabilisation à la pouzzolane		Renforcement à la géogrille						
Type	Code	Mélange	Formule	Code	Géogrille	1 nappe	2 nappes	3 nappes		
Argile latéritique	AL1	AL1	80/20	AL1P1	1 nappe	AL1P1G1	AL1P1G2	AL1P1G3		
	AL2			AL2P1		AL5P1G1	AL5P1G2	AL5P1G3		
	AL3			AL3P1		AL10P1G1	AL10P1G2	AL10P1G3		
	AL4		70/30	AL1P2		2 nappes	AL1P2G1	AL1P2G2	AL1P2G3	
	AL5			AL5P2			AL5P2G1	AL5P2G2	AL5P2G3	
	AL6			AL10P2			AL10P2G1	AL10P2G2	AL10P2G3	
	AL7		+	AL10P3			3 nappes	AL1P3G1	AL1P3G2	AL1P3G3
	AL8							AL5P3G1	AL5P3G2	AL5P3G3
	AL9							AL10P3G1	AL10P3G2	AL10P3G3
	AL10		PZL	60/40				AL1P3	AL1P3G1	AL1P3G2
PZL1	AL5P3	AL5P3G1			AL5P3G2			AL5P3G3		
PZL2	AL10P3	AL10P3G1			AL10P3G2			AL10P3G3		
Pouzzolane	PZL3									
Total	13		9			27				

AL : argile latéritique ; PZL : pouzzolane ; ALP : argile latéritique stabilisée à la pouzzolane ; ALPG : argile latéritique stabilisée à la pouzzolane et renforcée à la géogrille

Au total, 27 éprouvettes ont été fabriquées et réparties comme suit :

- 9 éprouvettes à une nappe située à $4H/5$, avec H , la hauteur de l'éprouvette ;
- 9 éprouvettes à deux nappes situées respectivement à $4H/5$ et $H/2$;
- 9 éprouvettes à trois nappes situées respectivement à $4H/5$, $H/2$ et $H/5$.

Ces éprouvettes ont été soumises aux essais CBR et aux essais triaxiaux pour l'évaluation mécanique du renforcement à la géogridde.

II.3.3.2. Choix de la géogridde de renforcement

La géogridde choisie pour le renforcement est un géosynthétique utilisé dans le domaine routier. Il s'agit d'une géogridde Fortrac 65T de la société Huesker (Fig. 12). Elle fait partie du groupe des géosynthétiques flexibles et extrêmement résistants, utilisés depuis plus de 20 ans pour renforcer des sols (Watn, 2011). Conformément à leur fiche technique, les géogrilles Fortrac 65T sont confectionnées à partir de matières premières synthétiques à haut module et faible fluage, enduites d'une couche de protection polymère (Tab. 6). Elles ont pour matière première le polyester à module élevé (PET). Ces géosynthétiques flexibles présentent de faibles déformations sous contrainte continue conformément aux résistances nominales indiquées. Le rouleau du Fortrac 65T, de couleur noire, a une masse surfacique de 280 g/m^2 . Les autres propriétés sont consignées dans le tableau 6.

II.3.3.3. Préparation des éprouvettes pour les essais de portance

Les éprouvettes destinées à l'essai CBR, *California bearing ratio* (AFNOR, 1997) ont été préparées comme suit : (1) découpage de la géogridde en rondelles de diamètre égal au diamètre interne du moule CBR ; (2) mise à la teneur en eau optimale des différentes formules de stabilisation d'argile latéritique à la pouzzolane ; (3) compactage des matériaux améliorés selon le procédé de l'essai CBR avec inclusion de géogridde selon le nombre de nappes arrêté par éprouvette, et suivant la mise en place du matériau amélioré par couches successives (Tab. 7).

Les éprouvettes destinées à l'essai CBR sont immergées pendant 4 jours avant leur poinçonnement, alors que celles soumises à la détermination de l'indice portant immédiat (IPI), sont poinçonnées immédiatement après la préparation (AFNOR, 1997).

II.3.3.4. Préparation des éprouvettes pour les essais triaxiaux

Les éprouvettes destinées aux essais triaxiaux (Tab. 8), ont été préparées conformément

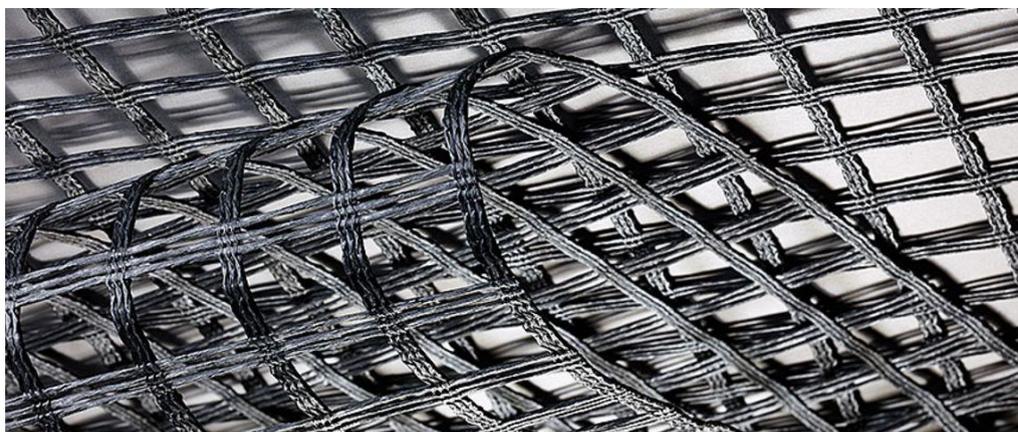


Figure 12. Aperçu de la géogrille Fortrac 65T
(Huesker, 2004)

Tableau 6. Caractéristiques techniques de la géogrille Fortrac 65T
(Huesker, 2004)

N°	Caractéristiques	Natures	Valeurs
1	Matière première	PET	-
2	Enduction	Polymère	-
3	Résistance à la traction (kN/m)		
3.1	Longitudinale	-	≥ 65
3.2	Transversale	-	≥ 20
4	Allongement à la rupture (%)		
4.1	Longitudinale	-	≤ 10
4.2	Transversale	-	≤ 10
5	Ouverture des mailles (mm)	-	25 x 25
6	Dimensions standards (m)		
6.1	Largeur	-	5
6.2	Longueur	-	200

PET : polyester à module élevé

Tableau 7. Constitution et codes des éprouvettes soumises aux essais de portance

AL sélectionnée (Site)	Matériau amélioré	Nappes géogrille		Compactage (coups)			Eprouvettes préparées	
		Nombre	Position	55	25	10	Nombre	Code
AL1 (Dibamba)	AL1P1	1	4/5H	2	2	2	6	AL1P1G1
		2	4/5H et H/2	2	2	2	6	AL1P1G2
		3	4/5H, H/2 et H/5	2	2	2	6	AL1P1G3
	AL1P2	1	4/5H	2	2	2	6	AL1P2G1
		2	4/5H et H/2	2	2	2	6	AL1P2G2
		3	4/5H, H/2 et H/5	2	2	2	6	AL1P2G3
	AL1P3	1	4/5H	2	2	2	6	AL1P3G1
		2	4/5H et H/2	2	2	2	6	AL1P3G2
		3	4/5H, H/2 et H/5	2	2	2	6	AL1P3G3
AL5 (Mombo)	AL5P1	1	4/5H	2	2	2	6	AL5P1G1
		2	4/5H et H/2	2	2	2	6	AL5P1G2
		3	4/5H, H/2 et H/5	2	2	2	6	AL5P1G3
	AL5P2	1	4/5H	2	2	2	6	AL5P2G1
		2	4/5H et H/2	2	2	2	6	AL5P2G2
		3	4/5H, H/2 et H/5	2	2	2	6	AL5P2G3
	AL5P3	1	4/5H	2	2	2	6	AL5P3G1
		2	4/5H et H/2	2	2	2	6	AL5P3G2
		3	4/5H, H/2 et H/5	2	2	2	6	AL5P3G3
AL10 (Foumbot)	AL10P1	1	4/5H	2	2	2	6	AL10P1G1
		2	4/5H et H/2	2	2	2	6	AL10P1G2
		3	4/5H, H/2 et H/5	2	2	2	6	AL10P1G3
	AL10P2	1	4/5H	2	2	2	6	AL10P2G1
		2	4/5H et H/2	2	2	2	6	AL10P2G2
		3	4/5H, H/2 et H/5	2	2	2	6	AL10P2G3
	AL10P3	1	4/5H	2	2	2	6	AL10P3G1
		2	4/5H et H/2	2	2	2	6	AL10P3G2
		3	4/5H, H/2 et H/5	2	2	2	6	AL10P3G3

AL : argile latéritique ; PZL : pouzzolane ; ALP : argile latéritique stabilisée à la pouzzolane ; ALPG : argile latéritique stabilisée à la pouzzolane et renforcée à la géogrille ; H : hauteur de l'éprouvette.

Tableau 8. Constitution et codes des éprouvettes soumises aux essais triaxiaux

AL sélectionnée (Site)	Matériau amélioré	Nappes géogridde		Eprouvettes préparées	
		Nombre	Position	Nombre	Code
AL1 (Dibamba)	AL1P1	1	4/5H	6	AL1P1G1
		2	4/5H et H/2	6	AL1P1G2
		3	4/5H, H/2 et H/5	6	AL1P1G3
	AL1P2	1	4/5H	6	AL1P2G1
		2	4/5H et H/2	6	AL1P2G2
		3	4/5H, H/2 et H/5	6	AL1P2G3
	AL1P3	1	4/5H	6	AL1P3G1
		2	4/5H et H/2	6	AL1P3G2
		3	4/5H, H/2 et H/5	6	AL1P3G3
AL5 (Mombo)	AL5P1	1	4/5H	6	AL5P1G1
		2	4/5H et H/2	6	AL5P1G2
		3	4/5H, H/2 et H/5	6	AL5P1G3
	AL5P2	1	4/5H	6	AL5P2G1
		2	4/5H et H/2	6	AL5P2G2
		3	4/5H, H/2 et H/5	6	AL5P2G3
	AL5P3	1	4/5H	6	AL5P3G1
		2	4/5H et H/2	6	AL5P3G2
		3	4/5H, H/2 et H/5	6	AL5P3G3
AL10 (Foumbot)	AL10P1	1	4/5H	6	AL10P1G1
		2	4/5H et H/2	6	AL10P1G2
		3	4/5H, H/2 et H/5	6	AL10P1G3
	AL10P2	1	4/5H	6	AL10P2G1
		2	4/5H et H/2	6	AL10P2G2
		3	4/5H, H/2 et H/5	6	AL10P2G3
	AL10P3	1	4/5H	6	AL10P3G1
		2	4/5H et H/2	6	AL10P3G2
		3	4/5H, H/2 et H/5	6	AL10P3G3

AL : argile latéritique ; PZL : pouzzolane ; ALP : argile latéritique stabilisée à la pouzzolane ; ALPG : argile latéritique stabilisée à la pouzzolane et renforcée à la géogridde ; H : hauteur de l'éprouvette.

processus suivant : (1) découpage de la géogridde en rondelles ; (2) mise à la teneur en eau optimale des différentes formules d'argile stabilisée à la pouzzolane ; (3) compactage des matériaux améliorés selon le procédé de l'essai Proctor modifié (AFNOR, 1999) avec inclusion de géogridde selon le nombre de nappes arrêté par éprouvette ; (4) le carottage et la mise à la disposition des éprouvettes pour le démarrage des essais triaxiaux. Le carottage a été réalisé à l'aide d'un carottier.

Afin d'éviter les perturbations pendant le carottage, les précautions sont prises depuis la confection des éprouvettes. Ainsi, les disques de géogridde sont confectionnés de façon à épouser le diamètre intérieur du tube carottier à moins de 1 mm. Des disques de papier sont aussi fabriqués avec des trous centraux correspondants aux dimensions des disques de géogridde. La mise en place des nappes de géogridde dans le moule commence par celle des disques de papier. Cela assure un parallélisme quasi absolu des nappes de géogridde dans le moule. Le carottage se fait dans le moule et le fait que les parois du tube ne touchent pas la géogridde garantit la non perturbation des éprouvettes. Seules les éprouvettes parfaitement non perturbées sont sélectionnées pour la suite de l'essai.

II.3.4. Essais géotechniques

Les essais géotechniques préconisés sont des essais d'identification, de compactage et triaxiaux (Tab. 9). Les éprouvettes des différents matériaux à analyser (AL, PZL, ALP, ALPG) ont été soumis, différemment, aux essais géotechniques.

II.3.4.1. Essais d'identification

II.3.4.1.1. Poids volumique des grains solides

La détermination du poids volumique des grains solides concerne les matériaux naturels. Pour cet essai, la méthode utilisée est celle par pesées successives au pycnomètre décrite par la norme NF P94 – 054 (AFNOR, 1991). Il s'agit de déterminer le poids par unité de volume de la fraction solide, sans tenir compte des vides pouvant exister entre les grains.

II.3.4.1.2. Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique a été effectuée sur les matériaux naturels et les argiles latériques stabilisées par l'ajout des fractions de pouzzolane. Seule la méthode de l'analyse granulométrique par tamisage a été réalisée. L'essai consiste à fractionner, au moyen d'une série de tamis, un géomatériau, en plusieurs classes granulaires de tailles décroissantes.

Tableau 9. Essais géotechniques

Essai géotechnique	Norme	AL	PZL	ALP	ALPG
Poids volumique des grains solides	NF P94 – 054 (AFNOR, 1991)	X	X		
Analyse granulométrique	NF P 94 – 056 (AFNOR, 1996)	X	X	X	
Limites d'Atterberg	NF P 94 – 051 (AFNOR, 1993)	X		X	
Essai Proctor modifié	NF P94 – 093 (AFNOR, 1999)	X	X	X	
Essai CBR / IPI	NF P94 – 078 (AFNOR, 1997)	X	X	X	X
Essai triaxiaux CD et UU	NF P94 – 070 (AFNOR, 1994)	X		X	X

AL : argile latéritique ; PZL : pouzzolane ; ALP : argile latéritique stabilisée à la pouzzolane ; ALPG : argile latéritique stabilisée à la pouzzolane et renforcée à la géogrid

Les masses des différents refus et tamisats sont rapportées à la masse initiale du matériau. Les pourcentages ainsi obtenus sont exploités sous forme graphique. Cet essai a été réalisé par référence à la norme NF P 94 – 056 (AFNOR, 1996).

L'analyse granulométrique permet également, la détermination du coefficient d'uniformité (c_u) et du coefficient de courbure (c_c). Ces coefficients, nécessaires pour la classification des matériaux granulaires, sont calculés à partir des formules suivantes :

$$c_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (1)$$

$$c_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10}D_{60}} \quad (2)$$

avec :

- D_{10} étant la dimension du tamis correspondant à 10 % de passants ;
- D_{30} étant la dimension du tamis correspondant à 30 % de passants ;
- D_{60} étant la dimension du tamis correspondant à 60 % de passants.

II.3.4.1.3. Limites d'Atterberg et indices déductibles

Les limites d'Atterberg notamment la limite de liquidité (LL) et la limite de plasticité (LP) sont déterminées uniquement pour les éléments fins d'un sol ($< 400 \mu\text{m}$), car ce sont les seuls éléments sur lesquels, l'eau agit en modifiant la consistance du sol. Les limites d'Atterberg permettent de déterminer les états de consistance d'un matériau (AFNOR, 1993). Les manipulations pour la détermination des limites d'Atterberg et des indices déductibles ont concerné les matériaux naturels (AL) et les argiles latériques stabilisées par ajout de pouzzolane (ALP). L'essai de détermination de LL et LP a été réalisé selon les prescriptions de la norme NF P 94 – 051 (AFNOR, 1993).

L'indice de plasticité IP est un paramètre déductible de LL et LP, couramment utilisé pour caractériser l'argilosité d'un géomatériau. Il caractérise la largeur de la zone où le sol étudié a un comportement plastique. Ce paramètre a été déterminé par la formule de l'équation :

$$\text{IP (\%)} = \text{LL} - \text{LP} \quad (3)$$

LL et LP étant respectivement la limite de liquidité (%) et la limite de plasticité (%).

II.3.4.2. Essais de compactage

La recherche des paramètres de compactage a concerné les matériaux naturels (AL, PZL) et les argiles latériques stabilisées à la pouzzolane (ALP) pour l'essai Proctor et, tous les matériaux pour les indices de portance.

II.3.4.2.1. Essai Proctor

L'essai Proctor a été réalisé selon la norme NF P94 – 093 (AFNOR, 1999). L'essai permet de déterminer les caractéristiques de compactage d'un matériau que sont la masse volumique sèche et la teneur en eau optimale.

Cet essai consiste à placer dans un moule de dimensions déterminées, un échantillon humidifié de manière homogène à une teneur en eau donnée, peu élevée au début, et à compacter cet échantillon par couches, au moyen d'une dame de poids standardisé tombant d'une hauteur standardisée (Fig. 13). Pour chacune des teneurs en eau considérée, on détermine le poids volumique sec du sol et on établit la courbe des variations de ce poids volumique en fonction de la teneur en eau.

II.3.4.2.2. Indice de portance CBR et indice portant immédiat

L'indice portant californien ou essai CBR, de l'Anglais *California bearing ratio*, donne une mesure de la portance relative des sols. Il est déterminé par référence à la norme NF P 94 – 078 (AFNOR, 1997). Cet essai permet d'établir une classification des sols, d'évaluer la traficabilité des engins de terrassement et de déterminer l'épaisseur des chaussées. La valeur de CBR, exprimée en % est, le rapport de la pression produisant un enfoncement donné, au moyen d'un poinçon cylindrique normalisé, de section 19,32 cm², se déplaçant à une vitesse déterminée (1,27 mm/min), à la pression nécessaire pour enfoncer le même poinçon dans les mêmes conditions, dans un matériau-type. Le principe de détermination de l'indice portant immédiat (IPI) est similaire à celui de l'essai CBR, à la seule différence que les éprouvettes ne sont pas immergées avant le poinçonnement.

II.3.4.3. Essais mécaniques

Les paramètres mécaniques déterminés sont le module d'élasticité ou module de Young (E), la cohésion drainée (c'), l'angle de frottement interne à long terme ou l'angle de frottement interne effectif (ϕ') et de la résistance à la compression uniaxiale (σ_c). Ces paramètres ont été déterminés par, l'essai triaxial consolidé drainé et l'essai triaxial non consolidé non drainé, selon les prescriptions de la norme NF P94 – 070 (AFNOR, 1994). Ces essais consistent à appliquer à une éprouvette cylindrique de rapport H/D = 2, une contrainte hydrostatique (ou radiale) constante et une contrainte déviatorique (ou axiale) croissante. Sur sa surface latérale, l'éprouvette est recouverte d'une membrane souple et imperméable en néoprène.

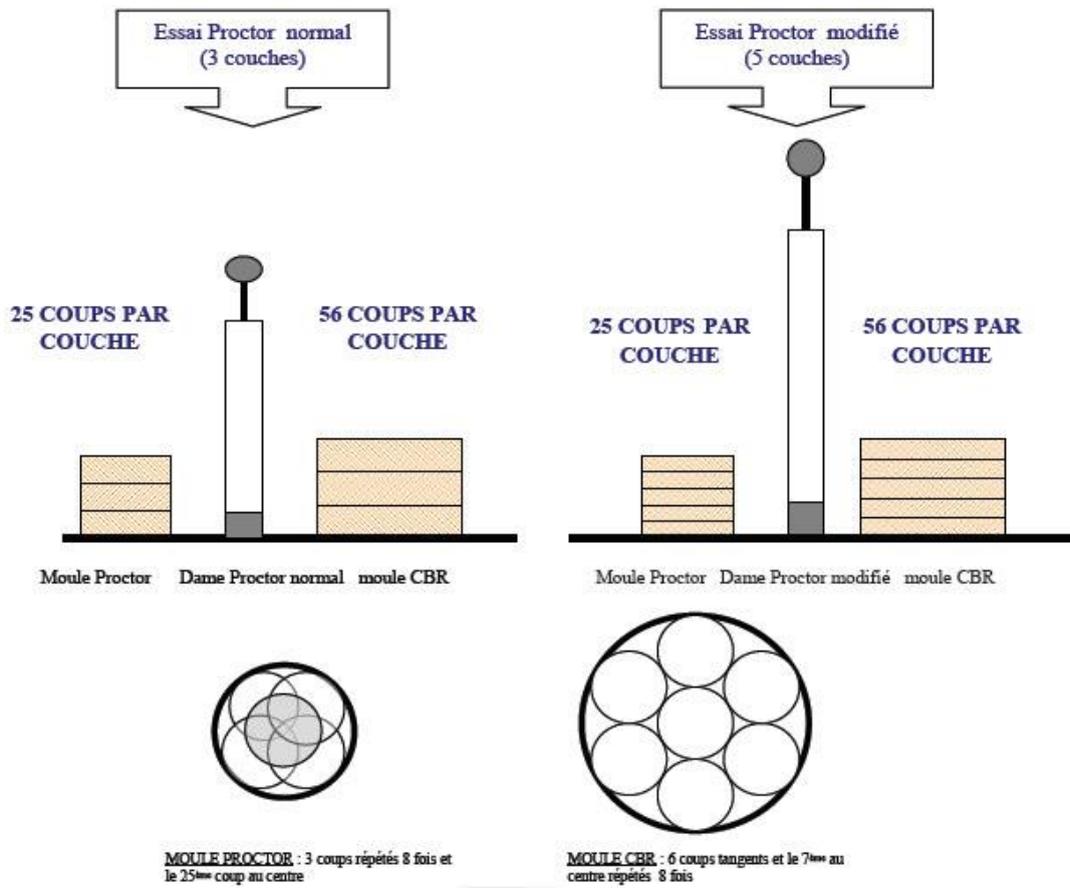


Figure 13. Principe de l'essai Proctor normal et modifié
(Sibille, 2018)

L'éprouvette est montée dans une enceinte étanche avec embases supérieures et inférieures et disques drainants ou non selon le type d'essai à réaliser. Le piston de chargement vertical s'appuie sur le chapeau supérieur (Fig. 14). La cellule est ensuite remplie d'eau que l'on met sous pression. Cette pression dite de confinement ou radiale (σ_3) s'applique tout autour de l'éprouvette et sans effort vertical dans des conditions dites « isotropes ».

Après saturation et consolidation éventuelles de l'échantillon, on impose à l'éprouvette une déformation axiale à vitesse constante. Le piston s'enfonce alors et appuie sur l'éprouvette de section S en faisant croître la force F, que l'on mesure, tout en maintenant le confinement constant. On obtient :

$$\frac{F}{S} = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (4)$$

avec σ_1 : contrainte axiale totale.

Pour l'essai triaxial consolidé drainé (CD), la vitesse de manipulation est très lente, pour permettre à l'échantillon de subir une consolidation et d'être cisailé lentement après le départ ou la dissipation de la pression interstitielle (Fig. 15). Dans ce cas, on place des blocs poreux en partie supérieure et inférieure de la membrane de confinement pour permettre l'évacuation de l'eau. La consolidation d'un matériau résulte en général de la variation des contraintes, qui lui sont appliquées et se traduit par une variation de volume. La consolidation est isotrope si $\Delta\sigma'_1 = \Delta\sigma'_3$ et, anisotrope, si $\Delta\sigma'_1 \neq \Delta\sigma'_3$. Cette consolidation a pour effet de rétablir et de simuler l'état des contraintes *in situ* avant d'appliquer la charge axiale.

La consolidation anisotrope a été préconisée pour l'obtention de meilleurs résultats de résistance au cisaillement et des données contrainte-déformation. Après la consolidation, l'échantillon est ensuite cisailé à une vitesse de chargement constante, en lui imposant une variation du déviateur ($d = \Delta\sigma = \sigma'_1 - \sigma'_3$), jusqu'à la rupture suivant un plan quelconque. Au cours de cette manipulation, le volume de l'éprouvette subit des variations telles que :

$$\frac{\Delta V}{V} = \varepsilon'_x + \varepsilon'_y + \varepsilon'_z \quad (5)$$

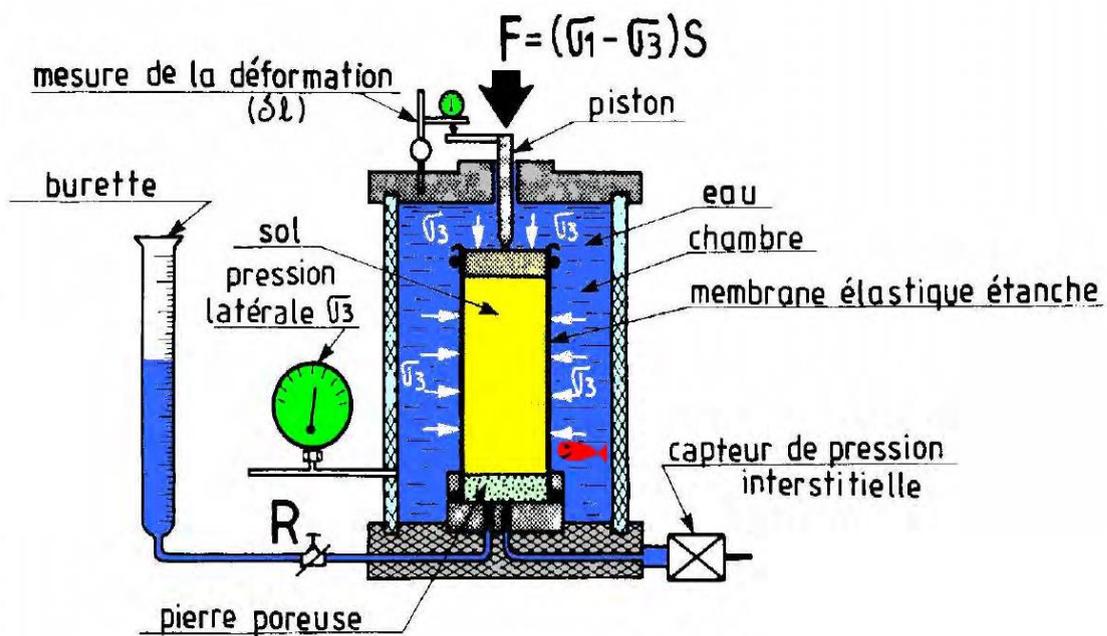
où ε'_x et ε'_y sont des déformations horizontales, alors que ε'_z est la déformation verticale.

En restant dans le cadre strictement élastique, le système de contraintes appliquées se réduit à σ_x , σ_y et σ_z . Etant donné que $\sigma_x = \sigma_y = \sigma'_3$, et $\sigma_z = \sigma'_1$; le principe de superposition applicable à l'élasticité, conduit aux trois extensions suivantes :

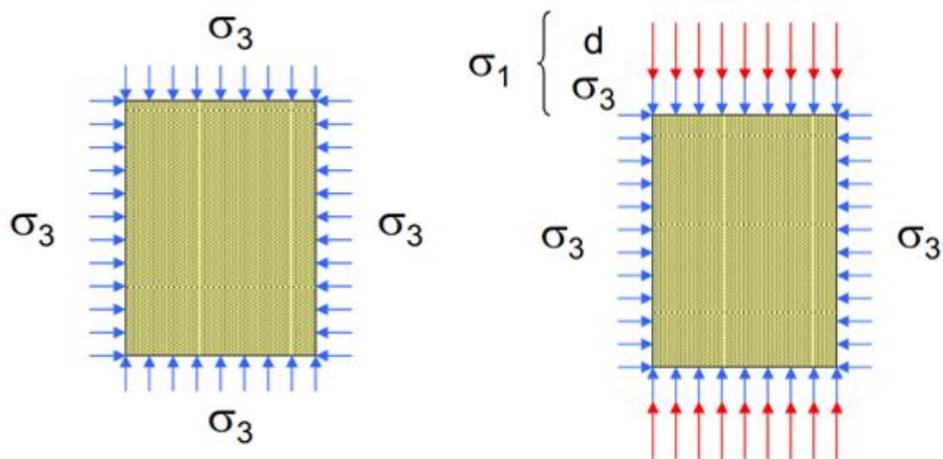
$$\varepsilon'_x = \varepsilon'_y = \frac{1}{E} [\sigma'_3 - \nu(\sigma'_1 + \sigma'_3)] \quad (6)$$

$$\varepsilon'_z = \frac{1}{E} (\sigma'_1 - 2\nu\sigma'_3) \quad (7)$$

(a)



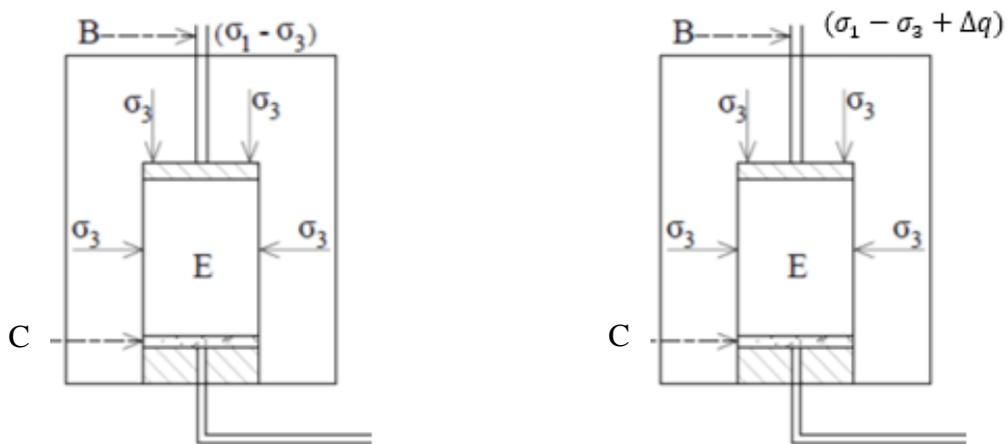
(b)



(a) Montage des éprouvettes

(b) Chargement des éprouvettes

Figure 14. Principe de montage et de chargement des éprouvettes lors de l'essai triaxial



Ⓐ Consolidation (circuit de drainage ouvert : on consolide lentement sous le déviateur $(\sigma_1 - \sigma_3)$)

Ⓑ Cisaillement (circuit de drainage ouvert : on cisaille lentement sous le déviateur $(\sigma_1 - \sigma_3 + \Delta q)$)

B = piston - C = pierre poreuse - E = éprouvette

Figure 15. Principe de l'essai consolidé drainé (CD) à l'appareil triaxial

où E et ν sont respectivement le module de Young et le coefficient de poisson.

Les données de l'essai triaxial consolidé drainé permettent de définir le critère de rupture de Mohr-Coulomb, qui représente l'enveloppe linéaire obtenue par le rapport entre la contrainte de cisaillement (τ) d'un matériau et la contrainte normale (σ') :

$$\tau = \sigma' \tan(\phi') + c' \quad (8)$$

où ϕ' et c' sont respectivement l'angle de frottement interne et la cohésion drainée.

La résistance au cisaillement au moment de la rupture est la contrainte tangentielle correspondant à la contrainte normale qui s'applique sur le plan de cisaillement donné par l'équation (7). Sa valeur (τ_{rupt}) est calculée à l'aide de formule :

$$\tau_{rupt} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \sin\left(\frac{\phi'}{2} + 45^\circ\right) \quad (9)$$

L'essai triaxial non consolidé non drainé (UU) a été exécuté pour la détermination de la résistance à la compression uniaxiale des matériaux étudiés. Pendant toute la durée de l'essai, le circuit de drainage est fermé (Fig. 16). La contrainte hydrostatique σ_3 et le déviateur ($\sigma_1 - \sigma_3$) sont appliqués rapidement.

L'ordre de grandeur de la vitesse de déformation varie, pour une argile, de 0,25 à 0,5 mm/min. La durée totale de l'essai est voisine d'une heure. Afin d'obtenir les paramètres mécaniques à la compression simple, on annule la pression latérale σ_3 . L'essai de compression simple est donc un essai de type UU, dans lequel la pression appliquée initialement à l'éprouvette (σ_3) est nulle (LCPC, 1987). La résistance à la compression uniaxiale σ_c , égale au déviateur des contraintes, selon l'équation :

$$\sigma_c = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (10)$$

II.4. Analyse numérique du renforcement à la géogrille des argiles stabilisées à la pouzzolane

II.4.1. Principe de l'analyse numérique des sols

L'analyse numérique des sols consiste à réaliser une simulation numérique du comportement mécanique étudié, à l'aide de modèles, créés par des logiciels (Labouise, 2003). Cette analyse apporte de nombreuses solutions aux problèmes qui ne sauraient être résolus par des essais de laboratoire (Caudron *et al.*, 2007). Les études en laboratoire du comportement géotechnique des sols s'avèrent de moins en moins globalisantes pour déduire la parfaite stabilité des ouvrages (Bourgeois *et al.*, 2018). Il devient important de prendre en compte le mode de déformation de la masse du sol avant la rupture (Papon, 2010). Seule l'analyse numérique à travers la modélisation offre cette possibilité (Caudron *et al.*, 2007).

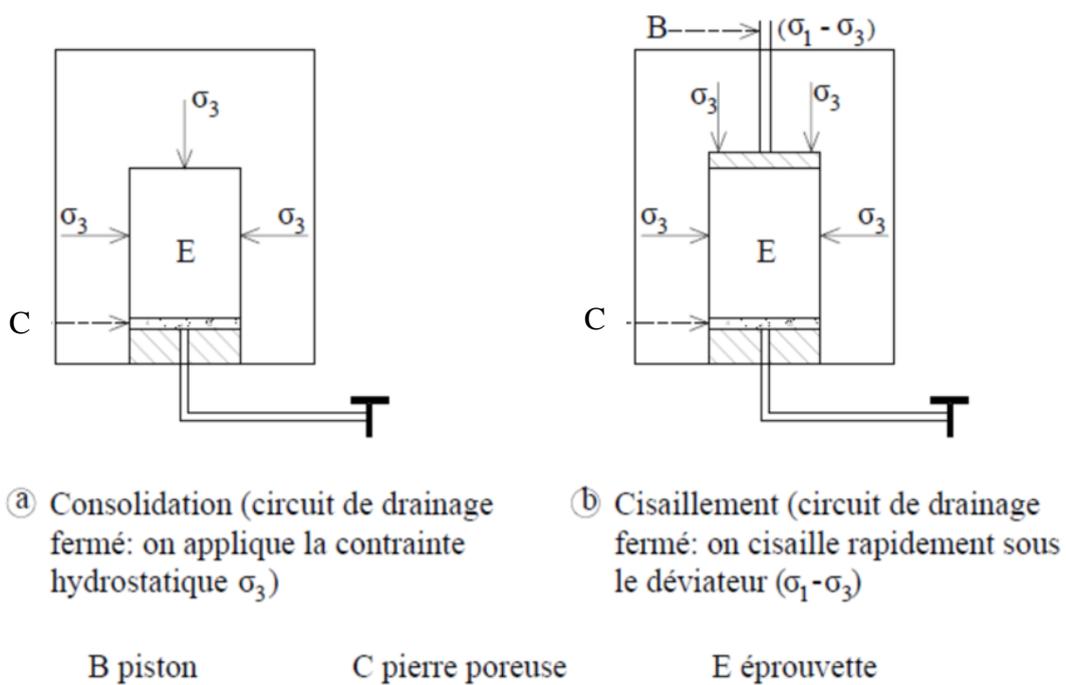


Figure 16. Principe de l'essai non consolidé non drainé (UU) à l'appareil triaxial

La modélisation numérique des ouvrages est donc devenue un outil indispensable pour leur conception (Bourgeois *et al.*, 2018). L'essor de cette modélisation vient également du développement des méthodes de calculs numériques sur ordinateur qui apportent des solutions beaucoup plus réalistes et générales, fondées sur un certain nombre de modèles rhéologiques et d'algorithmes de résolution des divers aspects du comportement des sols (Labouise, 2003). Dans leur ensemble, ces modèles reposent sur des approches élastoplastiques permettant de décrire assez correctement le comportement des sols (Saïtta, 1994).

La modélisation préconisée dans le cadre de la présente étude est celle de l'essai triaxial des argiles latéritiques stabilisées à la pouzzolane et renforcées à la géogrid. Le développement continu de l'essai triaxial consolidé drainé, par l'introduction de nouvelles techniques de mesure et d'asservissement, apporte aux travaux une meilleure compréhension du comportement mécanique des sols (Reiffsteck *et al.*, 2018).

II.4.2. Procédure de l'analyse numérique

Le calcul est exécuté en utilisant le type de calcul multi-phases du logiciel Plaxis, avec trois étapes distinctes. La première est programmée avec le type de calcul *Consolidation* pour une durée égale à 3 jours. La deuxième étape est programmée avec le type de calcul "plastique" par une procédure *Staged construction* afin de pouvoir activer les frontières imperméables à l'écoulement ou, *Closed flow* afin de simuler les conditions hydrauliques non-drainées ou pas. La troisième étape est programmée en calcul "plastique" mais en utilisant la procédure des coefficients totaux *Total multipliers*, afin de pouvoir augmenter le chargement axial directement depuis la fenêtre du programme de calcul et imposer le chemin de contrainte choisi. Ce logiciel est aujourd'hui couramment utilisé dans les bureaux d'études. Conçu par des géotechniciens numériques de l'Université de Delft aux Pays-Bas dans les années 1980, le code de calcul éléments finis Plaxis est un outil pratique d'analyse d'ouvrages et d'essais géotechniques. Si ce code a initialement été développé pour analyser les digues et les sols mous, son champ d'application s'étend aujourd'hui à une large gamme de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élastoplastiques, élastoviscoplastiques en 2D ou 3D et, en grands déplacements, par la méthode lagrangienne actualisée. Très fiable sur le plan numérique, ce code fait appel à des éléments de haute précision, tels que les triangles à 15 nœuds, ainsi qu'à des pilotages de résolution récents, comme la méthode de longueur d'arc. L'utilisation de Plaxis consiste en quatre sous-programmes : *Input, Calculations, Output et Curves*.

La modélisation de l'essai triaxial des matériaux demande l'utilisation de cinq paramètres de sols fournis par des essais de laboratoire. Il s'agit des paramètres d'élasticité (E et γ) et des paramètres classiques de la géotechnique (c' , ϕ' et ψ). La simulation numérique par des éléments finis de l'essai triaxial des matériaux s'effectue par application d'une charge de confinement donnée sur le modèle. L'élément choisi est triangulaire à 15 nœuds, induisant un maillage adopté de 256 éléments. Le renforcement est simulé à des nappes de géogridde de caractéristiques conformes à celles utilisées en travaux de laboratoire. Les principaux résultats de cette modélisation sont les déplacements et les déformations enregistrés dans les modèles, les contraintes axiales verticales à la rupture, les déviateurs maximaux et les modules d'élasticité simulés.

II.4.3. Application aux matériaux de l'étude

L'analyse numérique du renforcement des argiles latéritiques stabilisées à la pouzzolane et renforcées à la géogridde a été effectuée sur la base de la modélisation des paramètres des échantillons stabilisés provenant de AL10. Il s'agit de réaliser des simulations numériques du comportement mécanique des matériaux renforcés, suivant des hauteurs diverses des éprouvettes, assimilables aux épaisseurs de couches de chaussée, obtenues du dimensionnement (Tab. 10). Des simulations numériques ont été effectuées pour des épaisseurs de 200, 250, 300, 350 et 400 mm. L'objectif de ces différentes stimulations étant de maîtriser le comportement mécanique des matériaux vis-à-vis de la variation de la taille des éprouvettes.

Etant donné que, lors de l'expérimentation, les éprouvettes ont une hauteur de 200 mm, les variations de tailles des éprouvettes cherchent à évaluer les paramètres mécaniques à l'échelle réelle des épaisseurs de chaussée. Les simulations numériques ressortent l'influence du facteur échelle entre les données expérimentales et celles de l'analyse numérique.

Au total, 60 simulations numériques de l'essai triaxial CD ont été effectuées (Tab. 11). Par analogie, les interprétations des résultats de ces simulations sont applicables à l'ensemble des matériaux renforcés de la présente étude.

II.5. Exploitation des données de l'étude

II.5.1. Exploitation des systèmes de classification

L'exploitation des données de laboratoire permet de classer les matériaux étudiés. Cette classification consiste à regrouper en famille de sols ayant les caractéristiques voisines, afin de prévoir par, ce fait, leur comportement mécanique (Bagarre, 1990 ; Tockol, 1993).

Tableau 10. Codification des éprouvettes ALPG pour la simulation numérique

Matériaux de base			Stabilisation à la pouzzolane		Renforcement à la géogrille simulé			
Type	Code	Sélection	Formule	Code	Géogrille	1 nappe	2 nappes	3 nappes
Argile latéritique	AL1	AL10 + PZL3	80/20	AL10P1	1 nappe	AL1P1G1'	AL1P1G2'	AL1P1G3'
	AL2							
	AL3							
	AL4		70/30	AL10P2	2 nappes	AL1P2G1'	AL1P2G2'	AL1P2G3'
	AL5							
	AL6							
	AL7							
	AL8		60/40	AL10P3	3 nappes	AL1P3G1'	AL1P3G2'	AL1P3G3'
	AL9							
	AL10							
Pouzzolane	PZL1							
	PZL2							
	PZL3							
Total	12	2	3		9			

AL : argile latéritique ; PZL : pouzzolane ; ALP : argile latéritique stabilisée à la pouzzolane ; ALPG : argile latéritique stabilisée à la pouzzolane et renforcée à la géogrille

Tableau 11. Codification des éprouvettes en fonction des épaisseurs pour la simulation numérique

Matériaux de base	Inclusion de nappes de géogrille	ALPG	Hauteurs (mm) des éprouvettes pour simulation numérique				
			200	250	300	350	400
AL10P1 (80/20)	0	AL10P1G0'	AL10P1G0' ₂₀₀	AL10P1G0' ₂₅₀	AL10P1G0' ₃₀₀	AL10P1G0' ₃₅₀	AL10P1G0' ₄₀₀
	1	AL10P1G1'	AL10P1G1' ₂₀₀	AL10P1G1' ₂₅₀	AL10P1G1' ₃₀₀	AL10P1G1' ₃₅₀	AL10P1G1' ₄₀₀
	2	AL10P1G2'	AL10P1G2' ₂₀₀	AL10P1G2' ₂₅₀	AL10P1G2' ₃₀₀	AL10P1G2' ₃₅₀	AL10P1G2' ₄₀₀
	3	AL10P1G3'	AL10P1G3' ₂₀₀	AL10P1G3' ₂₅₀	AL10P1G3' ₃₀₀	AL10P1G3' ₃₅₀	AL10P1G3' ₄₀₀
AL10P2 (70/30)	0	AL10P2G0'	AL10P2G0' ₂₀₀	AL10P2G0' ₂₅₀	AL10P2G0' ₃₀₀	AL10P2G0' ₃₅₀	AL10P2G0' ₄₀₀
	1	AL10P2G1'	AL10P2G1' ₂₀₀	AL10P2G1' ₂₅₀	AL10P2G1' ₃₀₀	AL10P2G1' ₃₅₀	AL10P2G1' ₄₀₀
	2	AL10P2G2'	AL10P2G2' ₂₀₀	AL10P2G2' ₂₅₀	AL10P2G2' ₃₀₀	AL10P2G2' ₃₅₀	AL10P2G2' ₄₀₀
	3	AL10P2G3'	AL10P2G3' ₂₀₀	AL10P2G3' ₂₅₀	AL10P2G3' ₃₀₀	AL10P2G3' ₃₅₀	AL10P2G3' ₄₀₀
AL10P3 (60/40)	0	AL10P3G0'	AL10P3G0' ₂₀₀	AL10P3G0' ₂₅₀	AL10P3G0' ₃₀₀	AL10P3G0' ₃₅₀	AL10P3G0' ₄₀₀
	1	AL10P3G1'	AL10P3G1' ₂₀₀	AL10P3G1' ₂₅₀	AL10P3G1' ₃₀₀	AL10P3G1' ₃₅₀	AL10P3G1' ₄₀₀
	2	AL10P3G2'	AL10P3G2' ₂₀₀	AL10P3G2' ₂₅₀	AL10P3G2' ₃₀₀	AL10P3G2' ₃₅₀	AL10P3G2' ₄₀₀
	3	AL10P3G3'	AL10P3G3' ₂₀₀	AL10P3G3' ₂₅₀	AL10P3G3' ₃₀₀	AL10P3G3' ₃₅₀	AL10P3G3' ₄₀₀

AL10P1 : argile latéritique AL10 stabilisée à 20% de la pouzzolane ; AL10P2 : argile latéritique AL10 stabilisée à 300% de la pouzzolane ; AL10P3 : argile latéritique AL10 stabilisée à 40% de la pouzzolane ; AL10P1G0'₂₀₀ : matériau AL10P1 simulé sans nappe de géogrille à 200 mm d'épaisseur ; AL10P2G1'₂₅₀ : matériau AL10P2 simulé avec une nappe de géogrille à 250 mm d'épaisseur ; AL10P3G2'₃₅₀ : matériau AL10P3 simulé avec deux nappes de géogrille à 350 mm d'épaisseur ; AL10P3G3'₄₀₀ : matériau AL10P3 simulé avec trois nappes de géogrille à 400 mm d'épaisseur

Bien qu'il existe plusieurs systèmes de classification (DEGN, 1987 ; Bagarre, 1990 ; Millogo, 2008), dans le cadre de la présente étude, seuls les systèmes de classification du Laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC), du Guide des terrassements routiers (GTR) et du *Highway Research Board* (HRB) ont été utilisés.

II.5.2. Exploitation des normes

La comparaison des données obtenues consiste à les confronter aux résultats des études antérieures et aux normes dédiées à la qualification des matériaux en construction routière. La comparaison des données obtenues avec les spécifications en vue de l'utilisation des matériaux étudiés en construction routière, a été effectuée par référence aux normes AFNOR et à l'exploitation des documents de référence tels que, le Guide de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux (CEBTP, 1984) et les Directives et recommandations de la Direction des études générales et de la normalisation au Cameroun (DEGN, 1987).

II.5.3. Exploitation des données d'analyse numérique

L'analyse numérique du comportement mécanique des argiles latéritiques stabilisées à la pouzzolane et renforcées à la géogridde a pour objectif de prévoir la répartition des contraintes et des déformations en sollicitation de cisaillement. Elle permet de déterminer les paramètres mécaniques élastiques et plastiques. Les données de cette analyse sont exploitées par comparaison avec les données expérimentales obtenues des travaux en laboratoire. Cette analyse numérique est également utilisée pour apprécier les gains ou les pertes mécaniques en cas de variation des épaisseurs des matériaux, par rapport à celles de l'expérimentation. Ces données numériques permettent d'apporter des ajustements éventuels entre les modèles expérimentaux et ceux aux grandeurs de mise en œuvre. Ceci est dû au fait qu'il a été impossible de faire des analyses de laboratoire avec les grandeurs réelles requises pour la mise en œuvre.

II.5.4. Solutions d'utilisation des matériaux fabriqués en construction routière

Une attention particulière est donnée aux matériaux fabriqués, mélanges argile-pouzzolane-géogridde, avec pour objectif leur mise en œuvre dans les structures de chaussée. La proposition des solutions prend en compte non seulement l'analyse des paramètres des 27 éprouvettes renforcées, mais aussi, par analogie, le comportement de tous les échantillons d'argile latéritique prélevés et étudiés.

