



UNIVERSITE D'ABOMEY-CALAVI

-----  
École Doctorale des Sciences de l'Ingénieur (ED-SDI)  
-----

Master de Recherche en Génie des Matériaux et Structures  
-----

## **Rapport de stage**

### **Thème :**

**Modélisation du comportement hypoélastique du mélange grave latéritique et du concassé granitique**

Présenté par :

**Comlan Vianney ZOMAHOUN**

**Encadré par :**

**Dr. Agapi Kocouvi HOUANOU**

Enseignant-Chercheur à l'EPAC/UAC

Maître Assistant des Universités du CAMES

**Sous la direction de :**

**Pr. Cokou Antoine VIANO**

Professeur Titulaire des Universités du CAMES

*Dédicaces*

*A*

Toute ma famille, pour mes pas  
qu'ils ont toujours guidés avec  
amour et objectivité,  
Je vous aime.

## *Remerciements*

Qu'il me soit permis d'accomplir ici, le noble devoir de payer ma dette envers tous ceux qui nous ont soutenus et motivé durant ces deux années de dur labeur. Ainsi, j'adresse mes sincères remerciements au :

- ♥ Professeur Titulaire **Cokou Antoine VIANOU** qui a accepté ce travail de recherche et a su nous guider ; nous lui exprimons notre reconnaissance pour sa disponibilité, son soutien intellectuel, matériel, financier et moral. Merci à Vous ! ;
- ♥ Docteur **Kocouvi Agapi HOUANOU**, Maître Assistant du CAMES, pour son aide très précieuse. En effet tout au long de ce projet, il n'a cessé de témoigner son intérêt, sa disponibilité et son dévouement pour la réussite de ce projet ;
- ♥ Professeur Titulaire **Emmanuel OLODO**, Coordonnateur du Master de Recherche en Génie Matériaux et Structure, Directeur du laboratoire d'Energétique et de Mécanique Appliquée (LEMA) ;
- ♥ Au corps professoral de la Formation Master de Recherche en Génie Matériaux et Structure de l'Ecole Doctorale ;
- ♥ Au laboratoire d'Energétique et de Mécanique Appliquée (LEMA) ;
- ♥ Au Laboratoire de Caractérisation Thermophysique des Matériaux et d'Appropriation Energétique (Labo-CTMAE) ;
- ♥ Mes parents qui m'ont apporté tout au long de ce mémoire, confiance, amour, encouragement et soutien financier ;
- ♥ Enfin, je ne saurai terminer sans remercier tous ceux qui de près ou de loin, sous quelque forme que ce soit, ont contribué à la réussite de rapport.

## Résumé

L'apparition précoce des déformations dans la chaussée en Afrique a conduit à la nécessité de conduire des études sur le comportement des graves latéritiques pour la réalisation des couches de chaussées. Le modèle hyperbolique proposé par Hardin et Drnevich (1972) est adapté pour modéliser le comportement hypoélastique du nouveau matériau préalablement identifié au laboratoire (classe 0/5). La détermination des paramètres ( $G_{max}$  et  $\tau_{max}$ ) caractéristiques dudit modèle est faite à l'aide de la méthode des moindres carrés non linéaires appliquée aux données expérimentales recueillies à partir de l'essai de cisaillement direct.

Les investigations menées au laboratoire ont permis de déterminer le mélange idéal pour les structures des chaussées et les paramètres du modèle hyperbolique de Hardin et Drnevich. Pour le mélange de classe 0/5 à 95 %  $G_{max} = 2\,985,07$  KPa et  $\tau_{max} = 657,89$  KPa. Ces résultats suggèrent la nécessité de mener des essais avec des mélanges de classe (0/20).

**Mots clés :** déformations, comportement hypoélastique, modèle hyperbolique, graveleux latéritique, concassé granitique.

## *Abstract*

The early appearance of deformations in the pavement in Africa has led to the need to conduct studies on the behavior of lateritic gravels for the realization of pavement layers. The hyperbolic model proposed by Hardin and Drnevich (1972) is suitable for modeling the hypoelastic behavior of the new material previously identified in the laboratory (class 0/5). The determination of the parameters ( $G_{max}$  et  $\tau_{max}$ ) characteristic of said model is made using the nonlinear least squares method applied to the experimental data collected from the direct shear test.

The investigations carried out in the laboratory made it possible to determine the ideal mixture for the pavement structures and the parameters of the hyperbolic model of Hardin and Drnevich. For the mixture of class 0/5 at 95%  $G_{max} = 2\,985,07$  KPa et  $\tau_{max} = 657,89$  KPa. These results suggest the need to conduct trials with class mixtures (0/20).

**Key words:** deformations, hypoelastic behavior, hyperbolic model, lateritic gravelly, granite crushed.

---

*Sommaire*

---

---

Dédicaces	ii
Remerciements	iii
Résumé	iv
Abstract	v
Sommaire	vi
Liste des photos	vii
Liste des figures	viii
Liste des graphes	ix
Liste des tableaux	x
Liste des annexes	xi
Symbole et abréviation	xii
1. Introduction générale	1
2. Revue de la littérature	3
3. Matériels et méthodes	34
4. Résultats et discussions	38
5. Conclusion générale	75
Bibliographie	76
Webographie	78
Annexe	79
Table des matières	108

---

---

## Liste des photos

<b>Photo 2.1:</b> Grave latéritique provenant de Sokouhoue commune de Djakotomey .....	36
<b>Photo 2.2 :</b> Concassé granitique provenant de Dan commune de Djidja.....	36
<b>Photo 2.3 :</b> Etuve .....	36
<b>Photo 2.4 :</b> Série de tamis .....	36
<b>Photo 2.5 :</b> Appareil de Casagrande .....	36
<b>Photo 2.6:</b> Matériel d'essai Proctor .....	36
<b>Photo 2.7:</b> Presse CBR .....	37
<b>Photo 2.8:</b> Presse de cisaillement .....	37

## Liste des figures

<b>Figure 1.1</b> : Structure type d'une chaussée revêtue .....	4
<b>Figure 1.2</b> : Distorsion dans l'essai de cisaillement simple.....	17
<b>Figure 1.3</b> : Représentation de la loi hyperbolique.....	26
<b>Figure 1.4</b> : Représentation de la loi hyperbolique.....	26
<b>Figure 1.5</b> : Relation entre module d'Young tangent initial $E_t$ et contrainte principale mineure $\sigma_3$ ..	27
<b>Figure 1.6</b> : Relation entre déformation axiale $\epsilon_a$ et déformation radiale $\epsilon_r$ .....	28
<b>Figure 1.7</b> : Relation entre déformation axiale $\epsilon_a$ et déformation radiale $\epsilon_r$ .....	29
<b>Figure 1.8</b> : Relation entre le coefficient de Poisson initial $\nu_i$ et la contrainte principale mineure $\sigma_3$ . .....	29
<b>Figure 1.9</b> : Représentation de la relation hyperbolique contrainte déformation déviatorique .....	31
<b>Figure 1.10</b> : Relation entre le module de cisaillement et la déformation déviatorique .....	32
<b>Figure 1.11</b> : Courbe de la réduction du module (pour un sable limoneux à une pression de confinement de 100 kPa) présentée utilisant le modèle hyperbolique modifié .....	32
<b>Figure 3.1</b> : Résultats de l'essai Proctor .....	47
<b>Figure 3.2</b> : Résultats de l'essai Proctor du concassé.....	49