La recherche des solutions d'utilisation des matériaux ALPG passe par les étapes suivantes :

- regroupement des matériaux ALPG en fonction des plages de module d'élasticité ;
- prédimensionnement des couches de chaussée constituées de matériaux ALPG sur la base de la méthode empirique du CEBTP (1984) ;
- dimensionnement de chaussée à l'aide du logiciel Alizé III du SETRA sur la base de la méthode rationnelle du LCPC (1994) ;
- validation des épaisseurs maximales de couches de chaussée égales à 400 mm ;
- constitution des solutions des chaussées en matériaux ALPG.

Le dimensionnement détermine les épaisseurs de couches de chaussée pour lesquelles, le matériau fabriqué présente des contraintes calculées, inférieures à celles admissibles. Ce dimensionnement a été effectué sur la base des valeurs des plages de module d'élasticité retenues, pour des types de trafics T1, T2 et T3 (CEBTP, 1984) et des classes de plate-forme PF1 et PF2 (LCPC,1994). Ainsi, la solution d'utilisation des matériaux ALPG donnée correspond aux épaisseurs nécessaires pour obtenir des couches d'assise dans des conditions de trafic et de plate-forme conformes aux combinaisons T1/PF1, T1/PF2, T2/PF1, T2/PF2, T3/PF1 et T3/PF2. Pour toutes ces combinaisons, un revêtement approprié est choisi et son épaisseur vérifiée dans les mêmes conditions de vérification des couches de chaussée.

II.5.5. Analyse économique de l'utilisation des matériaux fabriqués

Les structures de chaussée retenues ont été l'objet d'une analyse économique de l'utilisation des matériaux ALPG fabriqués, sur la base des prix unitaires moyens des entreprises des travaux routiers. Cette analyse a été réalisée par comparaison avec l'utilisation des matériaux usuels tels que les graveleux latéritiques de bonne qualité et les granulats de concassés des roches suivant le contexte d'étude. Le contexte étant celui de la rareté des matériaux usuels, dont la mobilisation engendre des coûts financiers supplémentaires de transport à pied d'œuvre.

Conclusion

La méthodologie décrite a permis la conduite des travaux de la présente étude. Les travaux préparatoires ont consisté en la revue de la littérature, la localisation et la reconnaissance préliminaire des zones d'étude. L'acquisition des données a consisté en la sélection des sites à étudier, en la description, au prélèvement et en la codification des échantillons de matériaux.

En laboratoire, les travaux ont porté sur les analyses géotechniques notamment les essais d'identification, les essais de compactage et les essais mécaniques. L'analyse numérique, a consisté en la simulation numérique de l'essai triaxial consolidé drainé des modèles numériques des argiles latéritiques stabilisées à la pouzzolane et à la géogridde (ALPG) à l'aide du logiciel Plaxis. Cette simulation a été réalisée avec divers modèles aux hauteurs variant entre 200 et 400 mm. L'exploitation des données expérimentales obtenues a consisté en la comparaison des résultats obtenus aux résultats des études antérieures et aux spécifications établies, et de préciser l'intérêt en construction routière des différents matériaux étudiés.

Les résultats obtenus sont présentés dans le chapitre suivant.

CHAPITRE III. RÉSULTATS

Introduction

Les travaux effectués sur le terrain, en laboratoire et au bureau ont abouti à des résultats qui sont consignés dans le présent chapitre. Ces résultats portent sur la pétrographie des argiles latéritiques et des pouzzolanes, les paramètres géotechniques des matériaux naturels et stabilisés et, les données de l'analyse numérique de la modélisation du comportement mécanique des matériaux stabilisés.

III.1. Pétrographie des matériaux

III.1.1. Argiles latéritiques

Les argiles latéritiques analysées dans le cadre de la présente étude ont été prélevées dans 10 sites, au droit, des points de prélèvement qui mettent en évidence la variabilité visuelle de ces matériaux le long des zones d'étude (Tab. 12). Tous les sites de prélèvement sont des tranchées routières, mises à découvert à la suite des travaux de terrassement.

Le site de Dibamba est une tranchée routière de l'entrée Est du stade de Japouma à Douala, orientée Sud – Nord. Le front de taille de cette tranchée présente une hauteur de 5,00 m. Le profil mis à découvert présente du bas vers le haut un niveau argileux basal surmonté d'un niveau argileux sommital. Le niveau argileux basal est de couleur grisâtre à blanchâtre. Il est constitué d'un matériau compact. Son épaisseur visible varie entre 0,50 m et 1,50 m (Fig. 17). Sa limite avec le niveau argileux sommital est nette et ondulée (Fig. 17). Le niveau argileux sommital, abritant le point de prélèvement de l'échantillon, présente une épaisseur qui varie entre 3,00 et 4,50 m (Fig. 17). Il est de couleur jaunâtre 5Y 4/4 (Munsell Color, 2020). Il présente une structure polyédrique et une texture argilo-sableuse. Ce niveau est constitué de fragments de quartz millimétriques (20 – 30 %) noyés dans un matériau argileux (70 – 80 %). Sa partie supérieure est colonisée par une végétation constituée d'herbes et d'arbustes.

Le site de Lendi est une tranchée routière orientée Sud-Ouest – Nord-Est. Il est localisé au PK 4+900 de la section de route communale allant de Bangue à Lendi. Le profil mis à découvert présente un niveau dont la couleur d'ensemble est jaunâtre 5Y 7/6 (Munsell Color, 2020). Il a une hauteur moyenne de 4,00 m. Il s'agit d'un matériau argileux (65 – 70 %) emballant des fragments de quartz et des nodules ferrugineux. Les fragments de quartz sont millimétriques (25 – 35 %). Les nodules ferrugineux (2 – 5 %) sont millimétriques à centimétriques et parsemé dans tout le front de prélèvement. Le profil est colonisé dans sa partie sommitale par une végétation secondaire (Fig. 17).

Tableau 12. Localisation et données macroscopiques des argiles latéritiques superficielles étudiées

Code	Localisation					Données du niveau de prélèvement		
	Route	Localité	Côté	Latitude (N)	Longitude (E)	Niveau	Epais moy. visible (m)	Couleur (Munsell Color, 2020)
AL1	Route N3	Dibamba	D	03°59'54,10"	09°50'23,60"		3,50	Jaunâtre 5Y 4/4
AL2	Bangue - Lendi	Lendi	G	04°08'55,10"	09°46'54,40"		4,00	Jaunâtre 5Y 7/6
AL3	Route N5	Bekoko	D	04°07'17,80"	09°35'16,11"		7,00	Jaunâtre 5Y 6/3
AL4	Route N5	Kombé	D	04°24'21,60"	09°33'50,20"		1,20	Jaunâtre 5Y 5/4
AL5	Tangui - Mombo	Mombo	G	04°33'10,50"	09°36'00,30"	Argileux meuble superficiel	2,00	Rougeâtre 2,5YR 5/8
AL6	Route N5	Bapoungue	D	05°09'01,42"	10°04'30,63"		2,40	Rougeâtre 7,5YR 6/6
AL7	Route N5	Bafang	G	05°09'17,65"	10°09'15,10"		1,95	Rougeâtre 5YR 6/4
AL8	Route N5	Batié	D	05°18'40,28"	10°19'28,48"		1,25	Rougeâtre 2,5Y 5/8
AL9	Tobe - Kouekong	Sekakouo	G	05°21'44,80"	10°27'15,50"		2,00	Rougeâtre 7,5YR 6/4
AL10	R0604	Foumbot	G	05°30'53,65"	10°37'37,18"		2,55	Rougeâtre 2.5YR 2.5/4

AL : argile latéritique ; D : droit ; G : gauche ; N3 : route nationale n°3 ; N5 : route nationale n°5 ; R15 : route régionale n°15.

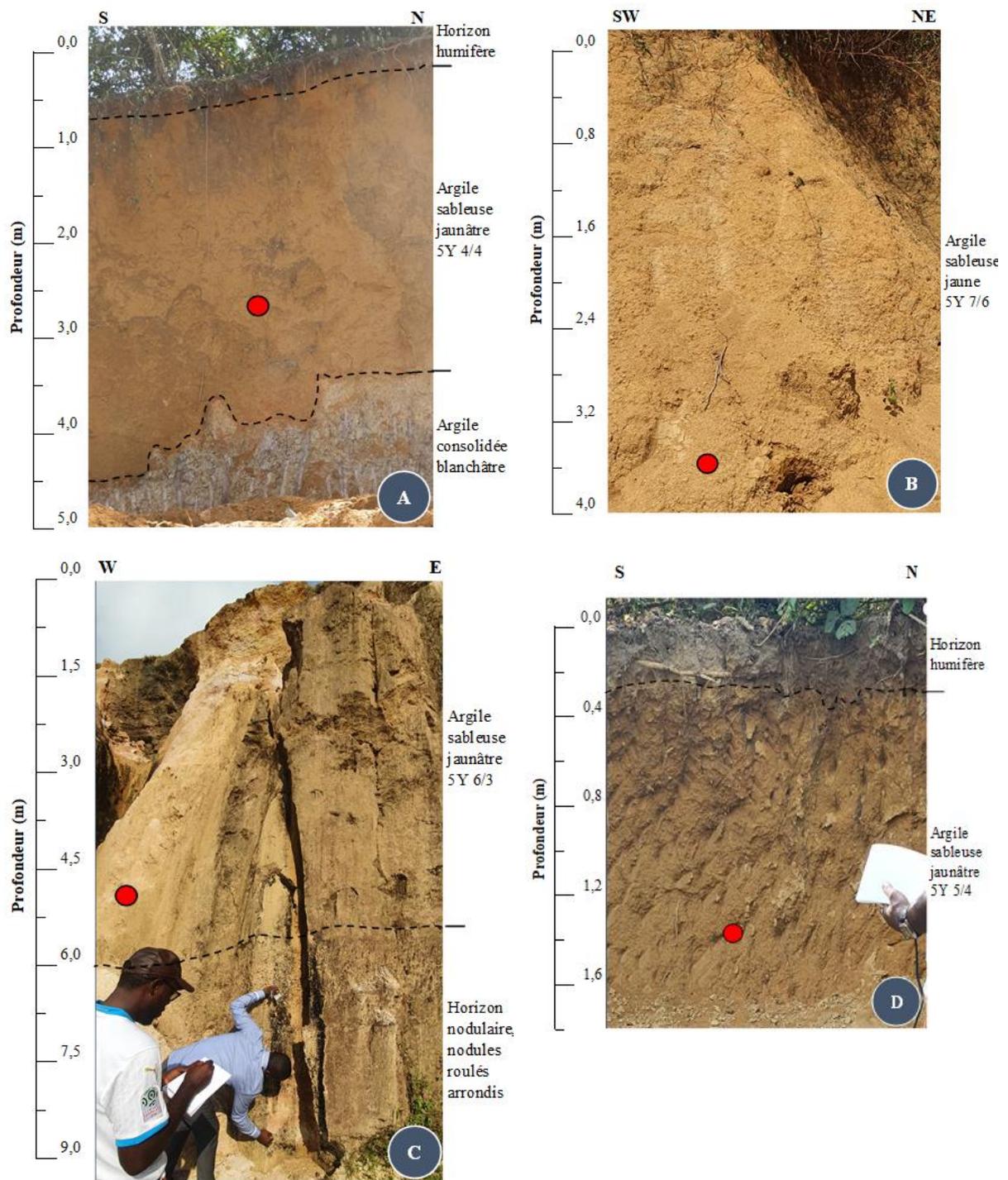
Le site de Bekoko est une carrière de matériaux argileux et sableux. La tranchée explorée est orientée Ouest – Est. Le profil mis à découvert présente une hauteur de 9,00 m (Fig. 17). On observe du bas vers le haut un niveau nodulaire surmonté d'un niveau argileux sableux. Le niveau nodulaire présente une épaisseur visible variant entre 2,50 m et 3,00 m (Fig. 17). Ce niveau est constitué de nodules roulés (80 – 85 %) emballés dans une matrice sablo argileuse jaunâtre 10Y 7/8 (Munsell Color, 2020). Sa limite avec le niveau argileux sableux est nette et ondulée (Fig. 17). Le niveau argileux sableux, de couleur jaunâtre 5Y 6/3 (Munsell Color, 2020), présente une épaisseur de 6,00 m (Fig. 17). Il présente une structure compacte et une texture argilo sableuse. Il abrite le point de prélèvement de l'échantillon. On observe dans ce niveau, la présence des fragments de quartz de taille millimétrique à décimétrique. Sa partie supérieure est couverte par une végétation secondaire.

Le site de Kombé est une tranchée routière orientée Sud – Nord. Le profil mis à découvert présente deux niveaux distincts (Fig. 17). Le niveau basal est de couleur jaunâtre 5Y 5/4 (Munsell Color, 2020) et présente une épaisseur visible variant entre 1,20 m et 1,50 m (Fig. 17). Le matériau constituant ce niveau présente une structure polyédrique et une texture argileuse. Il est un matériau argileux (70 – 75 %) emballant des fragments de quartz millimétriques (25 – 30 %). Sa limite avec le niveau sommital est nette et ondulée (Fig. 17). Le niveau sommital est de couleur sombre et présente une épaisseur comprise entre 0,15 m et 0,25 m (Fig. 17). Il présente une texture argilo sableuse et une structure polyédrique. Sa partie supérieure est colonisée par une végétation secondaire. L'échantillon d'argile latéritique de ce site a été prélevé dans le niveau basal.

Dans la localité de Mombo, le prélèvement s'est effectué sur une tranchée routière de 2,00 m de hauteur environ, orientée Nord-Est – Sud-Ouest (Fig. 18). Le profil mis à découvert présente une couleur d'ensemble rougeâtre 2,5YR 5/8 (Munsell Color, 2020). Le matériau présente une structure polyédrique et une texture argileuse. On note en son sein, la présence de quelques nodules ferrugineux (2 – 3 %). La partie supérieure du profil est recouverte d'une végétation secondaire.

Le site de prélèvement de Bapoungue, orienté Sud – Nord, est une tranchée routière dont le front de taille mesure 3,00 m de hauteur (Fig. 18). Le profil présente un seul niveau dont la couleur d'ensemble est rougeâtre 7,5YR 6/6 (Munsell Color, 2020). Le matériau constitutif de ce niveau présente une structure polyédrique et une texture argilo sableuse. L'observation macroscopique montre que ce niveau est constitué de fragments de quartz millimétriques (20 – 25 %) noyés dans une matrice argileuse (75 – 80 %).

Le site de prélèvement de la zone de Bafang est une tranchée routière orientée Sud –



● : Point de prélèvement de l'échantillon

ⓐ : Site de Dibamba ⓑ : Site de Lendi

ⓒ : Site de Bekoko ⓓ : Site de Kombé

Figure 17. Argiles latéritiques superficielles dans les sites de Dibamba, Lendi, Bekoko et Kombé

Nord. Le front de taille dont l'épaisseur varie entre 2,00 m et 2,50 m (Fig. 18) présente une couleur d'ensemble rougeâtre 5YR 6/4 (Munsell Color, 2020). Le matériau observé présente une structure polyédrique et une texture argileuse.

Dans la localité de Batié, le prélèvement s'est effectué sur une tranchée routière dont la hauteur du front de taille varie entre 1,50 m et 2,00 m, orientée Sud – Nord (Fig. 18). Le matériau observé présente une couleur d'ensemble rougeâtre 2,5Y 5/8 (Munsell Color, 2020), une structure polyédrique et une texture argilo sableuse. Il est constitué d'une matrice argileuse (90 – 95 %) emballant quelques nodules ferrugineux (5 – 10 %). La partie supérieure du profil présente un fort développement racinaire (Fig. 18).

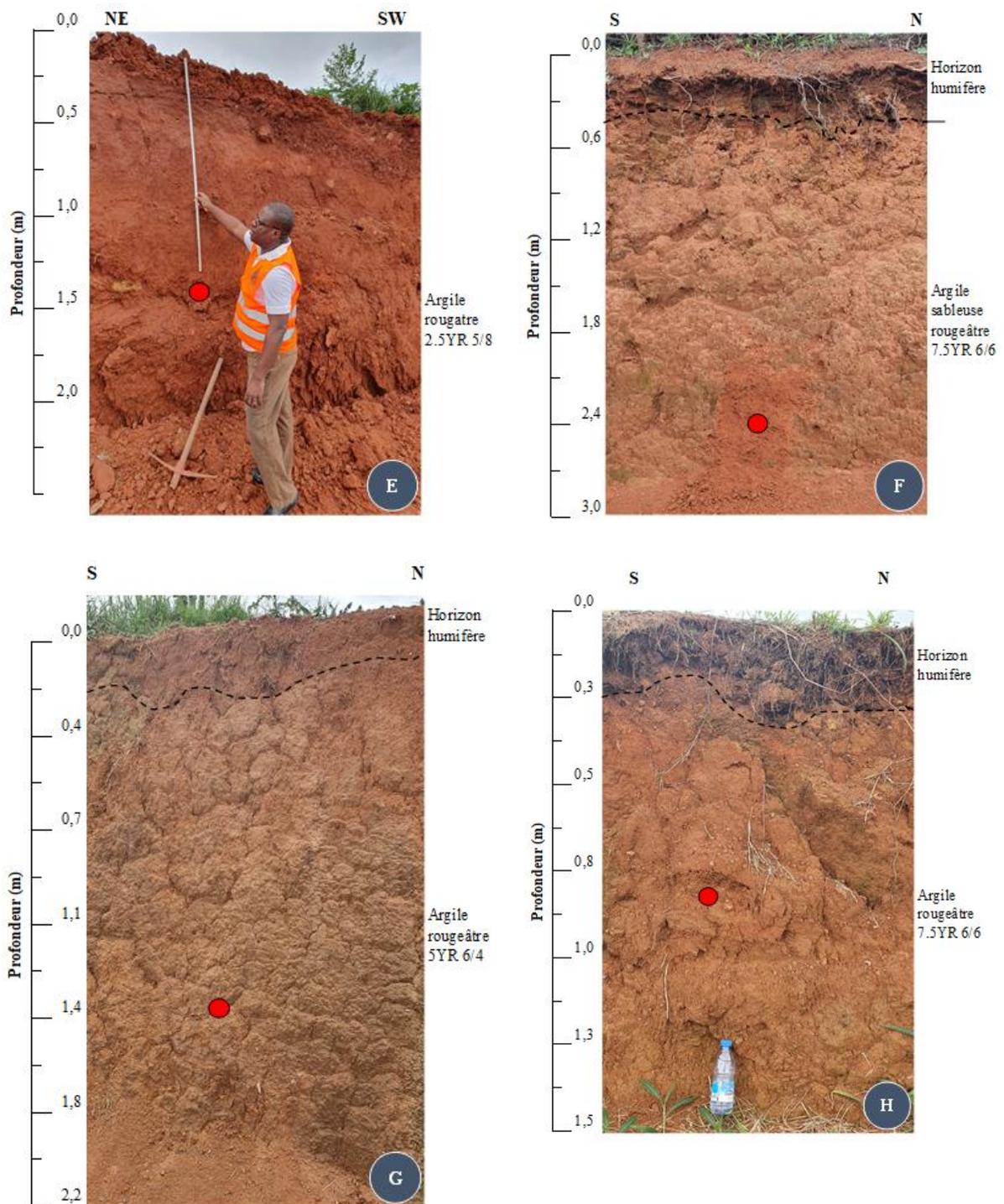
Le site de prélèvement de Sekakouo est une tranchée routière orientée Sud-Est – Nord-Ouest. (Fig. 19). Le profil mis à découvert présente une hauteur comprise entre 2,00 m et 2,50 m et constitué d'un niveau argileux meuble (Fig. 19). Ce niveau présente une couleur d'ensemble rougeâtre 7,5YR 6/4 (Munsell Color, 2020), une structure polyédrique et une texture argileuse.

Le site de prélèvement de Foubot est une tranchée routière orientée Nord-Ouest – Sud-Est. Le profil mis à découvert présente une épaisseur qui varie entre 1,50 m et 2,00 m (Fig.19). Le matériau observé est rougeâtre 2,5YR 2,5/4 (Munsell Color, 2020) et, présente une structure polyédrique et une texture argileuse. Il s'agit d'un matériau argileux emballant quelques fragments de quartz (3 – 5 %) centimétriques.

III.1.2. Pouzzolane

Plusieurs carrières de pouzzolane sont disponibles dans les zones d'étude et majoritairement dans le Moungo. Trois carrières ont été retenues dans la présente étude. Il s'agit des carrières de Njombé, Melong et Foubot. Ce sont d'énormes massifs de matériaux volcaniques mis en place lors des éruptions volcaniques de certains monts de la Ligne volcanique du Cameroun (LVC). Ces carrières sont abondamment exploitées à des fins diverses. Cette intense exploitation a permis la création de grandes tranchées qui offrent l'observation de graves pouzzolaniques disposées en couches successives, de couleurs variées, à structure granulaire presque uniforme associée à des blocs de très grandes tailles (Fig. 20).

Le site de Njombé est un énorme massif de matériaux volcaniques. Il est situé au quartier Mbomè, au Sud-Ouest de la ville de Njombé, non loin du pont sur la rivière Boko. Le front de prélèvement est une grande tranchée haute d'une centaine de mètres résultant d'une exploitation pour des travaux divers (Fig. 20). La tranchée est orientée Nord-Est – Sud-Ouest (Fig. 20). Le profil mis à découvert est constitué de plusieurs bandes de matériaux de structure granulaire, polyédrique et alvéolaire (Fig. 20). Il présente, dans toute sa hauteur, des granulats de dimensions



● : Point de prélèvement de l'échantillon



: Site de Mombo



: Site de Bapoungue

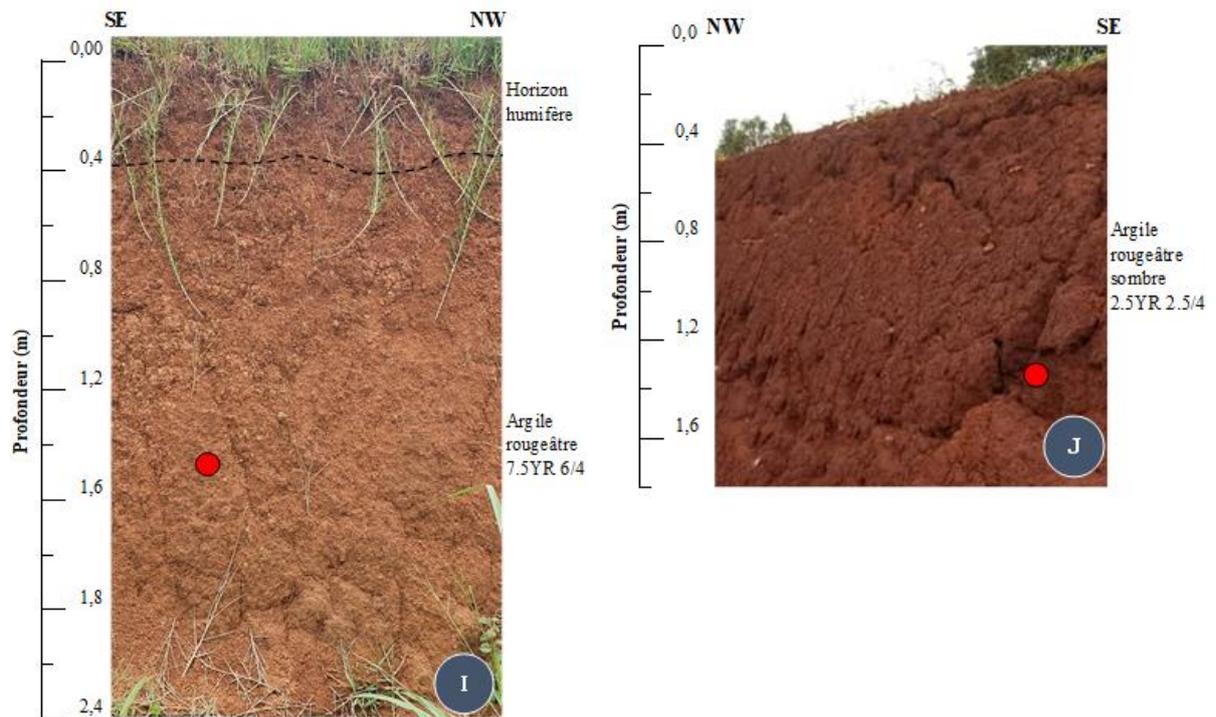


: Site de Bafang



: Site de Batié

Figure 18. Argiles latéritiques superficielles dans les sites de Mombo, Bapoungue, Bafang et Batié



● : Point de prélèvement de l'échantillon
 I : Site de Sekakouo J : Site de Foubot

Figure 19. Argiles latéritiques superficielles dans les sites de Sekakouo et Foubot

variées de texture généralement sableuse, avec une alternance de couleur. En bas, on distingue des bandes rougeâtres constituées de matériaux fins présentant un aspect laminé. En haut, les bandes sombres sont à structure granulaire et constituées de matériaux plus grossiers notamment des blocs centimétriques à décimétriques (Fig. 20). Ces blocs présentent une structure scoriacée avec une surface parfois très rugueuse. La partie supérieure est couverte par endroit par une végétation saisonnière abondante pendant la saison des pluies (Fig. 20).

Le site de Melong se présente sous la forme d'un énorme massif de matériaux volcaniques. C'est une carrière abondamment exploitée pour divers travaux de construction. Elle est située à Mbouroukou, localité de l'arrondissement de Melong II, à environ 5 km de la route N5 (axe routier Douala – Bafoussam), à gauche du Pk 125+000 (station-service Gulfon de Baré Bakem). Le front de prélèvement est une grande tranchée haute d'une cinquantaine de mètres résultant d'une importante exploitation, orientée Nord-Ouest – Sud-Est (Fig. 20). Le profil mis à découvert est constitué de matériaux de texture granulaire et de structure polyédrique alvéolaire (Fig. 20). Ces matériaux se présentent sous forme de bandes superposées de granulats de texture sableuse avec une alternance de couleur (Fig. 20). Le profil de prélèvement présente deux principaux niveaux délimités de façon nette et ondulée. Du bas vers le haut, on observe un niveau rougeâtre surmonté d'un niveau sombre (Fig. 20). Le niveau rougeâtre est constitué de matériaux fins disposés sous forme laminée (Fig.20). Le niveau sombre présente une structure caillouteuse et constitué de blocs scoriacés centimétriques à décimétriques présentant une surface rugueuse (Fig. 20). La partie sommitale du profil est occupée par une végétation saisonnière, constituée d'herbes et d'arbustes, abondante pendant la saison des pluies (Fig. 20).

Le site de Foubot est traversé par la route régionale R0603 au PK 5+000 partant de Foubot vers Bangangté. C'est un énorme massif de matériaux volcaniques, caractérisé par plusieurs puits mis en place lors du volcanisme du type strombolien datant du quaternaire. Ce gisement est plus connu sous le nom de « carrière de Foubot » située au Sud de la localité éponyme. Son exploitation crée de grandes tranchées qui laissent découvrir des matériaux pouzzolaniques (Fig. 20). On observe des dépôts de pouzzolane disposés en couches successives, de couleur rougeâtre, à structure granulaire presque uniforme associée à des blocs de très grandes tailles (Fig. 20). La texture générale est sableuse avec très peu d'éléments fins. Le front de prélèvement est orienté Nord-Ouest – Sud-Est (Fig. 20). L'épaisseur visible de la pouzzolane peut atteindre une trentaine de mètres. La partie supérieure est couverte par endroit par une végétation saisonnière constituée d'herbes abondantes pendant la saison des pluies.



A : Gisement de Njombé

B : Gisement de Melong

C : Gisement de Foubot

Figure 20. Pouzzolanes dans les gisements étudiés

III.2. Paramètres géotechniques des matériaux naturels

III.2.1. Paramètres physiques

III.2.1.1. Poids volumique des grains solides

Les valeurs de poids volumique des grains solides des argiles latéritiques superficielles étudiées sont comprises entre 23,9 kN/m³ et 26,0 kN/m³, soit une moyenne de 25,0 kN/m³. Les grains solides de ces matériaux argileux paraissent moins denses que ceux des pozzolanes, dont les valeurs de poids volumique des grains solides sont comprises entre 26,4 kN/m³ et 26,7 kN/m³, avec une moyenne de 26,6 kN/m³ (Tab. 13).

III.2.1.2. Limite de liquidité et indice de plasticité

Les valeurs de limite de liquidité (LL) des argiles latéritiques superficielles étudiées sont comprises entre 40 % et 68 %, soit une moyenne de 55 % (N = 10 ; Tab. 13). Les valeurs de l'indice de plasticité (IP) varient entre 20% et 36%, soit une moyenne de 28 % (N = 10 ; Tab. 13).

III.2.1.3. Granularité

Les données d'analyse granulométrique des matériaux étudiés sont présentées par le tableau 13. Les courbes granulométriques (Fig. 21) montrent que les argiles latéritiques superficielles étudiées sont constituées de 39 % à 65 % de fines (moy. = 51 % ; N = 10 ; Tab. 13). Le diamètre maximal (D_{max}) des grains d'argiles latéritiques étudiées est de 20 mm. Le pourcentage de passants au tamis de 2 mm est compris entre 64 % et 87 % (moy. = 75 % ; N = 10).

Les pouzzolanes étudiées sont constituées de 4 % à 5 % de particules fines. Le diamètre maximal des grains est de 20 mm pour la pouzzolane de Foumbot et, de 40 mm pour les pouzzolanes de Njombé et Melong. Les pouzzolanes de Njombé et Melong ont les grains les plus grossiers. Leurs passants au tamis de 2 mm ont des valeurs de 19 % et 14 %, respectivement, contre 85 % pour celle de Foumbot.

Les pouzzolanes PZL1 (Njombé), PZL2 (Melong) et PZL3 (Foumbot) ont respectivement, des valeurs de coefficient d'uniformité (Cu) de 3,00 ; 3,50 et 1,71 (Tab. 13). Les valeurs de coefficients de courbure (Cc) respectives sont de 1,33 ; 1,44 et 1,36 (Tab. 13).

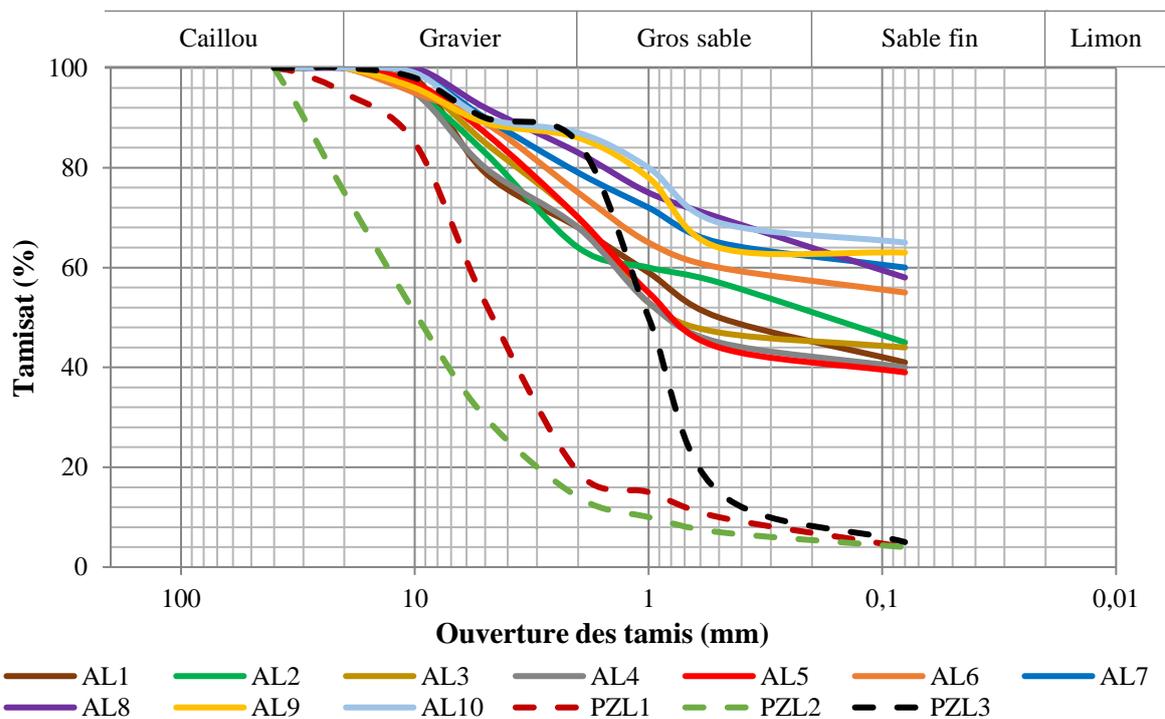
III.2.1.4. Paramètres de compactage et de portance

Les argiles latéritiques superficielles étudiées présentent des valeurs de teneur en eau à l'optimum Proctor modifié (ω -OPM) comprises entre 20,50 % et 25,00 % (moy. = 22,90 % ;

Tableau 13. Paramètres granulométriques et de plasticité des matériaux naturels étudiés

Code	Localités	Nature des matériaux	PVGS (kN/m ³)	TF (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	c _u	c _c
AL1	Dibamba	AL	26,0	41	40	19	21	-	-
AL2	Lendi	AL	25,8	45	45	23	22	-	-
AL3	Bekoko	AL	25,8	44	43	23	20	-	-
AL4	Kombé	AL	25,1	40	46	23	23	-	-
AL5	Mombo	AL	25,0	39	50	24	26	-	-
AL6	Bapoungue	AL	24,6	55	60	26	34	-	-
AL7	Bafang	AL	24,9	60	65	34	31	-	-
AL8	Batié	AL	24,3	58	66	31	35	-	-
AL9	Sekakouo	AL	24,5	63	63	28	35	-	-
AL10	Foumbot	AL	23,9	65	68	32	36	-	-
PZL1	Njombé	GP	26,7	4	-	-	-	3,00	1,33
PZL2	Melong	GP	26,6	4	-	-	-	3,50	1,44
PZL3	Foumbot	GP	26,4	5	-	-	-	1,71	1,36

AL : argile latéritique ; PZL : pouzzolane ; PVGS : poids volumique des grains solides ; TF : teneur en fines ; LL : limite de liquidité ; LP : limite de plasticité ; IP : indice de plasticité ; GP : grave pouzzolanique



N = 10 ; Tab. 14). Les valeurs de densité sèche maximale (DSM) varient entre 1,58 et 1,67 (moy. = 1,58 ; N = 10 ; Tab. 14). Les pouzzolanes de Njombé et de Melong présentent des valeurs de DSM de 1,76 (Tab. 14). Les valeurs de ω -OPM correspondantes sont de 16,90 % et 17,50 %, respectivement. Les valeurs de ω -OPM et DSM de la pouzzolane de Foubot sont respectivement de 18,20 % et 1,65 (Tab. 14).

Les argiles latéritiques superficielles étudiées présentent des valeurs de l'indice portant immédiat (IPI) comprises entre 23% et 43 % (moy. = 38 % ; N = 10 ; Tab. 14). Les valeurs de CBR à 95 % OPM correspondantes varient entre 11 % et 28 % (moy. = 18 % ; N = 10 ; Tab. 14). Les valeurs de IPI des pouzzolanes varient entre 38 % et 41 %, tandis que celles de CBR oscillent entre 36 % et 41 % (Tab. 14).

III.2.2. Paramètres mécaniques

Les essais triaxiaux non consolidé non drainé (UU) et consolidé drainé (CD) réalisés sur les éprouvettes confectionnées à partir des argiles latéritiques superficielles étudiées ont permis la détermination de certains paramètres mécaniques. Ces paramètres mécaniques sont la résistance à la compression uniaxiale (σ_c), le module d'élasticité (E) et les paramètres de cisaillement (c' et ϕ').

III.2.2.1. Déviateurs et déformations verticales totales à la rupture

Les déviateurs maximaux ($\Delta\sigma'_{-1}$) du premier palier de l'essai triaxial CD avec un confinement de 0,100 MPa ont des valeurs comprises entre 0,288 et 0,438 MPa (moy. = 0,390 MPa ; N = 10 ; Tab. 15). Avec la variation de la contrainte de confinement à 0,150 MPa pour le deuxième palier de l'essai, les valeurs du déviateur maximal ($\Delta\sigma'_{-2}$) varient entre 0,352 et 0,565 MPa (moy. = 0,482 MPa ; N = 10 ; Tab. 15).

Les déformations verticales totales observées au deuxième palier ont des valeurs maximales comprises entre -7,50 % et -5,00 % (moy. = -6,36 % ; N = 10 ; Tab. 15)

III.2.2.2. Résistances à la compression uniaxiale et au cisaillement

Les valeurs de σ_c des argiles latéritiques superficielles étudiées sont comprises entre 0,126 MPa et 0,288 MPa, (moy. = 0,192 MPa ; N = 10 ; Tab. 15).

La contrainte de confinement de 0,150 MPa, pour le deuxième palier de l'essai, provoque des valeurs de résistance au cisaillement à la rupture (τ_{rup-2}), comprises entre 0,162 MPa et 0,234 MPa (moy. = 0,211 MPa ; N = 10 ; Tab. 15).

Tableau 14. Paramètres de compactage des matériaux naturels étudiés

Code	Localités	Nature des matériaux	DSM	ω -OPM (%)	IPI (%)	CBR (%)
AL1	Dibamba	AL	1,62	21,20	43	28
AL2	Lendi	AL	1,67	25,30	40	26
AL3	Bekoko	AL	1,62	22,80	36	21
AL4	Kombé	AL	1,66	20,50	34	19
AL5	Mombo	AL	1,60	23,10	32	19
AL6	Bapoungé	AL	1,57	24,30	29	16
AL7	Bafang	AL	1,51	22,50	25	14
AL8	Batié	AL	1,54	21,20	31	17
AL9	Sekakouo	AL	1,54	23,30	23	13
AL10	Foumbot	AL	1,51	24,80	24	11
PZL1	Njombé	PZL	1,76	16,90	41	41
PZL2	Melong	PZL	1,76	17,50	40	39
PZL3	Foumbot	PZL	1,60	18,20	38	36

AL : argile latéritique ; PZL : pouzzolane ; DSM : densité sèche maximale ; ω -OPM : teneur en eau à l'optimum Proctor modifié ; IPI : indice portant immédiat ; CBR : California bearing ratio.

Tableau 15. Paramètres mécaniques des argiles latéritiques superficielles étudiées

Code	σ'_{3-1} (MPa)	σ'_{3-2} (MPa)	$\Delta\sigma_u$ (MPa)	$\Delta\sigma'_{-1}$ (MPa)	$\Delta\sigma'_{-2}$ (MPa)	ε'_{v-2} (%)	σ_c (MPa)	τ_{rup-2} (MPa)	E (MPa)	c' (MPa)	ϕ' (°)
AL1	0,100	0,150	0,288	0,438	0,565	-5,00	0,288	0,234	221,72	0,026	34
AL2	0,100	0,150	0,262	0,369	0,481	-5,30	0,262	0,204	207,17	0,022	32
AL3	0,100	0,150	0,219	0,344	0,444	-5,90	0,219	0,192	174,16	0,024	30
AL4	0,100	0,150	0,206	0,398	0,498	-6,30	0,206	0,216	162,50	0,033	30
AL5	0,100	0,150	0,201	0,371	0,459	-6,30	0,201	0,203	161,56	0,035	28
AL6	0,100	0,150	0,173	0,422	0,505	-6,70	0,173	0,225	116,43	0,048	27
AL7	0,100	0,150	0,139	0,432	0,52	-7,00	0,139	0,23	92,70	0,046	28
AL8	0,100	0,150	0,178	0,422	0,501	-6,50	0,178	0,225	139,30	0,052	26
AL9	0,100	0,150	0,131	0,417	0,491	-7,10	0,131	0,222	83,33	0,055	25
AL10	0,100	0,150	0,126	0,288	0,352	-7,50	0,126	0,162	75,27	0,035	23
Max	0,100	0,150	0,288	0,438	0,565	-5,00	0,288	0,234	221,72	0,055	34
Min	0,100	0,150	0,126	0,288	0,352	-7,50	0,126	0,162	75,27	0,022	23
Moy	0,100	0,150	0,192	0,39	0,482	-6,36	0,192	0,211	143,41	0,038	28

AL : argile latéritique ; σ'_{3-1} : contrainte de confinement au premier palier de l'essai CD ; σ'_{3-2} : contrainte de confinement au deuxième palier de l'essai CD ; $\Delta\sigma_u$: valeur du déviateur lors de l'essai UU ; $\Delta\sigma'_{-1}$: valeur du déviateur au premier palier de l'essai CD ; $\Delta\sigma'_{-2}$: valeur du déviateur au deuxième palier de l'essai CD ; ε'_{v-2} : déformation obtenues au deuxième palier de l'essai CD ; σ_c : résistance à la compression uniaxiale ; τ_{rup-2} : valeur de la résistance au cisaillement à la rupture au deuxième palier de l'essai CD ; E : module de Young c' : cohésion drainée ; ϕ' : l'angle de frottement interne drainé

III.2.2.3. Module d'élasticité et paramètres de cisaillement

Les valeurs de E sont comprises entre 75,25 MPa et 221,72 MPa (moy. = 143,41 MPa ; N = 10 ; Tab. 15). Les valeurs de cohésion drainée (c') sont comprises entre 0,022 et 0,055 MPa (moy. = 0,038 % ; N = 10 ; Tab. 15). Les valeurs de l'angle de frottement interne (ϕ') sont comprises entre 23° et 34° (moy. = 28° ; N = 10 ; Tab. 15).

III.2.6. Classification des matériaux naturels

D'après la classification GTR, les argiles latéritiques superficielles étudiées sont des sols fins de classe A2 (AL1, AL2, AL3, AL4 et AL5 ; Tab. 16) et de classe A3 (AL6, AL7, AL8, AL9 et AL10 ; Tab. 16). Les pouzzolanes étudiées sont des sols insensibles à l'eau de classe D1 (Tab. 16).

Selon la classification LCPC, les matériaux latéritiques étudiés sont des argiles plastiques de classe Ap (Tab. 16). Les de pouzzolane PZL1 de Njombé et PZL2 de Melong, sont classés des graves mal graduées Gm, et le matériau de Foubot est un sable bien gradué classé Sb (Tab. 16).

Dans la classification HRB, les matériaux latéritiques étudiés sont des sols argileux de classe A-7-6 dont les indices de groupe sont compris entre 4 et 17. La pouzzolane de Foubot est de classe A1b, tandis que celles de Njombé et de Melong sont de classe A1a (Tab. 16).

III.3. Paramètres géotechniques des matériaux stabilisés

III.3.1 Argiles latéritiques superficielles stabilisées à la pouzzolane

L'étude de la stabilisation des argiles latéritiques superficielles à la pouzzolane a été effectuée sur les échantillons AL1 (Dibamba), AL5 (Mombo) et AL10 (Foubot). Comparativement à toutes les argiles latéritiques étudiées, ces échantillons présentent respectivement, des caractéristiques bonnes, moyennes et médiocres.

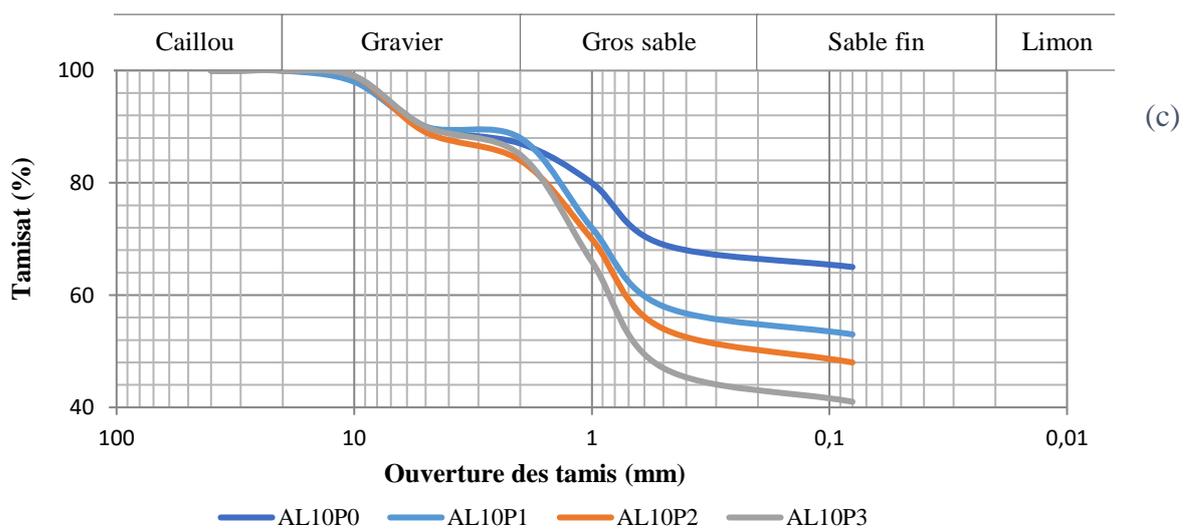
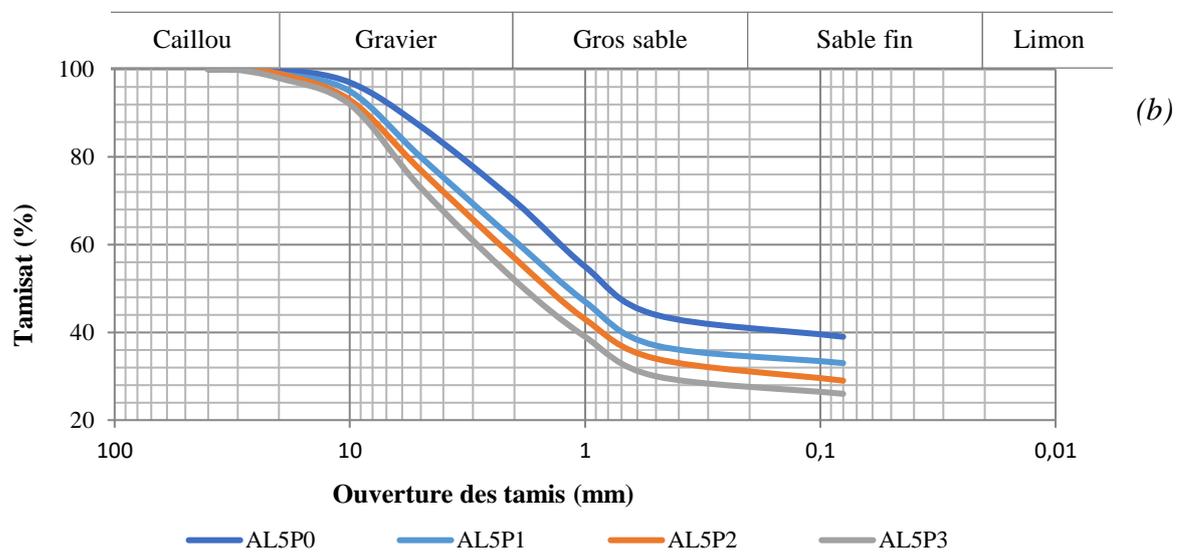
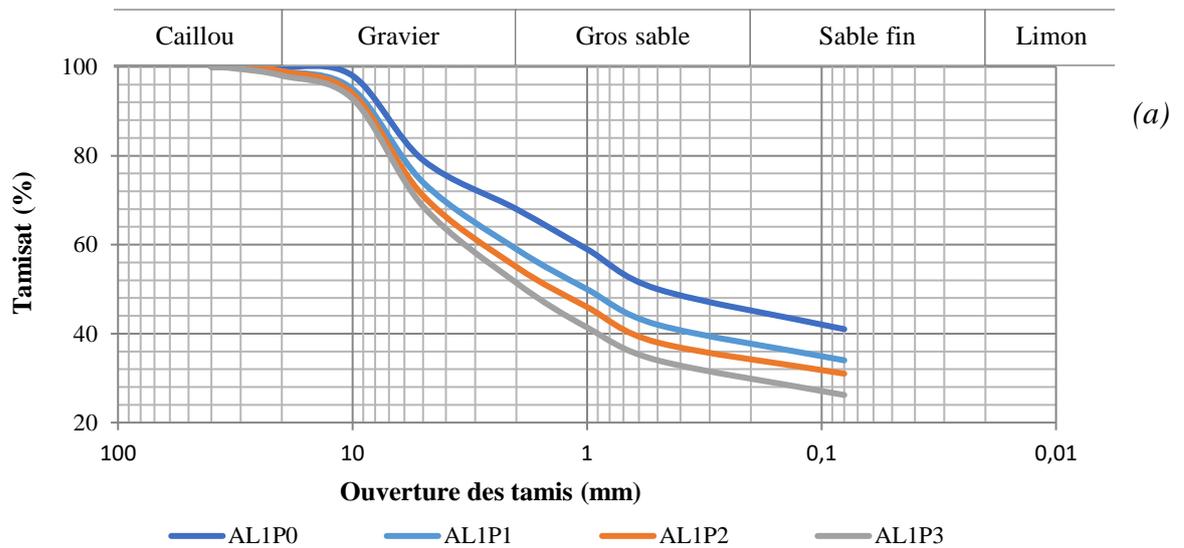
III.3.1.1. Granularité

Les résultats de l'analyse granulométrique de la stabilisation à la pouzzolane des argiles latéritiques superficielles sont consignés dans le tableau 17, tandis que les courbes granulométriques obtenues sont présentées par la figure 22. La stabilisation à la pouzzolane du matériau AL1 présente une variation de la teneur en fines (41 % à 26 % ; Tab. 17), et celle des passants au tamis de 2 mm (68 % à 51 %). Pour l'argile latéritique superficielle AL5, ces variations sont de 39 % à 26% pour la teneur en fines et de 70 % à 52 % pour les passants au tamis de 2 mm. La stabilisation de l'argile latéritique superficielle AL10 présente une variation

Tableau 16. Classification des matériaux naturels étudiés

Code	Localité	Classification			Observation
		GTR	LCPC	HRB	
AL1	Dibamba	A2	Ap	A-7-6(4)	Argile peu plastique
AL2	Lendi	A2	Ap	A-7-6(7)	Argile peu plastique
AL3	Bekoko	A2	Ap	A-7-6(5)	Argile peu plastique
AL4	Kombé	A2	Ap	A-7-6(5)	Argile peu plastique
AL5	Mombo	A2	Ap	A-7-6(6)	Argile peu plastique
AL6	Bapoungue	A3	Ap	A-7-6(8)	Argile plastique
AL7	Bafang	A3	Ap	A-7-6(12)	Argile plastique
AL8	Batié	A3	Ap	A-7-6(11)	Argile plastique
AL9	Sekakouo	A3	Ap	A-7-6(15)	Argile plastique
AL10	Foumbot	A3	Ap	A-7-6(17)	Argile plastique
PZL1	Njombé	D2	Gm	A-2-5(0)	Grave mal graduée insensible à l'eau
PZL2	Melong	D2	Gm	A-2-6(0)	Grave mal graduée insensible à l'eau
PZL3	Foumbot	D1	Sb	A-2-7(0)	Sable bien gradué insensible à l'eau

AL : argile latéritique ; PZL : pouzzolane



(a) : Stabilisation de AL1 (b) : Stabilisation de AL5 (c) : Stabilisation AL10

Figure 22. Courbes granulométriques des argiles latéritiques stabilisées à la pouzzolane

de la teneur en fines de 65 % à 48 % et, des passants au tamis de 2 mm, de 87 % à 84%.