## Liste des graphes

<b>Graphe 3.1 :</b> Courbes granulométriques des échantillons de la latérite .....	39
<b>Graphe 3.2:</b> Courbes de la limite d'Atterberg des échantillons des graves latéritiques.....	41
<b>Graphe 3.3 :</b> Courbes granulométriques des échantillons du concassé.....	44
<b>Graphe 3.4 :</b> Courbe CBR de la latérite .....	48
<b>Graphe 3.5 :</b> Courbe CBR du concassé.....	50
<b>Graphe 3.6:</b> Courbes granulométriques du mélange 60% de la latérite et 40% du concassé.....	54
<b>Graphe 3.7 :</b> Courbe de la Limite d'Atterberg du mélange 60 % latérite + 40 % concassé.....	56
<b>Graphe 3.8 :</b> Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation selon le modèle hyperbolique de Hardin et Drnevich .....	71

## Liste des tableaux

<b>Tableau 1.1</b> : Tolérance de pourcentage de fines et de plasticité pour un matériau de couche de fondation suivant le trafic.....	9
<b>Tableau 1.2</b> : Modèles hypoélastiques .....	22
<b>Tableau 2.1</b> : Différents types d'essai réalisés au laboratoire .....	37
<b>Tableau 3.1</b> : résultats de la détermination de la teneur en eau.....	38
<b>Tableau 3.2</b> : Résultats de l'essai de l'analyse granulométrique.....	40
<b>Tableau 3.3</b> : Résultats de l'essai de la limite d'Atterberg.....	41
<b>Tableau 3.4</b> : Tableau comparatif.....	41
<b>Tableau 3.5</b> : Résultats des essais de la teneur en matières organiques .....	42
<b>Tableau 3.6</b> : Résultats des essais du poids spécifique .....	42
<b>Tableau 3.7</b> : Résultats de l'essai de la détermination de la teneur en eau .....	43
<b>Tableau 3.8</b> : Résultats de l'analyse granulométrique du concassé granitique .....	45
<b>Tableau 3.9</b> : Résultats de l'équivalent de sable .....	45
<b>Tableau 3.10</b> : Tableau comparatif de l'essai Proctor.....	48
<b>Tableau 3.11</b> : Résultats de l'essai CBR.....	48
<b>Tableau 3.12</b> : Résultats de l'essai Proctor .....	50
<b>Tableau 3.13</b> : Tableau comparatif des résultats de l'essai CBR .....	51
<b>Tableau 3.14</b> : Résultats de l'essai de la limite d'Atterberg.....	56
<b>Tableau 3.15</b> : Tableau comparatif de l'essai Proctor.....	57
<b>Tableau 3.16</b> : Tableau comparatif de l'essai CBR.....	57
<b>Tableau 3.17</b> : Tableau récapitulatif de calcul des erreurs sur la grave latérite.....	59
<b>Tableau 3.18</b> : Tableau récapitulatif de calcul des erreurs sur le concassé.....	60
<b>Tableau 3.19</b> : Tableau récapitulatif de calcul des erreurs sur le concassé.....	61
<b>Tableau 3.20</b> : Résultats de la teneur en eau et de la densité humide .....	68
<b>Tableau 3.21</b> : Résultats de l'essai de cisaillement .....	69
<b>Tableau 3.22</b> : Tableau récapitulatif de la détermination des paramètres du modèle .....	70
<b>Tableau 3.23</b> : Tableau récapitulatif des résultats du test de signification du modèle .....	73
<b>Tableau 3.24</b> : Tableau récapitulatif du coefficient de détermination.....	73
<b>Tableau 3.25</b> : Tableau récapitulatif des résidus.....	74