III.3.1.2. Plasticité

Les paramètres de plasticité des matériaux stabilisés à la pouzzolane sont présentés dans le tableau 17. Les valeurs de LL varient respectivement entre 40 % et 20% pour AL1P (Tab.17), 62 % et 40% pour AL5P (Tab.17) et, 68 % à 41% pour AL10P (Tab.17). Les valeurs de IP correspondantes varient entre 21 % et 11 % pour AL1P (Tab.17), 33 et 15 % pour AL5P (Tab.17) et, 36 et 20 pour AL10P (Tab.17).

III.3.1.3. Paramètres de compactage

Les paramètres de compactage des argiles latéritiques superficielles stabilisées à la pouzzolane sont présentés dans le tableau 18.

Les valeurs de ω -OPM varient entre 21,2 % et 15,5 % pour les matériaux AL1P, entre 23,1% à 16,7 % pour les matériaux AL5P et, entre 24,8 % et 17,1 % pour les matériaux issus de AL10 (Tab. 18). Les valeurs de DSM varient, respectivement, entre de 1,62 et 1,70, 1,60 et 1,69 et, 1,51 et 1,62 pour les éprouvettes stabilisés des argiles latéritiques superficielles AL1, AL5 et AL10 (Tab. 18).

Les valeurs de IPI varient, respectivement, entre 43 % et 61 %, 32 % et 50 % et, 24 % et 41 % pour la stabilisation à la pouzzolane des échantillons d'argiles latéritiques superficielles AL1, AL5 et AL10 (Tab. 18). Pour la portance CBR, les valeurs varient, respectivement, entre 28 et 41 % ; 19 et 36 % et, 11 et 29 % (Tab. 18).

III.3.1.4. Paramètres mécaniques

III.3.1.4.1. Déviateurs et déformations verticales totales à la rupture

Les valeurs du déviateur maximal du premier palier de l'essai triaxial CD, avec un confinement de 0,100 MPa, varient entre 0,438 MPa et 0,479 MPa, 0,371 MPa à 0,455 MPa et, 0,288 MPa et 0,355 MPa pour les matériaux AL1, AL5 et AL10, respectivement (Tab. 19).

Le changement de la contrainte de confinement à 0,150 MPa pour le deuxième palier de l'essai, donne des valeurs du déviateur maximal qui oscillent entre 0,565 MPa et 0,630 MPa, 0,459 MPa et 0,597 MPa et, 0,352 MPa et 0,449 MPa pour les matériaux AL1, AL5 et AL10, respectivement (Tab. 19).

Les valeurs maximales des déformations verticales totales observées au deuxième palier varient entre -5,00 % et -2,81 % (AL1P ; Tab. 19), -6,55% et -4,25 % (AL5P ; Tab. 19) et, -7,46 % à -4,89 % (AL10 ; Tab. 19).

Tableau 17. Paramètres granulométriques et de plasticité des argiles latéritiques superficielles stabilisées à la pouzzolane

Code	Formule de stabilisation à la pouzzolane	TF (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
AL1P0	100AL1	41	40	19	21
AL1P1	80AL1 + 20PZL1	34	36	19	17
AL1P2	70AL1 + 30PZL1	31	32	17	15
AL1P3	60AL1 + 40PZL1	26	28	17	11
AL5P0	100AL5	39	62	29	33
AL5P1	80AL5 + 20PZL1	33	51	31	20
AL5P2	70AL5 + 30PZL1	29	45	27	18
AL5P3	60AL5 + 40PZL1	26	40	25	15
AL10P0	100AL10	65	68	32	36
AL10P1	80AL10 + 20PZL3	53	50	23	27
AL10P2	70AL10 + 30PZL3	48	45	21	24
AL10P3	60AL10 + 40PZL3	41	39	19	20

AL : argile latéritique ; PZL : pouzzolane ; TF : teneur en fines ; LL : limite de liquidité ; LP : limite de plasticité (%) ; IP : indice de plasticité

Tableau 18. Paramètres de compactage des argiles latéritiques superficielles stabilisées à la pouzzolane

Code	Formule de stabilisation à la pouzzolane	DSM	ω-OPM (%)	IPI (%)	CBR (%)
AL1P0	100AL1	1,62	21,2	43	28
AL1P1	80AL1 + 20PZL1	1,65	20,1	47	33
AL1P2	70AL1 + 30PZL1	1,67	18,5	54	36
AL1P3	60AL1 + 40PZL1	1,70	15,5	61	41
AL5P0	100AL5	1,6	23,1	32	19
AL5P1	80AL5 + 20PZL1	1,63	20,6	37	24
AL5P2	70AL5 + 30PZL1	1,66	19,2	44	30
AL5P3	60AL5 + 40PZL1	1,69	16,7	50	36
AL10P0	100AL10	1,51	24,8	24	11
AL10P1	80AL10 + 20PZL3	1,56	21,8	30	17
AL10P2	70AL10 + 30PZL3	1,59	19,6	36	22
AL10P3	60AL10 + 40PZL3	1,62	17,1	41	29

AL : argile latéritique ; PZL : pouzzolane ; DSM : densité sèche maximale ; ω -OPM : teneur en eau à l'optimum Proctor modifié ; IPI : indice portant immédiat ; CBR : California bearing ratio

III.3.1.4.2. Résistances à la compression uniaxiale et au cisaillement

Les valeurs de σ_c varient entre 0,288 MPa et 0,391 MPa, 0,201 MPa et 0,335 MPa et, 0,126 MPa à 0,296 MPa pour les éprouvettes AL1P, AL5P et AL10P, respectivement (Tab. 19).

La résistance au cisaillement à la rupture pour le confinement à 0,150 MPa, deuxième palier d'essai, donne des valeurs qui varient entre 0,234 MPa et 0,252 MPa (AL1P ; Tab. 19), 0,203 MPa et 0,242 MPa (AL5P ; Tab. 19) et, 0,162 MPa et 0,197 MPa (AL10P ; Tab. 19).

III.3.1.4.3. Module d'élasticité et paramètres de cisaillement

Le module de Young présente des valeurs qui oscillent entre de 221,72 MPa et 408,49 MPa ; 161,56 MPa et 391,87 MPa et, 75,25 MPa à 280,70 MPa pour les matériaux AL1P, AL5P et AL10P, respectivement (Tab.19).

Les éprouvettes des argiles latéritiques stabilisées à la pouzzolane présentent des valeurs de cohésion drainée (c') qui varient d'un échantillon du matériau à un autre : 0,029 MPa – 0,022 MPa (AL1P ; Tab. 19), 0,035 MPa – 0,022 MPa (AL5P ; Tab. 19), et 0,035 MPa – 0,029 MPa (AL10 ; Tab. 19). Les valeurs correspondantes d'angle de frottement interne varient entre 34° et 37° (AL1P ; Tab. 19), 28° et 36° (AL5P ; Tab. 19) et de 23° à 29° (AL10P ; Tab. 19).

III.3.1.5. Classification des matériaux améliorés

Les matériaux stabilisés à la pouzzolane sont classés A2, A3, B5 et B6, d'après la classification GTR (Tab. 20). Selon la classification LCPC, ces matériaux appartiennent aux classes Ap et SA. Dans la classification HRB, ces matériaux sont de classes A-2-6(0), A-2-7(0), A-7-5(3), A-7-6(7) et A-7-6(10) (Tab. 20).

III.3.2. Argiles latéritiques superficielles stabilisées à la pouzzolane et à la géogridde

III.3.2.1. Paramètres de portance

Les paramètres de portance des matériaux stabilisés à la pouzzolane et renforcés à la géogridde sont présentés dans les tableaux 21, 22 et 23. L'IPI des stabilisations de l'argile latéritique AL1 présente des valeurs qui oscillent entre 47 % et 91 % (Tab. 21). Les stabilisations de l'argile latéritique AL5, donnent des valeurs de IPI comprises entre 37 % et 80 % (Tab. 22). Les stabilisations de l'argile latéritique AL10, donnent un IPI dont les valeurs varient entre 30 % et 74 % (Tab. 23).

Les valeurs de CBR varient respectivement entre 31 % et 63 % (Tab. 21), 24 % et 54 % (Tab. 22) et, 17 % et 50 % (Tab. 23), pour les stabilisations de ces matériaux AL1, AL5 et AL10.

Tableau 19. Paramètres mécaniques des argiles latéritiques superficielles stabilisées à la pouzzolane

Code	Formule de stabilisation à la pouzzolane	σ'_{3-1} (MPa)	σ'_{3-2} (MPa)	$\Delta\sigma_u$ (MPa)	$\Delta\sigma'_{-1}$ (MPa)	$\Delta\sigma'_{-2}$ (MPa)	ε'_{v-2} (%)	σ_c (MPa)	τ_{rup-2} (MPa)	E (MPa)	c' (MPa)	ϕ' (°)
AL1P0	100AL1	0,100	0,150	0,288	0,438	0,565	-5,00	0,288	0,234	221,72	0,026	34
AL1P1	80AL1 + 20PZL1	0,100	0,150	0,302	0,446	0,581	-3,79	0,302	0,238	275,87	0,024	35
AL1P2	70AL1 + 30PZL1	0,100	0,150	0,337	0,439	0,573	-3,30	0,337	0,235	393,61	0,023	35
AL1P3	60AL1 + 40PZL1	0,100	0,150	0,391	0,479	0,63	-2,81	0,391	0,252	408,49	0,022	37
AL5P0	100AL5	0,100	0,150	0,201	0,371	0,459	-6,25	0,201	0,203	161,56	0,035	28
AL5P1	80AL5 + 20PZL1	0,100	0,150	0,245	0,4	0,506	-4,96	0,245	0,217	199,93	0,03	31
AL5P2	70AL5 + 30PZL1	0,100	0,150	0,298	0,422	0,542	-4,82	0,298	0,227	328,75	0,027	33
AL5P3	60AL5 + 40PZL1	0,100	0,150	0,335	0,455	0,597	-4,25	0,335	0,242	391,87	0,022	36
AL10P0	100AL10	0,100	0,150	0,126	0,288	0,352	-7,46	0,126	0,162	75,27	0,035	23
AL10P1	80AL10 + 20PZL3	0,100	0,150	0,177	0,304	0,377	-6,07	0,177	0,171	139,7	0,032	25
AL10P2	70AL10 + 30PZL3	0,100	0,150	0,229	0,326	0,409	-5,50	0,229	0,182	178,4	0,03	27
AL10P3	60AL10 + 40PZL3	0,100	0,150	0,296	0,355	0,449	-4,89	0,296	0,197	280,7	0,029	29

*AL : argile latéritique ; σ'_{3-1} : contrainte de confinement au premier palier de l'essai CD ; σ'_{3-2} : contrainte de confinement au deuxième palier de l'essai CD ; $\Delta\sigma_u$: valeur du déviateur lors de l'essai UU ; $\Delta\sigma'_{-1}$: valeur du déviateur au premier palier de l'essai CD ; $\Delta\sigma'_{-2}$: valeur du déviateur au deuxième palier de l'essai CD ; ε'_{v-2} : déformation obtenues au deuxième palier de l'essai CD ; σ_c : résistance à la compression uniaxiale ; τ_{rup-2} : valeur de la résistance au cisaillement à la rupture au deuxième palier de l'essai CD ; **E** : module de Young **c'** : cohésion drainée ; ϕ' : l'angle de frottement interne drainé*

Tableau 20. Classification des argiles latéritiques superficielles stabilisées à la pouzzolane

Code	Formule de stabilisation à la pouzzolane	Classifications			Observation
		GTR	LCPC	HRB	
AL1P1	80AL1 + 20PZL1	B6	SA	A-2-6(0)	Sable argileux
AL1P2	70AL1 + 30PZL1	B6	SA	A-2-6(0)	Sable argileux
AL1P3	60AL1 + 40PZL1	B5	SA	A-2-6(0)	Sable argileux
AL5P1	80AL5 + 20PZL1	B6	SA	A-2-7(0)	Sable argileux
AL5P2	70AL5 + 30PZL1	B6	SA	A-2-7(0)	Sable argileux
AL5P3	60AL5 + 40PZL1	B6	SA	A-2-7(0)	Sable argileux
AL10P1	80AL10 + 20PZL3	A3	Ap	A-7-6(10)	Argile peu plastique
AL10P2	70AL10 + 30PZL3	A2	SA	A-7-6(7)	Sable argileux
AL10P3	60AL10 + 40PZL3	A2	SA	A-7-5(0)	Sable argileux

ALP : argile latéritique stabilisée à la pouzzolane ; AL : argile latéritique ; PZL : pouzzolane

III.3.2.2. Paramètres mécaniques

III.3.2.2.1. Déviateurs et déformations verticales totales à la rupture

Les déviateurs du premier palier de l'essai triaxial CD avec un confinement de 0,100 MPa subissent des variations par rapport aux différentes stabilisations des argiles latéritiques AL1, AL5 et AL10. Ces variations sont respectivement de 0,446 – 1,539 MPa (Tab. 21), 0,400 – 1,379 MPa (Tab. 22) et, 0,304 – 1,028 MPa (Tab. 23). La contrainte de confinement à 0,150 MPa, pour le deuxième palier de l'essai, donne des valeurs du déviateur qui varient respectivement entre 0,581 MPa et 1,742 MPa (Tab. 21), 0,506 MPa et 1,581 MPa (Tab. 22) et, entre 0,377 MPa et 1,188 MPa (Tab. 23).

Les déformations verticales totales observées au deuxième palier de l'essai ont des valeurs qui varient respectivement de -3,79 % à -0,57 % (Tab. 21), de -4,96 % à -1,50 % (Tab. 22) et, de -6,07 à -2,10 % (Tab. 23).

III.3.2.2.2. Résistances à la compression uniaxiale et au cisaillement

Les valeurs de σ_c varient entre 0,302 MPa et 0,892 MPa, 0,245 MPa et 0,852 MPa et, 0,177 MPa et 0,683 MPa pour les matériaux issus des stabilisations de AL1 (Tab. 21), AL5 (Tab. 22) et AL10 (Tab. 23), respectivement. Les inclusions de 3 nappes de géogridde dans les matériaux AL1P1, AL2P2 et AL3P3, induisent les augmentations des valeurs de σ_c atteignant 100 %, 144 % et 141 %, respectivement. Les valeurs de σ_c des matériaux AL5P1, AL5P2 et AL5P3, renforcés à 3 nappes de géogridde, croissent de 112 %, 133 % et 154 %, respectivement. Celles obtenues après le renforcement à 3 nappes de géogridde des matériaux AL10P1, AL10P2 et AL10P3, présentent des accroissements atteignant 127 %, 124 % et 131%, respectivement. Par rapport aux paramètres des matériaux naturels AL1, AL5 et AL10, l'ajout de 40 % de pouzzolane et l'inclusion de 3 nappes de géogridde, présentent les augmentations de 227 %, 324 % et 442 % des valeurs de σ_c , respectivement.

Les valeurs de τ_{rupt} à 0,150 MPa de confinement, varient entre 0,238 MPa et 0,647 MPa (Tab. 21), 0,217 MPa et 0,588 MPa (Tab. 22) et, 0,171 MPa et 0,468 (Tab. 23), respectivement.

III.3.1.4.3. Module d'élasticité et paramètres de cisaillement

Les valeurs de E varient entre 275,87 MPa et 943,28 MPa, 199,93 MPa et 709,28 MPa et, 139,70 MPa et 607,29 MPa pour les matériaux AL1PG (Tab. 21), AL5PG (Tab. 22) et AL10PG (Tab. 23), respectivement. Les stabilisations de l'argile latéritique superficielle AL1, présentent des valeurs de E avec des accroissements atteignant 85 %, 80 % et 131 % pour les

matériaux AL1P1, AL1P2 et AL1P3 renforcés à 3 nappes de géogridde, respectivement. Le renforcement à 3 nappes de géogridde des matériaux AL5P1, AL5P2 et AL5P3, donne des accroissements de 124 %, 85 % et 81 % des valeurs de E, respectivement. Les valeurs de E des matériaux AL10P1, AL10P2 et AL10P3 renforcées par inclusion de 3 nappes de géogridde, présentent des augmentations atteignant 121 %, 145 % et 116 %, respectivement. Le traitement global (stabilisation à 40% de pouzzolane et le renforcement à 3 nappes de géogridde) des argiles latéritiques superficielles AL1, AL5 et AL10, entraîne une augmentation de 325 %, 339% et 707 % de la valeur de E, respectivement.

Les éprouvettes des argiles latéritiques stabilisées à la pouzzolane et à la géogridde présentent des valeurs de cohésion drainée c' qui varient entre 0,024 MPa et 0,112 MPa, 0,030 MPa et 0,097 MPa et, 0,032 MPa et 0,084 MPa pour les matériaux stabilisés de AL1PG (Tab. 21), AL5PG (Tab. 22) et AL10PG (Tab. 23), respectivement. Le renforcement des matériaux AL1P1, AL1P2 et AL1P3 à 3 nappes de géogridde présente des accroissements des valeurs de c' atteignant 221 %, 254 % et 411 %, respectivement. Après l'inclusion de 3 nappes de géogridde dans les matériaux AL5P1, ALP2 et AL5P3, les valeurs de c' obtenues présentent des accroissements de 194 %, 253 % et 339 %, respectivement. Les valeurs de c' obtenues du renforcement à 3 nappes de géogridde des matériaux AL10P1, AL10P2 et AL10P3, atteignent des augmentations de 189 %, 185% et 190 %, respectivement. Les valeurs de c' des matériaux naturels AL1, AL5 et AL10 augmentent de 333 %, 176 % et 124%, après la stabilisation à 40% de pouzzolane et à 3 nappes de géogridde, respectivement.

Les valeurs d'angle de frottement interne ϕ' oscillent entre 35° et 42° (Tab. 21), 31° et 42° (Tab. 22) et, 25° et 38° (Tab. 23), respectivement. Les valeurs de ϕ' présentent des accroissements qui atteignent 17 %, 20 % et 14 % pour les matériaux AL1P1, AL1P2 et AL1P3, renforcés à 3 nappes de géogridde respectivement. Elles présentent des augmentations de 28 %, 37 % et 31 % pour le renforcement à 3 nappes de géogridde des matériaux AL5P1, AL5P2 et AL5P3, respectivement. Les augmentations des valeurs de ϕ' atteignent 29 %, 24 % et 17 % pour l'inclusion de 3 nappes de géogridde des matériaux AL10P1, AL10P2 et AL10P3, respectivement. La stabilisation des matériaux AL1, AL5 et AL10 à 40% de pouzzolane et à 3 nappes de géogridde, entraîne des accroissements des valeurs de ϕ' de 24 %, 50% et 65%, respectivement.

Tableau 21. Paramètres de portance et paramètres mécaniques de l'argile latéritique superficielle AL1 stabilisée à la pouzzolane et à la géogrille

AL de base	FSP	NNG	Code	IPI (%)	CBR (%)	σ'_{3-1} (MPa)	σ'_{3-2} (MPa)	$\Delta\sigma_u$ (MPa)	$\Delta\sigma'_{-1}$ (MPa)	$\Delta\sigma'_{-2}$ (MPa)	ε'_{v-2} (%)	σ_c (MPa)	τ_{rup-2} (MPa)	E (MPa)	c' (MPa)	ϕ' (°)
AL1	80AL1 + 20PZL1	0	AL1P1G0	47	31	0,100	0,150	0,302	0,446	0,581	-3,79	0,302	0,238	275,87	0,024	35
		1	AL1P1G1	59	36	0,100	0,150	0,363	0,779	0,930	-2,54	0,393	0,371	323,67	0,059	37
		2	AL1P1G2	67	41	0,100	0,150	0,408	0,918	1,078	-1,79	0,512	0,425	405,53	0,071	38
		3	AL1P1G3	75	48	0,100	0,150	0,522	1,123	1,313	-1,39	0,604	0,496	509,28	0,077	41
	70AL1 + 30PZL1	0	AL1P2G0	54	36	0,100	0,150	0,337	0,439	0,573	-3,30	0,337	0,235	393,61	0,023	35
		1	AL1P2G1	65	41	0,100	0,150	0,513	0,706	0,866	-2,40	0,513	0,341	453,67	0,046	38
		2	AL1P2G2	74	49	0,100	0,150	0,672	1,013	1,193	-1,50	0,672	0,457	605,53	0,071	40
		3	AL1P2G3	82	55	0,100	0,150	0,822	1,226	1,428	-1,04	0,822	0,530	709,28	0,081	42
	60AL1 + 40PZL1	0	AL1P3G0	61	41	0,100	0,150	0,391	0,479	0,630	-2,81	0,391	0,252	408,49	0,022	37
		1	AL1P3G1	75	50	0,100	0,150	0,583	0,925	1,095	-1,93	0,633	0,425	533,67	0,067	39
		2	AL1P3G2	88	57	0,100	0,150	0,712	1,151	1,342	-1,00	0,772	0,506	690,53	0,080	41
		3	AL1P3G3	96	63	0,100	0,150	0,892	1,539	1,742	-0,57	0,942	0,647	943,28	0,112	42

FSP : formule de stabilisation à la pouzzolane ; NNG : nombre de nappes de géogrille ; IPI : indice portant immédiat ; CBR : California bearing ratio ; σ'_{3-1} : contrainte de confinement au premier palier de l'essai CD ; σ'_{3-2} : contrainte de confinement au deuxième palier de l'essai CD ; $\Delta\sigma_u$: valeur du déviateur lors de l'essai UU ; $\Delta\sigma'_{-1}$: valeur du déviateur au premier palier de l'essai CD ; $\Delta\sigma'_{-2}$: valeur du déviateur au deuxième palier de l'essai CD ; ε'_{v-2} : déformation obtenues au deuxième palier de l'essai CD ; σ_c : résistance à la compression uniaxiale ; τ_{rup-2} : valeur de la résistance au cisaillement à la rupture au deuxième palier de l'essai CD ; E : module de Young, c' : cohésion drainée ; ϕ' : l'angle de frottement interne drainé

Tableau 22. Paramètres de portance et paramètres mécaniques de l'argile latéritique superficielle AL5 stabilisée à la pouzzolane et à la géogrid

AL de base	FSP	NNG	Code	IPI (%)	CBR (%)	σ'_{3-1} (MPa)	σ'_{3-2} (MPa)	$\Delta\sigma_u$ (MPa)	$\Delta\sigma'_{-1}$ (MPa)	$\Delta\sigma'_{-2}$ (MPa)	ε'_{v-2} (%)	σ_c (MPa)	τ_{rup-2} (MPa)	E (MPa)	c' (MPa)	ϕ' (°)
AL5	80AL5 + 20PZL1	0	AL5P1G0	37	24	0,100	0,150	0,245	0,400	0,506	-4,96	0,245	0,217	199,93	0,030	31
		1	AL5P1G1	46	30	0,100	0,150	0,321	0,717	0,859	-4,30	0,321	0,348	238,97	0,056	36
		2	AL5P1G2	60	35	0,100	0,150	0,45	0,874	1,034	-3,60	0,451	0,407	385,7	0,066	38
		3	AL5P1G3	73	41	0,100	0,150	0,519	1,171	1,351	-2,70	0,519	0,518	447,05	0,088	40
	70AL5 + 30PZL1	0	AL5P2G0	44	30	0,100	0,150	0,298	0,422	0,542	-4,82	0,298	0,227	328,75	0,027	33
		1	AL5P2G1	55	36	0,100	0,150	0,467	0,819	0,979	-3,90	0,467	0,386	378,98	0,059	38
		2	AL5P2G2	66	42	0,100	0,150	0,609	1,020	1,200	-2,70	0,609	0,460	530,51	0,072	40
		3	AL5P2G3	81	48	0,100	0,150	0,693	1,298	1,489	-1,80	0,693	0,562	607,29	0,095	41
	60AL5 + 40PZL1	0	AL5P3G0	50	36	0,100	0,150	0,335	0,455	0,597	-4,25	0,335	0,242	391,87	0,022	36
		1	AL5P3G1	65	43	0,100	0,150	0,521	0,740	0,910	-3,20	0,521	0,353	453,67	0,046	39
		2	AL5P3G2	76	48	0,100	0,150	0,686	0,969	1,149	-2,20	0,686	0,440	605,53	0,066	40
		3	AL5P3G3	87	54	0,100	0,150	0,852	1,379	1,581	-1,50	0,852	0,588	709,28	0,097	42

FSP : formule de stabilisation à la pouzzolane ; NNG : nombre de nappes de géogrid ; IPI : indice portant immédiat ; CBR : California bearing ratio ; σ'_{3-1} : contrainte de confinement au premier palier de l'essai CD ; σ'_{3-2} : contrainte de confinement au deuxième palier de l'essai CD ; $\Delta\sigma_u$: valeur du déviateur lors de l'essai UU ; $\Delta\sigma'_{-1}$: valeur du déviateur au premier palier de l'essai CD ; $\Delta\sigma'_{-2}$: valeur du déviateur au deuxième palier de l'essai CD ; ε'_{v-2} : déformation obtenues au deuxième palier de l'essai CD ; σ_c : résistance à la compression uniaxiale ; τ_{rup-2} : valeur de la résistance au cisaillement à la rupture au deuxième palier de l'essai CD ; E : module de Young ; c' : cohésion drainée ; ϕ' : l'angle de frottement interne drainé

Tableau 23. Paramètres de portance et mécaniques de l'argile latéritique superficielle AL10 stabilisée à la pouzzolane et à la géogrid

AL de base	FSP	NNG	Code	IPI (%)	CBR (%)	σ'_{3-1} (MPa)	σ'_{3-2} (MPa)	$\Delta\sigma_u$ (MPa)	$\Delta\sigma'_{-1}$ (MPa)	$\Delta\sigma'_{-2}$ (MPa)	ε'_{v-2} (%)	σ_c (MPa)	τ_{rup-2} (MPa)	E (MPa)	c' (MPa)	ϕ' (°)
AL10	80AL10 + 20PZL3	0	AL10P1G0	30	17	0,100	0,150	0,177	0,304	0,377	-6,07	0,177	0,171	139,70	0,032	25
		1	AL10P1G1	40	23	0,100	0,150	0,213	0,552	0,630	-5,00	0,213	0,283	193,10	0,077	26
		2	AL10P1G2	48	28	0,100	0,150	0,342	0,673	0,768	-4,00	0,342	0,336	235,56	0,084	29
		3	AL10P1G3	56	32	0,100	0,150	0,402	0,827	0,940	-3,10	0,402	0,399	309,28	0,092	32
	70AL10 + 30PZL3	0	AL10P2G0	36	22	0,100	0,150	0,229	0,326	0,409	-5,50	0,229	0,182	178,40	0,03	27
		1	AL10P2G1	45	27	0,100	0,150	0,316	0,583	0,689	-4,80	0,316	0,295	233,68	0,059	31
		2	AL10P2G2	60	34	0,100	0,110	0,445	0,761	0,787	-3,80	0,445	0,326	380,23	0,072	34
		3	AL10P2G3	71	40	0,100	0,150	0,512	0,991	1,142	-2,60	0,512	0,456	436,45	0,086	37
	60AL10 + 40PZL3	0	AL10P3G0	41	29	0,100	0,150	0,296	0,355	0,449	-4,89	0,296	0,197	280,70	0,029	29
		1	AL10P3G1	51	33	0,100	0,150	0,437	0,735	0,855	-3,90	0,437	0,356	378,98	0,073	33
		2	AL10P3G2	63	44	0,100	0,150	0,579	0,850	0,984	-3,00	0,579	0,403	530,51	0,079	35
		3	AL10P3G3	74	50	0,100	0,150	0,683	1,028	1,188	-2,10	0,683	0,468	607,29	0,084	38

FSP : formule de stabilisation à la pouzzolane ; NNG : nombre de nappes de géogrid ; IPI : indice portant immédiat ; CBR : California bearing ratio ; σ'_{3-1} : contrainte de confinement au premier palier de l'essai CD ; σ'_{3-2} : contrainte de confinement au deuxième palier de l'essai CD ; $\Delta\sigma_u$: valeur du déviateur lors de l'essai UU ; $\Delta\sigma'_{-1}$: valeur du déviateur au premier palier de l'essai CD ; $\Delta\sigma'_{-2}$: valeur du déviateur au deuxième palier de l'essai CD ; ε'_{v-2} : déformation obtenues au deuxième palier de l'essai CD ; σ_c : résistance à la compression uniaxiale ; τ_{rup-2} : valeur de la résistance au cisaillement à la rupture au deuxième palier de l'essai CD ; E : module de Young ; c' : cohésion drainée ; ϕ' : l'angle de frottement interne drainé

III.4. Analyse numérique de la modélisation des matériaux stabilisés

III.4.1. Paramètres d'entrée des sols et de la géogridde

Les paramètres d'entrée servant à l'analyse numérique des matériaux stabilisés étudiés, proviennent des données des essais géotechniques en laboratoire.

Les matériaux utilisés pour la simulation sont des argiles latéritiques superficielles stabilisées à la pouzzolane (AL10P1, AL10P2, AL10P3) et, notamment de l'argile latéritique superficielle AL10 de Foubot. Les paramètres retenus sont : DSM, TE-OPM, γ , ϕ' , c' , E, et ν . Les valeurs de ces paramètres sont rappelées dans le tableau 24.

La géogridde choisie pour le renforcement est le même géosynthétique utilisé lors des travaux en laboratoire. Il s'agit de la géogridde Fortrac 65T de HUESKER, qui présente des valeurs de résistance de traction longitudinale et celle de traction transversale, supérieures ou égales à 65 et 20 kN/m, respectivement. Le renforcement est effectué comme conformément aux dispositions des travaux en laboratoire. A savoir : le renforcement à 1 nappe de géogridde placée à 4H/5, celui à 2 nappes de géogridde placées à 4H/5 et H/2 et, enfin, celui à 3 nappes placées à 4H/5, H/2 et H/5.

III.4.2. Modèles numériques

La simulation numérique a été réalisée pour chaque matériau stabilisé à la pouzzolane (AL10P1, AL10P2, AL10P3), renforcé à 1, 2 et 3 nappes de géogridde. Pour chaque type de matériau modélisé, la simulation a été effectuée sur des éprouvettes de dimensions variables. Les éprouvettes possèdent des hauteurs en mm de 200, 250, 300, 350 et 400, avec un élancement égal à 2.

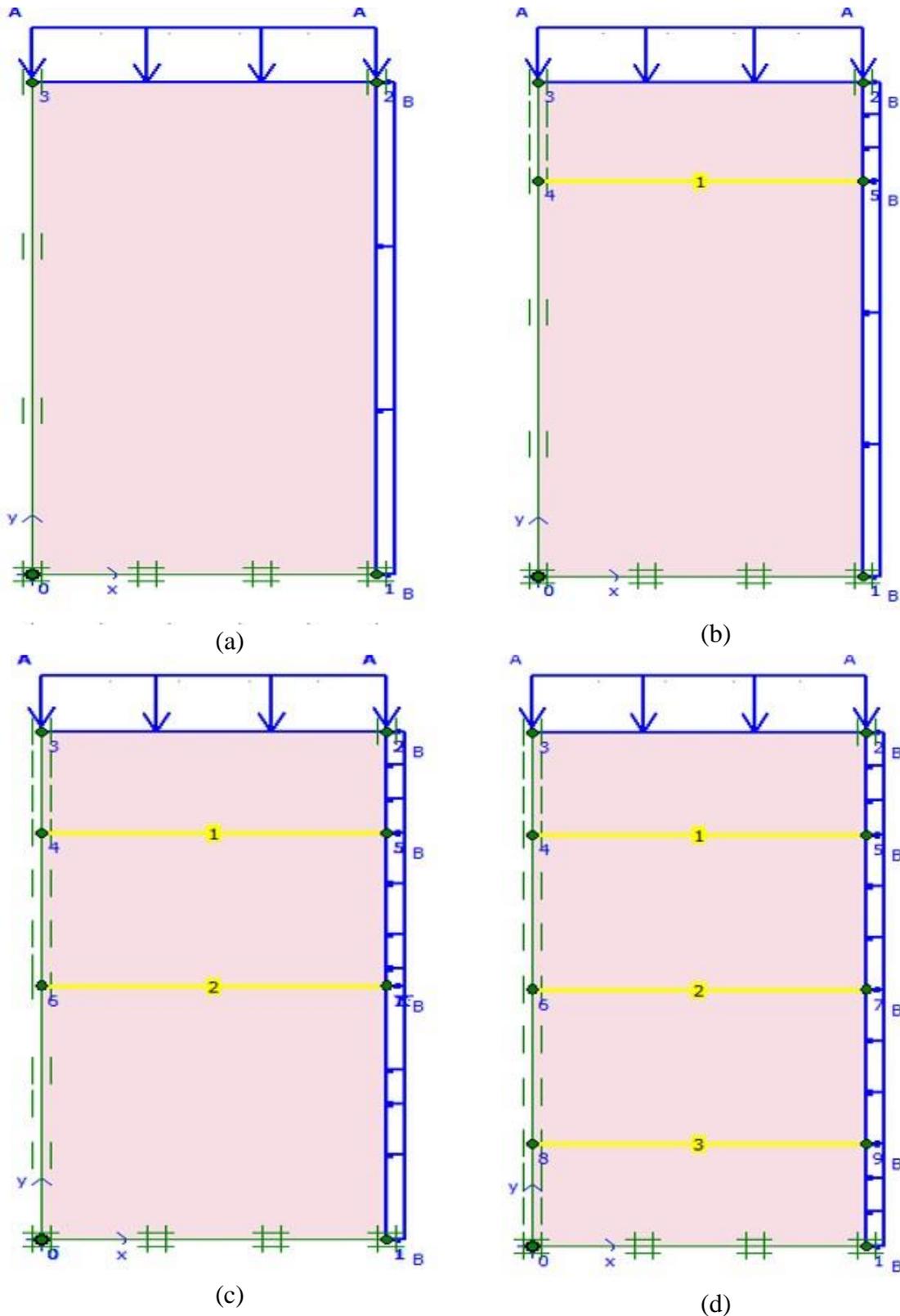
La simulation numérique est réalisée sur des modèles en double axisymétrie. Il s'agit des moitiés des éprouvettes séparées par une découpe qui passe au niveau de l'axe vertical, et soumises à deux chargements, vertical et horizontal. Le chargement vertical correspondant à la contrainte normale verticale (σ_1) et le chargement horizontal correspondant à la contrainte normale horizontale ou contrainte de confinement (σ_3). La figure 23 rend compte des configurations typiques des modèles numériques, avec leurs conditions aux limites adoptées de drainage et de chargement. Ces configurations ont la même apparence pour toutes les éprouvettes modélisées, en fonction du fait que le sol est renforcé ou pas.

Les clusters des échantillons sont modélisés par des mailles fines, à éléments triangulaires de 15 nœuds, donnant un nombre total de 96 éléments, 829 nœuds et 1152 points de contrainte.

Tableau 24. Paramètres géotechniques d'entrée pour la simulation numérique

Paramètres	AL10P1	AL10P2	AL10P3
DSM	1,56	1,59	1,62
ω -OPM (%)	21,80	19,60	17,10
γ (kN/m ³)	19,00	19,02	18,97
ϕ' (°)	25	27	29
C' (MPa)	0,032	0,030	0,029
E (MPa)	139,7	178,4	280,7
N	0,33	0,33	0,33

DSM : densité sèche maximale ; ω -OPM : teneur en eau à l'optimum Proctor modifié ; γ : poids volumique humide à l'optimum Proctor modifié ; ϕ' : l'angle de frottement interne drainé ; c' : cohésion drainée ; E : module de Young ; ν : coefficient de poisson



(a) : modèle sans nappe de géogrille
 (b) : modèle avec une nappe de géogrille
 (c) : modèle avec deux nappes de géogrille
 (d) : modèle avec trois nappes de géogrille.

Figure 23. Configuration des modèles numériques, conditions aux limites et conditions de chargements.

Les maillages typiques d'éléments finis (mailles + nœuds + points de contrainte) des modèles numériques développés sont présentés dans la figure 24. L'apparence des maillages est la même en fonction du renforcement du sol par les nappes de géogridde.

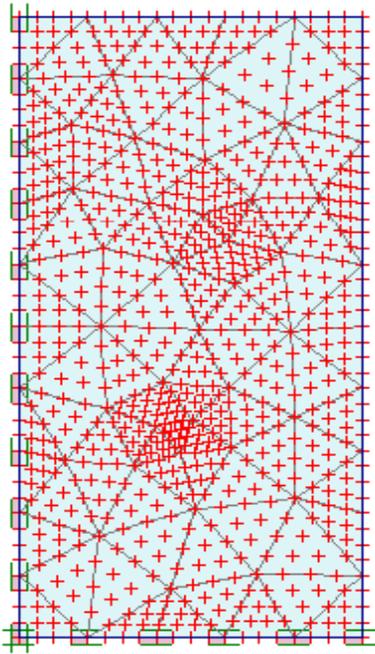
III.4.3. Déviateurs maximaux

L'analyse du comportement des modèles numériques a été effectuée par la modélisation de l'essai triaxial consolidé drainé, à travers le logiciel Plaxis 8.2. Cette simulation d'essai s'est déroulée avec l'application d'une valeur de σ_3 égale à 0,150 MPa, à toutes les éprouvettes modélisées. Suivant les différents modèles numériques, la rupture par cisaillement est survenue à diverses valeurs du déviateur maximal (Tab. 25).

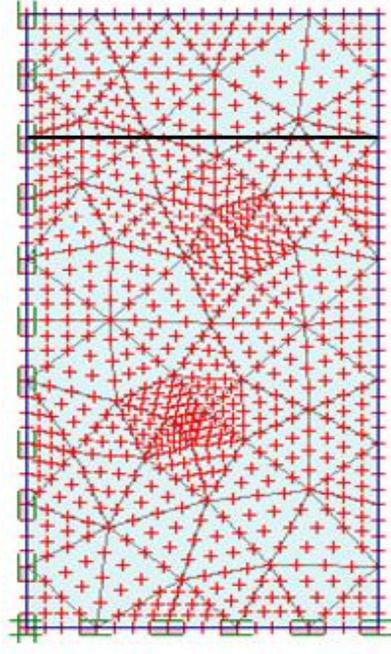
Dans le cas des modèles issus de l'argile latéritique superficielle stabilisée à 20 % de pouzzolane, les valeurs du déviateur maximal simulé varient entre 0,375 MPa et 0,337 MPa, lorsque les hauteurs des éprouvettes varient entre 200 mm et 400 mm (Tab. 25). Dans le même sens de la variation géométrique des hauteurs des éprouvettes modélisées, le renforcement de ce matériau par l'inclusion de 1 nappe de géogridde à la position 4H/5, présente des déviateurs maximaux dont les valeurs sont comprises entre 0,625 MPa et 0,561 MPa (Tab. 25). Avec une inclusion de 2 nappes de géogridde positionnées à 4H/5 et à H/2, les valeurs des déviateurs maximaux sont comprises entre 0,765 MPa et 0,687 MPa (Tab. 25). Au troisième palier du renforcement avec l'inclusion de 3 nappes de géogridde positionnées à 4H/5, H/2 et H/5, les valeurs des déviateurs à la rupture par cisaillement varient entre 0,935 MPa et 0,840 MPa (Tab. 25).

La modélisation de l'argile latéritique superficielle stabilisée à 30 % de pouzzolane, selon les mêmes conditions géométriques et conditions de confinement que celles du cas précédent, a donné des valeurs de déviateurs maximaux simulés qui épousent le même sens de variation. Pour le matériau non renforcé, les valeurs des déviateurs simulés à la rupture varient entre 0,412 MPa et 0,370 MPa (Tab. 25). Avec le renforcement des matériaux à 1 nappe de géogridde, les valeurs de ce paramètre oscillent entre 0,712 MPa et 0,639 MPa (Tab. 25). L'inclusion de 2 nappes de géogridde, comme deuxième palier du renforcement, ressort des valeurs du déviateur maximal comprises entre 0,852 MPa et 0,764 MPa (Tab. 25). Le troisième palier du renforcement avec 3 nappes de géogridde apporte des variations de ce paramètre, allant de 1,022 MPa à 0,917 MPa (Tab. 25).

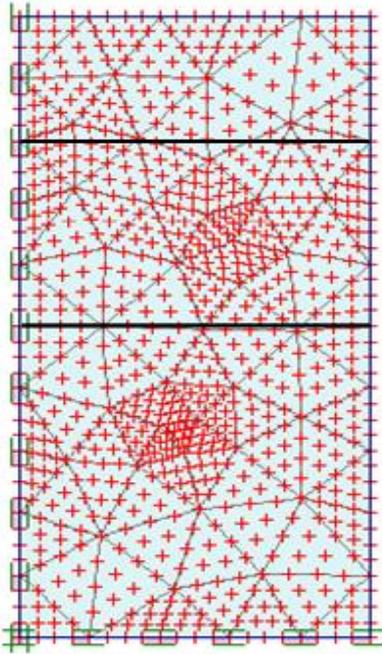
Pour l'argile latéritique superficielle stabilisée à 40 % de pouzzolane, en gardant toujours les mêmes conditions ($H \sim 200 - 400$ mm et confinement $\sigma_3 = 0,150$ MPa), on obtient



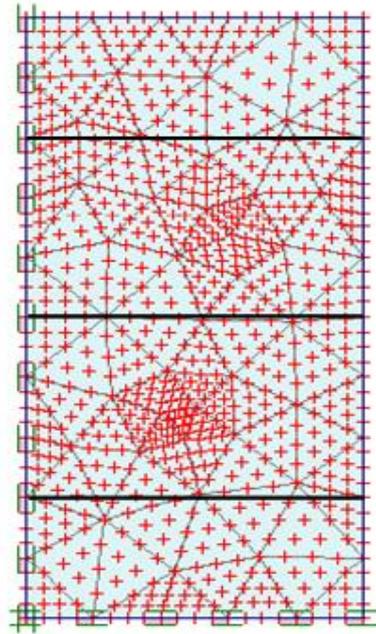
(a)



(b)



(c)



(d)

(a) : modèle sans nappe de géogrille
(c) : modèle avec deux nappes de géogrille

(b) : modèle avec une nappe de géogrille
(d) : modèle avec trois nappes de géogrille.