## Liste des annexes

<b>Annexe 1</b> : Mode opératoire de la teneur en eau .....	81
<b>Annexe 2</b> : Mode opératoire de l'analyse granulométrique par tamisage.....	82
<b>Annexe 3</b> : Mode opératoire de l'analyse granulométrique par sédimentométrie .....	84
<b>Annexe 4</b> : Mode opératoire de la Limite d'Atterberg .....	87
<b>Annexe 5</b> : Mode opératoire de la teneur en matières organiques .....	90
<b>Annexe 6</b> : Mode opératoire du Poids spécifique .....	91
<b>Annexe 7</b> : Mode opératoire Los Angeles .....	93
<b>Annexe 8</b> : Mode opératoire Proctor modifié .....	96
<b>Annexe 9</b> : Mode opératoire CBR .....	99
<b>Annexe 10</b> : fiche d'analyse granulométrique du graveleux latéritique .....	101
<b>Annexe 11</b> : fiche d'analyse granulométrique du concassé granitique.....	101
<b>Annexe 12</b> : fiche d'analyse granulométrique du mélange graveleux latéritique (60%) + concassé granitique (40%).....	102
<b>Annexe 13</b> : fiche de l'analyse granulométrie par sédimentométrie latérite.....	102
<b>Annexe 14</b> : fiche de l'analyse granulométrie par sédimentométrie mélange .....	103
<b>Annexe 15</b> : Détermination des matières organiques (MO) XP P 94-047 .....	104
<b>Annexe 16</b> : Masse volumique réelle (NF EN 1097-6) .....	104
<b>Annexe 17</b> : Los Angeles.....	105
<b>Annexe 18</b> : Micro Deval .....	106
<b>Annexe 19</b> : Essai de cisaillement direct à la boîte.....	106

# Symbole et abréviation

Sigle	Designation	Unités
<b>AASHTO</b>	American Association of State Highway and Transportation Officials	
<b>AFNOR</b>	Association Française de Normalisation	
<b>CBR</b>	Californian Bearing Ratio	
<b>CB</b>	Couche de base	
<b>Cc</b>	Coefficient de courbure	
<b>CEBTP</b>	Centre Expérimental de Recherches et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics	
<b>CF</b>	Couche de fondation	
<b>Cu</b>	Coefficient d'uniformité	
<b>HRB</b>	Highway Research Board	
<b>IP</b>	Indice de Plasticité	
<b>LBTP</b>	Laboratoire de Bâtiment et Travaux Public	
<b>LCPC</b>	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées	
<b>NF</b>	Norme Française	
<b>OPM</b>	Optimum Proctor Modifié	
<b>SETRA</b>	Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes	
<b>WL</b>	Limite de Liquidité	
<b>WP</b>	Limite de Plasticité	
<i>Majuscules romaines</i>		
<b><math>E_i</math></b>	Module d'Young tangent initial	Pa
<b><math>G_{max}</math></b>	Module de cisaillement initial	Pa
<b><math>\tau_{max}</math></b>	Contrainte de cisaillement maximal	Pa
<b>K</b>	Module volumique	$g/m^3$
<b><math>P_a</math></b>	Pression atmosphérique	Pa
<i>Minuscules romaines</i>		
<b>d</b>	Déflexion	m
<b>e</b>	Indice de vide	
<b>g</b>	Accélération la pesanteur	$m/s^2$
<i>Minuscules grecques</i>		
<b><math>\alpha</math></b>	Angle en général	°
<b><math>\sigma</math></b>	Contrainte normale	Pa
<b><math>\tau</math></b>	Contrainte tangentielle	Pa
<b><math>\varepsilon</math></b>	Déformation longitudinale	m
<b><math>\nu</math></b>	Coefficient de Poisson	
<i>Principaux symboles mathématiques</i>		
<b><math>m</math></b>	Moyenne	
<b><math>y</math></b>	Position de l'axe neutre	
<b><math>\varepsilon</math></b>	Erreur ou résidu	
<b><math>\sigma</math></b>	écart-type	
<b><math>\sigma^2</math></b>	Variance	

## **INTRODUCTION GENERALE**

La route est un facteur de communication, de transport, de développement socio-économique et d'intégration sous-régionale et régionale. Le dimensionnement d'une route intègre plusieurs paramètres parmi lesquels on peut citer : le climat, le relief, l'hydrologie et l'hydrographie du cadre du projet, le trafic puis la disponibilité du matériau. Les matériaux issus des sols latéritiques sont les plus utilisés en construction routière en Afrique Sub-Saharienne. Certaines classes de ces matériaux sont utilisées en corps de chaussées (couches de base et couches de fondation) (Lyon 1971 ; CEBTP, 1984), en appliquant des règles qui ont été définies par pays, à partir de règles générales d'aptitude des sols au compactage. Les latérites ou sols latéritiques sont une grande famille de sols qui se forment dans les régions tropicales humides et qui résultent d'un processus d'altération particulier (Mahamadou Souley Issiakou 2015).

### **Problématique**

Les latérites sont plus ou moins répandues selon les régions ; et leur utilisation systématique comme matériaux de construction routière commence à en faire une ressource rare dans certaines régions (Mahamadou Souley Issiakou 2015). Les matériaux latéritiques sont le plus souvent situés à proximité des tracés routiers.

Cependant, très peu d'études ont été réalisées et publiées sur les caractéristiques mécaniques de ce matériau au Bénin, ce qui fait que l'on ne maîtrise pas vraiment son comportement sous chargement mécaniques. Si cette pratique est restée tolérable pour les chaussées en terre, devrait-on en faire de même pour les chaussées revêtues qui nécessitent des matériaux de bonne qualité ?

Nous l'avons expérimenté des années durant, mais on remarque l'apparition de déformations dans les chaussées, beaucoup plus tôt que prévu. Cette situation est devenue répétitive au point où on en est arrivé à conclure qu'il serait avantageux de mettre en place des techniques de traitement ou de revalorisation des matériaux de faibles caractéristiques physiques et mécaniques présents sur site par des techniques de stabilisation par exemple la litho stabilisation.

La méthode de dimensionnement adoptée par le Bénin depuis toujours est la méthode française élaborée par le Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées. Cette méthode tire ses racines dans l'étude des caractéristiques des graves non traitées très répandues dans les pays occidentaux. Nos graves latéritiques n'ont pas subi les mêmes traitements naturels que ces graves mais lors des calculs, on utilise les mêmes hypothèses. On se base donc sur des relations

de cause à effet oubliant que les causes ne sont jamais les mêmes. Il en est de même pour les paramètres de dimensionnement qui diffèrent d'un projet à un autre.

Mais aujourd'hui, avec la croissance exponentielle des poids lourds induite par le volume des échanges économiques que connaissent les grands axes routiers, de nouvelles contraintes surgissent telle que :

- ❖ L'accroissement du trafic et augmentation du nombre de véhicule poids lourds entraînent une agression beaucoup plus intense de la chaussée ;
- ❖ Les graves latéritiques de bonne qualité se font de plus en plus rares ;
- ❖ Les graves latéritiques actuellement disponible en abondance présentent actuellement des limites en tant que matériaux de base et de fondation ;

A cet effet, il s'est donc avéré nécessaire de trouver comment exploiter les matériaux naturels à notre disposition pour étendre des techniques d'amélioration des propriétés géotechniques de ces matériaux.

Le présent travail portera donc sur l'étude du comportement hypoélastique du mélange grave latéritique et du concassé granitique.

### **Hypothèses**

L'environnement géologique relativement homogène du Bénin donne des possibilités non négligeables en matière de matériaux de construction routière. Il s'agit notamment des graves latéritiques. On a constaté que la grave latéritique de bonne qualité et respectant les critères du CEBTP deviennent de plus en plus rares et sont difficiles à localiser. En effet, pendant l'exploitation des emprunts, il n'est pas toujours évident que l'on retrouve toujours les caractéristiques géotechniques annoncées lors de l'étude en emprunt. En général, les caractéristiques géotechniques des matériaux baissent après gerbage, approvisionnement, réglage et compactage. Toutes ces constatations, qui relèvent d'expériences tirées de contrôles géotechniques des chantiers ont conduit à la nécessité d'améliorer les graves latéritiques devant être utilisés en couche de chaussée.