Figure 24. Maillages typiques d'éléments finis du sol

Tableau 25. Valeurs des déviateurs maximaux obtenus de la simulation numérique

Matériau stabilisé à la pouzzolane (Formule)	Inclusion de nappes de géogrille	ALPG'	Déviateur maximal ($\Delta\sigma$; MPa) en fonction de la hauteur des éprouvettes				
			200 mm	250 mm	300 mm	350 mm	400 mm
AL10P1 (80/20)	0	AL10P1G0'	0,375	0,368	0,356	0,349	0,337
	1	AL10P1G1'	0,625	0,613	0,594	0,581	0,561
	2	AL10P1G2'	0,765	0,750	0,727	0,711	0,687
	3	AL10P1G3'	0,935	0,916	0,888	0,870	0,840
AL10P2 (70/30)	0	AL10P2G0'	0,412	0,402	0,389	0,383	0,370
	1	AL10P2G1'	0,712	0,695	0,673	0,663	0,639
	2	AL10P2G2'	0,852	0,832	0,805	0,793	0,764
	3	AL10P2G3'	1,022	0,997	0,966	0,951	0,917
AL10P3 (60/40)	0	AL10P3G0'	0,445	0,436	0,422	0,414	0,401
	1	AL10P3G1'	0,850	0,833	0,807	0,791	0,765
	2	AL10P3G2'	0,990	0,970	0,940	0,922	0,891
	3	AL10P3G3'	1,160	1,137	1,101	1,080	1,044

ALPG' : argile latéritique stabilisée à la pouzzolane et renforcée à géogrille par modélisation ; AL10P1 : Argile latéritique de Foubot stabilisée à 20% de pouzzolane ; AL10P2 : Argile latéritique de Foubot stabilisée à 30% de pouzzolane ; AL10P3 : Argile latéritique de Foubot stabilisée à 40% de pouzzolane

les déviateurs maximaux qui présentent également des valeurs qui varient. Les valeurs de ce paramètre sont comprises entre 0,445 et 0,401 MPa pour le matériau sans géogrille (Tab. 25). Elles sont comprises entre 0,850 MPa et 0,765 MPa, au premier palier du renforcement à 1 nappe de géogrille (Tab. 25). Avec l'inclusion de 2 nappes de géogrille les valeurs de ce paramètre à la rupture oscillent de 0,990 MPa à 0,891 MPa (Tab. 25). Les valeurs du déviateur à la rupture par cisaillement sont comprises entre 1,160 MPa et 1,044 MPa pour le renforcement à 3 nappes de géogrille (Tab. 25).

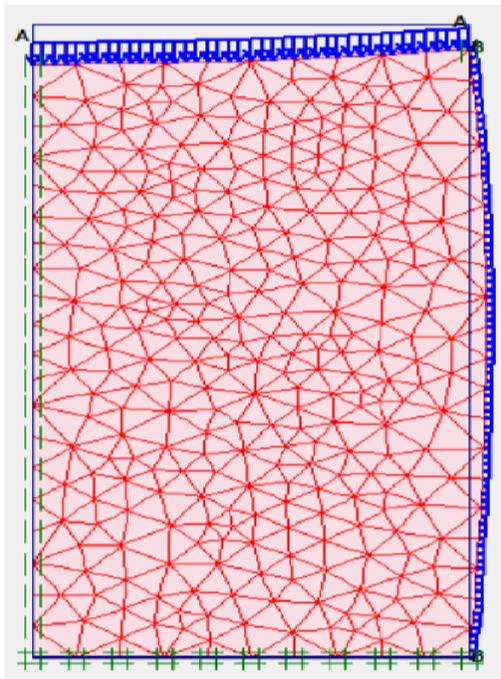
III.4.4. Déformations et déplacements dans les modèles de sols

Les éprouvettes simulées présentent des mailles déformées typiques semblables entre elles, quelles que soient la nature, les caractéristiques des matériaux modélisés et le type de modèle préconisé. Ainsi, tous les matériaux non renforcés présentent la même configuration de mailles typique de déformation, tout comme les matériaux renforcés en fonction du nombre de nappes de géogrille (Fig. 25).

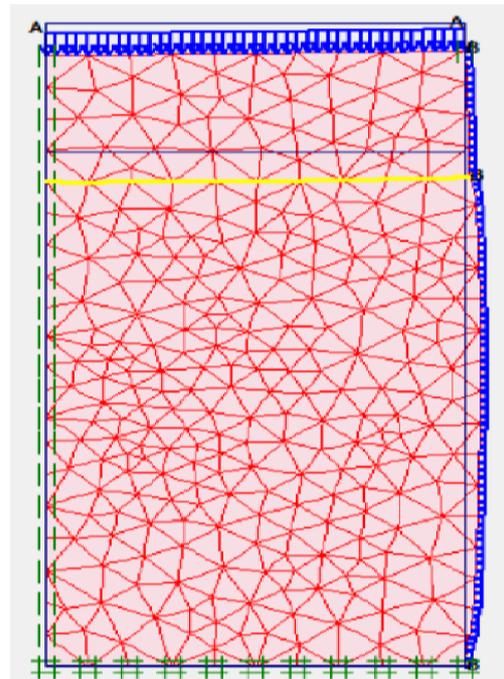
Les mailles déformées donnent une représentation à une échelle réelle des déformations obtenues sur les modèles numériques. Lors de l'essai triaxial consolidé drainé, les éprouvettes sont déformées en forme de tonneau. Il s'agit du résultat final du comportement externe des éprouvettes, observé à la fin de l'essai. De ce comportement, on observe facilement des déformations verticales totales et des déformations horizontales totales. Les deux types de déformation deviennent moins accentuées avec l'augmentation du nombre de nappes de géogrille (Fig. 25).

Les résultats du comportement interne des éprouvettes sont des déplacements et des déformations ponctuels. Etant donné que ces paramètres sont déterminés à chaque point de la masse des éprouvettes, les résultats sont donnés par des nuages de couleurs encore appelés cartographie des déplacements et des déformations ponctuels. Sachant que les résultats de la modélisation permettent d'apprécier les déplacements et les déformations ponctuels dans la masse du sol soumis à l'essai modélisé, quelques données relatives au comportement interne des éprouvettes sur les soixante simulations sont présentées. Les résultats présentés donnent une idée du comportement interne des éprouvettes en fonction du renforcement et du changement de la taille des modèles.

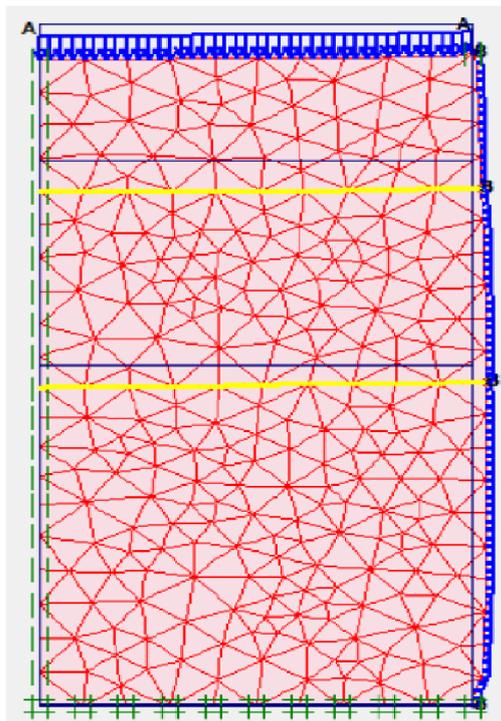
Dans le cas des éprouvettes d'argile latéritique superficielle stabilisée à 40 % de pouzzolane (AL10P3) de 200 mm de hauteur, par exemple, les déplacements verticaux ponctuels pris aux sommets des mailles, atteignent la valeur de 13 mm (Fig. 26a).



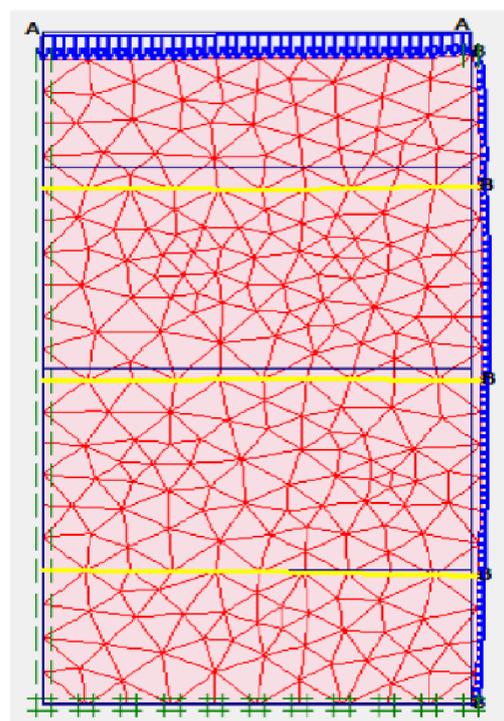
(a)



(b)



(c)



(d)

(a) : modèle sans nappe de géogrille
 (c) : modèle avec deux nappes de géogrille

(b) : modèle avec une nappe de géogrille
 (d) : modèle avec trois nappes de géogrille.

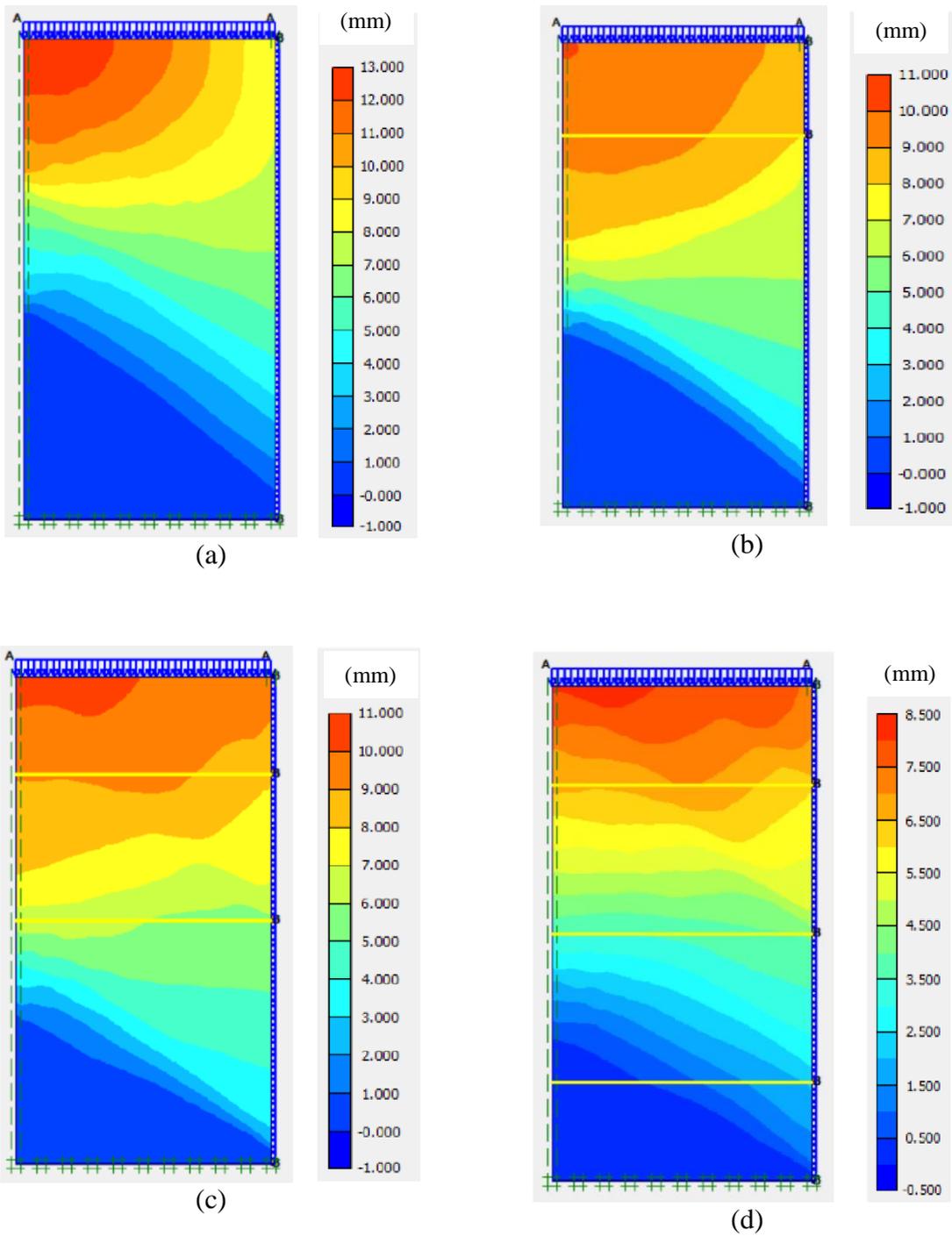
Figure 25. Mailles déformées typiques des modèles numériques

Aux deux premiers paliers de renforcement avec 1 et 2 nappes de géogrid, on obtient une modification des valeurs maximales du déplacement vertical ponctuel à 11 mm (Fig. 26b, 26c). Au troisième palier de renforcement avec 3 nappes de géogrid, on obtient 8,5 mm de déplacement vertical ponctuel (Fig. 26d).

Lorsque la hauteur des éprouvettes de ce matériau est prise à 350 mm, par exemple, les déplacements ponctuels atteignent la valeur de 26 mm, sans renforcement (Fig. 27a). Le renforcement à 1 nappe de géogrid réduit cette valeur maximale à 19 mm (Fig. 27b). Pour une inclusion de 2 nappes de géogrid, le déplacement vertical ponctuel maximal atteint 17 mm (Fig. 27c). Ce paramètre atteint 15 mm pour une inclusion de 3 nappes de géogrid (Fig. 27d).

La modélisation de l'essai triaxial consolidé drainé, a permis de calculer les déplacements verticaux totaux des éprouvettes. La simulation effectuée sur l'argile latéritique superficielle stabilisée à 20 % de pouzzolane (AL10P1), en variant les épaisseurs des modèles de 200 mm à 400 mm, montre des variations des déplacements verticaux totaux. Sans renforcement à la géogrid, les valeurs des déplacements verticaux totaux varient entre 13 et 29 mm, avec des valeurs de déformations verticales totales comprises entre -6,5 % et -7,2 % (Tab. 26). Le premier palier de renforcement à 1 nappe de géogrid donne des valeurs des déplacements verticaux totaux comprises entre 11 mm et 25 mm, entraînant des déformations verticales totales aux valeurs qui varient entre -5,5 % et -6,2 % (Tab. 26). Au deuxième palier de renforcement l'inclusion de 2 nappes de géogrid dans les modèles, apporte des variations de ce paramètre qui sont comprises entre 8 mm et 19 mm, présentant des déformations verticales totales comprises entre -4,0 % et -4,8 % (Tab. 26). Au troisième palier de renforcement à 3 nappes de géogrid, les valeurs des déplacements verticaux totaux varient entre 5 mm et 13 mm, avec des valeurs de déformations verticales totales correspondantes comprises entre -2,5 % et -3,3 % (Tab. 26).

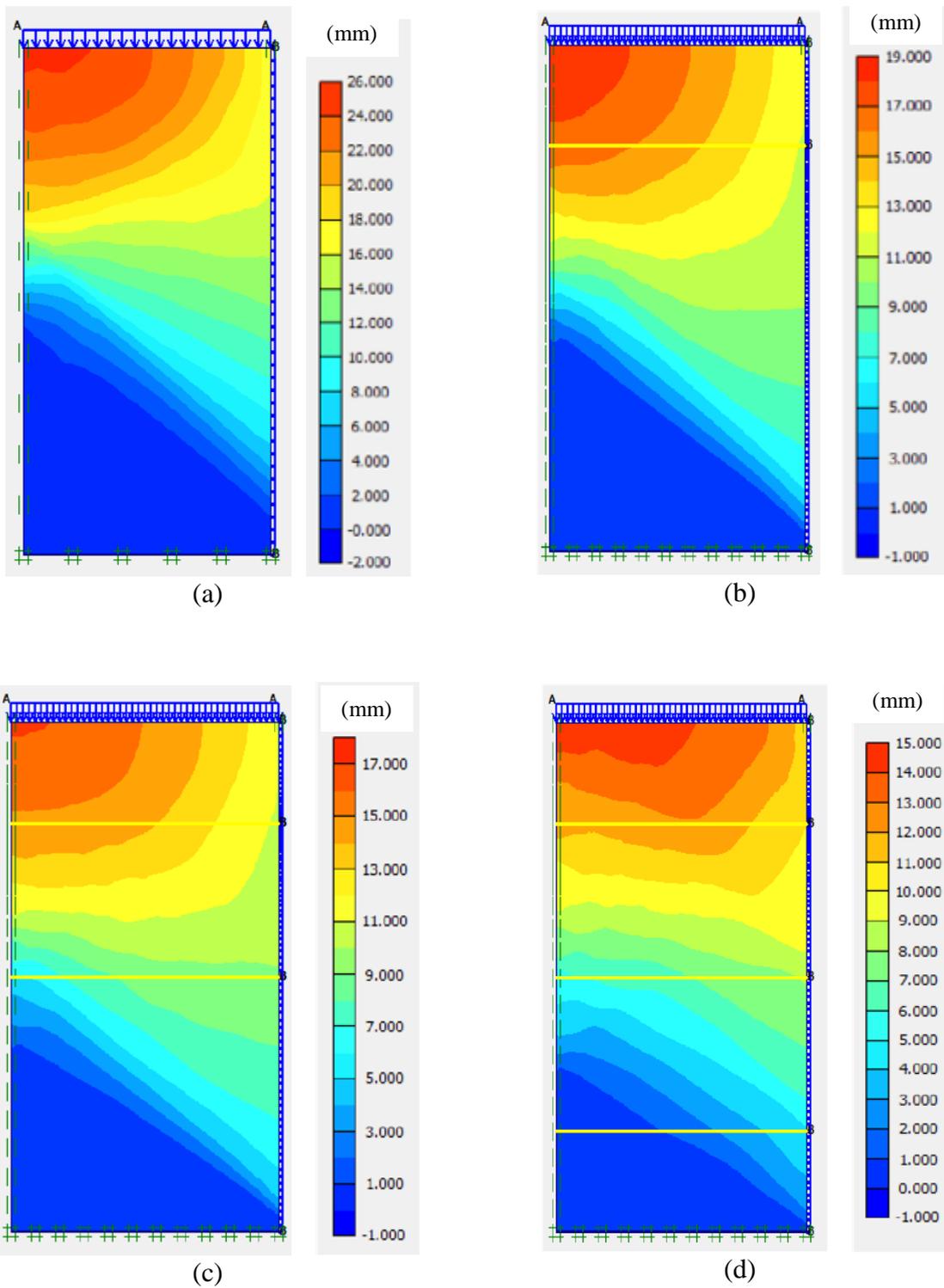
Avec une variation des épaisseurs des éprouvettes de 200 mm à 400 mm, la modélisation de l'essai triaxial consolidé drainé de l'argile latéritique superficielle stabilisée à 30 % de pouzzolane (AL10P2), indique la variation des valeurs des déplacements verticaux totaux. Sans renforcement à la géogrid, les valeurs de ce paramètre varient entre 12 mm et 28 mm, avec des valeurs de déformations verticales totales comprises entre -5,9 % et -6,9 % (Tab. 26). Avec l'inclusion de 1 nappe de géogrid de renforcement, les valeurs du déplacement vertical total sont comprises entre 10 mm et 23 mm, entraînant des valeurs de déformation verticale totale qui varient de -5,0 % à -5,9 % (Tab. 26). Au deuxième palier du renforcement,



(a) : modèle sans nappe de géogrille
 (c) : modèle avec deux nappes de géogrille

(b) : modèle avec une nappe de géogrille
 (d) : modèle avec trois nappes de géogrille.

Figure 26. Déplacements verticaux ponctuels dans un modèle numérique de sol sur 200 mm de hauteur



(a) : modèle sans nappe de géogrille
(c) : modèle avec deux nappes de géogrille

(b) : modèle avec une nappe de géogrille
(d) : modèle avec trois nappes de géogrille.

Figure 27. Déplacements verticaux ponctuels dans un modèle numérique de sol sur 350 mm de hauteur

l'inclusion de 2 nappes de géogrid donne des valeurs du déplacement vertical total qui varient entre 7 mm et 19 mm, avec des déformations verticales totales induites, aux valeurs comprises entre -3,6 % et -4,7 % (Tab. 26). Le dernier palier de renforcement à 3 nappes de géogrid ressort des valeurs de ce paramètre comprises entre 5 mm et 12 mm, avec des valeurs des déformations verticales totales correspondantes comprises entre -2,3 % et -3,1 % (Tab. 26).

Pour des éprouvettes de 200 mm à 400 mm de hauteur issues de l'argile latéritique superficielle stabilisée à 40 % de pouzzolane (AL10P3), les valeurs du déplacement vertical total varient de 11 mm et 25 mm, entraînant des déformations verticales totales dont les valeurs sont comprises entre -5,5 % et -6,3 % (Tab. 26). Le renforcement à 1 nappe de géogrid entraine des valeurs du déplacement vertical total allant de 9 mm à 21 mm, pour des valeurs des déformations verticales totales comprises entre -4,5 % et -5,3 % (Tab. 26). Avec une inclusion de 2 nappes de géogrid, le déplacement vertical total présente des valeurs comprises entre 6 mm et 15 mm, qui sont conséquentes des déformations verticales totales, aux valeurs comprises, entre -3,0 % et -3,8 % (Tab. 26). Le renforcement à 3 nappes de géogrid présente un déplacement vertical total qui a des valeurs comprises entre 4 mm et 11 mm, et des déformations verticales totales aux valeurs comprises entre -2,0 % et -2,8 % (Tab. 26).

III.4.5. Modules d'élasticité

Le calcul des modules d'élasticité a été effectué sur la base des paramètres produits par des simulations numériques, notamment la contrainte de confinement, le déviateur maximal, et les déformations totales verticales et horizontales. Les valeurs simulées de module de Young sont consignées dans le tableau 27.

La simulation effectuée sur le même matériau AL10P1, en fonction des épaisseurs des modèles variant de 200 à 400 mm, donne des valeurs de module d'élasticité qui varient entre 159,451 MPa et 144,187 MPa pour le renforcement à 1 nappe de géogrid. L'inclusion de 2 nappes de géogrid au deuxième palier du renforcement donne des valeurs de module de Young qui varient entre 231,204 MPa et 209,621 MPa (Tab. 27). Au troisième palier de renforcement avec l'inclusion de 3 nappes de géogrid, les valeurs de ce paramètre sont comprises entre 319,062 MPa et 283,518 MPa (Tab. 27). En observant les valeurs dans le sens de la variation du nombre de nappes de géogrid avec la même épaisseur du modèle, il ressort une autre réalité des variations des valeurs du module de Young simulé. Par exemple, pour l'épaisseur de 200 mm, les valeurs de ce paramètre sont comprises entre 159,451 MPa et 319,062 MPa, alors qu'une épaisseur de 300 mm entraîne des valeurs de E qui varient entre

Tableau 26. Déplacements et déformations verticaux totaux des matériaux en fonction de la hauteur des éprouvettes

Matériau stabilisés à la pouzzolane (Formule)	Inclusion de nappes de géogrille	ALPG'	Valeurs des déplacements et déformations verticaux totaux en fonction de la hauteur des éprouvettes (mm)									
			200		250		300		350		400	
			ΔH_v (mm)	ε_v (%)	ΔH_v (mm)	ε_v (%)	ΔH_v (mm)	ε_v (%)	ΔH_v (mm)	ε_v (%)	ΔH_v (mm)	ε_v (%)
AL10P1 (80/20)	0	AL10P1G0'	13	-6,5	17	-6,6	21	-6,8	25	-7,0	29	-7,2
	1	AL10P1G1'	11	-5,5	14	-5,6	18	-5,8	21	-6,0	25	-6,2
	2	AL10P1G2'	8	-4,0	10	-4,1	13	-4,4	16	-4,7	20	-5,0
	3	AL10P1G3'	5	-2,5	7	-2,6	9	-2,9	11	-3,1	14	-3,5
AL10P2 (70/30)	0	AL10P2G0'	12	-5,9	15	-6,1	19	-6,3	23	-6,6	28	-6,9
	1	AL10P2G1'	10	-5,0	13	-5,1	16	-5,4	20	-5,6	23	-5,9
	2	AL10P2G2'	7	-3,6	10	-3,8	12	-4,1	15	-4,4	19	-4,7
	3	AL10P2G3'	5	-2,3	6	-2,4	8	-2,7	10	-2,9	12	-3,1
AL10P3 (60/40)	0	AL10P3G0'	11	-5,5	14	-5,6	17	-5,8	21	-6,0	25	-6,4
	1	AL10P3G1'	9	-4,5	11	-4,6	15	-4,9	18	-5,1	21	-5,3
	2	AL10P3G2'	6	-3,0	8	-3,1	10	-3,3	12	-3,5	15	-3,8
	3	AL10P3G3'	4	-2,0	5	-2,2	7	-2,4	9	-2,6	11	-2,8

ALPG' : argile latéritique stabilisée à la pouzzolane et renforcée à géogrille par modélisation ; ΔH_v : déplacement vertical total ; ε_v : déformation verticale totale ; AL10P1 : Argile latéritique de Foumbot stabilisée à 20% de pouzzolane ; AL10P2 : Argile latéritique le de Foumbot stabilisée à 30% de pouzzolane ; AL10P3 : Argile latéritique de Foumbot stabilisée à 40% de pouzzolane

151,979 MPa et 304,109 MPa (Tab. 27).

Dans les mêmes conditions et prenant l'argile latéritique superficielle stabilisée à 30 % de pouzzolane (AL10P2), les valeurs du module de Young varient entre 210,703 MPa et 190,000 MPa pour le renforcement à 1 nappe (Tab. 27). Avec 2 nappes de géogridle le module de Young présente des valeurs comprises entre 305,519 MPa et 275,550 MPa (Tab. 27). L'inclusion de 3 nappes de géogridle donne des valeurs de ce paramètre comprises entre 458,278 MPa et 408,075 MPa (Tab. 27). Dans le sens de la variation du nombre de nappes de géogridle pour la même épaisseur du modèle, le module d'élasticité subit d'autres variations. Par exemple, pour l'épaisseur de 250 mm, les valeurs de E sont comprises entre 204,646 MPa et 442,279 MPa ; alors qu'une épaisseur de 350 mm entraîne des valeurs du module de Young qui varient entre 198,059 MPa et 426,428 MPa (Tab. 27).

Les modèles issus de l'argile latéritique superficielle stabilisée à 40 % de pouzzolane (AL10P3) renforcée à 1 nappe de géogridle à la position 4H/5, en fonction des épaisseurs variant entre 200 mm et 400 mm, présentent des valeurs de module de Young qui varient entre 340,457 MPa et 303,411 MPa (Tab. 27). Le deuxième palier de renforcement avec une inclusion de 2 nappes de géogridle positionnées à 4H/5 et à H/2, ressort des valeurs de module de Young comprises entre 500,472 MPa et 442,425 MPa (Tab. 27). Le troisième palier de renforcement avec l'inclusion de 3 nappes de géogridle positionnées à 4H/5, H/2 et H/5, présente des valeurs de E qui varient entre 675,637 MPa et 604,018 MPa (Tab. 27). Dans le sens de la variation du nombre de nappes de géogridle pour la même épaisseur du modèle, le module d'élasticité subit d'autres variations. Par exemple, pour l'épaisseur de 300 mm, les valeurs de E sont comprises entre 322,094 MPa et 639,179 MPa, alors qu'une épaisseur de 400 mm entraîne des valeurs de E qui varient entre 303,411 MPa et 604,073 MPa (Tab. 27).

Conclusion

Les matériaux étudiés sont des argiles latéritiques superficielles et des pouzzolanes. Les argiles latéritiques superficielles présentent de fortes épaisseurs et sont de couleur rougeâtre ou jaunâtre. Elles sont de faible portance, fortement plastiques et présentent des valeurs de teneur en fines élevées. Les pouzzolanes ont une portance plus élevée que celle des argiles latéritiques superficielles. Elles présentent également des classes granulométriques plus grossières et sont insensibles à l'eau. La stabilisation des argiles latéritiques superficielles à la pouzzolane et à la géogridle s'accompagne d'une diminution de teneur en fines, des valeurs de teneur en eau à optimum Proctor modifié et des paramètres de plasticité. Cette stabilisation entraîne également

Tableau 27. Modules d'élasticité obtenus par simulation numérique

Matériau stabilisé à la pouzzolane (Formule)	Inclusion de nappes de géogrille	ALPG'	Modules d'élasticité en fonction des hauteurs des éprouvettes (MPa)				
			200 mm	250 mm	300 mm	350 mm	400 mm
AL10P1 (80/20)	1	AL10P1G1'	159,451	157,262	151,979	147,290	144,187
	2	AL10P1G2'	231,204	228,580	221,644	216,020	209,621
	3	AL10P1G3'	319,062	310,681	304,109	294,728	283,518
AL10P2 (70/30)	1	AL10P2G1'	210,703	204,646	198,114	198,059	190,000
	2	AL10P2G2'	305,519	299,186	289,715	284,785	275,550
	3	AL10P2G3'	458,278	442,279	430,073	426,428	408,075
AL10P3 (60/40)	1	AL10P3G1'	340,457	334,148	322,094	317,965	303,411
	2	AL10P3G2'	500,472	488,462	475,948	464,939	442,425
	3	AL10P3G3'	675,637	657,124	639,179	626,018	604,073

ALPG' : argile latéritique stabilisée à la pouzzolane et renforcée à géogrille par modélisation ; AL10P1 : Argile latéritique de Foubot stabilisée à 20% de pouzzolane ; AL10P2 : Argile latéritique de Foubot stabilisée à 30% de pouzzolane ; AL10P3 : Argile latéritique de Foubot stabilisée à 40% de pouzzolane

une augmentation des valeurs de densité sèche maximale, de portance et des caractéristiques mécaniques. L'analyse numérique du comportement des matériaux stabilisés confirme l'accroissement des paramètres mécaniques en fonction de l'ajout de la pouzzolane et du nombre des nappes de géogrid. Cette analyse ressort également l'influence de la taille des éprouvettes dans l'amélioration des paramètres mécaniques des matériaux. Bien que cette amélioration soit considérable, les paramètres mécaniques subissent de légers décroissements au fur et à mesure de l'augmentation de l'épaisseur des matériaux.

Le chapitre suivant est la restitution de l'interprétation et la discussion des principaux résultats obtenus.

**CHAPITRE IV. INTERPRÉTATION
ET DISCUSSION**

Introduction

Le présent chapitre est la restitution d'une signification apportée aux résultats obtenus sur le terrain, en laboratoire et au bureau. Il s'agit de l'interprétation et la discussion des caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux étudiés, de l'analyse numérique du comportement mécanique des matériaux stabilisés à la géogrid. L'intérêt des matériaux étudiés en construction routière et, l'utilisation des matériaux stabilisés à la géogrid et son analyse économique sont également donnés.

IV.1. Propriétés géotechniques des argiles latéritiques et des pouzzolanes

IV.1.1. Argiles latéritiques

Des caractéristiques géotechniques des argiles latéritiques étudiées, il se dégage un regroupement de ces matériaux en deux groupes (Fig. 28). Le groupe I est constitué des matériaux ayant des teneurs en fines ($TF \leq 45\%$), des valeurs de c' ($\leq 0,035$ MPa) et celles de IP ($\geq 26\%$) les plus faibles et, des valeurs de CBR ($\geq 19\%$) et celles de ϕ' ($\geq 28^\circ$) les plus élevées. Ce groupe I est constitué des matériaux AL1, AL2, AL3, AL4 et AL5, dérivés des roches sédimentaires (Fig. 29). Le groupe II est constitué d'argiles latéritiques superficielles possédant des TF ($\geq 55\%$), des valeurs de IP ($> 30\%$) et celles de c' ($\leq 0,048$ MPa) relativement plus élevées et, des valeurs de CBR ($\leq 17\%$) et celles de ϕ' ($\leq 28^\circ$) sont les plus faibles. Ce groupe II est constitué des matériaux AL6, AL7, AL8, AL9 et AL10, dérivés des roches plutoniques, volcaniques et métamorphiques (Fig. 29).

Les travaux antérieurs sur les argiles latéritiques dérivées des roches sédimentaires dans le Mounjo (ISTED, 1987) et à Douala (Ndome Effoudou Priso, 2010), dans le Littoral, ont donné des TF (40 – 78 %) supérieures à celles du groupe I, ces dernières restent toujours inférieures à celles obtenues sur les argiles latéritiques dérivées des roches plutoniques, volcaniques et métamorphiques des hauts plateaux de l'Ouest Cameroun (41 – 98 %) (Hieng 2003 ; Hyoumbi *et al.*, 2018). Les matériaux du groupe I sont des argiles sableuses, mélanges d'argile et de sable (Hieng, 2003). Ceci explique leurs faibles TF et la présence des particules plus grossières (Ducieux, 1985). Les particules grossières étant dus aux apports de fragments de roches liés au phénomène de sédimentation (Adrien, 2018). Les TF (39 – 65 %) des argiles latéritiques superficielles étudiées sont plus faibles que celles des sols argileux de zones de Gironde (40 – 89 %) (Chrétien *et al.*, 2007) et de Bavent (93 – 95 %) (Duc, 2020), en France et, des Aurès (70 – 91 %) (Bekhouche, 2018) et de Sidi - Hadjres (79 – 89 %) (Mekki, 2018), en Algérie.

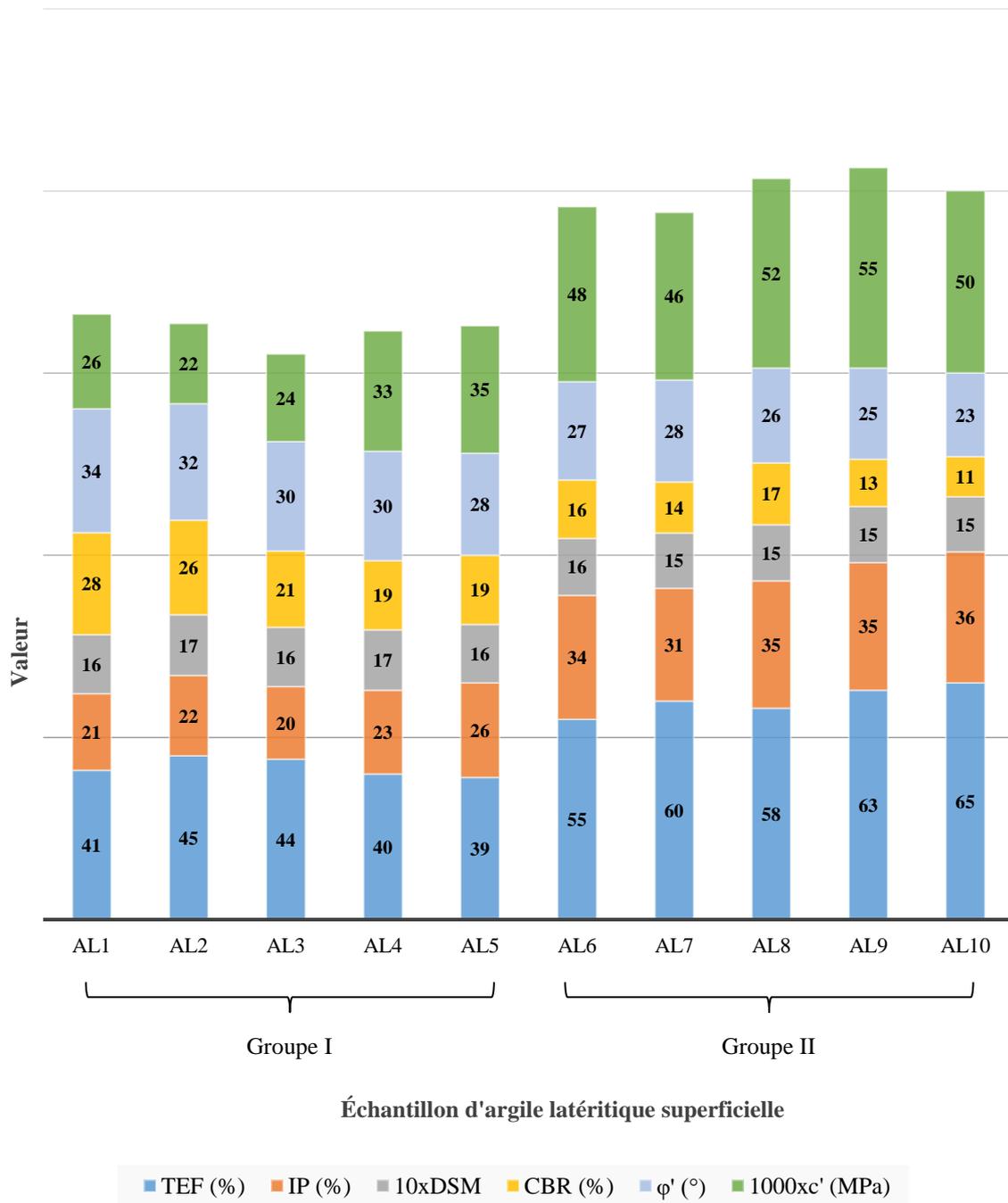
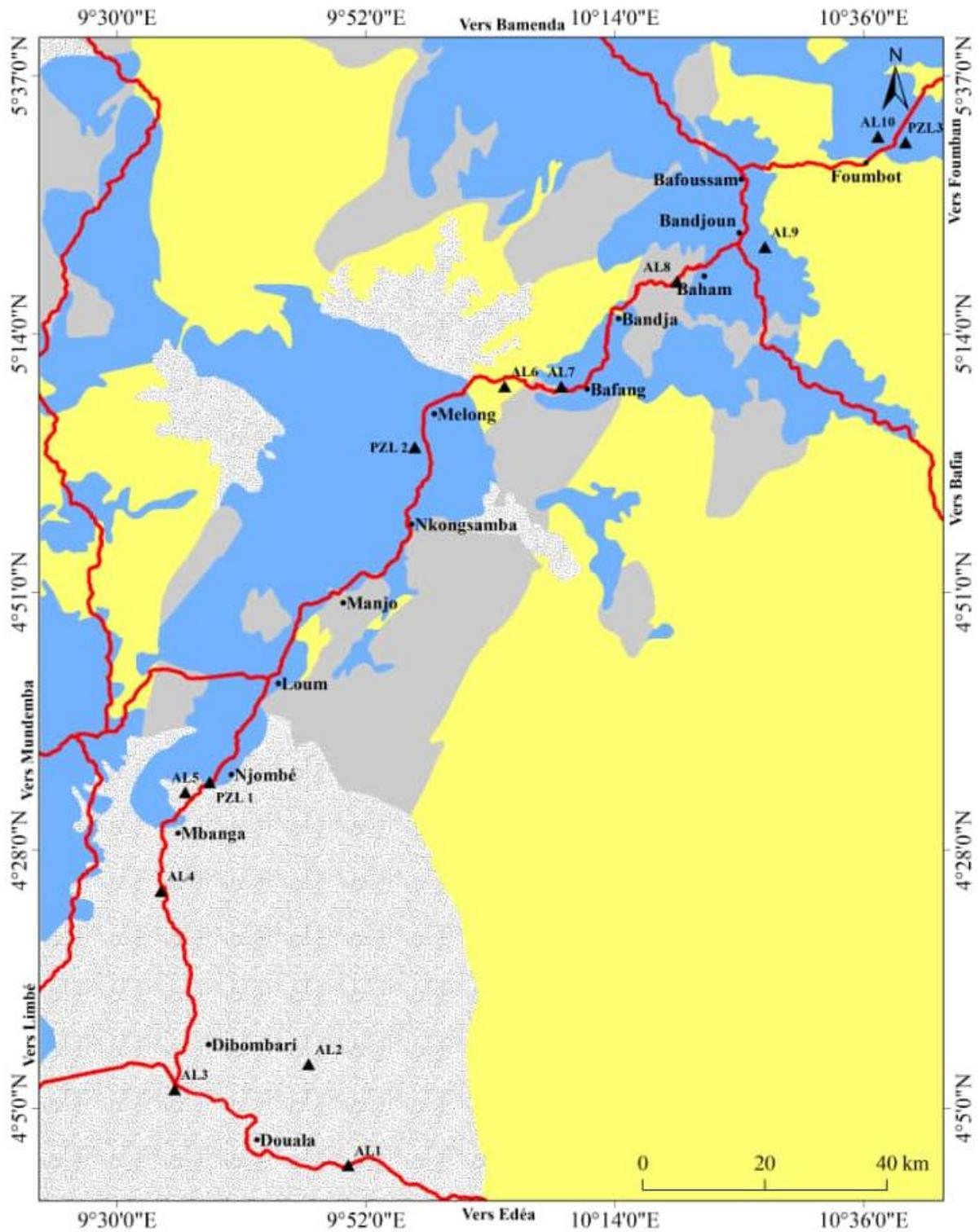


Figure 28. Histogramme empilé des paramètres géotechniques des argiles latéritiques superficielles étudiées



Légende

Roches	 métamorphiques	▲ Site de prélèvement
	 sédimentaires	• Localité
	 volcaniques	— Route nationale
	 plutoniques	

Figure 29. Répartition des échantillons sur les formations géologiques des zones d'étude

Les argiles latéritiques superficielles étudiées sont des matériaux peu plastiques et plastiques. Elles peuvent se présenter plus ou moins plastiques que celles antérieurement étudiées dans la même zone (16 – 50 %) (ISTED, 1987 ; Hieng, 2003 ; Ndome Effoudou Priso, 2010 ; Aboubakar *et al.*, 2013 ; Anonyme, 2019a). Dans le groupe I, les matériaux présentent des valeurs de IP qui sont relativement plus faibles que celles des matériaux du groupe II. Ceci est dû au fait que, les matériaux du groupe I contiennent des grains de sable, qui ont une faible affinité avec l'eau (Samara, 2007, Al-Swaidani *et al.*, 2016). Les valeurs de IP (21 – 36 %) des argiles latéritiques superficielles étudiées sont similaires à celles obtenues sur les sols argileux de Bavent (93 – 95 %) en France (Duc, 2020) et, de Aalqeen (29 %) en Syrie (Al-Swaidani *et al.*, 2016). Elles sont plus faibles que celles des matériaux argileux de zones de Gironde (20 – 67 %) en France (Chrétien *et al.*, 2007), des Aurès (42 – 67 %) (Bekhouche, 2018) et, de Sidi - Hadjres (34 – 65 ; Mekki, 2018), en Algérie.

Les valeurs de densité sèche maximale des argiles latériques superficielles étudiées (1,51 et 1,67) sont dans l'ordre de celles obtenues par les travaux antérieurs sur les matériaux de même nature dans diverses localités de la même zone (1,5 – 1,8) (ISTED, 1987 ; Hieng, 2003 ; Ndome Effoudou Priso, 2010 ; Anonyme, 2019a). Ces valeurs sont plus élevées que celle obtenue sur les sols argileux (1,48) de Aalqeen en Syrie (Al-Swaidani *et al.*, 2016). Elles sont plus faibles que celles obtenues sur des sols argileux des Aurès (1,62 – 1,71) (Bekhouche, 2018), de Sidi - Hadjres (1,44 – 1,86) (Mekki, 2018), en Algérie et, de Bavent (1,70 – 2,06) en France (Duc, 2020). Les valeurs de teneur en eau à l'optimum Proctor modifié correspondantes (20,5 – 25,3 %) sont dans l'intervalle de celles des études antérieures dans la même zone sur les matériaux de même nature (12 – 32 %) (ISTED, 1987 ; Hieng, 2003 ; Ndome Effoudou Priso, 2010 ; Anonyme, 2019a). Elles sont plus faibles que celle obtenue sur les sols argileux (27 %) de Aalqeen en Syrie (Al-Swaidani *et al.*, 2016). Elles sont également plus élevées que celles obtenues sur les sols argileux des Aurès (18,2 – 24,6 %) (Bekhouche, 2018) en Algérie. La présence des grains de sable dans les argiles latéritiques superficielles dérivées des roches sédimentaires (groupe I), les rend plus denses que celles dérivées des roches Plutoniques volcaniques et métamorphiques (groupe II). Les grains solides de sable ayant un poids volumique plus élevé que celui des grains solides argiles (Hieng, 2003). La présence des grains de sable dans les matériaux du groupe I, entraîne également qu'ils présentent des valeurs de ω -OPM plus faibles que celles des matériaux du groupe II.

Les valeurs de CBR des argiles latéritiques superficielles étudiées (11 – 28 %) sont inférieures ou égales à celles des argiles latéritiques du Littoral Cameroun (15 – 28 %)

(Anonyme, 2015), à celles des sols fins latéritiques de Bafang Ouest – Cameroun (22 – 25 %) (Hyoumbi *et al.*, 2018), et à celles des sols latéritiques de Dosso au Niger (21 – 32 %) (Issiakou *et al.*, 2015). Cette faible valeur de portance est due à leur plasticité (> 20 %) et à leur teneur en fines élevée (> 39 % ; Millogo, 2008).

Les valeurs de c' (0,026 – 0,055 MPa) sont inférieures à celles des matériaux argileux dans la même zone (0,10 – 0,82 MPa) (Hieng, 2003). Les valeurs de ϕ' (23 – 34°) correspondantes, sont également dans l'intervalle de celles obtenues sur les matériaux de même nature dans la même zone (14 – 40°) (Hieng, 2003). Les valeurs de c' des argiles latéritiques étudiées sont plus élevées que celles (0,010 – 0,019 MPa) des sols argileux du Bas-Saint-Laurent, au Canada (MTMDET, 2016). Ces valeurs sont également plus faibles que celles (0,163 – 0,223 MPa) des matériaux argileux des Aurès, en Algérie (Bekhouche, 2018). Les valeurs de ϕ' des argiles latéritiques superficielles étudiées sont similaires à celles (28 – 29° MPa) des sols argileux du Bas-Saint-Laurent, au Canada (MTMDET, 2016). Elles sont plus élevées que celles (8 – 15°) des matériaux de même nature des Aurès, en Algérie (Bekhouche, 2018). Les argiles latéritiques étudiées du groupe I présentent des paramètres mécaniques avec des valeurs de σ_c , de E et de τ_{rupt} les plus élevées que celles de ceux du groupe II. Ces argiles latéritiques superficielles sont moins déformables que les argiles latéritiques superficielles du groupe II. La présence de particules plus grossières dans les matériaux du groupe I, leur donne un squelette mieux structuré qui leur confère des paramètres mécaniques plus élevés, que ceux des matériaux du groupe II (Plumelle *et al.*, 2017 ; LCPC, 2000).

Au total, les argiles latéritiques sont plastiques et, possèdent des teneurs en fines élevées et des paramètres mécaniques médiocres. Leur utilisation en construction routière, comme matériau de chaussée n'est pas recommandée.

IV.1.2. Pouzzolanes

Les pouzzolanes étudiées présentent un diamètre maximal inférieur à 60 mm. Ce qui permet d'éliminer le risque de ségrégation pendant le compactage (DEGN 1987). Les teneurs en fines de ces pouzzolanes sont faibles (4 – 5 %). Ceci corrobore les travaux effectués sur ce type de matériaux au Cameroun, qui stipulent que leur teneur en fines est comprise entre 5 et 15 % (ISTED, 1987). Cependant, ces teneurs en fines sont inférieures à celles des pouzzolanes (8 %) de la localité d'Ombe dans le Sud-Ouest Cameroun (Anonyme, 2015).

Les valeurs de ω -OPM obtenues (17,5 – 18,20 %) sont moyennes, relativement à celles observées dans les autres pouzzolanes (11 – 35 %) du Cameroun (DEGN, 1987). Leurs valeurs

de DSM (1,65 – 1,69) sont élevées par rapport à celles obtenues sur le même type de matériaux (1,20 – 1,70) au Littoral, à l’Ouest et au Sud-Ouest Cameroun (DEGN, 1987 ; ISTED, 1987). Les valeurs de CBR correspondantes (36 – 41 %) sont inférieures à celles des pouzzolanes (43 %) du Sud-Ouest Cameroun (Anonyme, 2015) et, sont similaires à celles des pouzzolanes (30 – 50 %) du Littoral et de l’Ouest Cameroun (DEGN, 1987 ; ISTED, 1987), malgré leur faible teneur en fines.

Les pouzzolanes étudiées sont insensibles à l’eau, leurs teneurs en fines sont très faibles et leurs valeurs de CBR supérieures à celles des argiles latéritiques superficielles étudiées. Ces pouzzolanes peuvent donc être utilisées comme produit stabilisant des argiles latéritiques superficielles dans le cadre d’une lithostabilisation.