### **Objectif de l'étude**

#### **⇒ Objectif de général**

L'objectif général visé par le présent travail est d'améliorer les caractéristiques des matériaux de faible qualité en vue de leur exploitation

#### **⇒ Objectifs spécifiques**

De façon spécifique, il s'agit de :

- ❖ Présenter les notions essentielles sur la chaussée et les matériaux routiers ;

- ❖ Caractériser les matériaux employés lors de la litho stabilisation à savoir graveleux latéritique naturel et concassé granitique, puis le mélange graveleux latéritique naturel/concassé granitique ;
- ❖ Modéliser le comportement hypoélastique du mélange graveleux latéritique et concassé granitique.

### **Résultats attendus**

- ✚ Les notions essentielles de la chaussée et des matériaux routiers sont présentées ;
- ✚ Les caractéristiques physique et mécanique du graveleux latéritique et du concassé granitique sont déterminées ;
- ✚ Le comportement hypoélastique du mélange graveleux latéritique et concassé granitique est modélisé.

### **Méthodologie de travail**

Pour mener à bien cette étude, la procédure suivante a été adoptée :

- ✚ Une recherche documentaire des travaux antérieurs en rapport avec la technique de l'amélioration du graveleux latéritiques ;
- ✚ Un prélèvement des matériaux sur les sites d'emprunt (graveleux latéritiques et concassé granitique) qui seront soumis aux études de laboratoire ;
- ✚ Une caractérisation physico-mécanique du graveleux latéritique naturel ;
- ✚ Une caractérisation physico-mécanique du concassé granitique;
- ✚ Une détermination du pourcentage optimal d'amélioration au concassé de granitique permettant d'obtenir le matériau élaboré présentant de bonnes performances géotechniques ;
- ✚ Une détermination des propriétés mécaniques du nouveau matériau développé ;
- ✚ Une analyse et une interprétation des résultats obtenus après étude du comportement hypoélastique du nouveau matériau.

Le présent rapport est structuré en trois chapitres en plus de l'introduction et la conclusion. Le premier chapitre expose la revue de la littérature sur les matériaux ; le second chapitre retrace les matériel et méthodes utilisé lors de nos investigations et enfin le dernier chapitre présent les résultats et discussions.

## Chapitre 1 : REVUE DE LA LITTERATURE

### 1.1. Introduction

La route est une voie de communication (une voie terrestre) qui permet le développement des transports qui à leur tour favorisent la réduction des distances entre les lieux, entre les producteurs et les consommateurs (Anso MANE, 2007). Les latérites ou les sols latéritiques se présentent donc comme étant une grande famille de sols qui se forment dans les régions tropicales humides et qui résultent d'un processus d'altération particulier (Buchanan, 1807). Certaines classes de sols latéritiques sont utilisées en corps de chaussées (couches de base et couches de fondation), en appliquant des règles qui ont été définies par pays, à partir de règles générales d'aptitude des sols au compactage. Il sera question pour nous dans la suite de notre étude de nous pencher tout d'abord sur la définition et l'historique du terme ; nous parlerons tour à tour du mode de formation des latérites, de la structure moléculaire microscopique des latérites, nous évoquerons aussi le cas des latérites dans le domaine de la route en fin nous parlerons de l'utilisation des latérites dans la pratique de la technique de la litho-stabilisation. Nous détaillons également les différents modules de déformations utilisés dans la pratique en mettant l'accent sur le module de cisaillement du sol, dont la variation avec la déformation représente l'intérêt principal de ce travail. Il est communément accepté qu'un modèle hyperbolique permette de mieux décrire le comportement non linéaire du sol entre les faibles et les grandes déformations (Coquillay, 2005).

### 1.2. Généralité sur la chaussée

#### 1.2.1. Différentes couches d'une chaussée revêtue

Les chaussées sont des structures multicouches (Figure suivante) mises en œuvre sur un ensemble appelé plate-forme support de chaussée constituée du sol terrassé (dit sol support) surmonté généralement d'une couche de forme (LCPC-Setra, 1994).