IV.2. Effets de l’ajout de pouzzolane sur les argiles latéritiques superficielles

IV.2.1. Amélioration des paramètres physiques

L’ajout des fractions de pouzzolane dans l’argile latéritique superficielle entraîne la diminution des valeurs de teneur en fines et de LL, ce qui entraîne une diminution des valeurs de IP (Fig. 30).

Les variations observées dans la granularité des mélanges argile-pouzzolane indiquent une diminution de la teneur en fines et une augmentation des fractions granulométriques grossières ; ce qui s’explique par l’apport d’un matériau plus grossier dans un matériau fin (Lobe Bille *et al.*, 2022). A partir des calculs théoriques, il a été vérifié que les variations dans les classes granulométriques obtenues peuvent être estimées par le principe de superposition, au moyen de la formule suivante :

$$V_{TCGi} = \frac{\beta T_{CGi-PZL}}{T_{CGi-AL}} + \alpha - 100\% \quad (11)$$

avec :

- V_{TCGi} : variation de la teneur en particules d’une classe granulométrique donnée, en % ;
- T_{CGi-AL} : teneur en particules de la classe granulométrique donnée dans les argiles latéritiques en % ;
- $T_{CGi-PZL}$: teneur en particules de la même classe granulométrique donné dans la pouzzolane de lithostabilisation en % ;
- α : fraction d’argile latéritique dans le mélange en % ;
- β : fraction de pouzzolane dans le mélange en %.

Dans l’ensemble, on observe une diminution des valeurs des paramètres de plasticité en

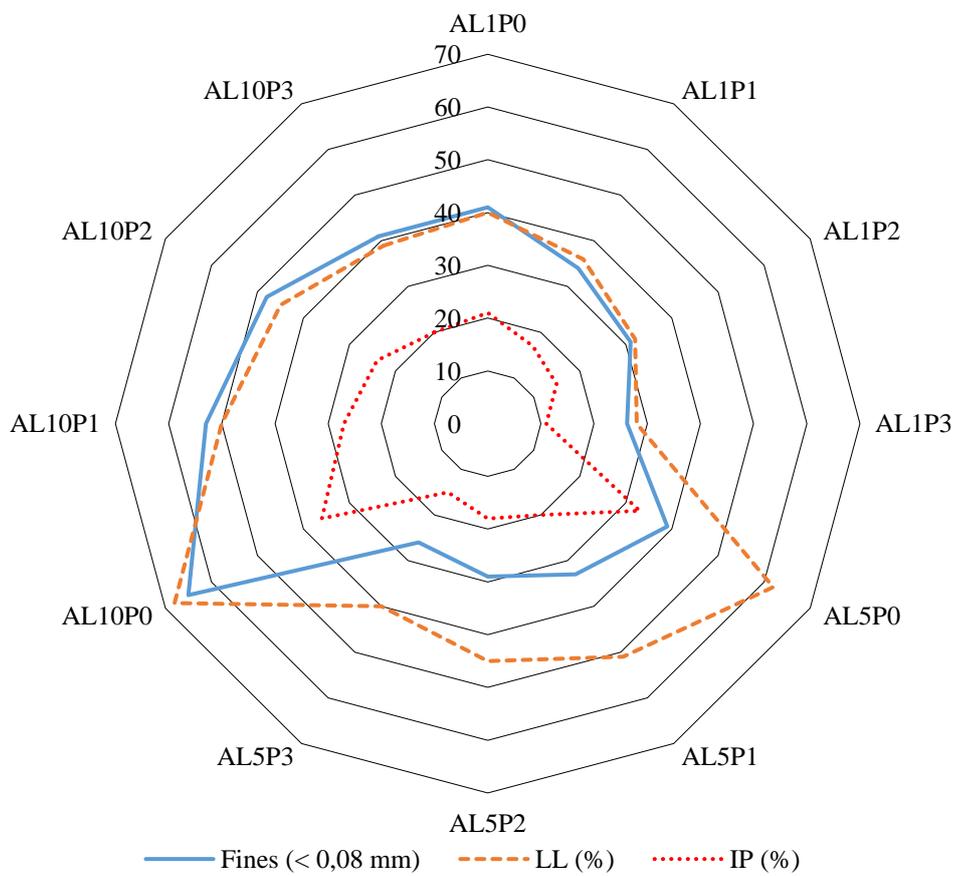


Figure 30. Évolution des paramètres granulométriques et de plasticité

fonction de l'ajout de pouzzolane.

Cette tendance à la diminution de la plasticité provient du traitement physique ou chimique des sols (Millogo *et al.*, 2012). La diminution de la plasticité observée est due à l'apport d'un matériau insensible à l'eau (Samara, 2007 ; Al-Swaidani *et al.*, 2016). Au fur et à mesure que la proportion de pouzzolane augmente dans le mélange, on note une diminution des particules sensibles et, inversement, une augmentation de celles insensibles dans le mortier (< 0,40 mm) utilisé pour la détermination des valeurs des limites d'Atterberg (Samara, 2007). L'état hydrique du matériau stabilisé subi ainsi des variations, de la sensibilité vers la non-sensibilité à l'eau. Ce qui se traduit par la diminution des valeurs des limites d'Atterberg et de celles de l'indice de plasticité.

La granularité et la plasticité sont des paramètres déterminants dans la classification géotechnique des matériaux (AFNOR, 1992). L'ajout de pouzzolane induit un changement de classe des matériaux étudiés qui passent de A3 à A2 et de A2 à B6, d'après la classification GTR et, de Ap à SA d'après la classification LCPC. L'ajout de fractions de pouzzolane dans l'argile latéritique superficielle permet donc d'obtenir d'autres matériaux, allant de l'argile plastique au sable argileux (Al-Swaidani *et al.*, 2016). L'ajout de pouzzolane dans l'argile latéritique superficielle entraîne une amélioration simultanée de la granularité et de l'argilosité, se traduisant par une diminution de la plasticité et une augmentation du squelette (Al-Swaidani *et al.*, 2016). Cette augmentation du squelette traduit une amélioration des caractéristiques géotechniques du matériau de départ (Al-Swaidani *et al.*, 2016). L'évolution de ces paramètres est en accord avec les travaux sur la lithostabilisation effectués au Cameroun (Anonyme, 2015, Hyoumbi *et al.*, 2018), au Congo (Ahouet *et al.*, 2018), en Côte d'Ivoire (Niangoran *et al.*, 2020), au Niger (Issiakou *et al.*, 2015), au Sénégal (Ndiaye *et al.*, 2013), et en Syrie (Al-Swaidani *et al.*, 2016).

IV.2.2. Amélioration des paramètres de compactage

Les paramètres d'état étudiés dans le cadre de la présente étude sont DSM, ω -OPM, IPI et CBR. Pour l'ensemble des matériaux stabilisés, l'ajout de la pouzzolane s'accompagne d'un accroissement des valeurs de DSM et de CBR, concomitant à une diminution des valeurs de ω -OPM. L'ajout de pouzzolane sur les argiles latéritiques superficielles étudiées s'accompagne d'un accroissement des valeurs de DSM et d'une diminution des valeurs de ω -OPM (Fig. 31). Cette évolution est similaire à celle observée sur les argiles de Syrie après ajout de pouzzolane (Al-Swaidani *et al.*, 2016). L'augmentation des teneurs en pouzzolane dans l'argile latéritique

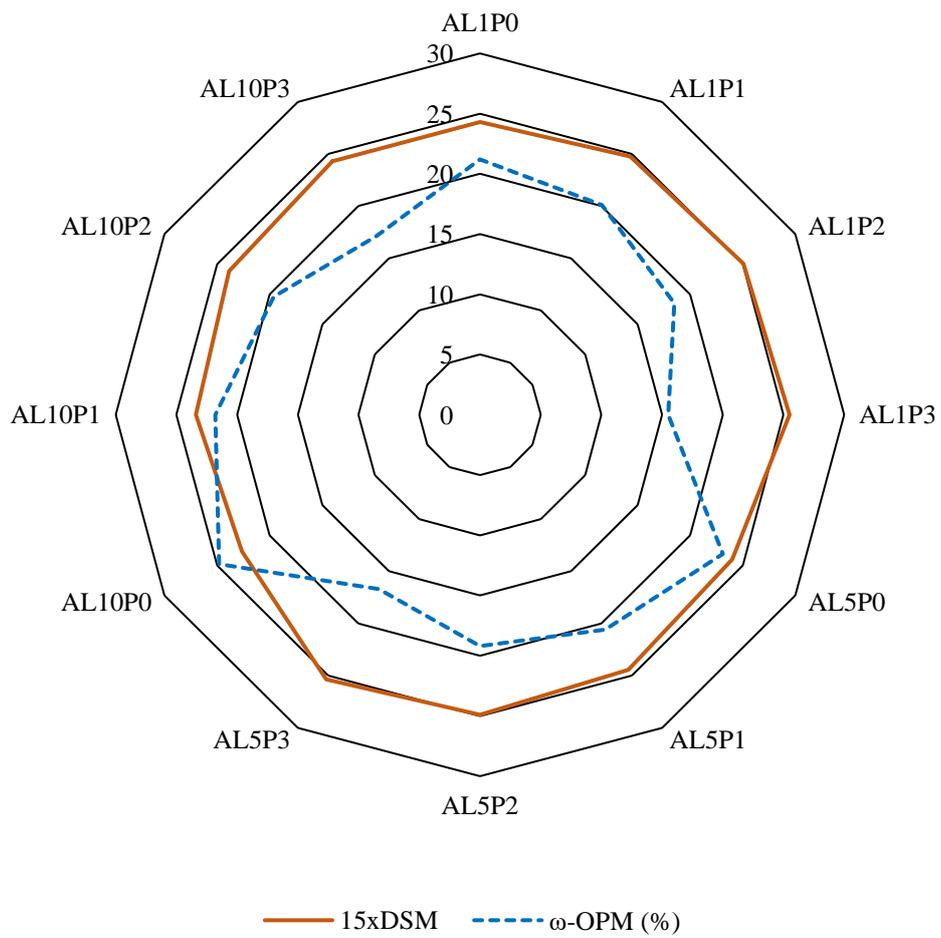


Figure 31. Évolution des paramètres Proctor

superficielle entraîne un accroissement des valeurs de DSM atteignant 7 %, pour 40 % de pouzzolane ajoutée. L'augmentation des valeurs de la DSM et la diminution de celles de ω -OPM seraient liées à la diminution de la teneur en fines dans le matériau stabilisé (ALP). Elle se traduit par la réduction de la quantité d'eau dans le matériau, avec pour conséquence, l'amélioration du compactage (Okagbue et Onyeobi, 1999 ; Millogo *et al.*, 2008 ; Tan *et al.*, 2016). La diminution des valeurs de ω -OPM peut être due à la faible affinité de la pouzzolane avec de l'eau (Al-Swaidani *et al.*, 2016). Les résultats de la variation de la densité sèche maximale sont corroborés par ceux des travaux de lithostabilisation sur les graveleux latéritiques de Lam-Lam et de Sindia au Sénégal (Ndiaye *et al.*, 2013), des sols latéritiques de Dosso au Niger (Issiakou *et al.*, 2015), des sols argileux de Aalqeen en Syrie (Al-Swaidani *et al.*, 2016), des graveleux latéritiques de Bouenza au Congo – Brazzaville (Ahouet *et al.*, 2018), des sols fins latéritiques de Bafang au Cameroun (Hyoumbi *et al.*, 2018), des graveleux latéritiques de Yobouekro en Côte d'Ivoire (Niangoran *et al.*, 2020), des argiles latéritiques de Mbouda – Foumbot au Cameroun (Lobe Bille *et al.*, 2022) et, les graveleux latéritiques de Mandjou au Cameroun (Ngo'o Ze *et al.*, 2022). L'augmentation des valeurs de la DSM est due à l'ajout d'un matériau plus dense, la pouzzolane sur un matériau moins dense, l'argile latéritique (Sabat et Bose, 2013). L'augmentation des valeurs de DSM est due au poids volumique des grains solides des pouzzolanes qui est plus élevé que celui des argiles latéritiques superficielles (Al-Swaidani *et al.*, 2016). A travers les calculs théoriques, l'augmentation des valeurs de DSM du mélange peut être justifiée, démontrant que :

$$\frac{\gamma_{dmaxALP}}{\gamma_{dmaxAL}} = \frac{1}{\alpha(1 + \frac{\beta\gamma_{dmaxAL}}{\alpha\gamma_{dmaxPZL}})} \quad (12)$$

étant donné que :

$$\alpha + \beta = 100 \% \quad (13)$$

$$1,50 \leq \gamma_{dmaxAL} \leq 1,62 \quad (14)$$

$$1,60 \leq \gamma_{dmaxPZL} \leq 1,76 \quad (15)$$

Il est prouvé que :

$$\frac{1}{\alpha(1 + \frac{\beta\gamma_{dmaxAL}}{\alpha\gamma_{dmaxPZL}})} > 1 \quad (16)$$

alors l'inégalité suivante sera toujours vérifiée :

$$\gamma_{dmxALP} > \gamma_{dmaxAL} \quad (17)$$

Les valeurs de DSM obtenues après ajout de pouzzolane atteignent des valeurs qui sont plus élevées que celles des matériaux naturels étudiés, argiles latéritiques superficielles et pouzzolanes. Ceci s'explique par le fait que les pores des grains de la pouzzolane se comportent

comme des réservoirs qui se remplissent de fines latéritiques (ISTED, 1987 ; Segui, 2011). Les fines réduisent ainsi au maximum la porosité de la pouzzolane, en occupant un volume après compactage plus grand que celui de la proportion théorique du mélange. Ce phénomène entraîne une augmentation de la masse volumique du mélange et, par conséquent, celle de DSM.

L'augmentation des teneurs en pouzzolane dans l'argile latéritique superficielle entraîne la diminution des valeurs de ω -OPM (Lobe Bille *et al.*, 2022). Cette diminution va jusqu'à 31 % lorsque l'ajout de pouzzolane atteint 40 %. Elle se traduit par le fait que, le mélange argile - pouzzolane évolue d'une argile plastique à un sable argileux d'après la classification LCPC. L'ajout de pouzzolane dans les argiles latéritiques superficielles s'accompagne d'une augmentation des valeurs de IPI et de CBR (Fig. 32). L'ajout de pouzzolane dans les argiles latéritiques entraînant une réduction de teneur en fines et une augmentation des éléments grossiers, va entraîner une augmentation de IPI et de CBR. Le squelette apporté par la pouzzolane intervient dans la structuration de la nouvelle ossature du matériau et augmente la résistance au poinçonnement de ce dernier. On observe que le poinçonnement des échantillons de pouzzolane, lors des essais CBR et IPI entraîne un écrasement important des grains solides du matériau. Par contre, le poinçonnement des éprouvettes du mélange argile latéritique + pouzzolane, montre un écrasement relativement moins important des grains de pouzzolane. Cette ampleur de l'écrasement des grains de pouzzolane est très remarquable dans les éprouvettes à teneur élevée de pouzzolane. Ceci pourrait s'expliquer par le fait que :

- dans le mélange argile-pouzzolane, pendant que la pouzzolane apporte de l'ossature supplémentaire, les fines latéritiques créent un enrobage compact autour des grains solides et les rendent plus résistants à la friction ;
- la structure scoriacée alvéolaire de la pouzzolane offre des possibilités aux fines de se retrouver dans les pores des grains de pouzzolane, et les rendent plus résistants au poinçonnement.

La conséquence de ces phénomènes justifie aussi l'augmentation de la densité sèche maximale et de la portance des matériaux stabilisés.

IV.2.3. Amélioration des paramètres mécaniques

L'ajout des fractions de pouzzolane dans l'argile latéritique superficielle s'accompagne d'un accroissement des valeurs de σ_c et E (Fig. 33). Concernant les paramètres de cisaillement, le mélange argile latéritique + pouzzolane entraîne un accroissement des valeurs de ϕ' et une diminution des valeurs de c' (Fig. 34).

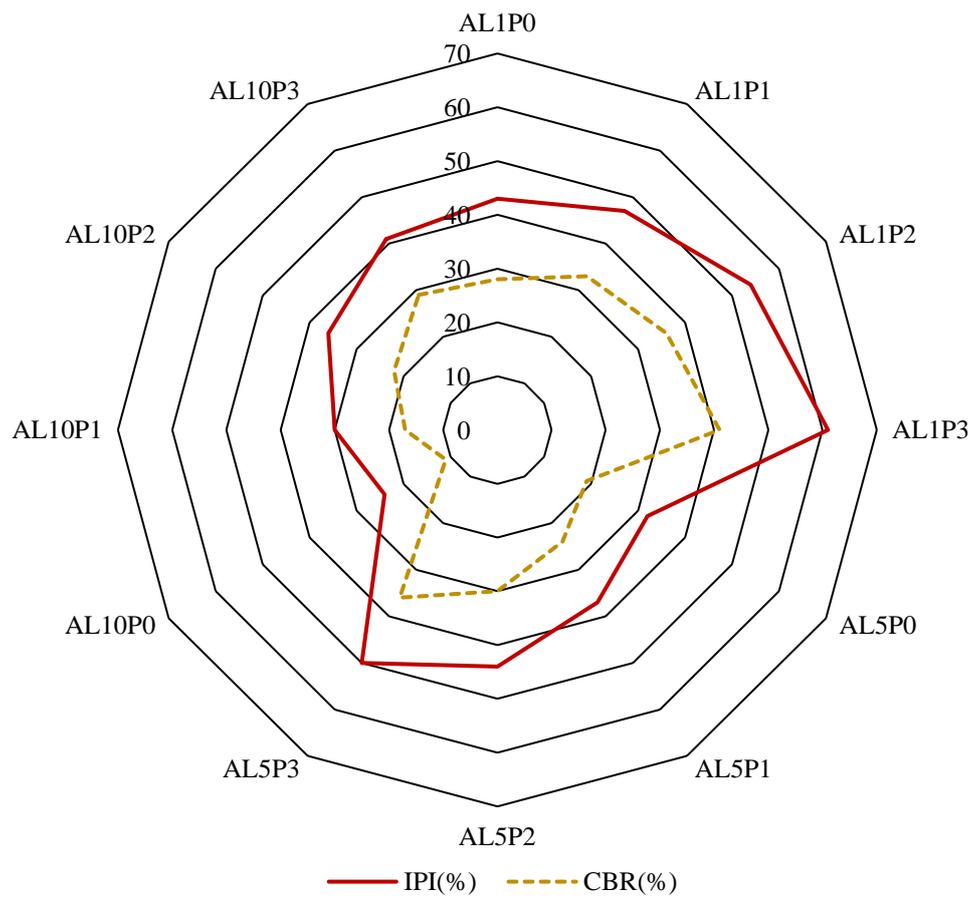


Figure 32. Évolution des paramètres de portance

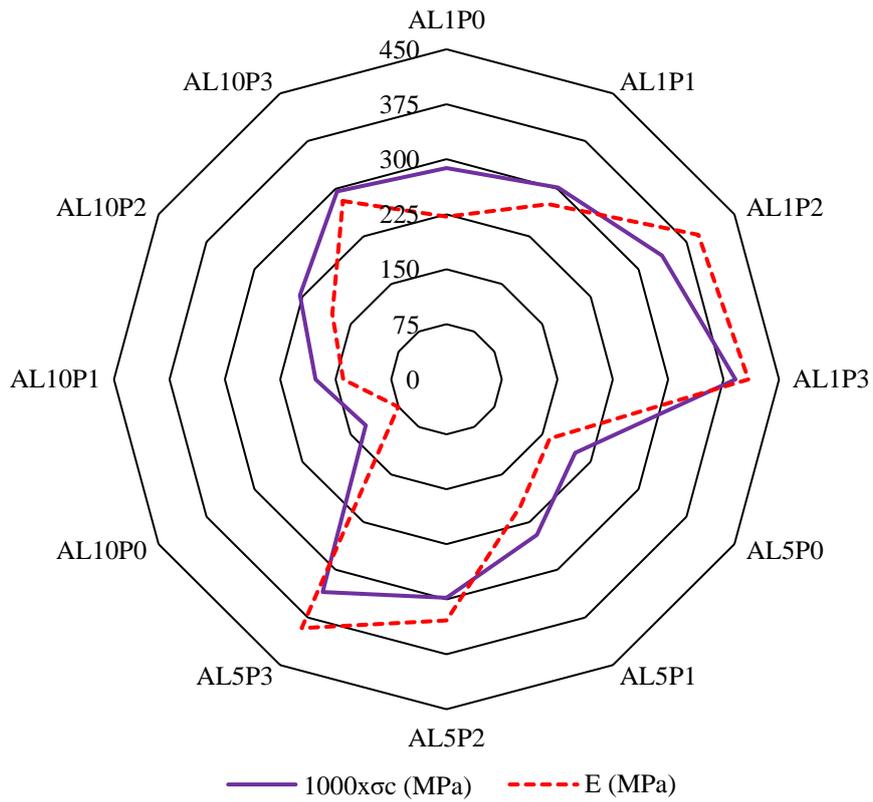


Figure 33. Evolution de la résistance à la compression uniaxiale et du module de Young

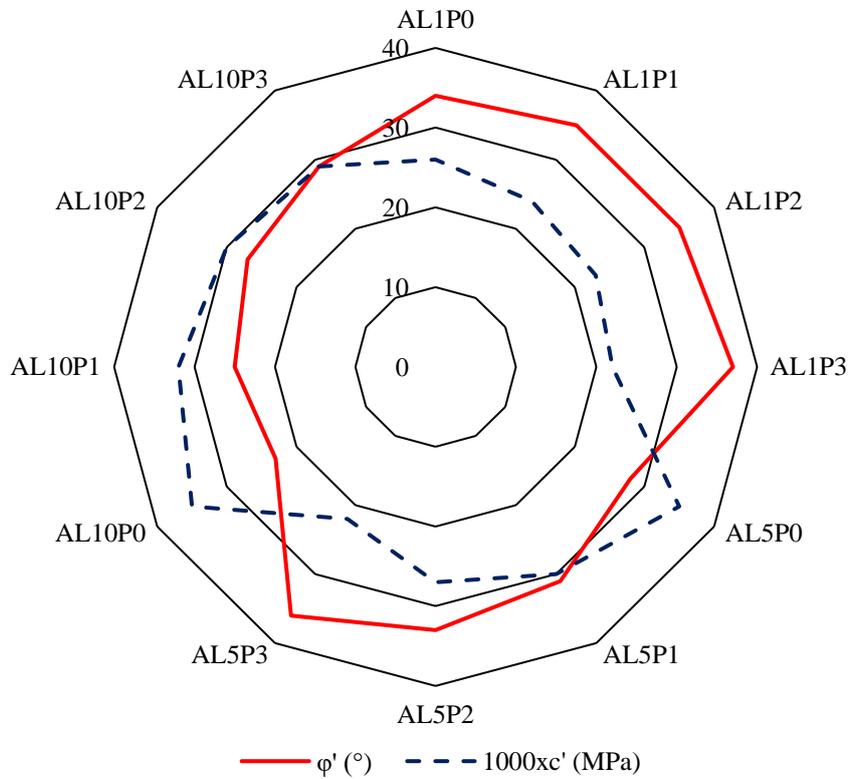


Figure 34. Évolution de l'angle de frottement interne et de la cohésion effective.

L'augmentation des valeurs des paramètres mécaniques par l'ajout de pouzzolane dans l'argile latéritique superficielle est due à la structuration de la nouvelle ossature du matériau caractérisée par l'augmentation du volume des grains solides dans le mélange, qui sont enrobés de particules fines latéritiques. L'ajout de la pouzzolane transforme l'argile latéritique (Ap) en sable argileux (SA), d'après la classification LCPC. Il s'agit d'une transformation d'un matériau cohérent en un matériau granulaire, moins cohérent. Ce phénomène est à la base des accroissements des valeurs de E et de ϕ' , et de la diminution de celles de c' . Les sols granulaires présentant des valeurs d'angle de frottement interne plus élevées que celles des sols cohérents, et inversement pour les valeurs de cohésion (Reiffsteck *et al.*, 2018). Compte tenu du fait que les résistances mécaniques d'un sol sont induites par son squelette et sa cohésion (LCPC, 2000 ; Plumelle *et al.*, 2017), dans les sols cohérents, la force de cohésion permet de lier entre elles les particules qui les composent de manière à constituer une masse compacte. Les grains de pouzzolane dans le mélange se comportent comme des obstacles physiques qui empêchent la continuité de la liaison ou du contact entre particules d'argile latéritique superficielle par endroit, avec pour conséquence une perte en force de cohésion et, un gain en rigidité.

Le mélange argile latéritique superficielle – pouzzolane, compacté à la ω -OPM, est un matériau compact et plus rigide, malgré la diminution des valeurs de c' . Étant donné que la raideur d'un sol est caractérisée par son module d'élasticité E (Bougueroua et Ait Mokhtar, 2013), l'augmentation des valeurs de E induit celle des résistances mécaniques, ce qui explique la diminution des valeurs des déformations observées lors des essais triaxiaux (Fig. 35). Cette réduction des déformations à la suite de la stabilisation de l'argile latéritique superficielle à la pouzzolane, sera également constatée lors de la mise en œuvre des mélanges obtenus (Bougueroua et Ait Mokhtar, 2013).

IV.3. Effets du renforcement à la géogridde des argiles latéritiques stabilisées à la pouzzolane

IV.3.1. Renforcement de la portance

L'évolution observée des valeurs des paramètres de portance des matériaux renforcés AL1PG (Fig. 36), AL5PG (Fig. 37) et AL10PG (Fig. 38), est similaire à celle obtenue sur les argiles latéritiques du Texas aux États-Unis d'Amérique (Knapton et Austin, 1996), de Sidi Abdallah en Algérie (Bougueroua et Ait Mokhtar, 2013) et de zone Mbouda – Fombot au Cameroun (Lobe Bille *et al.*, 2022). L'augmentation des valeurs de IPI et de CBR des argiles latéritiques étudiées, est due à l'effet du renforcement des sols par l'usage des géosynthétiques,

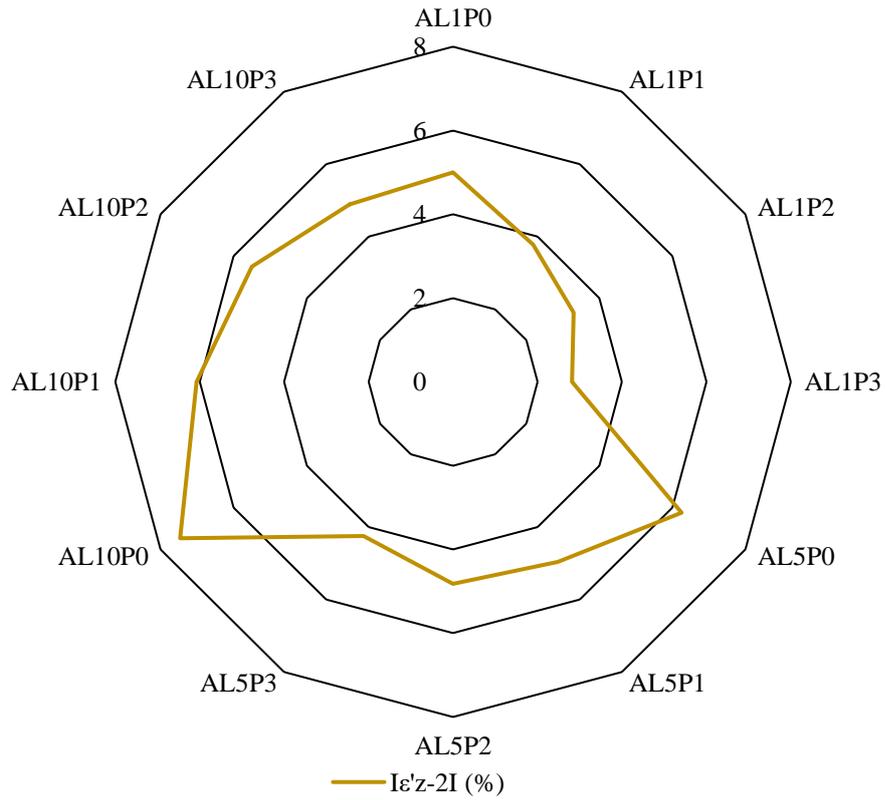


Figure 35. Évolution des déformations verticales totales

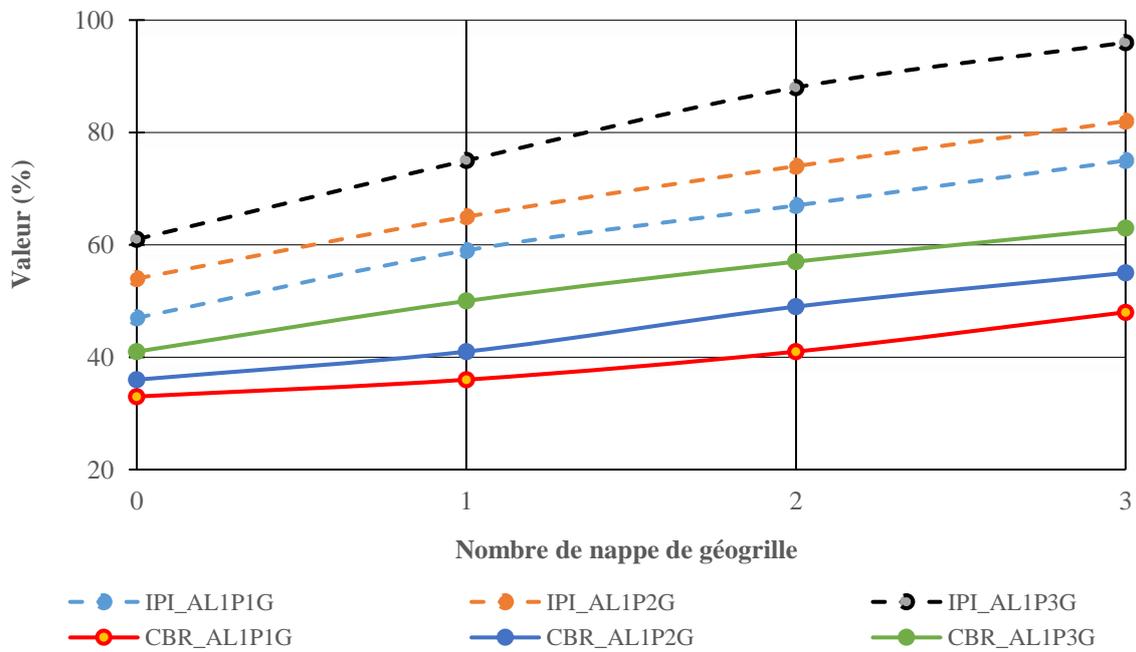


Figure 36. Évolution des paramètres de portance de l'argile latéritique superficielle AL1 stabilisée à la pouzzolane et à la géogrille

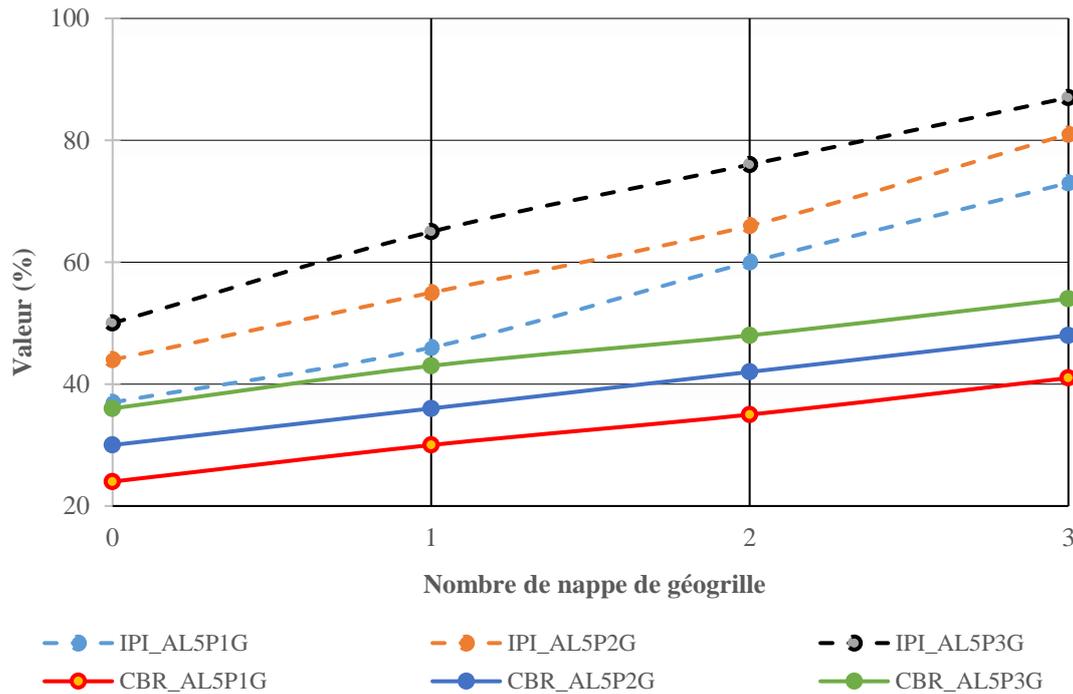


Figure 37. Évolution des paramètres de portance de l'argile latéritique superficielle AL5 stabilisée à la pouzzolane et à la géogrille

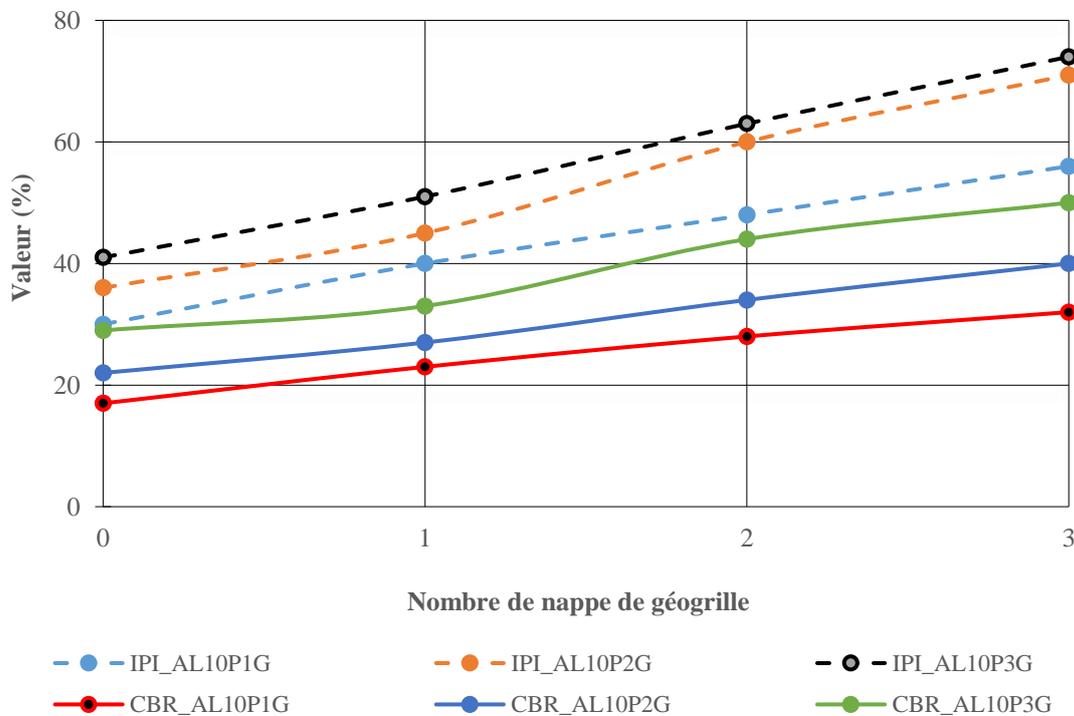


Figure 38. Évolution des paramètres de portance de l'argile latéritique superficielle AL10 stabilisée à la pouzzolane et à la géogrille

notamment celle des géogrilles (Briançon et Delmas, 2017). La présence des géogrilles, dans le sol entraîne des mécanismes qui interviennent dans l'accroissement des valeurs des paramètres mécaniques et des paramètres de portance.

Les mécanismes à la base de l'accroissement de la portance sous l'effet du renforcement à la géogrille, sont les mécanismes de confinement latéral, de modification de la surface de rupture et, de membrane tendue (Burd, 1986 ; Houlsby et Jewell, 1990 ; Brocklehurst, 1993 ; Tensar, 1996 ; Bearden et Labuz, 1998 ; Tensar, 1998 ; Perkins 1999 ; Erickson et Drescher, 2001 ; Giroud et Han, 2004 ; Maxwell *et al.*, 2005 ; Perkins *et al.*, 2005). Ces mécanismes montrent que la géogrille apporte un blocage latéral de l'agrégat sur la membrane, conférant une rigidité supplémentaire au matériau. Ce blocage est couplé à une meilleure distribution des contraintes verticales et une modification de la surface de rupture (Giroud et Noiray, 1981). Le confinement des grains solides du matériau stabilisé à la pouzzolane augmente avec la présence de la géogrille et entraîne un gain de portance CBR (Knapton et Austin, 1996). Les inclusions des nappes de géogrille dans les argiles latéritiques superficielles stabilisées à la pouzzolane se présentent comme des renforts qui augmentent la capacité portante. Cette deuxième stabilisation pourrait se présenter comme un moyen d'optimisation de ce paramètre important dans la qualification de l'utilisation d'un matériau en construction routière.

De façon générale, il s'observe une augmentation des valeurs des paramètres de portance en fonction de l'ajout de géogrille, quelle que soit la stabilisation à la pouzzolane.

IV.3.2. Renforcement des caractéristiques mécaniques

Quelle que soit la formule de stabilisation de l'argile latéritique superficielle à la pouzzolane utilisée, les effets du renforcement à la géogrille sur σ_c et E sont proportionnels au nombre de nappes de géogrille (Fig. 39, 40 et 41).

Les variations des valeurs de σ_c et E sont similaires à celles obtenues sur des matériaux argileux renforcés à la géogrille en Algérie (Bougueroua et Ait Mokhtar, 2013) et au Cameroun (Lobe Bille *et al.*, 2022). Ces accroissements montrent que la géogrille augmente la rigidité du matériau stabilisé à la pouzzolane (Bougueroua et Ait Mokhtar, 2013).

Comme dans le cas de σ_c , les inclusions de nappes de géogrille dans le matériau entraînent des accroissements des valeurs du déviateur maximal des éprouvettes lors de l'essai triaxial CD. Ces variations montrent que le renforcement des sols par l'usage des géosynthétiques entraîne un accroissement de la résistance au cisaillement (Maxwell *et al.*, 2005 ; Perkins *et al.*, 2005 ; Nouri *et al.*, 2015).

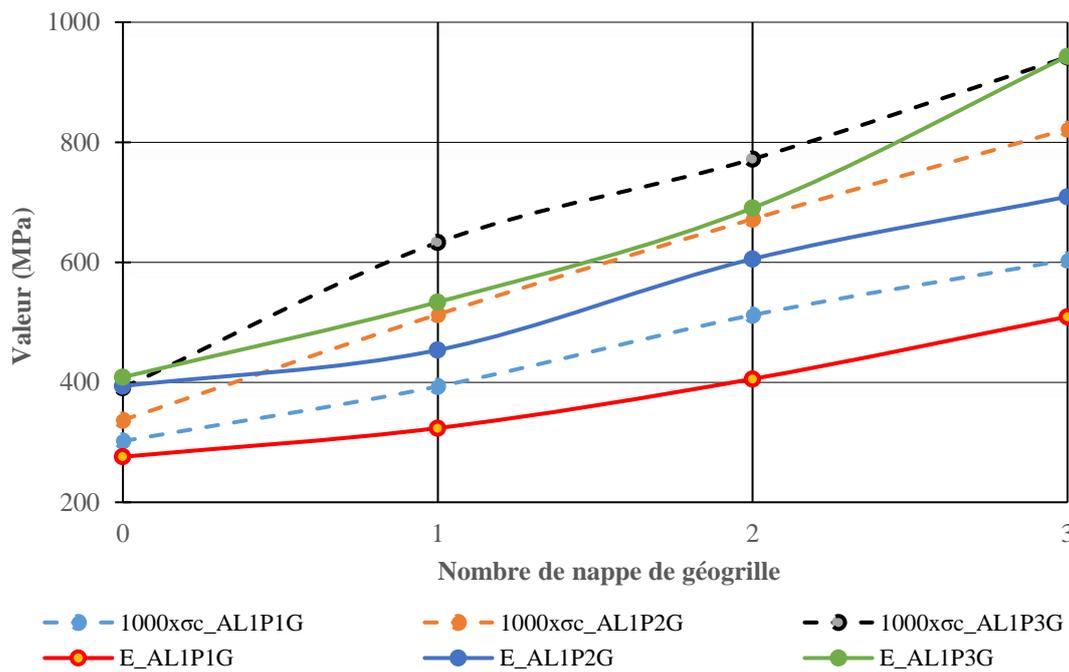


Figure 39. Évolution de σ_c et du E de l'argile latéritique superficielle AL1 stabilisée la pouzzolane et à la géogridle

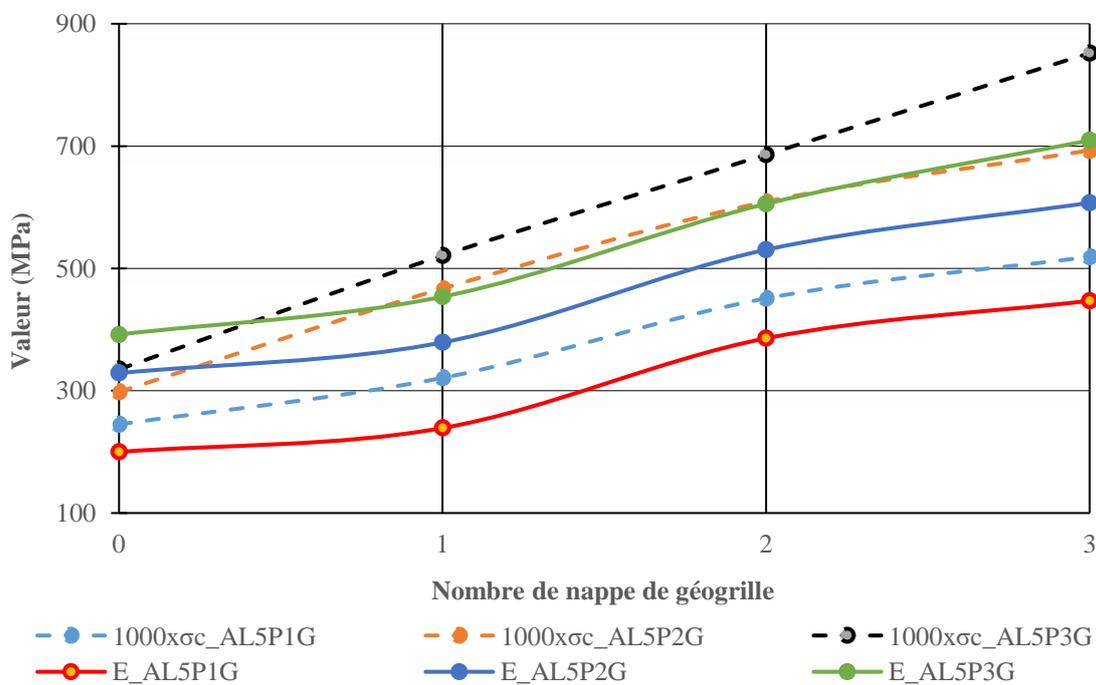


Figure 40. Évolution de σ_c et du E de l'argile latéritique superficielle AL5 stabilisée la pouzzolane et à la géogridle

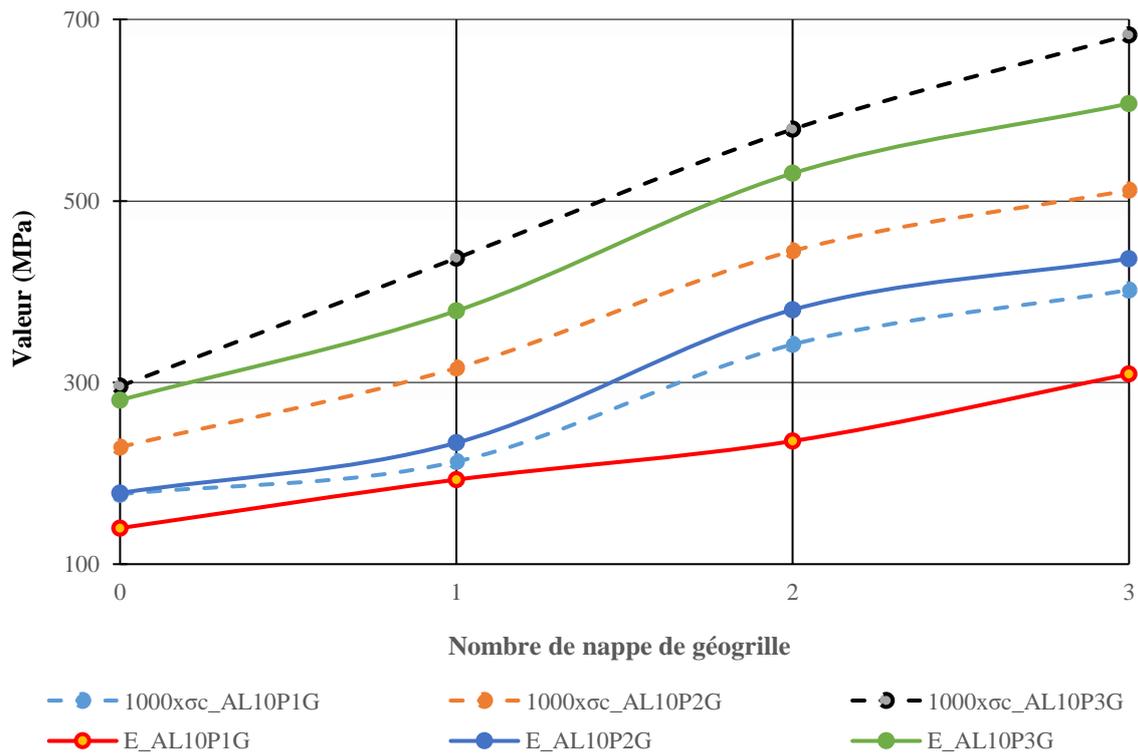


Figure 41. Évolution de σ_c et du E de l'argile latéritique superficielle AL10 stabilisée la pouzzolane et à la géo grille

L'accroissement des valeurs de résistance au cisaillement (τ_{rupt}) se caractérise également par les variations des valeurs ϕ' et c' . Les inclusions de nappes de géogrille à certaines positions dans l'argile latéritique superficielle stabilisée à la pouzzolane entraînent un accroissement des valeurs de ϕ' (Fig. 42) et de c' (Fig. 43). Les valeurs de τ_{rupt} croissent en fonction du nombre de nappes de géogrille incluses (Nouri *et al.*, 2015).

Les accroissements des valeurs de c' des matériaux stabilisés à la pouzzolane semblent négligeables par rapport aux valeurs de c' des matériaux naturels. Ceci s'explique par le fait que l'ajout de la pouzzolane entraîne d'abord une diminution des valeurs de c' , avant que les inclusions de géogrille ne viennent provoquer leur accroissement. Ainsi, en superposant les différentes variations de c' d'un matériau au cours de son traitement, on peut se rendre compte que les nappes de géogrille ont un effet très remarquable dans l'accroissement relatif de ce paramètre. Cette observation est corroborée par les travaux antérieurs ayant montré que les géosynthétiques de renforcement ont un effet très significatif d'accroissement sur les paramètres mécaniques des sols en général, et en particulier, sur les paramètres de cisaillement (Gray et Ohashi, 1983 ; Gray et Al-Refeai, 1986 ; Coulet *et al.*, 1987 ; Denies *et al.*, 2017 ; Hussein et Ahmad, 2021). Ceci est dû au mécanisme de confinement ou autoblocage latéral de la couche de base (Bearden et Labuz, 1998 ; Perkins, 1999 ; Erickson et Drescher, 2001 ; Maxwell *et al.*, 2005, Perkins *et al.*, 2005). Les nappes de géogrille, en bloquant les matériaux entre ses mailles, les rendent plus compacts (Erickson et Drescher, 2001). Plus le matériau est granulaire, plus l'effet du mécanisme d'autoblocage de l'agrégat est remarquable (Bearden et Labuz, 1998).

L'accroissement des paramètres mécaniques est similaire à celui présenté sur les facteurs de capacité portante d'une couche de base renforcée par un géotextile (Barenberg *et al.*, 1975). Ce phénomène est similaire à celui observé dans le traitement des ornières d'une couche de chaussée, par l'usage de géosynthétiques (Steward *et al.*, 1977). Les variations des paramètres mécaniques dans les argiles latéritiques superficielles étudiées sont également similaires à celles observées des sables renforcés par géotextiles (Athanasopoulos, 1993), et d'un sable renforcé par inclusion des nappes de géogrille (Nouri *et al.*, 2015). Les gains en résistance mécanique à la compression uniaxiale et au cisaillement, grâce à l'inclusion des nappes de géogrille rendent les argiles latéritiques superficielles étudiées plus résistantes aux déformations. C'est ce qui explique la diminution des déformations en fonction du nombre de nappes de géogrille (Fig. 44). Les nappes de géogrille augmentent la rigidité des matériaux argileux et les rendent moins déformables. Ceci indique que les matériaux de viabilité, issus

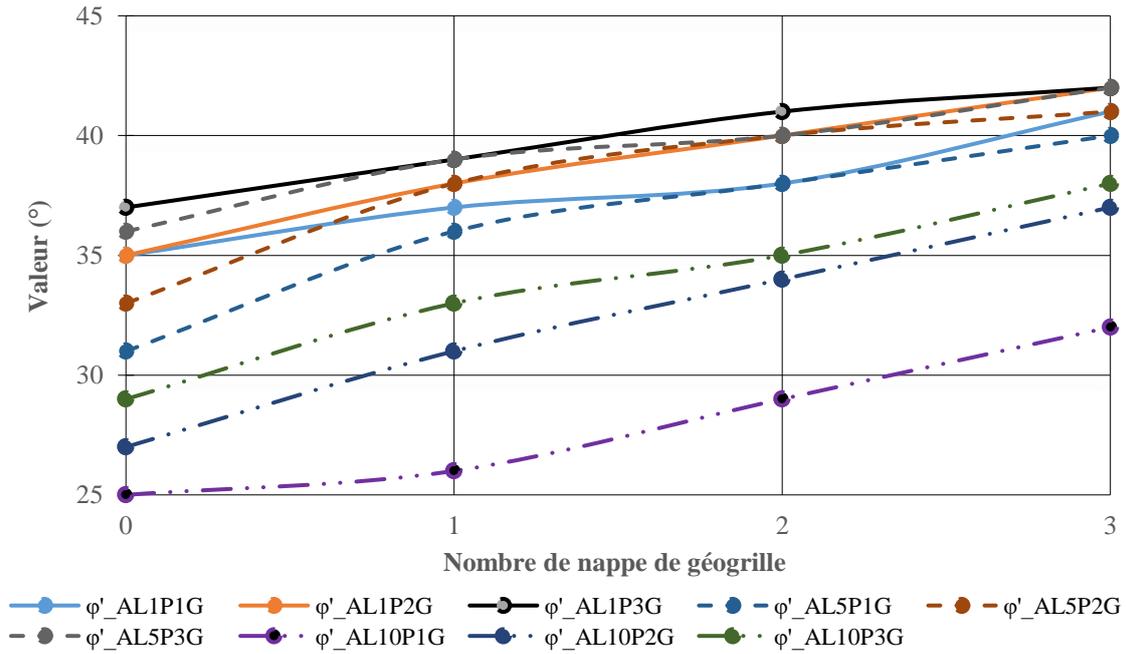


Figure 42. Évolution de ϕ' des argiles latéritiques superficielles stabilisées la pouzzolane et à la géogridde

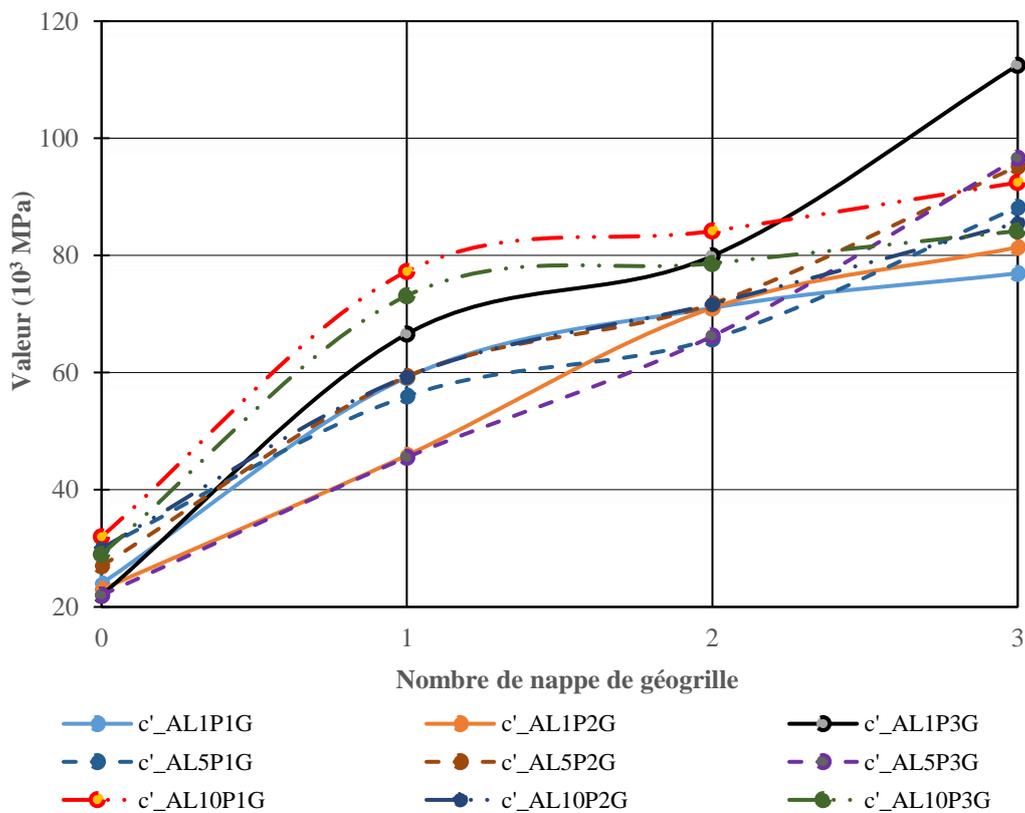


Figure 43. Évolution de c' des argiles latéritiques superficielles stabilisées la pouzzolane et à la géogridde

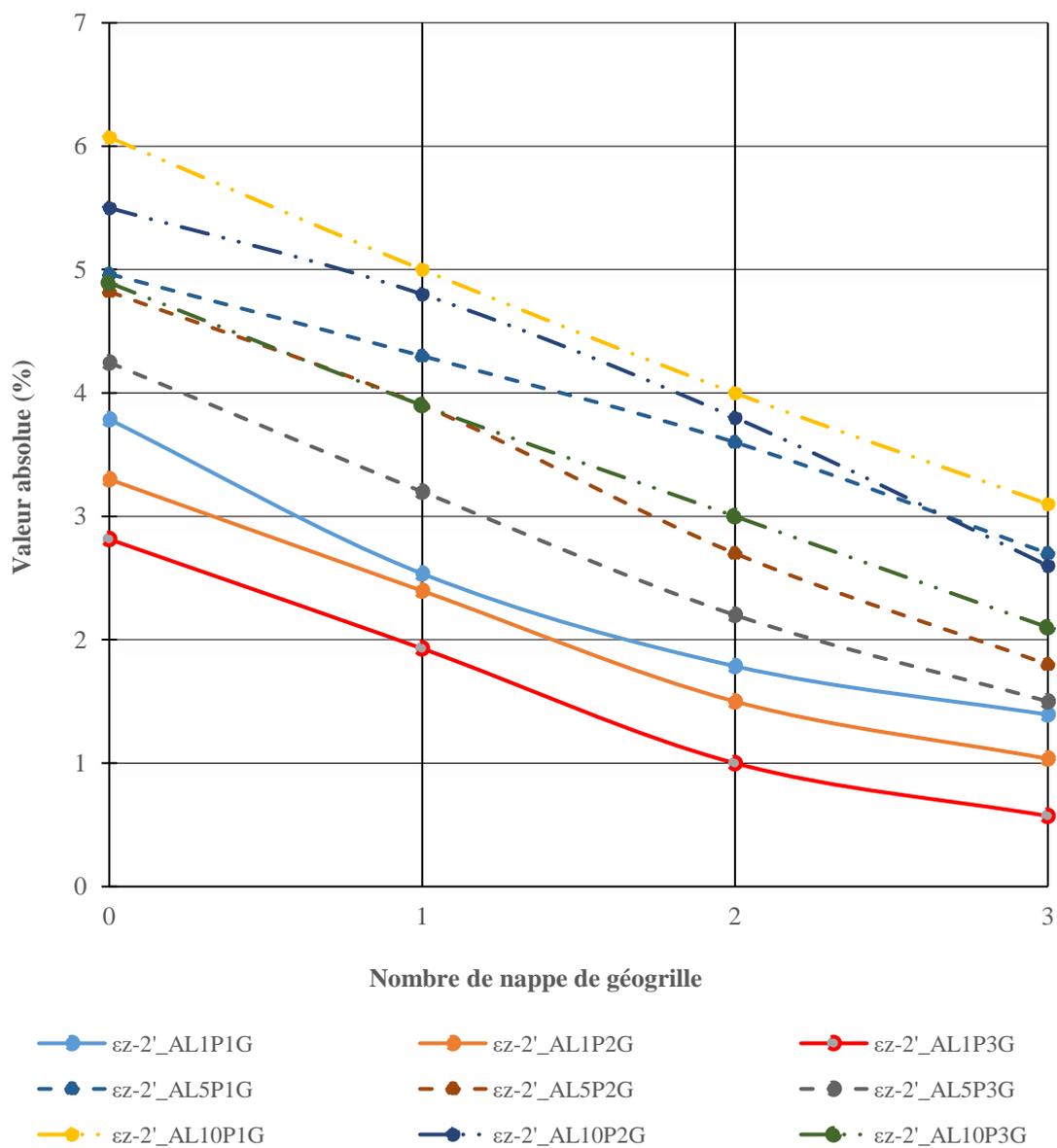


Figure 44. Évolution des déformations axiales au deuxième palier de l'essai triaxial CD des argiles latéritiques superficielles stabilisées la pouzzolane et à la géogridle

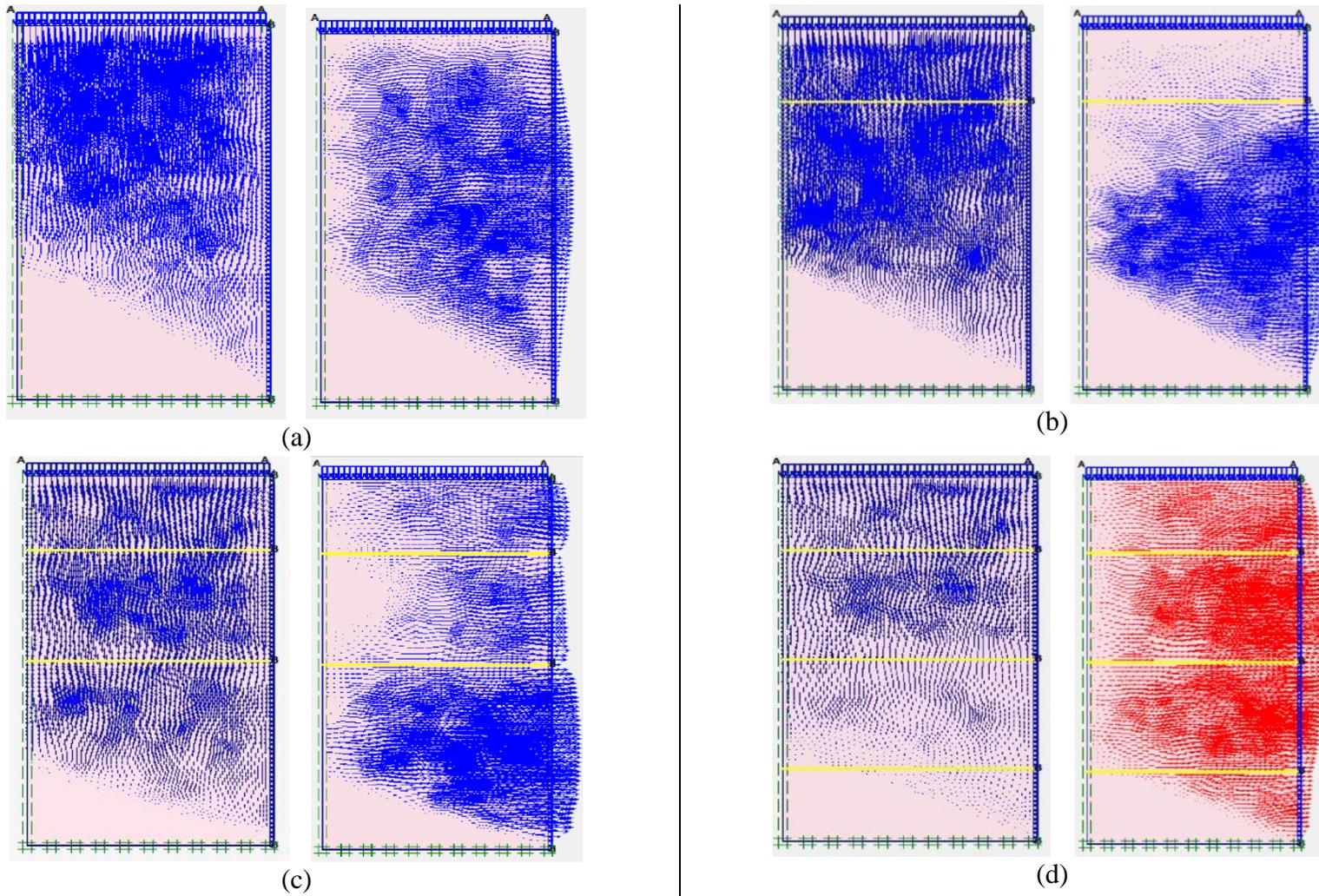
des mélanges argile-pouzzolane-géogrid, sont moins déformables et résistent à la détérioration rapide de la chaussée. En général, l'inclusion des nappes de géogrid après la stabilisation des matériaux à la pouzzolane apporte un accroissement très significatif de l'ensemble des paramètres mécaniques, tout comme dans le cas des paramètres de portance.

IV.4. Analyse numérique de la modélisation de l'argile latéritique stabilisée à la pouzzolane et à la géogrid

IV.4.1. Comportement mécanique général des matériaux modélisés

La simulation numérique de l'essai triaxial consolidé drainé en utilisant le code éléments finis Plaxis ressort les comportements mécaniques interne et externe des matériaux modélisés. Pour les différents modèles numériques, ce comportement est caractérisé par des déplacements simultanés verticaux et horizontaux. Ceci donne aux modèles déformés une apparence de tonneau (Al Husein, 2001) et, confirme par-là, qu'ils ont effectivement été sollicités par deux contraintes normales, horizontale (σ_3) et verticale (σ_1), avec $\sigma_1 > \sigma_3$ (Reiffsteck *et al.*, 2018). Ces déplacements sont conséquents des déformations observables sur des mailles déformées à l'issue de la simulation (Rouili, 2014). La figure 45 permet d'analyser les comportements mécaniques généraux, interne et externe, des différents modèles.

Le comportement observé du sol sans inclusion de nappes de géogrid, montre que les déplacements verticaux sont plus importants et, concentrés à la partie supérieure de l'éprouvette (Fig. 45a). Les déplacements horizontaux sont également très remarquables avec des valeurs maximales localisées à mi-hauteur du modèle (Fig. 45a). Au premier palier du renforcement avec l'inclusion de 1 nappe de géogrid, les déplacements verticaux semblent commencer à perdre de l'amplitude (Fig. 45b). Les déplacements horizontaux, dans ce palier, sont moins importants autour de la nappe de géogrid et restent localisés à mi-hauteur de l'éprouvette (Fig. 45b). Avec une inclusion de 2 nappes de géogrid, les déplacements verticaux perdent un peu plus d'intensité et paraissent uniformément repartis dans la masse de l'éprouvette (Fig. 45c). Les déplacements horizontaux ont aussi une répartition qui commencent à couvrir la quasi-totalité de la taille de l'éprouvette (Fig. 45c). Lorsque le renforcement est fait avec une inclusion de 3 nappes de géogrid, les déplacements verticaux paraissent très modérés et ont une répartition quasi-uniforme dans la masse du modèle (Fig. 45d). Les déplacements horizontaux de ce cas, présentent des valeurs qui paraissent plus modérées avec une distribution pratiquement sur toute la hauteur de l'éprouvette (Fig. 45d).



(a) : modèle sans nappe de géogridle

(b) : modèle avec 1 nappe de géogridle

(c) : modèle avec 2 nappes de géogridle

(d) : modèle avec 3 nappes de géogridle.

Figure 45. Comportement mécanique des modèles numériques

En observant les déplacements horizontaux ponctuels dans les différents modèles, une remarque se dégage concernant la cinématique de ce paramètre en fonction de l'inclusion des nappes de renforcement. En fonction du nombre de nappes de géogrille, les déplacements horizontaux ponctuels se concentrent vers le bas du modèle. Le premier palier du renforcement avec l'inclusion de la nappe de géogrille à $4H/5$, semble créer une éprouvette fictive de hauteur $4H/5$ et les déplacements horizontaux ponctuels les plus importants paraissent localisés à sa mi-hauteur. Le même phénomène est observé au deuxième palier du renforcement avec l'inclusion des nappes de géogrille à $4H/5$ et à $H/2$. Dans ce cas, il se crée comme une éprouvette fictive de hauteur $H/2$ et dont la mi-hauteur abrite les déplacements horizontaux ponctuels les plus importants. Ces déplacements sont minimisés et repartis sur toute la taille de l'éprouvette au troisième palier du renforcement, avec l'inclusion d'une nappe supplémentaire de géogrille à $H/5$.

Les déplacements verticaux et horizontaux observés lors d'un essai triaxial consolidé drainé traduisent les variations volumiques de l'éprouvette (Combarieu, 2006). L'inclusion des nappes de géogrille dans le sol influence les déformations volumiques de ce dernier (Nouri *et al.*, 2015). Cette influence s'explique par la réduction des valeurs des différents déplacements et leur répartition uniforme dans la masse et sur toute la taille de l'éprouvette. Ce phénomène est rendu possible parce que, dans leur fonction de renforcement, les géosynthétiques comme la géogrille parviennent à accroître les valeurs des paramètres mécaniques des sols (Gray et Ohashi, 1983 ; Gray et Al-Refeai, 1986 ; Coulet *et al.*, 1987 ; Denies *et al.*, 2017 ; Hussein et Ahmad, 2021). Ainsi, ces produits accroissent la raideur et la rigidité des sols, afin de les rendre moins déformables (Bougueroua et Ait Mokhtar, 2013 ; Nouri *et al.*, 2015).

Malgré la diversité des modèles analysés dans la présente étude, il ressort que ce sont les mêmes facteurs qui influencent les déformations volumiques des modèles. Il s'agit du renforcement par inclusion des nappes de géogrille et la variabilité géométrique des éprouvettes modélisées (Reiffsteck *et al.* 2007 ; Nouri *et al.*, 2015).

IV.4.2. Influence du renforcement sur le comportement mécanique

L'influence du renforcement dans le comportement mécanique des modèles est évaluée par l'analyse des variations observées dans un type de matériau donné, en fonction de l'inclusion en son sein des nappes de géogrille. Cette évaluation se fait en comparant entre eux, les comportements des matériaux qui dérivent du renforcement de la même argile latéritique superficielle stabilisée à la pouzzolane, quelle que soit la hauteur du modèle.

En s'appuyant sur les données des modèles de 200 mm de hauteur, on observe que les sols non renforcés présentent les déplacements verticaux totaux les plus grands (Fig. 46). Au fur et à mesure du renforcement par inclusion de nappes de géogridde, on observe une diminution de la valeur des déplacements verticaux totaux. Dans certains cas, les diminutions du déplacement vertical total peuvent atteindre 64 %. L'évaluation des valeurs physiques des déformations verticales totales obtenues donne les mêmes observations (Fig. 47). Au vu du principe de proportionnalité entre les déplacements horizontaux et les déplacements verticaux dans un essai triaxial (Combarieu, 2006), les observations sur l'évolution des déplacements verticaux totaux en fonction du nombre de nappes de géogridde, sont transposables aux déplacements horizontaux totaux. Il en est de même pour les déformations volumiques totales.

Les données des simulations numériques confirment ainsi, le fait que, le renforcement par l'inclusion des nappes de géogridde, réduit l'ampleur des déformations, en diminuant et distribuant les déplacements dans la masse du sol. Ce résultat corrobore les travaux sur le comportement mécanique d'un sable renforcé par géotextiles sur la boîte de cisaillement (Athanasopoulos, 1993), et sur le comportement mécanique dans la cellule triaxiale d'un sable renforcé par inclusion des nappes de géogridde (Nouri *et al.*, 2015). Les explications de ce phénomène tournent autour du fait que, l'inclusion des géosynthétiques, à l'exemple de la géogridde ou du géotextile dans un sol, augmente sa raideur et sa rigidité et, par conséquent réduit sa déformabilité (Bougueroua et Ait Mokhtar, 2013). Il s'agit bien de l'effet du renforcement des sols par l'usage des géosynthétiques (Briançon et Delmas, 2017).

IV.4.3. Influence de la géométrie des modèles sur le comportement mécanique

Pour chaque matériau soumis à la modélisation, les modèles ont été simulés avec des hauteurs respectives de 200, 250 300, 350 et 400 mm. Les résultats de l'analyse numérique des modèles indiquent que la variation croissante de leurs dimensions des éprouvettes entraîne une augmentation de l'ampleur des déplacements ponctuels, ainsi que les valeurs du déplacement total (Fig. 48). Cette variation croissante des déplacements proportionnellement à la hauteur des modèles est observée quel que soit le palier de renforcement préconisé. Le tassement ou le déplacement vertical total d'une couche de sol sous l'action des charges est proportionnel à son épaisseur (Combarieu, 2008). Ceci explique l'accroissement des déplacements verticaux totaux de façon proportionnelle à l'accroissement des épaisseurs des éprouvettes.

La déduction des déformations verticales totales obtenues montre que ces dernières croissent aussi en fonction de l'augmentation des hauteurs des modèles (Fig. 49).

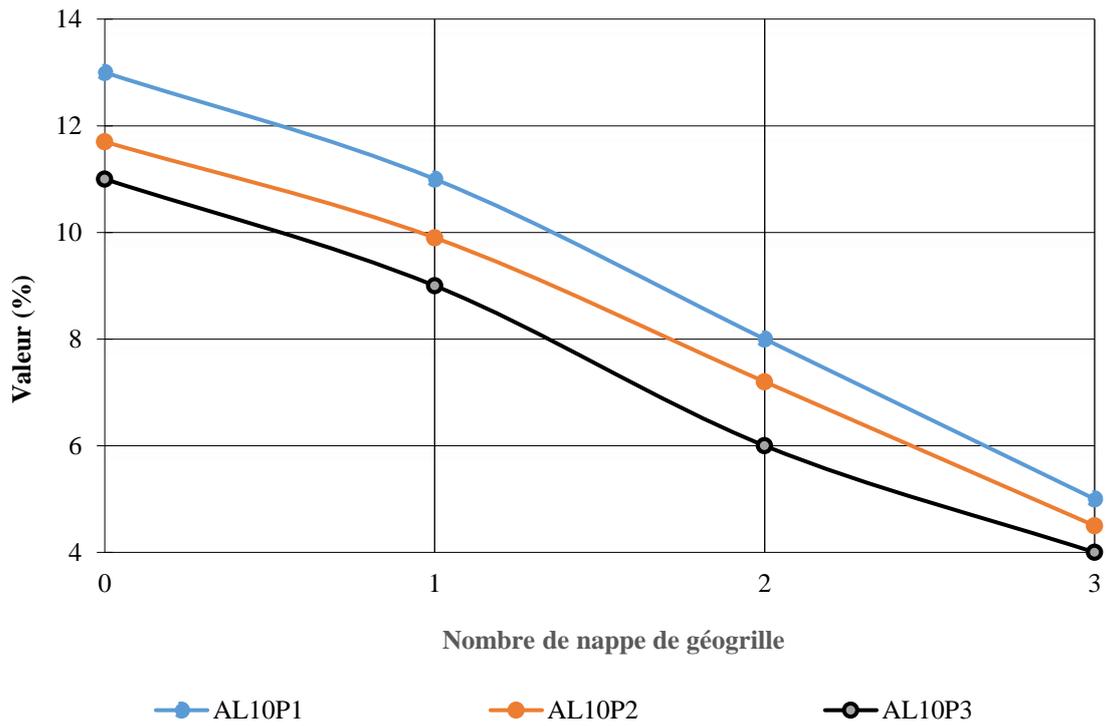


Figure 46. Évolution des déplacements verticaux totaux en fonction du nombre de nappe de géogrille (H = 200 mm)

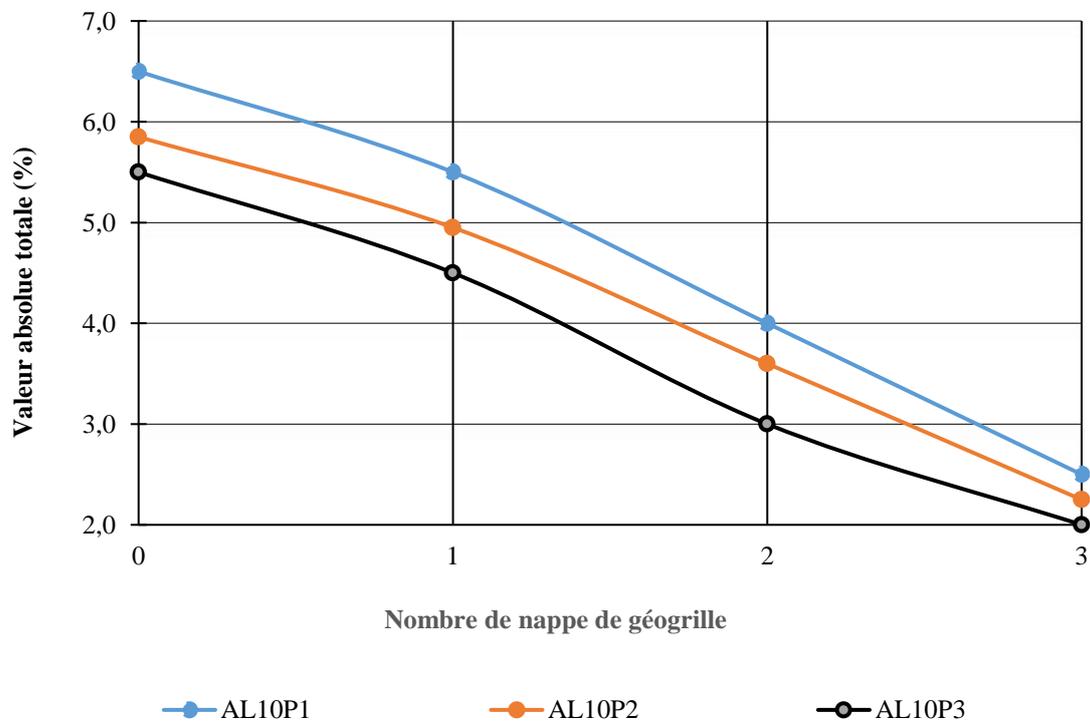


Figure 47. Évolution des déformations verticales totales en fonction du nombre de nappe de géogrille (H = 200 mm)

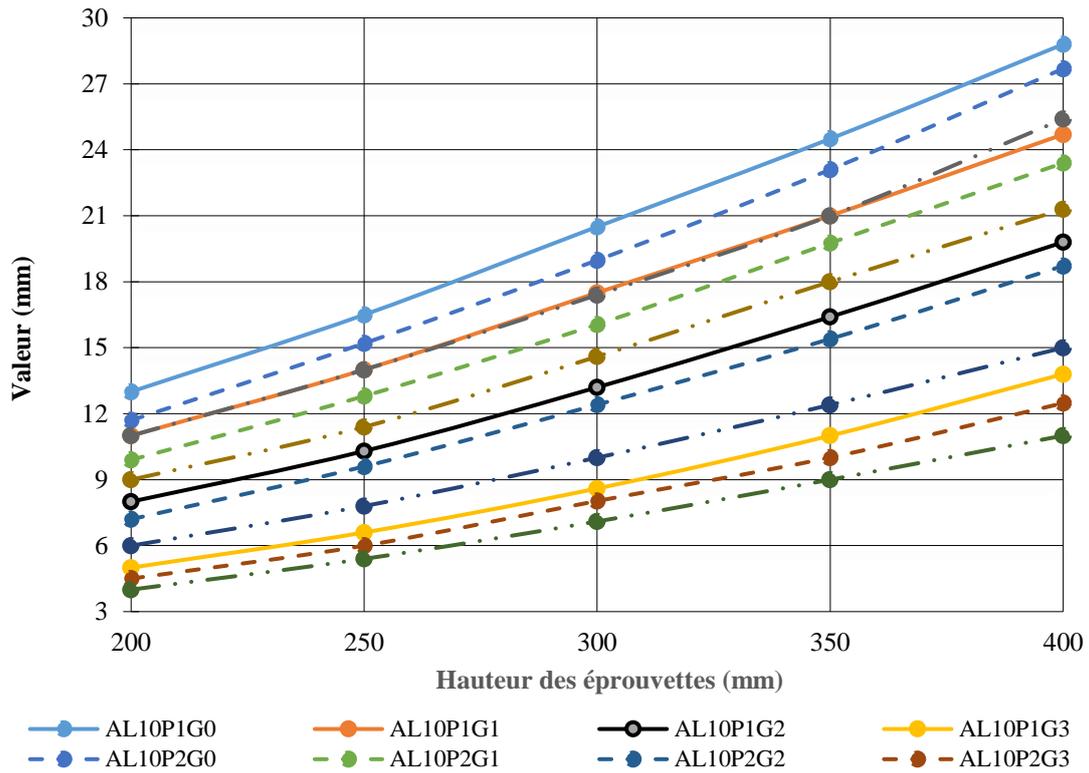


Figure 48. Évolution des déplacements verticaux totaux en fonction des hauteurs des modèles

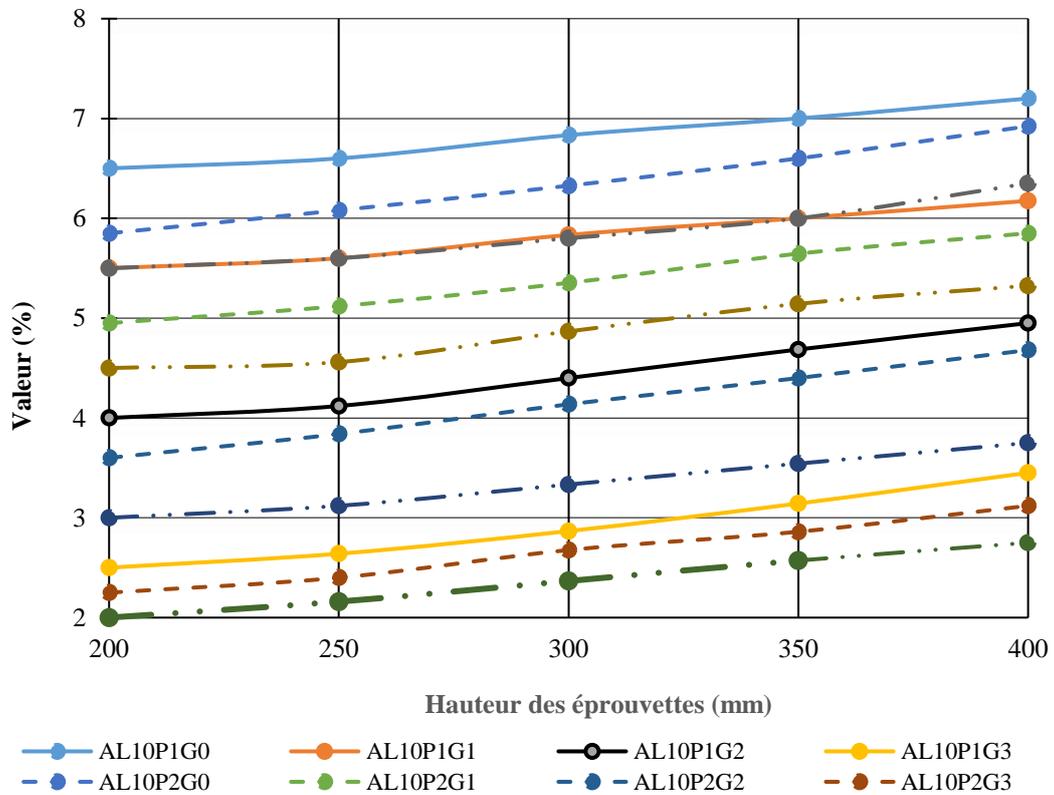


Figure 49. Évolution des déformations verticales totales en fonction des hauteurs des modèles

Ces variations sont observées pour tous les types de matériaux étudiés, renforcés ou pas. Il est nécessaire de rappeler que pour la même hauteur, les valeurs des déformations décroissent en fonction du nombre de nappes de géogridde. Prenant le même niveau de renforcement, pour les différentes épaisseurs d'un matériau considéré, on observe une variation des déformations. Cette variation étant proportionnelle à celle des épaisseurs. L'augmentation des valeurs des déformations montre que la géométrie des modèles impacte sur le comportement des matériaux, en augmentant leur déformabilité. Ce phénomène est propre à l'influence de la taille de l'appareillage sur les paramètres de cisaillement d'un sol soumis à un essai triaxial (Reiffsteck *et al.*, 2007). La géométrie peut également impacter sur la hausse de la déformabilité des matériaux renforcés par inclusion de nappes de géogridde, en modifiant l'espacement entre ces dernières. L'augmentation de l'espacement entre les nappes de géogridde entraîne des pertes dans l'effet du renforcement, qui se traduit par de grands déplacements et de grandes déformabilités (Nouri *et al.*, 2015).

IV.4.4. Effet du renforcement sur les paramètres mécaniques

Dans la présente étude, à travers l'analyse du comportement des modèles numériques soumis à l'essai triaxial, il a été démontré que pour la même épaisseur, l'inclusion des nappes de géogridde entraîne une réduction des déplacements et de la déformabilité du sol. Ce phénomène traduit l'influence des nappes de géogridde sur les paramètres mécaniques. L'examen de cette influence peut se baser sur les évaluations des valeurs du déviateur maximal et du module d'élasticité (Reiffsteck *et al.*, 2007 ; Rouili, 2014 ; Nouri *et al.*, 2015).

Pour tous les modèles étudiés à diverses hauteurs, notamment dans le cas d'une éprouvette de 300 mm de hauteur, la simulation numérique de l'essai triaxial consolidé drainé a montré que les valeurs du déviateur maximal ayant provoqué la rupture par cisaillement, croissent avec l'augmentation du nombre de nappes de géogridde (Fig. 50). Il en est de même pour les valeurs du module d'élasticité (Fig. 51). Ces accroissements atteignent 161 % pour le déviateur maximal et 148 % pour le module de Young. Ces résultats sont similaires à ceux obtenus par les travaux expérimentaux de la présente étude. Ils sont également similaires à ceux sur le comportement mécanique à la boîte de cisaillement de Casagrande d'un sable renforcé par géotextiles (Athanasopoulos, 1993) et, sur le comportement mécanique dans la cellule triaxiale d'un sable renforcé par inclusion de nappes de géogridde (Nouri *et al.*, 2015).

La diminution des déplacements et des déformations se traduit par des accroissements du déviateur maximal et du module d'élasticité (Bougueroua et Ait Mokhtar, 2013).

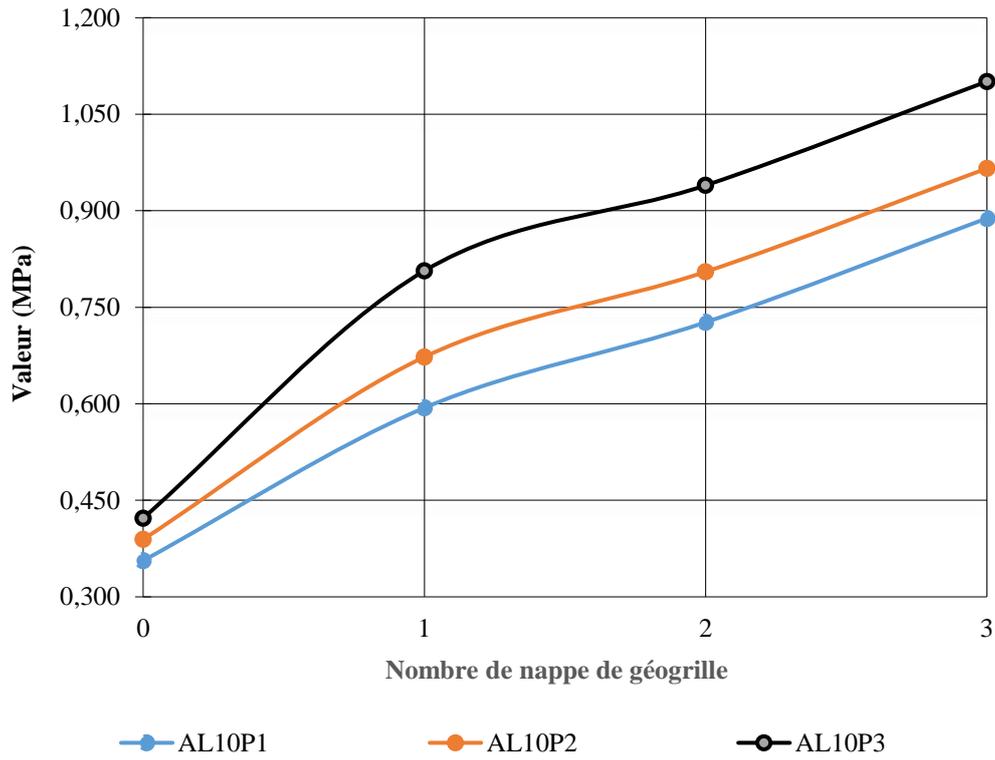


Figure 50. Évolution du déviateur maximal en fonction du renforcement (H = 300 mm)

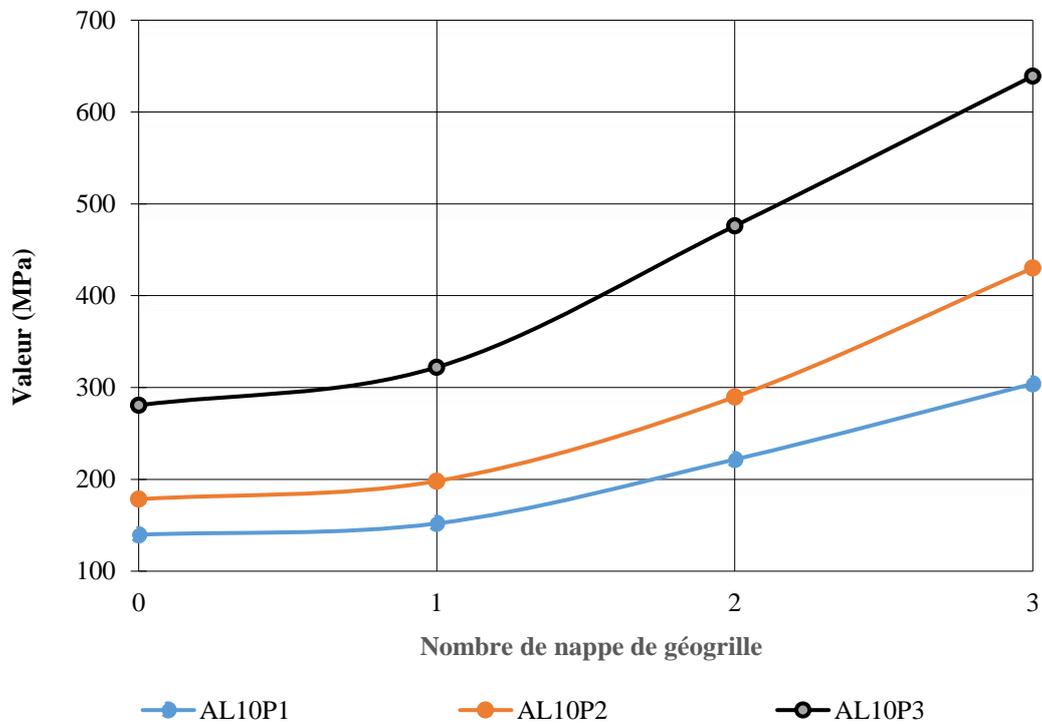


Figure 51. Évolution du module de Young en fonction du renforcement (H = 300 mm)

La diminution des déplacements et des déformations indique également une augmentation des valeurs de résistance à la compression uniaxiale et au cisaillement (Combarieu, 2006 ; Reiffsteck *et al.*, 2007 ; Bougueroua et Ait Mokhtar, 2013). Cette diminution indique également un accroissement de la portance du sol (Knapton et Austin, 1996). Comme pour les résultats expérimentaux de l'étude, ces phénomènes trouvent des explications dans la mobilisation des mécanismes de renforcement par les nappes de géogridde incluses dans le sol. Il convient de rappeler ces mécanismes sont les mécanismes de confinement latéral, de modification de la surface de rupture et de membrane tendue (Burd, 1986 ; Houlsby et Jewell, 1990 ; Brocklehurst, 1993 ; Tensar, 1996 ; Bearden et Labuz, 1998 ; Tensar, 1998 ; Erickson et Drescher, 2001 ; Perkins 1999 ; Giroud et Han, 2004 ; Maxwell *et al.*, 2005 ; Perkins *et al.*, 2005). Il est donc également démontré par l'analyse numérique que la géogridde apporte un blocage latéral de l'agrégat, matériau stabilisé à la pouzzolane, sur la membrane, mailles de géogridde, conférant une rigidité supplémentaire au matériau, une meilleure distribution des contraintes verticales et une modification de la surface de rupture (Giroud et Noiray, 1981).

Il est important de remarquer que l'argile latéritique superficielle présentant une grande fraction de pouzzolane, offre un meilleur effet du renforcement par les nappes de géogridde. Ceci est dû au fait que la stabilisation à la pouzzolane améliore la granulométrie et la densité sèche maximale du sol, en lui apportant des particules plus grossières (Lobe Bille *et al.*, 2022). Les deux paramètres sus cités donnent un meilleur confinement des grains solides du sol par les nappes de géogridde. Ils mettent en évidence l'action des mécanismes de renforcement avec des gains de portance plus importants (Knapton et Austin, 1996).

IV.4.5. Effet de la variabilité géométrique sur les paramètres mécaniques

Pour le même matériau, au même palier du renforcement, la diminution des valeurs des paramètres mécaniques observée est proportionnelle à l'augmentation de la hauteur du modèle. Cette décroissance ne change pas le fait que l'augmentation du nombre de nappes de géogridde de renforcement entraîne un accroissement des paramètres mécaniques. Ce qui veut dire que, l'inclusion des nappes de géogridde augmente les valeurs des paramètres mécaniques, seulement la variation croissante de la hauteur, fait remarquer leur légère diminution (Fig. 52 et 53). En prenant 200 mm comme hauteur de référence, les diminutions des valeurs du module de Young peuvent atteindre des valeurs respectives de 3 % à une hauteur de 250 mm, 6 % à une hauteur de 300 mm, 8 % à une hauteur de 350 mm, et 11% à une hauteur de 400 mm. Ceci,

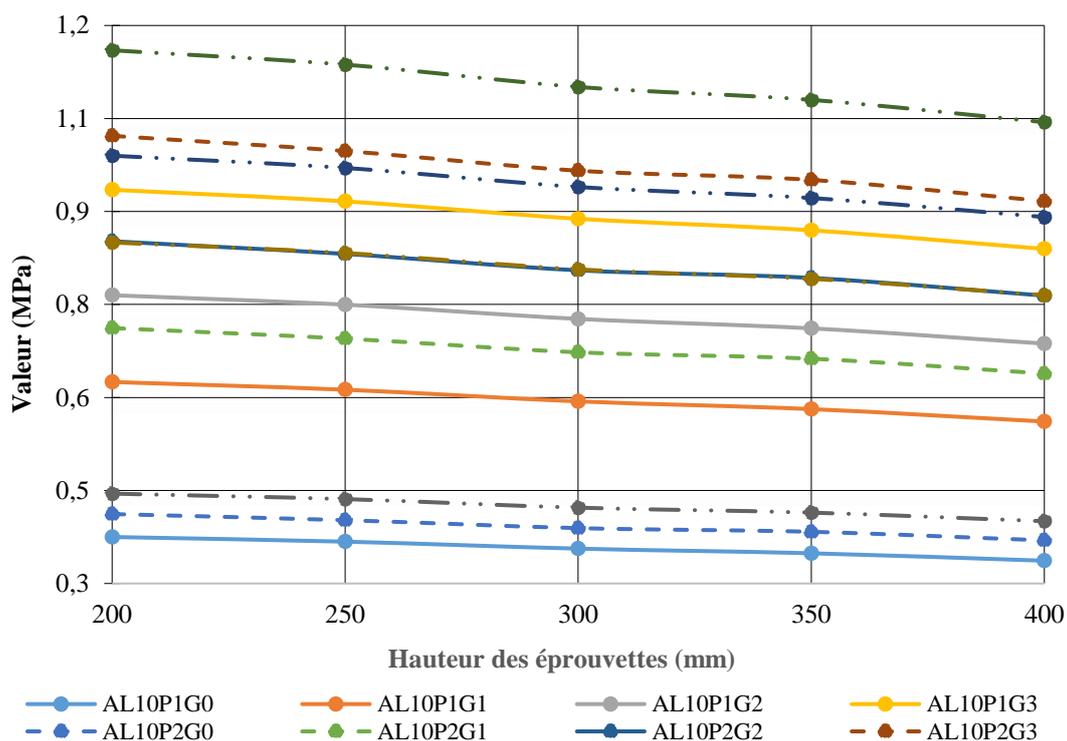


Figure 52. Évolution du déviateur maximal en fonction des hauteurs des modèles

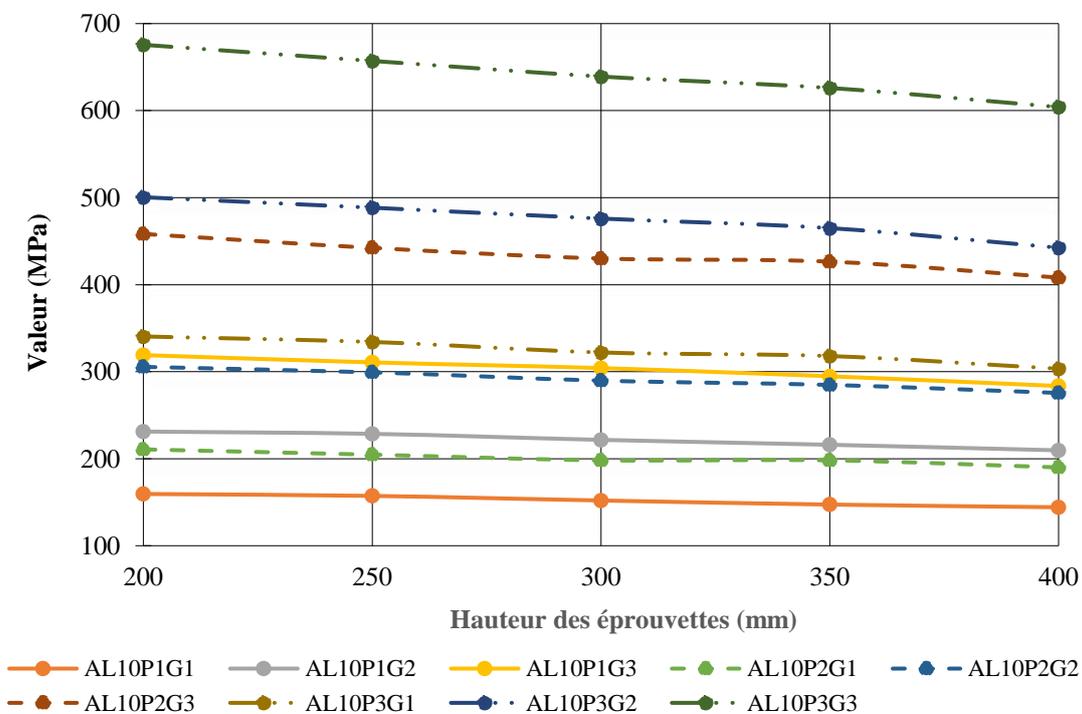


Figure 53. Évolution du module de Young en fonction des hauteurs des modèles

prouve que la géométrie des modèles a un impact réel sur les paramètres mécaniques.

Deux explications possibles peuvent être données pour justifier le phénomène de diminution des paramètres mécaniques proportionnellement à l'augmentation des hauteurs des modèles. Reiffsteck *et al.* (2007), à la suite d'un essai triaxial avec variation des dimensions de l'appareillage, expliquent l'influence de la géométrie des éprouvettes sur les paramètres de cisaillement, par le fait que les éprouvettes de grandes dimensions pourraient présenter des valeurs de poids volumique plus faibles. Les valeurs de poids volumique des sols sont relativement faibles par le fait que la grosseur des éprouvettes entraîne d'abord un léger relâchement du sol, qui va réduire la valeur du déviateur de rupture par cisaillement (Reiffsteck *et al.*, 2007). Cette explication est uniquement plausible pour les travaux expérimentaux. La deuxième explication qui tiendrait pour les travaux expérimentaux et ceux de modélisation numérique est celle donnée par Nouri *et al.* (2015). Elle stipule que l'augmentation de la hauteur de l'éprouvette entraîne une augmentation de l'espacement entre les nappes de géogrille. Ce qui va augmenter les largeurs des bandes de sol à confiner par les nappes de géogrille, avec pour conséquence directe, la réduction de l'effet du confinement autour de la membrane géosynthétique ; les mécanismes de renforcement tenant essentiellement sur le confinement du sol par le géosynthétique (Barenberg *et al.*, 1975 ; Steward *et al.*, 1977 ; Knapton et Austin, 1996). Alors, une quelconque défaillance liée à un petit relâchement dans le confinement entraîne systématiquement des chutes ou des pertes de l'effet du renforcement. Ces pertes se traduisent par la diminution des valeurs des paramètres mécaniques obtenues lorsque les épaisseurs des modèles augmentent.

IV.4.6. Intérêt de la modélisation numérique des argiles latéritiques superficielles renforcées

La modélisation numérique du comportement mécanique des matériaux stabilisés de de l'étude, à travers l'essai triaxial, montre que les paramètres mécaniques varient en fonction du nombre de nappes de géogrille de renforcement et de la géométrie des éprouvettes modélisées. Elle montre également les zones de grands déplacements ou de grandes déformations devant orienter la position des nappes de géogrille pour une plus grande efficacité. Cette modélisation, au-delà de donner les valeurs des paramètres mécaniques issus du renforcement à la géogrille, apporte des informations importantes et nécessaires dans l'utilisation de ces matériaux en construction routière. Il s'agit de la connaissance des zones de déplacements importants et de fortes déformations dans les éprouvettes et, de la variabilité des

paramètres mécaniques, en fonction des nappes de géogridde et de la géométrie des éprouvettes.

IV.5. Intérêts des matériaux de l'étude en construction routière

IV.5.1. Matériaux naturels

Les paramètres géotechniques des sols contribuent à décider de leur utilisation en couches de chaussée (CEBTP, 1984 ; DEGN, 1987). Cependant, le CBR reste le paramètre principal pour qualifier les matériaux utilisables en corps de chaussée (CEBTP, 1984). Les matériaux utilisables en couche de forme doivent avoir une valeur de CBR supérieure ou égale à 10 % (CEBTP, 1984). Pour une utilisation en couche de fondation pour trafic T1, la valeur de CBR doit être supérieure ou égale à 25 % (CEBTP, 1984). Les argiles latéritiques superficielles étudiées sont utilisables en couche de forme, car leurs valeurs de CBR sont supérieures à 10 %. Ces valeurs de CBR indiquent que ces matériaux peuvent être utilisés dans les chantiers importants sur lesquels circulent des gros engins lourds (CEBTP, 1984). Avec des valeurs de CBR supérieures à 25 % et celles d'indice de plasticité inférieures 30 %, les argiles latéritiques superficielles de Dibamba (AL1) et de Lendi (AL2) peuvent être utilisées en couche de fondation pour des chaussées au trafic léger, malgré leur valeur de DSM inférieure à 1,80. L'optimisation de leur utilisation en construction routière, notamment en couches d'assises, nécessite un traitement préalable.

Les pouzzolanes étudiées présentent un diamètre maximal inférieur à 60 mm. Ces matériaux peuvent être utilisés en construction routière sans risques de ségrégation (CEBTP, 1984). La valeur maximale de DSM de ces pouzzolanes (1,76) est inférieure à 1,80, le minimum exigé pour une utilisation en couche de fondation (CEBTP, 1984). La faible valeur de ce paramètre est due à la structure bulleuse et scoriacée de ces matériaux (DEGN, 1987 ; ISTED, 1987). Les valeurs de portance CBR des pouzzolanes sont supérieures à 35 %. Ces matériaux sont donc utilisables en couche de fondation des chaussées à trafic élevé (T3 - T4), malgré leur faible valeur de DSM (CEBTP, 1984). Cette utilisation en couche de fondation est confirmée par un diamètre maximal inférieur à 60 mm (ISTED, 1987). Toutefois, une énergie de compactage supérieure à celle obtenue pour les matériaux traditionnels est nécessaire pour la mise en œuvre de ces matériaux (CEBTP, 1984). Malgré des valeurs de paramètres géotechniques limitées pour une meilleure utilisation en construction routière, les pouzzolanes présentent des caractéristiques meilleures que celles des argiles latéritiques superficielles étudiées. Compte tenu de l'abondance de ces deux matériaux dans les zones d'étude, une stabilisation des argiles latéritiques superficielles peut être envisagée avec la pouzzolane

comme matériau stabilisateur (Al-Swaidani *et al.*, 2016 ; Lobe Bille *et al.*, 2022)

IV.5.2. Matériaux stabilisés à la pouzzolane

L'abondance des argiles latéritiques superficielles et des pouzzolanes dans les zones d'étude a conduit à la préconisation de la lithostabilisation des argiles latéritiques par la pouzzolane, pour l'optimisation de leurs paramètres géotechniques, afin de les rendre plus aptes à une utilisation en couche d'assise. L'analyse des paramètres obtenus de cette stabilisation montre une amélioration de la granularité, de plasticité et des valeurs de CBR. En fonction des valeurs de CBR, il est possible de subdiviser les matériaux stabilisés en quatre groupes distincts d'utilisation en construction routière.

Malgré l'ajout de fraction de pouzzolane, le groupe I de matériaux stabilisés est constitué de ceux qui continuent de présenter des valeurs CBR comprises entre 5 % et 25 % (AL5P1, AL10P1, AL10P2). Les matériaux de ce groupe restent utilisables en couche de forme. Dans le groupe II, les valeurs de CBR sont comprises entre 25 % et 30 % (AL5P2, AL10P3). Les matériaux de ce groupe II sont aptes pour une utilisation en couche de fondation pour trafics T1 (CEBTP, 1984). Dans le groupe III, les valeurs de CBR sont comprises entre 30 % et 35 % (AL1P1). Les matériaux de ce groupe III sont utilisables en couche de fondation pour trafics T2 ou T3 (CEBTP, 1984). Par contre dans le groupe IV, les valeurs de CBR sont supérieures à 35 % (AL1P2, AL1P3, AL5P3). Les matériaux de ce groupe IV peuvent être utilisés en couche de fondation pour trafics T4 ou T5 (CEBTP, 1984).

Pour les différents groupes, cette utilisation se fait, malgré les valeurs de DSM inférieures à 1,80, comparativement aux matériaux usuels (CEBTP, 1984). Une attention particulière doit donc être portée sur les caractéristiques de plasticité et la densité sèche maximale des mélanges argiles latéritiques - pouzzolane. La plasticité des matériaux stabilisés reste élevée et leur densité sèche maximale faible, pour une utilisation en couche de fondation. Ainsi, il serait intéressant pour atténuer les effets de ces déficits, de préconiser leur mise en œuvre en saison sèche et de prendre en compte une surépaisseur.

IV.5.3. Matériaux améliorés à la pouzzolane et renforcés à la géogrille

Le renforcement des argiles latéritiques superficielles stabilisées à la pouzzolane par inclusion de nappes de géogrille s'accompagne d'un gain en portance. Les valeurs de CBR obtenues permettent de subdiviser les matériaux renforcés en cinq groupes distincts d'utilisation en construction routière. Le groupe I de matériaux est constitué de ceux qui présentent des

valeurs de CBR inférieures à 25 % (AL10P1G1). Les matériaux de ce groupe I sont utilisables en couche de forme. Dans le groupe II, les valeurs de CBR sont comprises entre 25 % et 30 % (AL5P1G1, AL10P1G2, AL10P2G1). Les matériaux de ce groupe II sont utilisables en couche de fondation pour trafics T1 (CEBTP, 1984). Dans le groupe III, les valeurs de CBR sont comprises entre 30 et 35% (AL5P1G2, AL10P1G3, AL10P2G2, AL10P3G1). Les matériaux de ce groupe II peuvent servir pour la mise en œuvre de la couche de fondation pour trafics T2 ou T3 (CEBTP, 1984). Dans le groupe IV, les valeurs de CBR sont comprises entre 35 % et 60 % (AL1P1G2, AL1P1G3, AL1P2G1, AL1P2G2, AL1P2G3, AL1P3G1, AL1P3G2). Les matériaux de ce groupe IV peuvent être utilisés en couche de fondation pour trafics T4 ou T5 (CEBTP, 1984). Par contre dans le groupe V, les valeurs de CBR sont supérieures à 60 % (AL1P3G3). Les matériaux de ce groupe V sont aptes pour une utilisation en couche de base pour trafics T1 (CEBTP, 1984).

Par analogie aux principes de dimensionnement des chaussées (CEBTP, 1984), si l'évaluation des performances avait été faite sur la base des indices portants immédiats, les matériaux renforcés à la géogridde seraient utilisables en couche de fondation ($IPI < 60$ %) et, en couche de base, pour trafics T1 ($60 < IPI$ (%) < 80) et T2 ($IPI < 87$ %). Le dimensionnement à l'aide de la méthode rationnelle utilise très souvent une corrélation qui stipule que le module de Young vaut cinq fois la valeur de CBR (LCPC, 1994). La valeur du module d'élasticité étant très souvent déduite de la valeur de CBR, afin d'entrer dans le calcul des épaisseurs de chaussée. Dans le cas de la présente étude, l'application de la corrélation ci-dessus énoncée, donne des valeurs du module d'élasticité plus petites que celles obtenues des analyses en laboratoire. On peut comprendre que les valeurs de CBR obtenues après quatre jours d'immersion soient fortement influencées par des conditions hydriques très drastiques, compte tenu du fait que, les matériaux restent toujours très sensibles à l'eau malgré le renforcement. Ainsi, en assurant les conditions hydriques similaires à celle de la détermination de l'indice portant immédiat, il serait peut-être judicieux, d'évaluer les matériaux renforcés sur la base des valeurs de ce paramètre. Dans ce cas, la stabilisation des argiles latéritiques à la pouzzolane et à la géogridde pourrait donc aboutir à la fabrication de plusieurs types de matériaux diversement utilisables en construction routière.

En technique routière, un matériau est performant lorsqu'il présente des caractéristiques conformes aux exigences posées pour son utilisation (CEBTP, 1984). Les performances des matériaux fabriqués dans la présente étude devront être évaluées pour une utilisation en couches de chaussée par rapport aux normes et dispositions en vigueur (CEBTP, 1984). De l'évaluation

faite selon le guide (CEBTP, 1984), il ressort que :

- par leurs paramètres de nature (teneur en fines élevée, DSM faible, plasticité élevée), les matériaux ALPG fabriqués ne sont pas tous performants pour être utilisés en couches de chaussée ;
- par leurs paramètres mécaniques (IPI et E élevés), les matériaux fabriqués sont performants pour une utilisation en couches de chaussée.

Bien que les conditions précédemment analysées ne soient pas simultanément remplies, il ne saurait être judicieux de disqualifier les matériaux ALPG pour une utilisation en couches de chaussée. Car, le guide (CEBTP, 1984) ne fait pas allusion à la stabilisation de l'argile latéritique superficielle à la pouzzolane et à la géogrid. Il n'est donc pas normal que ces matériaux ayant des caractéristiques mécaniques intéressantes soient disqualifiés à cause des valeurs de leurs paramètres de nature. La gestion de ces derniers paramètres pouvant être faite avec des conseils pratiques pour réduire l'exposition de ces matériaux à l'eau, afin de maîtriser leur état hydrique.

Le guide (CEBTP, 1984) a proposé plusieurs améliorations des matériaux ayant des paramètres ne permettant pas leur utilisation à l'état naturel en couches de chaussée. Ces améliorations, pour la plupart, chimiques, cherchent à augmenter les paramètres mécaniques des matériaux. Etant donné que les paramètres intrinsèques d'un matériau définissent ses paramètres mécaniques (CEBTP, 1984), ces paramètres mécaniques sont primordiaux dans la qualification des matériaux de viabilité (LCPC, 1994). Toutes les méthodes de dimensionnement des couches de chaussée prennent uniquement en compte les paramètres mécaniques des matériaux constitutifs de la chaussée et de la plate-forme (CEBTP, 1984 ; LCPC, 1994). Ainsi, sur la base de leurs paramètres mécaniques qui paraissent meilleurs, les matériaux fabriqués peuvent donc faire l'objet de dimensionnement pour leur utilisation en couche de chaussée, malgré leurs paramètres de nature qui méritent une attention particulière. Il s'agit bien d'une transformation d'une argile latéritique superficielle en un sable argileux ; ce dernier matériau étant toujours sensible à l'eau. Les conditions de mise en œuvre de ce matériau devront alors en tenir compte. La mise en œuvre des matériaux ALPG fabriqués à teneur en eau optimale les rend stables. Seulement, toute augmentation de la teneur en eau aura tendance à les rendre instables à cause de leur plasticité élevée. Pour éviter toute augmentation de la teneur en eau, les recommandations suivantes doivent être observées pour leur utilisation : effectuer la mise en œuvre des matériaux ALPG fabriqués exclusivement en temps de saison sèche, envisager l'utilisation de ces matériaux uniquement dans le cadre des chaussées revêtues

et, en zone d'inondation, poser le matériau sur une couche drainante efficace.

En définitive, les vingt-sept matériaux fabriqués et étudiés sont utilisables en couches de forme et d'assise de chaussée. Le dimensionnement selon la méthode rationnelle (LCPC, 1994) sur la base des valeurs de module d'élasticité des matériaux permet d'en savoir plus sur leur utilisation en construction routière.

IV.6. Utilisation des matériaux stabilisés à la pouzzolane et à la géogrid

Les échantillons d'argile latéritique superficielle présentent des valeurs de CBR comprises entre 10 % et 30 % et, celles de module de Young comprises entre 75 MPa et 222 MPa. La stabilisation à la pouzzolane et le renforcement à la géogrid de ces argiles latéritiques superficielles a entraîné un accroissement très significatif de ces paramètres, avec des valeurs pouvant atteindre respectivement 63 % (CBR) et 945 MPa (E). Le regroupement en plages de E pour la détermination de sa valeur de calcul dans le dimensionnement des couches de chaussée, prend en compte le rabattement dû à la variation possible des épaisseurs par rapport à l'épaisseur de référence des analyses en laboratoire. Il est donc nécessaire pour un dimensionnement de chaussée en toute sécurité prenant en compte les valeurs expérimentales, d'utiliser les valeurs de E regroupées en plages. Les plages des valeurs de module de Young apportent une solution dans la prise en compte du facteur d'échelle dans la mobilisation des valeurs de ce paramètre dans le dimensionnement des couches de chaussée. Le regroupement des matériaux en plages de module de Young a donné sept groupes de MF1 à MF7 (Tab. 28). Il donne également un aperçu sur la stabilisation et le renforcement nécessaires pour l'atteinte des valeurs des paramètres mécaniques recherchées.

Le dimensionnement des chaussées utilisant les matériaux ALPG a donné des résultats probants (Tab. 29). Il confirme par des calculs mécaniques, la possibilité d'utiliser ces matériaux en couches d'assise de chaussée pour divers types de trafic et de classes de plate-forme. Les argiles latéritiques superficielles utilisables *a priori* en couche de forme, peuvent après traitement comme dans le cas de la présente étude, être transformées en des matériaux utilisables en couche d'assise.

Par exemple, les argiles latéritiques superficielles ayant des valeurs de CBR comprises entre de 10 et 15 % peuvent être stabilisées à 40 % de pouzzolane et renforcées à trois nappes de géogrid afin de produire un matériau de la plage MF6. Les matériaux ainsi fabriqués sont susceptibles de constituer pour des trafics T1 et une plate-forme PF1, une chaussée souple dont la structure est : 5 cm de revêtement en béton bitumineux + 20 cm de couche de base + 25 cm

Tableau 28. Plages de module de Young par rapport la stabilisation des argiles latéritiques superficielles

Groupe	Valeurs expérimentales de E (MPa)	E _{cal} retenu (MPa)	Regroupement des éprouvettes stabilisées	Généralisation de la stabilisation des AL		
				CBR AL (%)	FSP à préconiser	NNG à préconiser
MF1	E < 200	< 200	AL10P1G1	10 à 15	80/20	1
MF2	200 < E < 300	200	AL5P1G1	10 à 15	80/20	2
			AL10P1G2	10 à 15	70/30	1
			AL10P2G1	16 à 25	80/20	1
MF3	300 < E < 400	300		10 à 15	80/20	3
			AL1P1G1	10 à 15	70/30	2
			AL5P1G2	10 à 15	60/40	1
			AL5P2G1	10 à 15	60/40	1
			AL10P1G3	16 à 25	80/20	2
			AL10P2G2	16 à 25	70/30	1
			AL10P3G1	16 à 25	70/30	1
MF4	400 < E < 500	400		26 à 30	80/20	1
				10 à 15	70/30	3
			AL1P2G1	16 à 25	80/20	3
			AL1P1G2	16 à 25	60/40	1
			AL5P1G3	16 à 25	60/40	1
			AL5P3G1	26 à 30	80/20	2
MF5	500 < E < 600	500	AL10P2G3	26 à 30	70/30	1
				10 à 15	60/40	2
			AL1P1G3	16 à 25	70/30	2
			AL1P3G1	16 à 25	70/30	2
			AL5P2G2	26 à 30	60/40	1
MF6	600 < E < 700	600	AL10P3G2	26 à 30	80/20	3
				10 à 15	60/40	3
			AL1P2G2	16 à 25	70/30	3
			AL1P3G2	16 à 25	70/30	3
			AL5P2G3	16 à 25	60/40	2
			AL5P3G2	26 à 30	70/30	2
MF7	E < 700	700	AL10P3G3	26 à 30	60/40	2
				16 à 25	60/40	3
			AL1P2G3	16 à 25	60/40	3
			AL1P3G3	26 à 30	60/40	3
			26 à 30	60/40	3	

MF : groupe de matériaux ALPG ; E : Module de Young ; E_{cal} : valeur du module de Young de la plage du regroupement ; AL : argile latéritique superficielle ; CBR : California bearing ratio ; FSP : formule de stabilisation à la pouzzolane ; NNG : nombre de nappes de géogrille

de fondation. Le même matériau (MF6), pouvant rentrer dans la constitution de plusieurs autres structures de chaussée (Tab. 29).

La quasi-totalité des matériaux stabilisés à la pouzzolane et à la géogridde sont utilisables en couches d'assise. Pour des combinaisons de trafic (T1 à T3), de plate-forme (PF1 et PF2) et de revêtement (BB, EME1), les épaisseurs de couche de fondation varient entre 20 et 40 cm. Les mêmes variations ont été observées dans la détermination des épaisseurs de la couche de base. Dans une même combinaison trafic/plate-forme, pour le même type de revêtement, et pour la même argile latéritique superficielle, on remarque une diminution des épaisseurs de chaussées calculées proportionnellement à l'augmentation de la fraction de pouzzolane et du nombre de nappes de géogridde. Ceci est dû au fait que l'ajout croissant de la pouzzolane améliore les propriétés physiques et mécaniques des matériaux, pendant que l'ajout de nappes de géogridde entraîne davantage un accroissement des valeurs des propriétés mécaniques. Le deuxième accroissement des propriétés mécaniques est dû à la mobilisation des effets des mécanismes de renforcement dans les couches de chaussée par les nappes de géogridde (Briançon *et al.*, 2018). Ceci permet aux couches d'assise de chaussée d'être plus performantes et donc, aptes à supporter les charges croissantes de trafic (Barillot *et al.*, 2018).

Faisant une observation sur l'ensemble des groupes (MF1 à MF7) de matériaux classés en fonction des plages arrêtées des valeurs de module de Young, une autre remarque importante se dégage. Les épaisseurs de couches d'assise varient également en fonction des caractéristiques mécaniques et de portance des argiles latéritiques superficielles. Les matériaux stabilisés issus des argiles latéritiques superficielles aux meilleures caractéristiques, présentent les propriétés mécaniques les plus élevées et les plus intéressantes en construction routière. Ainsi, ils offrent des épaisseurs de couches de chaussée les plus petites pour les mêmes combinaisons de trafic, de plate-forme et de revêtement. Pour la construction de chaussées à faible trafic, avec ces argiles latéritiques superficielles, une petite fraction de pouzzolane et un renforcement à une nappe de géogridde peuvent suffire pour leur stabilisation et l'atteinte du résultat escompté. La généralisation de la stabilisation à la pouzzolane et à la géogridde d'une argile latéritique superficielle passe par la déduction de sa plage de valeurs de module d'élasticité (E) après stabilisation. Les épaisseurs de chaussée calculées étant retenues comprises entre 20 et 40 cm, pour des raisons de facilitation de la mise en œuvre des matériaux.

IV.7. Analyse économique des matériaux fabriqués

L'impact économique des matériaux issus des mélanges argiles latéritiques-pouzzolane-

Tableau 29. Quelques solutions de chaussée prenant en compte les matériaux ALPG fabriqués

Couche de chaussées	Matériaux		Épaisseurs des couches suivant combinaisons Trafic/Plate-forme					
	Groupe	E _{cal} (MPa)	T1-PF1	T1-PF2	T2-PF1	T2-PF2	T3-PF1	T3-PF2
Rev (cm)			7-EME1	7-EME1				
CB – CF (cm)	MF2 - MF2	200 - 200	40 - 40	40 - 40				
Rev (cm)			7-EME1	7-EME1				
CB – CF (cm)	MF3 - MF2	300 - 200	40 - 40	40 - 40				
Rev (cm)			7-EME1	7-EME1				
CB – CF (cm)	MF4 - MF4	400 - 400	40 - 30	40 - 25				
Rev (cm)			7-EME1	7-EME1				
CB – CF (cm)	MF4 - MF3	400 - 300	40 - 40	40 - 35				
Rev (cm)			7-EME1	7-EME1				
CB – CF (cm)	MF4 - MF2	400 - 200	40 - 40	40 - 40				
Rev (cm)			5-BB	5-BB	5-EME1	5-EME1	7-EME1	7-EME1
CB – CF (cm)	MF5 - MF5	500 - 500	20 - 30	20 - 30	25 - 40	25 - 35	30 - 40	30 - 35
Rev (cm)			5-EME1	5-EME1	7-EME1	7-EME1		
CB – CF (cm)	MF5 - MF4	500 - 400	20 - 35	20 - 25	20 - 30	20 - 25		
Rev (cm)			5-EME1	5-EME1	7-EME1	7-EME1		
CB – CF (cm)	MF5 - MF3	500 - 300	20 - 35	20 - 30	20 - 35	20 - 30		
Rev (cm)			5-EME1	5-EME1	7-EME1	7-EME1		
CB – CF (cm)	MF5 - MF2	500 - 200	20 - 40	20 - 35	25 - 40	25 - 35		
Rev (cm)			5-BB	5-BB	5-BB	5-BB	7-EME1	7-EME1
CB – CF (cm)	MF6 - MF6	600 - 600	20 - 25	20 - 20	20 - 35	20 - 30	20 - 35	20 - 30
Rev (cm)			5-BB	5-BB	5-BB	5-BB	7-EME1	7-EME1
CB – CF (cm)	MF6 - MF5	600 - 500	20 - 30	20 - 25	20 - 30	20 - 25	20 - 40	20 - 30
Rev (cm)			5-BB	5-BB	5-BB	5-BB	7-EME1	7-EME1
CB – CF (cm)	MF6 - MF4	600 - 400	20 - 35	20 - 30	20 - 35	20 - 30	20 - 40	20 - 30
Rev (cm)			5-BB	5-BB	7-EME1	7-EME1	7-EME1	7-EME1
CB – CF (cm)	MF6 - MF3	600 - 300	20 - 40	20 - 35	20 - 40	20 - 35	25 - 40	25 - 35
Rev (cm)			5-BB	5-BB	7-EME1	7-EME1	7-EME1	7-EME1
CB – CF (cm)	MF6 - MF2	600 - 200	20 - 40	20 - 35	20 - 40	20 - 35	30 - 40	30 - 35
Rev (cm)			5-BB	5-BB	5-BB	5-BB	5-BB	5-BB
CB – CF (cm)	MF7 - MF7	700 - 700	20 - 20	20 - 20	20 - 25	20 - 20	20 - 20	20 - 25
Rev (cm)			5-BB	5-BB	5-BB	5-BB	5-BB	5-BB
CB – CF (cm)	MF7 - MF6	700 - 600	20 - 25	20 - 20	20 - 30	20 - 25	25 - 30	25 - 25
Rev (cm)			5-BB	5-BB	5-BB	5-BB	5-BB	5-BB
CB – CF (cm)	MF7 - MF5	700 - 500	20 - 30	20 - 25	20 - 35	20 - 30	20 - 40	20 - 35
Rev (cm)			5-BB	5-BB	5-BB	5-BB	7-BB	7-BB
CB – CF (cm)	MF7 - MF4	700 - 400	20 - 35	20 - 30	20 - 40	20 - 35	20 - 40	20 - 35
Rev (cm)			5-EME1	5-EME1	5-EME1	5-EME1	5-EME1	5-EME1
CB – CF (cm)	MF7 - MF4	700 - 300	20 - 40	20 - 35	20 - 40	20 - 35	20 - 40	20 - 35
Rev (cm)			5-EME1	5-EME1	5-EME1	5-EME1	7-EME1	7-EME1
CB – CF (cm)	MF7 – MF2	700 - 200	20 - 40	20 - 35	25 - 40	25 - 35	30 - 40	30 - 35

Rev. : revêtement ; CF : couche de fondation ; CB : couche de base ; BB : béton bitumineux ; EME1 : enrobé à module élevé 1

géogrille a été évalué en faisant une comparaison financière entre leur utilisation et celle des matériaux usuels de bonne qualité pour la construction routière, dans un pays en voie de développement. L'évaluation financière a concerné l'estimation des coûts de construction de deux solutions de structure de chaussée, sur une section d'un kilomètre de route, dans les conditions de trafic T1 et de plate-forme de classe PF1. La solution I est une structure constituée des matériaux ALPG, alors que la solution II, est une structure constituée des matériaux usuels. Les matériaux usuels étant la grave latéritique naturelle (GLN) et la grave concassée naturelle (GCN). Cette évaluation se fait pour une section de chaussée de 7,00 m de large dans la localité de Mbanga, partie des zones d'étude dans laquelle les matériaux GLN et aux GCN, matériaux usuels en construction routière sont rares. Par contre, les argiles latéritiques superficielles sont abondantes, ainsi que les gisements de pouzzolane. Ce contexte est celui qui a guidé le choix de la problématique de la présente recherche. Ainsi, le matériau usuel GLN est quasi-inexistant et sa présence dans la localité du projet nécessite une prise en compte d'une incidence de transport sur une distance d'environ 40 km. Le matériau usuel GCN, ne peut être obtenu qu'en dehors du site du projet, dans les carrières de Logbadjeck (Littoral) ou d'Ombe (Sud-Ouest) et, ceci, implique aussi la prise en compte d'une incidence de transport sur une distance d'environ 110 km. Pour ce matériau usuel, GCN, à défaut de l'avoir dans les carrières existantes, il peut être aussi obtenu un peu plus proche de la zone du projet (Penja) à une distance d'environ 35 km, avec la nécessité de création d'une carrière de granulats en concassés de roche. La première option de l'obtention de ce matériau a été retenue pour l'évaluation, le coût de création de la carrière pouvant s'équilibrer avec la plus-value de transport pour des grandes quantités de matériaux à produire.

Les argiles latéritiques superficielles rencontrées dans la localité de Mbanga sont proches de celles de Kombé (AL4), ayant une valeur CBR moyenne de 19 %, comprise entre 16 et 25 %. Selon les différents types de stabilisation à la pouzzolane et de renforcement à la géogrille, ces argiles latéritiques superficielles sont susceptibles de se transformer en matériaux dont les valeurs de module d'élasticité peuvent rentrer dans les plages de regroupement de module d'élasticité allant de MF2 à MF7. Ce qui donne une large gamme de matériaux à utiliser pour le dimensionnement de la chaussée à évaluer. D'après le principe de dimensionnement prenant en compte les matériaux ALPG fabriqués par la présente recherche, la structure de chaussée retenue pour l'évaluation financière est la suivante :

- revêtement : 5 cm de béton bitumineux ;
- couche de base : 20 cm de matériau MF6 (60 % d'argile latéritique superficielle +

40 % de pouzzolane + 2 nappes de géogridde) ;

- couche de fondation : 40 cm de matériau MF3 (70 % d'argile latéritique superficielle + 30 % de pouzzolane + 1 nappe de géogridde) ;

Le dimensionnement selon le guide (CEBTP, 1984) prenant en compte les matériaux usuels (GCN et GLN), donne la deuxième structure de chaussée retenue pour la présente évaluation, comme suit :

- revêtement : 3 cm de béton bitumineux ;
- couche de base : 15 cm de GCN ;
- couche de fondation : 45 cm de GLN ;

Sur la base des hypothèses sus-élaborées, il a été fait une évaluation financière de la mise en œuvre de chaque solution, en fonction de ses conditions de mise en œuvre et des prix unitaires moyens des entreprises travaillant dans les zones d'étude. Les détails financiers de la mise en œuvre des deux solutions de structure de chaussée en évaluation comparative sont donnés par le tableau 30. Il ressort que la mise en œuvre d'un kilomètre de chaussée constituée des matériaux ALPG, coûte moins cher (210,90 MFCFA) que celle d'une chaussée constituée de matériaux usuels (370,05 MFCFA). Les plus-values de transport s'élèvent à 22,40 MFCFA pour l'utilisation des matériaux ALPG et, à 138,60 MFCFA pour l'utilisation des matériaux usuels (Tab. 30). Ces plus-values de transport qui sont les coûts additionnels liés à l'éloignement des points d'emprunt des différents matériaux, ont des impacts significatifs dans le calcul des coûts de mise en œuvre (Nathalie *et al.*, 2014 ; Lobe Bille *et al.*, 2022). Ces incidences de transport sont dues au cadre naturel de la zone qui présente une rareté des matériaux usuels (GLN, GCN) à proximité, obligeant la localisation des carrières à plusieurs dizaines de kilomètres hors de l'environnement immédiat du projet (Nathalie *et al.*, 2014). Ainsi dans le cas du contexte des zones d'étude, l'utilisation des matériaux fabriqués ALPG a un impact financier très favorable dans la rentabilité économique des projets routiers, par rapport à celui des matériaux usuels. Le cadre naturel d'un projet devient alors très déterminant dans le choix de l'utilisation des matériaux fabriqués par la présente étude (Lobe Bille *et al.*, 2022). Lorsque les conditions du choix de leur utilisation sont réunies, il en résulte des chaussées de bonne qualité à coûts relativement réduits (Lobe Bille *et al.*, 2022). A travers leurs coûts de mise en œuvre qui paraissent favorables dans les zones regorgeant les argiles latéritiques superficielles et les pouzzolanes comme matériaux prédominants, la confection et l'utilisation des matériaux ALPG fabriqués pourrait présenter beaucoup d'avantages financiers. Les projets routiers deviendraient moins coûteux et plus rentables.

Sur le plan environnemental, l'utilisation des matériaux usuels entraîne très souvent de difficultés dans la gestion de l'environnement, et nécessite la prise en compte de mesures d'accompagnement très exigeantes et onéreuses (Anonyme, 2019b). Les impacts environnementaux négatifs non exhaustifs recensés de façon quasi-permanente dans les projets routiers sont :

- la détérioration ou la modification des paysages et des écosystèmes, du fait de la mise en dépôt d'énormes volumes d'argiles latéritiques préalablement jugées non utilisables en construction routière (Anonyme, 2019b) ;
- l'épuisement des ressources naturelles de qualité du fait de l'utilisation systématique des matériaux de viabilité usuels, avec la promotion de la non prise en compte des techniques d'amélioration des sols pour rendre utilisables les matériaux préalablement non agréés dans les projets routiers (Anonyme, 2019b) ;
- les risques d'accidents et des conflits sociaux du fait de l'élargissement des zones de projets à cause des éloignements de plus en plus grands des carrières des matériaux usuels de viabilité de qualité. On constate qu'une population indirectement concernée par le projet se trouve en train de vivre plusieurs nuisances et voit l'épuisement de ses ressources naturelles pour la satisfaction de celle qui est directement concernée (Anonyme, 2019b) ;
- la dégradation avancée des routes existantes, causée par le trafic de chantier de certains projets en cours d'exécution ; ceci à cause de la recherche de matériaux de viabilité dans des zones géographiques très éloignées des projets (Anonyme, 2019b).

En cas d'utilisation des matériaux ALPG fabriqués dans les projets routiers, on assisterait à une minimisation des déblais mis en dépôt, au rationnement des ressources naturelles de qualité et, au confinement aux zones d'influence des projets (Anonyme, 2019b ; Lobe Bille *et al.*, 2022). Ce qui contribue à rendre plus viables les projets routiers sur le plan environnemental. Avec pour conséquence directe, la réduction du coût de la gestion environnementale et sociale. Sans la prise en compte de mesures d'atténuation des impacts environnementaux, l'évaluation financière des solutions choisies montre que l'utilisation des matériaux ALPG fabriqués peut entraîner une réduction du coût atteignant 47 %. La valeur de cette diminution du coût des travaux équivaut quasiment au taux d'accroissement du réseau routier à construire, dans les zones ayant le même cadre naturel que les zones d'étude, en cas d'adoption des matériaux innovants ALPG comme couches d'assise des chaussées. Ainsi, dans les zones ayant le même contexte que celui de l'étude, on pourrait construire 47 % de chaussée en plus avec le même

Tableau 30. Évaluation financière comparative de la mise en œuvre des matériaux ALPG fabriqués

N°	Désignation	U	PU	Solution 1 (ALPG)		Solution 2 (GLN + GCN)	
				Qté	PT (FCFA)	Qté	PT (FCFA)
1	Couche de fondation						
1.1	Couche de fondation en argile latéritique stabilisée à 30 % de pouzzolane	m ³	9 000	2 800	25 200 000	0	0
1.2	Inclusion de géogridde en couche de fondation	m ²	1 500	7 000	10 500 000	0	0
1.3	Couche de fondation en grave latéritique naturelle	m ³	8 000	0	0	3 150	25 200 000
	<i>Sous-total 1</i>				<i>35 700 000</i>		<i>25 200 000</i>
2	Couche de base						
2.1	Couche de base en argile latéritique stabilisée à 40% de pouzzolane	m ³	12 000	1 400	16 800 000	0	0
2.2	Inclusion de géogridde en couche de base	m ²	1 500	14 000	21 000 000	0	0
2.3	Couche de base en grave concassée naturelle	m ³	45 000	0	0	1 050	47 250 000
	<i>Sous-total 2</i>				<i>37 800 000</i>		<i>47 250 000</i>
3	Revêtement en béton bitumineux						
3.1	Béton bitumineux de 3cm d'épaisseur	m ²	12 000	0	0	7 000	84 000 000
3.2	Béton bitumineux de 4cm d'épaisseur	m ²	15 000	7 000	105 000 000	0	0
	<i>Sous-total 3</i>				<i>105 000 000</i>		<i>84 000 000</i>
4	Plus-value de transport des matériaux						
4.1	Plus-value de transport de la pouzzolane au-delà de 5 km	m ³ x Km	800	28 000	22 400 000	0	0
4.2	Plus-value de transport de la GLN au-delà de 5 km	m ³ x Km	800	0	0	110 250	88 200 000
4.3	Plus-value de transport de la GCN au-delà de 50 km	m ³ x Km	800	0	0	63 000	50 400 000
	<i>Sous-total 4</i>				<i>22 400 000</i>		<i>138 600 000</i>
5	Plan de gestion environnemental et social						
5.1	Mesure d'accompagnement dans la zone d'influence du projet	ens		1	10 000 000	1	75 000 000
	<i>Sous-total 5</i>				<i>10 000 000</i>		<i>75 000 000</i>
Montant total au kilomètre de chaussée					210 900 000		370 050 000

U : unité ; PU : prix unitaire ; Qté : quantité ; PT : prix total ; ALPG : argile latéritique superficielle stabilisée à la pouzzolane et à la géogridde ; GLN : grave latéritique naturelle ; GCN : grave concassé naturelle

budget mobilisé pour les travaux en matériaux usuels. La technique de stabilisation développée dans la présente étude pourrait donc contribuer efficacement à l'accroissement très significatif du développement du réseau routier national et international, en zone équatoriale et intertropicale.

Il convient de noter que l'adoption de l'utilisation des matériaux ALPG en couches de chaussée, nécessite la mise en place et la mise en œuvre d'un plan rigoureux d'entretien périodique. Ce plan devant permettre de prévenir et de remédier aux éventuelles dégradations susceptibles de provoquer de graves dommages à la chaussée.

Conclusion

Les zones d'étude, Douala – Melong et Bafang– Foubot, sont marquées par l'abondance d'argiles latéritiques superficielles et de la pouzzolane et, par la rareté des matériaux viables usuels que sont les graveleux latéritiques et les graves concassées. Ces argiles latéritiques superficielles sont utilisables en couche de forme. Les pouzzolanes sont utilisables en couche de fondation, malgré leurs faibles valeurs de densité sèche maximale. Ces pouzzolanes améliorent la portance et les caractéristiques mécaniques des argiles latéritiques superficielles. Cette amélioration permet de partir d'un matériau AP, argile plastique, pour un matériau SA, sable argileux. Les matériaux améliorés à la pouzzolane sont utilisables en couche de forme et en couche de fondation pour les chaussées à faible trafic. L'inclusion des nappes de géogridde dans ces matériaux permet leur renforcement à travers une augmentation des paramètres de portance et des paramètres mécaniques. Renforcés à la géogridde, les mélanges argiles latéritiques-pouzzolanes sont utilisables en couche d'assise. Cette utilisation est confirmée par une augmentation des valeurs du module d'élasticité et des paramètres de cisaillement permettant de minimiser la déformation de ces matériaux une fois mis en œuvre. Les matériaux fabriqués sont économiquement plus rentables que les matériaux naturels que sont les graveleux latéritiques et les graves concassées. Sur le plan environnemental, les mélanges argiles latéritiques-pouzzolanes-géogridde sont plus viables dans un contexte naturel similaire à celui de la présente étude.

**CONCLUSION GÉNÉRALE
ET PERSPECTIVES**

La présente étude avait pour but la stabilisation à la pouzzolane et à la géogridde des argiles latéritiques superficielles des zones de Douala - Melong et Bafang - Foubot en vue de leur utilisation en construction routière. Les zones d'étude, représentées par les localités qui côtoient le tronçon routier Douala - Melong - Bafang - Foubot, présentent un relief pittoresque à trois unités morphologiques. Ces zones subissent l'influence des climats de type équatorial et de type subéquatorial modifié par l'altitude. Ces climats entretiennent une végétation constituée de forêt équatoriale, de formations montagnardes et semi-montagnardes associées à des savanes arbustives et herbacées. Le réseau hydrographique est de type dendritique avec pour cours d'eau principaux le Wouri, le Mounjo, le Nkam, la Mifi et le Noun. Ces zones, caractérisées également par la présence de plusieurs lacs, sont densément peuplées par une population dynamique qui vit essentiellement de l'agriculture, de l'élevage, de la pêche, du petit commerce, de l'industrie, et des activités du secteur formel. Les sols rencontrés sont de types ferrallitiques, hydromorphes et peu évolués. Au sein de ces sols, s'observent les argiles latéritiques et, on y rencontre les pouzzolanes qui sont l'objet de la présente étude. Les résultats obtenus montrent que les argiles latéritiques superficielles étudiées sont très épaisses (1,20 – 7,00 m). Leur couleur varie du rougeâtre au jaunâtre. D'importants gisements de pouzzolane de couleur rougeâtre ou noire sont observables à proximité de ces argiles latéritiques superficielles. Ces pouzzolanes sont épaisses (30,00 – 100,00 m). Les argiles latéritiques superficielles présentent des teneurs en fines élevées. Ces matériaux sont plastiques et leur portance est faible comparée à celle des pouzzolanes. Les pouzzolanes étudiées se présentent sous forme de sable graveleux de portance CBR supérieure à 35 %. Les argiles latéritiques sont utilisables en couche de forme tandis que les pouzzolanes sont utilisables en couche de fondation, malgré leur densité sèche maximale faible. Les caractéristiques mécaniques, de portance et de plasticité de ces argiles latéritiques sont nettement améliorées par la stabilisation à la pouzzolane. L'amélioration de ces argiles à la pouzzolane s'accompagne d'une diminution des valeurs des paramètres de plasticité, et d'une augmentation des valeurs de densité sèche maximale et de portance. Les matériaux améliorés à la pouzzolane restent utilisables en couche de forme et en couche de fondation pour les chaussées à faible trafic. Le renforcement à la géogridde de ces argiles latéritiques stabilisées à la pouzzolane s'accompagne d'une augmentation supplémentaire des valeurs de portance ainsi que de celles des paramètres mécaniques. Renforcés à la géogridde, les mélanges argiles latéritiques - pouzzolanes sont utilisables en couche d'assise, malgré leur plasticité qui demeure toujours élevée. Cette utilisation est confirmée par une augmentation des valeurs du module d'élasticité, de l'angle de frottement interne et de la cohésion drainée, permettant de minimiser la déformabilité de ces matériaux une fois mis en œuvre. Les matériaux améliorés et renforcés ont des paramètres

géotechniques qui s'améliorent proportionnellement à l'accroissement des fractions de pouzzolane et du nombre de nappes de géogrid. Ce qui explique le fait qu'en fonction des proportions d'ajout de pouzzolane et du renforcement à la géogrid, ces matériaux soient utilisables pour des chaussées supportant des trafics croissants de T1 à T3. Un dimensionnement des chaussées à base de matériaux stabilisés à la pouzzolane et à la géogrid permet de préciser les solutions de leur utilisation en construction routière, avec des épaisseurs supérieures à celle des éprouvettes analysées. L'analyse numérique de la modélisation du comportement mécanique des matériaux stabilisés à diverses épaisseurs a permis de confirmer les données expérimentales et de montrer que l'effet du renforcement baisse légèrement lorsque l'espacement entre les nappes de géogrid augmente. L'augmentation de l'espacement entre les nappes de géogrid étant due à la proportionnalité donnée aux positions des nappes suite à l'augmentation de l'épaisseur du matériau dans le modèle. Pour les épaisseurs comprises entre 20 et 40 cm, la baisse de l'effet du renforcement est maîtrisée car les valeurs de module de Young obtenues restent dans les mêmes intervalles des plages obtenues par les données expérimentales. Dans ce cas, le facteur échelle n'influence pas véritablement les résultats obtenus par les analyses en laboratoire. Dans le contexte des zones d'étude, les matériaux améliorés et renforcés sont économiquement plus rentables et environnementalement plus viables que les matériaux naturels usuels que sont les graveleux latéritiques et les graves concassées.

En guise de perspectives, une étude minéralogique et géochimique des matériaux naturels permettrait de comprendre leurs caractéristiques génétiques, afin de vérifier si des argiles latéritiques superficielles dérivées de substrats géologiques différents auraient un comportement rhéologique identique ou différent. Une étude à long terme sur planche d'essai des caractéristiques géotechniques et mécaniques des matériaux stabilisés à la pouzzolane et à la géogrid permettrait de mieux comprendre leur comportement pour la production d'un guide pratique de leur utilisation.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Aboubakar B, Kagou Dongmo A, Nkouathio DG, Ngapgue F, 2013. Instabilités de terrain dans les hautes terres de l'Ouest Cameroun : caractérisation géologique et géotechnique du glissement de terrain de Kekem. Bulletin de l'Institut Scientifique, Rabat, Section Sciences de la Terre 35 : 39 – 51
- Adrien, 2018. Pourquoi trouve-t-on des argiles mélangées aux sables dans les estuaires. – Site Internet. Techno-science.net. <https://www.techno-science.net/actualite/pourquoi-trouve-on-argiles-melangees-sables-estuaires-N17880.html>
- AFNOR, 1991. Norme française NF P94 – 054 : Sols : reconnaissance et essais – Détermination de la masse volumique des particules solides des sols - Méthode du pycnomètre à eau. Association Française de Normalisation, Paris
- AFNOR, 1992. Norme française NF P11 – 300 : Guide des Terrassements Routiers, Réalisation des remblais et couches de forme. LCPC - SETRA, Paris
- AFNOR, 1993. Norme française NF P94 – 051, Sols : reconnaissance et essais, Détermination des limites d'Atterberg, Limite de liquidité à la coupelle - Limite de plasticité au rouleau. Association Française de Normalisation, Paris
- AFNOR, 1994. Norme française NF P94 – 070, Sols : reconnaissance et essais, Essais à l'appareil triaxial de révolution, Généralités - Définitions. Association Française de Normalisation, Paris
- AFNOR, 1996. Norme française NF P94 – 056 : Sols : reconnaissance et essais. Analyse granulométrique Méthode par tamisage à sec après lavage. Association Française de Normalisation, Paris
- AFNOR, 1997. Norme française NF P94 – 078, Sols : reconnaissance et essais, Indice CBR après immersion - Indice CBR immédiat - Indice Portant Immédiat. Association Française de Normalisation, Paris
- AFNOR, 1998. Norme française NF P94 – 068, Sols : reconnaissance et essais - Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux - Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux par l'essai à la tâche. Association Française de Normalisation, Paris
- AFNOR, 1999. Norme française NF P94 – 093, Sols : reconnaissance et essais, Détermination des références de compactage d'un matériau, Essai Proctor normal - Essai Proctor modifié

- Ahouet L, Elenga RG, Bouyila S, Ngoulou M, Kengue E, 2018. Amélioration des propriétés géotechniques du graveleux latéritique par ajout de la grave alluvionnaire concassée. *Revue RAMReS – Sciences appliquées et de l'ingénieur* 3(1), 1 – 6
- Al Husein M, 2001. Etude du comportement différé des sols et des ouvrages géotechniques. Thèse Doctorat, Université d'Alep Syrie, 212 p
- Ali JA, Muzamir H, Mohammed YF, 2016. Engineering properties of clayey soil stabilized with lime. *ARNP Journal of Engineering and Applied Science* 11(4), 2434 – 2441
- Al-Swaidani A, Hammoud I, Meziab A, 2016. Effect of adding natural pozzolana on geotechnical properties of lime-stabilized clayey soil. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2016.04.002>
- Amadi AA, Okeiyi A, 2017. Use of quick and hydrated lime in the stabilization of lateritic soil: a comparative analysis of laboratory data. *International Journal of Geo-Engineering* 8 : 3. <https://doi.org/10.1186/s40703-017-0041-3>
- Anonyme, 2015. Etude de la formulation des argiles latéritiques améliorées à la pouzzolane pour le bitumage économique de la route Ayato - Moungo - Modeka. Rapport du Laboratoire agréé Sol Solution Afrique Centrale, 120 p
- Anonyme, 2019a. Etude géotechnique pour la réhabilitation de la route nationale N°5, section Bekoko - Loum - Pont du Nkam (150 km). Rapport du Groupement PRISMA Sarl - ECTA BTP Sarl - Laboratoire géotechnique agréé Soil and Water Investigations SA, 388 p
- Anonyme, 2019b. Etude d'impact environnement et social pour la réhabilitation de la route nationale N°5, section Bekoko - Loum - Pont du Nkam (150 km). Rapport du Groupement PRISMA Sarl - ECTA BTP Sarl, 302 p
- Athanasopoulos GA, 1993. Effect of Particle Size on the Mechanical Behavior of Sand-Geotextile Composites. *Geotextiles and Geomembranes*, 255 – 273
- Bagarre E, 1990. Utilisation des graveleux latéritiques en technique routière. Rapport ISTED, 143 p
- Bagnouls F, Gaussen H, 1957. Les climats biologiques et leur classification. *Annales de géographie* 335, 193 – 220.

- Balla A, Kagou DA, Nkouathio DG, Ngagoue F, 2013. Land instability in the highlands of western Cameroon: geological and geotechnical characterization of the Kekem landslide. Bulletin De L'institut Scientifique, Rabat, Section Sciences de la Terre 35 : 39 – 51
- Barenberg EJ, Hales J, Dowland J, 1975. Evaluation of Soil-Aggregate Systems with MIRAFI Fabric. University of Illinois, Report No. UILU-ENG-75-2020, prepared for Celanese Fibers Marketing Company
- Barillot J, Cabane H, Carillo P, 2018. La route et ses chaussées : Manuel de travaux publics. Editions Eyrolles 61, Saint-Germain, 75240 Paris, Cedex 05. ISBN: 979-2-212-67546-7
- Barksdale RD, Brown SF and Chan F, 1989. Potential Benefits of Geosynthetics in Flexible Pavement Systems. National Cooperative Highway Research Program, Report No. 315, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, USA, 56 p
- Bearden J, Labuz J, 1998. Fabric for reinforcement and separation in unpaved roads. Final Report, Minnesota Department of Transportation, St. Paul, Minnesota, 51 p
- Bekhouche H, 2018. Traitement par le ciment des sols gonflants non saturés (Cas de la région des Aurès. Thèse de Doctorat 3è cycle, Université Batna 2 - MostFa Ben Boulaïd, 171 p
- Belas Belaribi N, Semcha M, Laoufi L, 2003. Influence de la pouzzolane de Beni-saf sur les caractéristiques mécaniques des bétons. *Canada Journal of Civil Engineering* 30, 580 – 584. <https://doi.org/10.1139/103-029>
- Bougueroua A, Ait Mokhtar K, 2013. Effet du renforcement géosynthétique de type géogrid sur le comportement mécanique d'un matériau argileux. 21ème Congrès Français de Mécanique de Sols Bordeaux, 4 p
- Bourgeois E, Burlon S, Cuiro F, 2018. Modélisation numérique des ouvrages géotechniques : Place de la modélisation dans le calcul géotechnique. *Techniques de l'Ingénieur C258(1)*
- Briançon L, Delmas P, 2017. Les géosynthétiques de renforcement, *Techniques de l'ingénieur*, - 10 avril 2017, 1 – 39
- Briançon L, Liaussu P, Plumelle C, Simon B, 2018. Amélioration et renforcement des sols, Tome 2. Ed Le Moniteur, Antony, AMSOL. ISSN : 2262-5089. ISBN papier : 978-2-281-14212-9

- Brocklehurst CJ, 1993. Finite element studies of the mechanics of Reinforced and unreinforced two-layer soil systems. PhD Thesis, University of Oxford, UK
- Burd HJ, 1986. A large displacement finite element analysis of a reinforced unpaved road. PhD Thesis, University of Oxford, UK
- Burd HJ, Houlsby GT, 1986. A large strain finite element formulation for one dimensional membrane elements. *Computers and Geotechnics* 2(1), 3 – 22
- Caudron M, Emeriault F, Al Heib M, 2007. Modélisation numérique de l'interaction sol-structure lors du phénomène de fontis. *Revue Française de Géotechnique* 119, 27 – 38
- CEBTP, 1984. Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux. Centre d'expertise du bâtiment et des travaux publics, Saint-Rémy-lès-Chevreuse, 155 p
- CFG - Comité français des géosynthétiques, 2015. Définition, mise en œuvre et dimensionnement des géosynthétiques. 39 p
- Chrétien M, Fabre R, Denis A, Marache A, 2007 ; Recherche des paramètres d'identification géotechnique optimaux pour une classification des sols sensibles au retrait gonflement. *Revue française de la Géotechnique* 190 – 191, 91 – 106
- Combarieu O, 1988. Amélioration des sols par inclusions rigides verticales application à l'édification de remblais sur sols médiocres. *Revue Française de la Géotechnique* 44, 57 – 79
- Combarieu O, 1990. Fondations superficielles sur sol amélioré par inclusions rigides verticales. *Revue Française de la Géotechnique* 53, 33 – 44
- Combarieu O, 2006. L'usage des modules de déformation en géotechnique. *Revue Française de la Géotechnique* 114, 3 – 32
- Combarieu O, 2008. Formules pour le calcul du tassement des sols compressibles par la méthode œdométrique. *Revue Française de la Géotechnique* 124, 31 – 44
- Coulet C, Rakotondramanitra JD, Bacot J, 1987. Soil reinforcement making use of waste plastic materials study with large shear box machine. VIIIth Nat. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wroclaw, Pologne
- DEGN - Direction des Etudes Générales et de la Normalisation, 1987. Recommandations pour l'utilisation en corps de chaussées des matériaux volcaniques. Recommandation 30.005-R. Ministère de l'équipement, République du Cameroun

- Denies N, Huybrechts N, Verstraelen J, Maekelberg W, Maertens J, 2017. Geosynthetics for soil reinforcement: recent applications and research in Belgium. 11èmes Rencontres Géosynthétiques, Lille-France
- Diome F, Mabilia E, Sarr JH, 2008. Les potentialités agricoles et la répartition des sols du Sénégal oriental et de la Haute Casamance. *Journal des Sciences et Technologies* 6(2), 56 – 65
- Djoufack-Manetsa V, 2011. Étude multi-échelles des précipitations et du couvert végétal au Cameroun : Analyses spatiales, tendances temporelles, facteurs climatiques et anthropiques de variabilité du NDVI. Thèse de Doctorat, Université de Bourgogne et Université de Yaoundé I, 294 p
- Duc M, 2020. Les argiles dans le génie civil : pathologie et propriétés remarquables. Habilitation à diriger des recherches, Université Paris Est, 187 p
- Ducreux A, 1985. Caractéristique mécanique des sols sableux et sablo-argileux de la zone tropicale sèche de l'Afrique de l'Ouest : Etude d'un prototype d'outil permettant de les travailler en période sèche. *Machinisme Agricole Tropical Information* 89, 3 – 45
- Ekodeck GE, 1984. L'altération des roches métamorphiques du Sud Cameroun et ses aspects géotechniques. Thèse de Doctorat, Université de Grenoble I, Grenoble, 392 p
- Elong JG, 2003. Les plantations villageoises de palmier à huile de la SOCAPALM dans le bas-Moungo (Cameroun) : un projet mal intégré aux préoccupations des paysans. *Les Cahiers d'Outre-Mer* 224. <http://doi.org/10.4000/com.738>
- Embui VF, Suh CE, Cottle JM, Etame J, Mendes J, Agyingi CM, Vishiti A, Shemang EM, Lehmann B, 2019. Zircon chemistry and new laser ablation U–Pb ages for uraniferous granitoids in SW Cameroon. *Acta Geochimica*. <http://doi.org/10.1007/s11631-019-00337-x>
- Erickson H, Drescher A, 2001. The use of geosynthetics to reinforce low volume roads. Final report, University of Minnesota
- Fibertex, 2016. Géotextiles Non-Tissés Fibertex - Guide de dimensionnement, d'utilisation et de mise en œuvre. Fibertex Nonwovens, 52 p
- Flavigny E, 2019. Les argiles : un nanomatériau naturel et surprenant. Encyclopédie de l'environnement

- Frempong EM, 1995. A comparative assessment of sand and lime stabilization of residual micaceous compressible soils for road construction. *Geotechnical and Geological Engineering* 13, 181 – 198
- Frempong EM, Tsidzi UKEN, 1999. Blending of marginally suitable tropical sub-base materials for use in base course construction. *Construction and Building Materials* 13, 129 – 141
- Giroud JP, Bonaparte R, Beech JF, Gross BA, 1990. Design of soil layer-geosynthetic systems overlying voids. *Geotextiles and Geomembranes* 9(1), 11 – 50
- Giroud JP, Han J, 2004. Design method for geogrid-reinforced unpaved roads. I: Development of design method. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 130(8), 775 – 786
- Giroud JP, Noiray L, 1981. Geotextile reinforced unpaved road design. *International Journal of Geotechnical Engineering* 107(9), 1233 – 1254
- Goufi N, 2019. Activation chimique de produits pouzzolaniques pour l'élaboration d'un nouveau ciment. Thèse de Doctorat, Université des Sciences et de la Technologie Mohamed Boudiaf, 146 p
- Gourc JP, Perrier H, Riondy G, 1983. Unsurfaced Roads on Soft Subgrade : Mechanism of Geotextile Reinforcement.” Proceedings of the Eighth European Conference on Soil, Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki, Finland 2, 495 – 498
- Gray DH, Al-Refeai TO, 1986. Behavior of fabric versus fiber-reinforced sand. *J Geotech Eng* 112(8), 804 – 820
- Gray DH, Ohashi H, 1983. Mechanics of fiber reinforcement in sand. *J Geotech Eng* 1109(3) : 335 – 353
- Hieng IO, 2003. Etude de quelques paramètres géotechniques des sols du Cameroun. Ed. clé. Yaoundé, 148 p
- Holtz RD, 1990. Design and construction of geosynthetically reinforced embankments on very soft soils. C R Conf Int Performance Reinforced Structures, Glasgow, GB
- Holtz RD, 2001. Geosynthetics for soil reinforcement. 9th Spencer J Buchanan Lecture, University of Washington Department of Civil & Environmental Engineering

- Houlsby GT, Jewell RA, 1990. Design of reinforced unpaved roads for small rut depths. Proceedings of the 4th international conference on geotextiles, geomembranes, and related products, Balkema, The Hague, Netherlands 1, 171 – 176
- Huckert A, 2014. Approches expérimentale et numérique du dimensionnement de renforcements géosynthétiques sur cavités et inclusions rigides. Thèse de Doctorat, Université de Grenoble, 247 p
- Huesker, 2004 ; Fortrac, des géogrilles flexible et à faibles déformations pour des projets exigeants. Huesker France SAS, 12 p
- Hussein A, Ahmad M, 2021. Effect of the interfacial shearing stress of soil-geogrid interaction on the bearing capacity of geogrid reinforced sand. *Innovative Infrastructure Solutions* 6, 57 – 79
- Hyoumbi TW, Pizette P, Wouatong ASL, Qbriak N-E, Borrel LR, Ramafimahatratra FN, Guiouillier T, 2018. Investigations of the crushed basanite aggregates effects on lateritic fine soils of Bafang area (West-Cameroon). *Geotechnical and Geological Engineering* 37, 2147 – 2164
- Ibrahim EM, El-Badawy SM, Ibrahim MH, Gabr A, Azam A, 2017. Effect of geogrid reinforcement on flexible pavements. *Innovative Infrastructure Solutions* 2, 54 – 74
- Issiakou MS, Saiyouri N, Anguy Y, Gaborieau C, Fabre R, 2015. Etude des matériaux latéritiques utilisés en construction routière au Niger : méthode d'amélioration. Rencontres Universitaires de Génie Civil, May 2015, Bayonne, France, 8 p
- ISTED, 1987. Les matériaux volcaniques : utilisation en technique routière. Synthèses, Paris (France), 84 p
- Kantone B, Liechtenstein F, 2016. Argiles, limons et stabilisation des sols. Revue du Centre pour le génie forestier 260617/0817, 1 – 13
- Knapton J, Austin RA, 1996. Laboratory testing of reinforced unpaved roads. Earth reinforcement, H. Ochiai, N. Yasufuku, and K. Omine, eds., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 615 – 618
- Kwékam M, Affaton P, Bruguier O, Liegeois JP, Hartmann G, Njonfang E, 2013. The Pan-African Kekem gabbro-norite (West-Cameroon), U–Pb zircon age, geochemistry and Sr–Nd isotopes: geodynamical implication for the evolution of the Central African fold belt. *Journal of African Earth Sciences* 84, 70 – 88

- Labouise V, 2003. Principes de modélisation numérique en travaux de fondations. Conference Paper, University of Applied Sciences and Arts Western Switzerland
- Lavoie L, Saint Laurent D, St-Laurent J, 2006. Analyse pédologique et sédimentologique des sols alluviaux et paléosols des terrasses d'inondation, *Revue canadienne des sciences du sol* 86(5), 813 – 826
- LCPC, 1987. Essai de cisaillement à la boîte Méthode d'essai LPC n°21, 28 p
- LCPC, 1994. Conception et dimensionnement des structures de chaussées. Guide Technique. LCPC-SETRA, 260 p
- LCPC, 2000. Etude et réalisation des remblais sur sols compressibles – Guide technique, LCPC-SETRA, 83 p
- Leumbe Leumbe O, Bitom D, Tematio P, Temgoua E, Lucas Y, 2005. Etude de sols ferrallitiques à caractère andiques sur trachytes en zone de montagne humide tropicale (Mont Bambouto-Ouest Cameroun). *Etude et Gestion des Sols* 12(4), 313 – 326
- Lobe Bille JF, Ngo'o Ze A., Onana VL, Ekodeck GE, 2022. Effects of pozzolana addition and geogrid reinforcement of lateritic clays in the sub-Saharan zone (West Cameroon): Implications for road construction. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 81, 272. <https://doi.org/10.1007/s10064-022-02743-7>
- Lompo P, 1980. Le matériau routier : le Lithostab. Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR), 146 p
- Manga CS, 2008. Stratigraphy, structure and prospectivity of the southern onshore Douala Basin, Cameroon - Central Africa Geoscience Review, Cameroon and neighbouring basins in the Gulf of Guinea, Petroleum geology, Tectonics, Geophysics, Paleontology and hydrogeology 1 – 2 : 14 – 37
- Mango Itulamy LA, 2019. Valorisation des gisements argileux pour la fabrication des blocs de terre comprimée. Thèse de Doctorat, Université de Liège, 157 p
- Maxwell S, Kim W, Edil TB, Benson CH, 2005. Effectiveness of geosynthetics in stabilizing soft subgrades. Final report University of Wisconsin-Madison
- Mekki L, 2018. Comportement d'une argile expansive fortement sur consolidée. Thèse de Doctorat, Université Mohamed Boudiaf - M'sila, 122 p

- Millogo Y, 2008. 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). Thèse Doctorat, Université de Ouagadougou (Burkina Faso), 144 p
- Millogo Y, Hajjaji M, Ouedraogo R, Gomina M, 2008. Cement-lateritic gravels mixtures: microstructure and strength characteristics. *Construction and Building Materials* 22, 2078 – 2086
- Millogo Y, Morel JC, Traoré K, Ouedraogo R, 2012. Microstructure, geotechnical and mechanical characteristics of quicklime-lateritic gravels mixtures used in road construction. *Construction and Building Materials* 26, 663 – 669
- MINMIDT - Ministère des Mines, de l'Industrie et du Développement Technologique, 2017. Annuaire statistique du sous-secteur mines, industrie et développement technologique. MIDTSTAT, 73 p
- MINPAT - Ministère du Plan et de l'Aménagement du Territoire, 1996. Etudes socio-économiques régionales du Cameroun : province du Littoral, projet PNUD, Yaoundé.
- Morin S, 1989. Hautes Terres et Bassins de l'Ouest Cameroun Etude géomorphologique. Thèse Doctorat d'Etat, Université de Bordeaux III, 1190 p
- Mosoh Bambi CK, Frimmel HE, Zeh A, Suh Cheo E, 2013. Age and origin of Pan- African granites and associated U-Mo mineralization at Ekomedion southwestern Cameroon. *Journal of African Earth Sciences* 88, 15 – 37
- MTMDET – Ministère des Transports, de la Mobilité Durable et de l'Electrification des Transports, 2016. Caractérisation des argiles du Bas - Saint – Laurent, Rapport final, Projet de recherche R729.1, 391 p
- Munsell Color, 2010. Munsell soil color charts : with genuine Munsell color chips. Grand Rapids, MI :Munsell Color
- Nathalie M-W, Peignier I, Leenhouts R, Teodoresco S, Miville DC, 2014. Étude des facteurs de risques de dépassements de coûts dans les projets de construction de routes et de grands travaux au Québec. Rapport de projet, Montréal, 138 p
- Ndiaye M, Magnan J-P, Cissé IK, Cissé L, 2013. Étude de l'amélioration de latérites du Sénégal par ajout de sable. Bulletin du Laboratoire des Ponts et Chaussées 280 – 281, 123 – 137

- Ndome Effoudou Priso E, 2010. Minéralogie, géochimie et applications géotechniques des produits d'altération sur roches sédimentaires de Douala. Thèse de Doctorat PhD, Université de Yaoundé I, 210 p
- Ngo'o Ze A, 2020. Caractérisation minéralogique, géochimique, géotechnique et stabilisation à la chaux des graveleux latéritiques de la zone d'Akonolinga (Sud - Cameroun). Thèse de Doctorat PhD, Université de Yaoundé I, 246 p
- Ngo'o Ze A, Ndzié Mvindi AT, Lobe Bille JF, Mvindi Mvindi WP, Mebouinz DL, Onana VL, 2022. Ex-situ and in-situ manufacturing procedures for optimizing the characteristics of a soil concrete based on lateritic gravels and granitic aggregates: application in road construction. *International Journal of Pavement Research and Technology*. <https://doi.org/10.1007/s42947-022-00231-5>
- Niangoran KC, Thiebleson LM, Kouakou BSA, Kouadio KTS, 2020. Contribution à l'amélioration d'un graveleux latéritique naturel de type G3 par la méthode de litho-stabilisation. *European Journal of Scientific Research* 155(2), 210 – 227
- Njiekak G, Dörr W, Tchouankoue J, Zulauf G, 2008. U–Pb zircon and microfabric data of (meta) granitoids of western Cameroon: Constraints on the timing of pluton emplacement and deformation in the Pan-African belt of central Africa. *Lithos Journal* 102, 460 – 477.
- Njiké Ngaha PR, 2004. Palyno-stratigraphie et reconstitution des paléoenvironnements du Crétacé de l'Est du bassin sédimentaire de Douala (Cameroun). Thèse Doctorat d'Etat, Université de Yaoundé I, 259 p
- Nono A, Likeng JDH, Wabo H, Tabue Youmbi G, Biaya S, 2009. Influence de la nature lithologique et des structures géologiques sur la qualité et la dynamique des eaux souterraines dans les hauts plateaux de l'Ouest-Cameroun. *International Journal of Biology and Chemistry Sciences* 3(2), 218 – 239.
- Nouri S, Nechnech A, Lamri B, 2015. Etude expérimentale et modélisation numérique du comportement du sable renforcé par géosynthétiques. *Algérie Equipement* 55, 11 – 19
- Nyemb Bayamack JF, Onana VL, Ndzié Mvindi AT, Arnaud Ngo'o Ze A, Nyassa Ohandja H, Medjo Eko R, 2019. Assessment of the determination of California Bearing Ratio of laterites with contrasted geotechnical properties from simple physical parameters. *Transportation Geotechnics* 19, 84 – 95

- Nzenti JP, 1987. Pétrogenèse des migmatites de Yaoundé (Cameroun) : éléments pour un modèle géodynamique de la Chaîne Panafricaine Nord-Equatoriale. Thèse de doctorat, Université de Nancy I, 147 p
- Okagbue CO, Onyeobi SUT, 1999. Potential of marble dust to stabilise red tropical soils for road construction. *Journal of Engineering Geology* 53, 371 – 380
- Olivry JC, 1986. Fleuves et rivières du Cameroun, Collection Monographies Hydrologiques ORSTOM D N° 9 Paris, 781 p
- Onana VL, 2010. L'altération supergène des chloritoschistes de la série de Mbalmayo-Bengbis (Sud Cameroun) et ses implications géotechniques. Thèse de Doctorat PhD, Université de Yaoundé I, 246 p
- Papon A, 2010. Modélisation numérique du comportement des sols sous très grands nombres de cycles : homogénéisation temporelle et identification des paramètres. Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Nantes, 153 p
- Perkins SW, 1999. Geosynthetic reinforcement of flexible pavements : Laboratory based pavement test sections. Final report, FHWA/ MT-99-001/8138, 140 p
- Perkins SW, Christopher BR, Eiksund GR, Schwartz CS, Svan G, 2005. Modeling effects of reinforcement on lateral confinement of roadway aggregate. *Geofrontiers* 2005
- Perkins SW, Ismeik M, 1997. A synthesis and evaluation of geosynthetic reinforced base layers in flexible pavements : Part I. *Geosynthetics International* 4(6) : 549 – 605
- Pichon H, Gaudon P, Benhassaine A, Eterradosi O, 1996. Caractérisation et quantification de fraction réactive dans les pouzzolanes volcaniques. *Bulletin du Laboratoire des Ponts et Chaussées* 201, 29 – 38
- Plumelle C, Cui YJ, Fabre D, Fouché O, Hirschauer, Tabbagh A, 2017. Théorie et pratique de la géotechnique, Tome 1 : Outils pour la conception des ouvrages. Ed Le Moniteur, 2^{ème} édition. ISBN 978-2-281-14026-2
- Quantin P, 1995. Andosols et vitrosols in : Institut national de la recherche agronomique (INRA). Référentiel Pédologique. Paris : Techniques et pratiques, INRA. ISBN 2-7380-0633-7

- Reiffsteck P, Arbaut J, Sagnard N, Khay M, Subrin D, Chapeau C, Levacher D, 2007. Mesures en laboratoire du comportement mécanique des sols hétérogènes. *Bulletin du Laboratoire des Ponts et Chaussées* 268 – 269, 59 – 81
- Reiffstech P, Zerhouni M, Averlan J-L, 2018. Essais de laboratoire pour la mécanique des sols et le géotechnique, Les outils pour la (re)connaissance des sols et des roches. Presse des Ponts, Paris. ISBN 978-2-85978-520-8
- Rocher P, 1992. Mémento roches et minéraux industriels, Ponces et pouzzolanes. Rapport BRGM R36447 SGN/GEO-92, 45 p
- Rouili A, 2014. Simulation numérique du comportement d'une argile observé lors d'essais triaxiaux. *Algérie Equipements* 53, 9 – 15
- Sabat AK, Bose B, 2013. Improvement in geotechnical properties of an expansive soil using fly ash quarry dust mixes. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering* 18, 3487 – 3500
- Saïtta A, 1994. Modélisation élastoplastique du comportement mécanique des sols. Application à la liquéfaction des sables et à la sollicitation d'expansion de cavité. Thèse de Doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 231 p
- Sakr MA, Shahin MA, Metwally YM, 2009. Utilization of lime for stabilization soft clay soil of high organic content. *Geotechnical and Geological Engineering* 27, 105 – 113
- Samara M, 2007. Valorisation des sédiments fluviaux pollués après inertage dans la brique cuite. Thèse Doctorat, Université de Lille, 130 p
- Schlosser F, Jacobsen HM, Juran I, 1984. Le renforcement des sols. *Revue Française de la Géotechnique* 29, 7 – 33
- Segalen P, 1995. Les sols ferrallitiques et leur répartition géographique. Tome 3 Introduction générale. Les sols ferrallitiques en Afrique et en Extrême-Orient, Australie et Océanie. Conclusions générales. Ed. ORSTOM, Paris, 201 p
- Segui P, 2011. Elaboration de liants hydrauliques routiers à base de pouzzolane naturelle ou de cendre volante de papeterie, 201 p
- Sibille L, 2018. Géotechnique pour le technicien. IUT Génie Civil et Construction Durable. France, 62 p

- Steward JE, Williamson R, Mohny J, 1977. Guidelines for the use of Fabrics in Construction of low –Volume Roads, Report N° FHWA –IS –78 –205, Pacific Northwest Region Forest Service, US. Department of Agriculture, Washington, DC, USA, 172 p.
- Tan Y, Hu M, Li D, 2016. Effects of agglomerate size on California bearing ratio of lime treated lateritic soils. *International Journal of Sustainable Build Environment* 5, 168 – 175
- Temdjim R, 2005. Contribution à la connaissance du manteau supérieur du Cameroun à travers l'étude des enclaves ultrabasiques et basiques par les volcans de Youkou (Adamaoua) et de Nyos (Ligne du Cameroun). Université de Yaoundé I, Thèse de Doctorat d'Etat, 339 p
- Tensar, 1996. Design guideline for flexible pavement with Tensar geogrid reinforced base courses. Tensar Technical Note BR96, The Tensar Corporation, 77 p
- Tensar, 1998. A review of geosynthetic functions and applications in paved and unpaved roads. Tensar Technical Note BR11, The Tensar Corporation, 45 p
- Thibaut PM, Cruchet M, Rançon J-Ph, Rossi F, 2001. Evaluation des ressources et potentiel de valorisation des matériaux pouzzolaniques de la Réunion. Rapport BRGM/PR-50865-FR-2001 SG/REU 11, 36 p
- Tockol I, 1993. Contribution à l'étude des graveleux latéritiques dans les pays du Sahel : cas des routes non revêtues. Thèse de Doctorat Ph D, Université d'Edmonton (Canada), 207 p
- Toe JM, 2007. Utilisation de la technique de la lithostabilisation en assise de chaussée. Une expérience de chantier. Présentation à la Conférence des Jeunes Géotechniciens Africains, Tunis
- Tsayem DM, 1995. Milieu physique, environnement humain et dégradation des sols en pays bamiléké de l'Ouest du Cameroun. In : De Noni G, Roose E, Nouvelot J-F, Veyret Y (eds) Environnement humain de l'érosion. Réseau Erosion - Bulletin 15, 329 – 339
- Tsozue D, Tematio P, Azinwi Tamfuh P, 2016. Relationship between soil characteristics and fertility implications in two typical dystrandep soils of the Cameroon Western Highland. *International Journal of Soil Science* 11, 36 – 48
- Vallerie M, 1995. La pédologie : planche 2. In : Atlas régional Sud-Cameroun. Paris (FRA) ; Yaoundé : ORSTOM ; MINREST. ISBN 2-7099-1271-6.

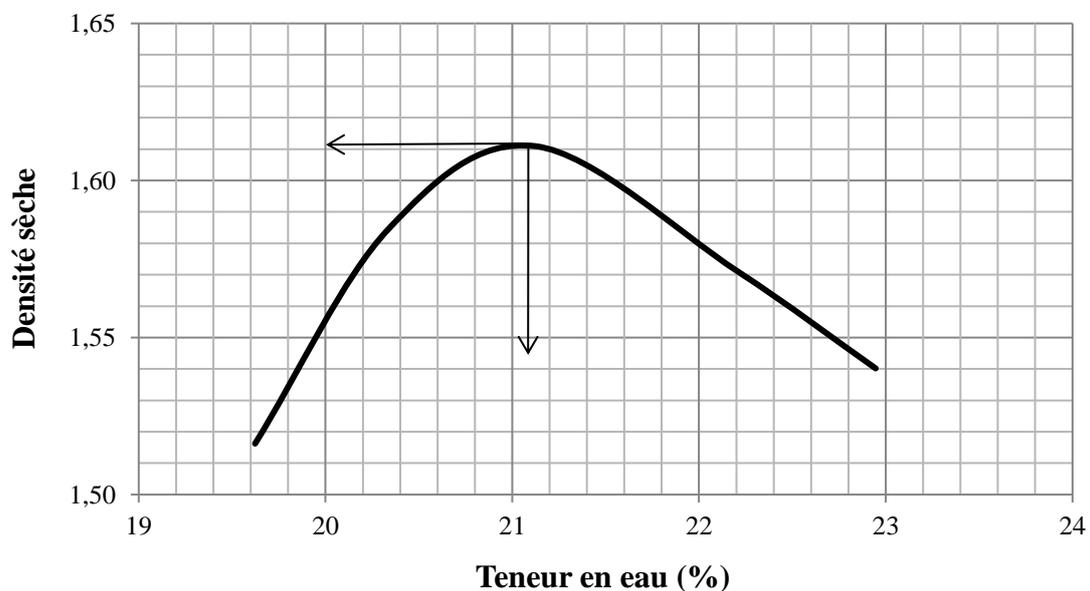
- Vicat JP, 1998. Esquisse géologique du Cameroun. Géosciences au Cameroun, Edition collection GEOCAM, Presses Universitaires de Yaoundé (Cameroun), 3–11
- Villard P, Briançon L, 2018. Le renforcement des sols : des techniques devenues indispensables. Encyclopédie de l'Environnement, [en ligne ISSN 2555–0950] url, 8 p
- Watn A, 2011. Géosynthétiques dans les structures routières : expériences européennes. Rencontres Géosynthétiques 2011, SINTF, Trondheim, Norvège, 47 – 62
- Wetshondo Osomba D, 2012. Caractérisation et valorisation des matériaux argileux de la Province de Kinshasa (RD Congo). Thèse de Doctorat, Université de Liège, 336 p
- Zogning A, 1987. Les formations superficielles latéritiques dans la région de Douala : morphologie générale et sensibilité aux activités humaines. Séminaire Régional sur les Latérites : Sols, Matériaux, Minerais, Douala, Cameroon, 21–27 Jan 1986, 289 – 301

ANNEXES

I. ANNEXE 1 : QUELQUES DONNÉES DES ESSAIS

Tableau I. Données de l'essai Proctor du matériau AL1P0

N° tare	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10
Poids total humide	351	363	316	346	324	341	330	338	324	340
Poids total sec	291	306	264	286	268	281	279	268	266	274
Poids d'eau	60	57	52	60	56	60	51	70	58	66
Poids matériau Sec	291	306	264	286	268	281	279	268	266	274
Teneur en eau	20,6	18,6	19,7	21,0	20,9	21,4	18,3	26,1	21,8	24,1
Moyenne (%)	19,6		20,3		21,1		22,2		22,9	
Poids Matériau + Moule	7590		7800		7900		7830		7770	
Poids du Moule	3500		3500		3500		3500		3500	
Poids du matériau	4090		4300		4400		4330		4270	
Volume du moule	2255		2255		2255		2255		2255	
Densité Humide	1,81		1,91		1,95		1,92		1,89	
Densité Sèche	1,52		1,58		1,61		1,57		1,54	



$$DSM = 1,62 \text{ gf/cm}^3 ; \omega\text{-OPM} = 21,2\%$$

Figure I. Courbe Proctor du matériau AL1P0

Tableau II. Données de l'essai CBR du matériau AL5P1

1 - Caractéristique du moulage						
Intensité de compactage	MOULE (55 COUPS)		MOULE (25 COUPS)		MOULE (10 COUPS)	
N° de tare	C4		C5		C6	
Poids total humide	g	365,23	387,12	452,33		
Poids total sec	g	311,20	331,32	384,19		
Poids de la tare	g	52,31	56,32	52,15		
Poids d'eau	g	54,03	55,80	68,14		
Poids net sec	g	258,89	275,00	332,04		
Teneur en eau	%	20,9	20,3	20,5		
2 - Densité						
N° du moule	KJ		TT		DE	
Poids total humide	(g)	8182	7975	7863		
Poids du moule	(g)	3747	3756	3810		
Poids humide	(g)	4435	4219	4053		
Volume du moule	(cm ³)	2265	2264	2264		
Densité humide	(g/cm ³)	1,958	1,864	1,790		
Densité sèche	(t/m ³)	1,62	1,55	1,49		
Compacité	(%)	99,4	95,0	91,1		
3- Poinçonnement						
Intensité de compactage	MOULE (55 Coups)		MOULE (25 Coups)		MOULE (10 Coups)	
Enfoncement (mm)	Lecture comparateur	Charge (kg)	Lecture comparateur	Charge (kg)	Lecture comparateur	Charge (kg)
0,2	0,04	4,11	0,02	3,03	0,01	1,31
0,4	0,07		0,04		0,02	
0,8	0,08		0,06		0,02	
1,0	0,10		0,08		0,03	
1,5	0,13		0,11		0,03	
2,0	0,15		0,13		0,05	
2,5	0,20		0,15		0,07	
3,0	0,23		0,17		0,07	
3,5	0,25	0,19	0,09			
4,0	0,27		0,20		0,11	
4,5	0,29	6,26	0,22	4,75	0,13	3,89
5,0	0,30		0,23		0,19	
6,0	0,31		0,25		0,22	
7,0	0,32		0,27		0,24	
8,0	0,33		0,29		0,26	
9,0	0,34		0,31		0,29	
10,0	0,35		0,33		0,30	
INDICE PORTANT IP 2,5	31		23		10	
INDICE PORTANT IP 5,0	31		24		20	
CBR	31		24		20	

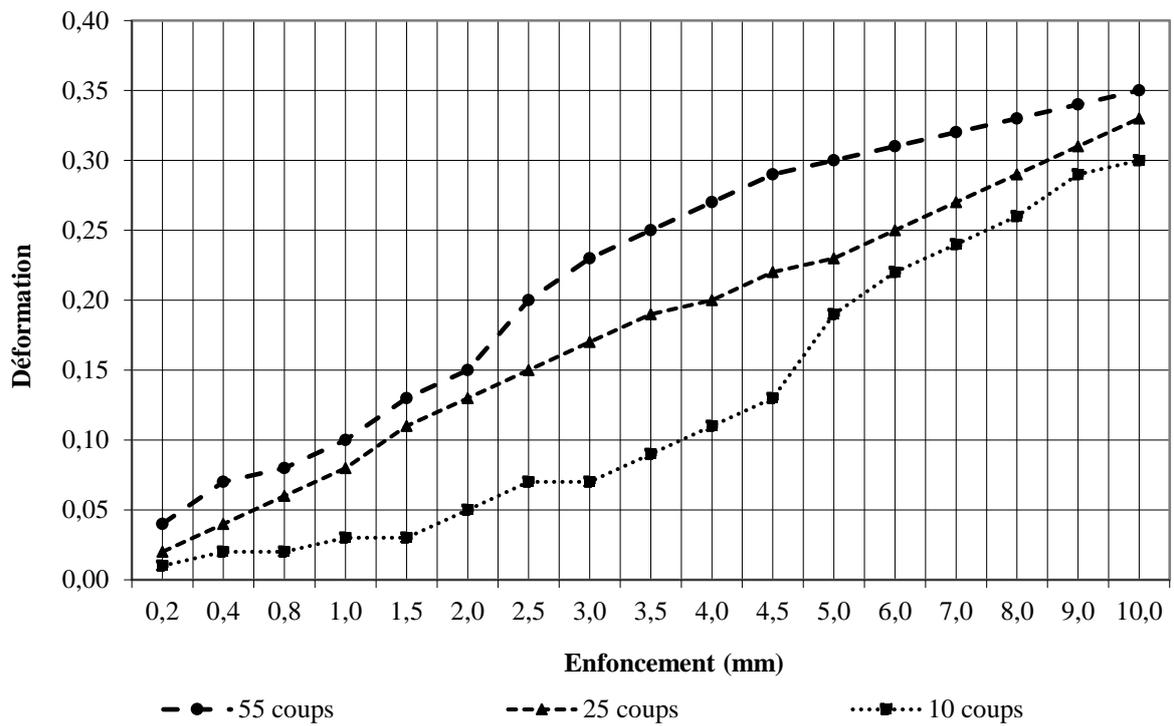
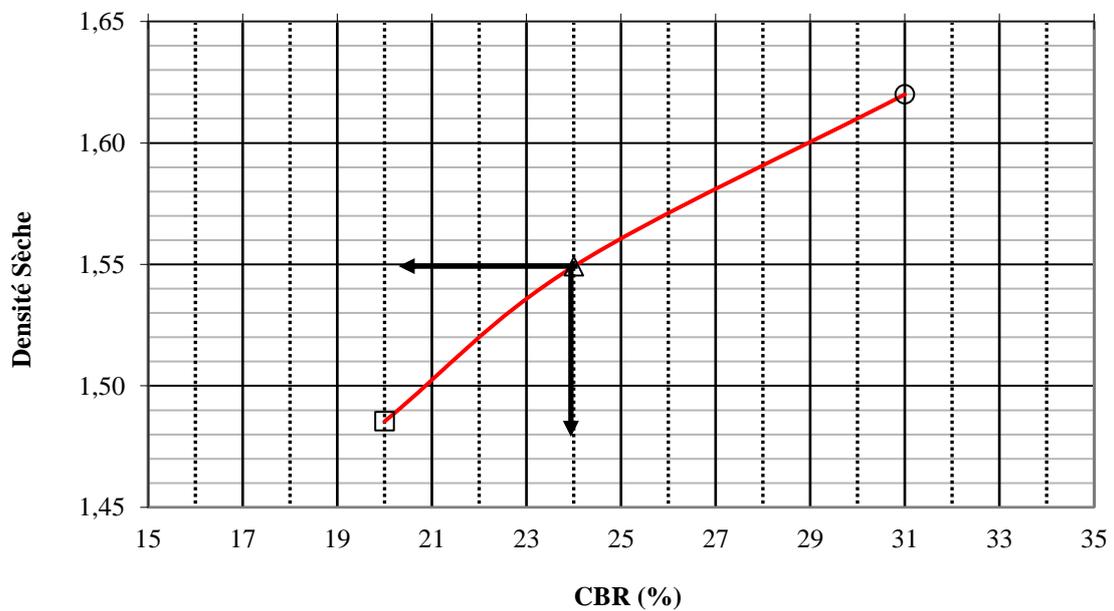


Figure II. Courbe de poinçonnement du matériau AL5P1



DSM = 1,63 gf/cm³ ; ω-OPM = 20,6% ; 95% DSM = 1,55 gf/cm³

CBR à 95% de l'OPM = 24 %

Figure III. Courbe CBR du matériau AL5P1

Tableau III. Données de la détermination de la LL du matériau AL10P1

Nombre de coups	15	20	25	30	35
N° de la tare	L6	L7	L8	L9	L10
Poids total humide	20,36	21,3	21,200	20,410	20,210
Poids total sec	16,75	16,97	16,93	15,96	16,86
Poids de la tare	9,741	8,369	8,398	6,963	9,965
Poids d'eau	3,61	4,33	4,27	4,450	3,350
Poids de matériau sec	7,009	8,601	8,532	8,997	6,895
Teneur en eau	51,5	50,3	50,0	49,5	48,6

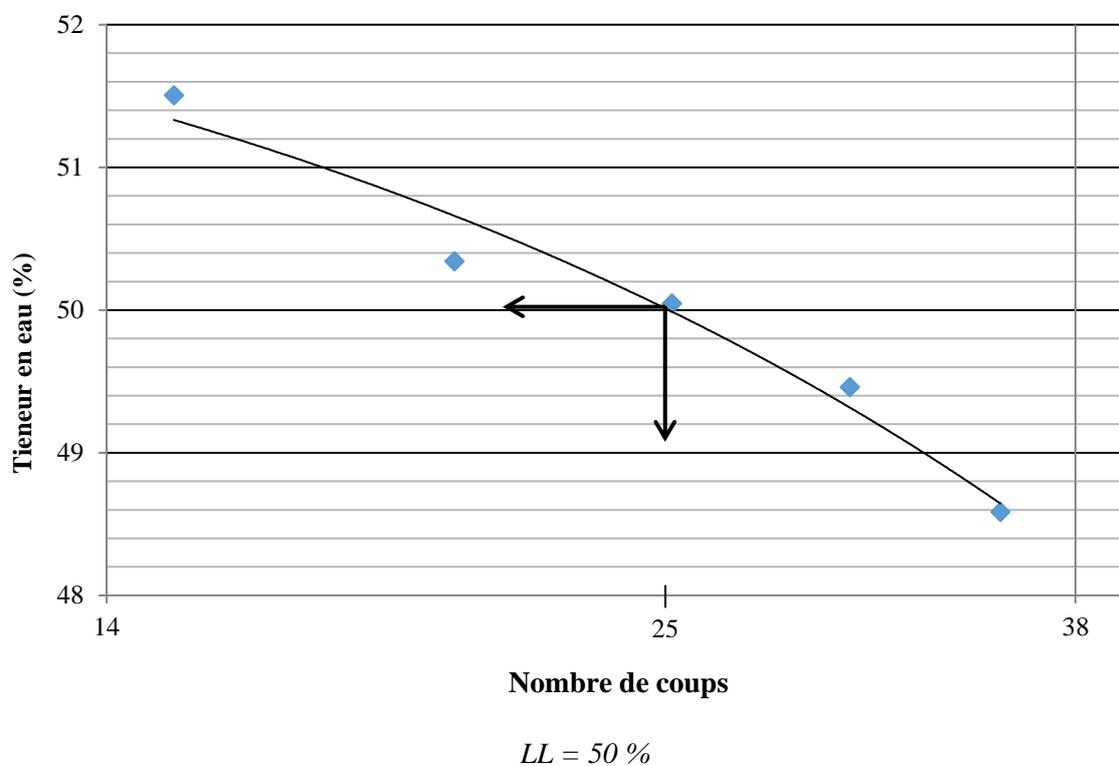


Figure IV. Droite de Casagrande du matériau AL10P1

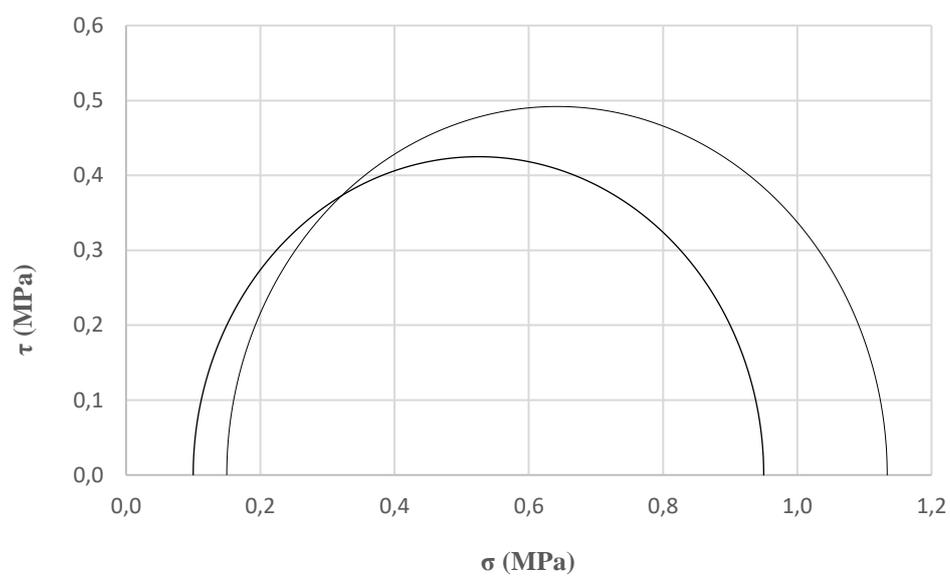
Tableau IV. Données de la détermination de la LP du matériau AL10P1

N° de la tare	LP3	LP4
Poids total humide (g)	18,8	19,320
Poids total sec (g)	16,860	17,36
Poids de la tare (g)	8,42	8,810
Poids d'eau (g)	1,940	1,96
Poids du matériau sec (g)	8,44	8,550
Teneur en eau (%)	22,99	22,92
Moyenne (%)	23%	

LP = 23 %

Tableau V. Données de l'essai triaxial CD du matériau AL10P3G2

Matériau	Palier Essai triaxial	σ_1	σ_2	Rayon Cercle de Mohr
AL10P3G2	1	1,134	0,100	0,517
	2	0,950	0,150	0,400



$$c' = 0,079 \text{ MPa} ; \phi' = 35^\circ$$

Figure V. Cercle de Mohr du matériau AL10P3G2

II. ANNEXE 2 : SÉMINAIRES ET COLLOQUES

III. ANNEXE 3 : PUBLICATION

Lobe Bille JF, Ngo'o Ze A, Onana VL, Ekodeck GE, 2022. Effects of pozzolana addition and geogrid reinforcement of lateritic clays in the sub-Saharan zone (West Cameroon): Implications for road construction. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 81, 272 (2022). <https://doi.org/10.1007/s10064-022-02743-7>