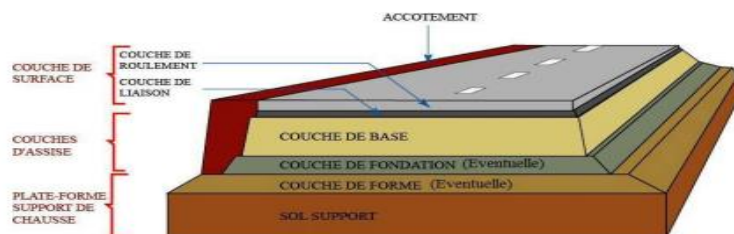


Figure 1.1 : Structure type d'une chaussée revêtue (Source : SAWADOGO, 2015)

⇒ **La plate-forme support** de chaussée est constituée du sol support (déblai ou remblai, sol en place ou rapporté) et d'une couche de forme éventuelle.

- ⇒ **Les couches d'assise** sont généralement constituées de deux couches : la couche de fondation et la couche de base.
- ⇒ **La couche de surface** est constituée de la couche de roulement, sur laquelle s'exercent directement les agressions conjuguées du trafic et du climat, et éventuellement d'une couche de liaison.

## **1.2.2. Problématique liée à la dégradation des chaussées**

### **1.2.2.1. Principales causes de dégradation des chaussées**

Les chaussées se dégradent essentiellement sous l'effet du trafic des poids lourds et des conditions climatiques. La précocité de l'apparition des désordres et la rapidité de cette évolution sont également liés à la nature et à l'épaisseur des couches utilisés ainsi que leurs conditions de fabrication et de mise en œuvre. Les principales causes des dégradations des chaussées ne se résument comme suit :

- ⇒ Le trafic ;
- ⇒ Les conditions climatiques ;
- ⇒ La qualité des matériaux ;
- ⇒ La mise en œuvre.

### **1.2.2.2. Le trafic**

L'usure de la couche de roulement est la conséquence directe des efforts de cisaillement qui se manifestent au contact des pneumatiques. Elle entraîne essentiellement des pertes de matériaux, le polissage des granulats, la diminution de la rugosité. Elle dépend du trafic et est également fonction de la croissance des véhicules et se trouve surtout aggravée par le trafic des poids lourds. La fatigue des couches inférieures au contraire résulte des efforts verticaux de transmission des charges à la couche de fondation. La répétition des contacts inter granulaires entraîne des effets d'attrition, la production de fines et l'augmentation de la plasticité.

### **1.2.2.3. Les conditions climatiques**

Le paramètre le plus nuisible pour le corps de chaussée est la présence de l'eau en permanence sur la chaussée. L'eau pénètre dans le corps de chaussée sous plusieurs formes. Il faut noter que si la teneur en eau d'un sol est trop élevée il peut provoquer des désordres importants en modifiant la portance ou en favorisant l'attrition de certains granulats comme les graveleux latéritiques. La température aussi joue un rôle dans la dégradation des chaussées. En effet si la température est trop élevée le bitume se fond peu à peu causant d'importants désordres.

#### **1.2.2.4. La qualité des matériaux**

Elle est d'une importance capitale car il est difficile de faire une route de qualité supérieure en utilisant des matériaux aux caractéristiques mécaniques médiocres. Les dégradations liées à la mauvaise qualité des matériaux peuvent être causées par :

- ✓ Une granulométrie incorrecte (ségrégation ou hétérogénéité granulométrique) ;
- ✓ Un défaut de portance (ICBR faible) ;
- ✓ Un pourcentage élevé de fines (tamisât à 80 µm) ;
- ✓ Une dureté des granulats insuffisante ;
- ✓ Des granulats sales (matières végétales) ;
- ✓ Un polissage rapide des granulats de fabrication défectueuse (spécialement pour les enrobés) ;
- ✓ Un malaxage insuffisant.

#### **1.2.2.5. La mise en œuvre**

Même si la qualité du liant et des granulats est excellente, le dimensionnement bien fait, une mauvaise réalisation au cours de la mise en œuvre, de la manutention ou lors du compactage pourra se traduire par un ouvrage fini d'une qualité médiocre. Ainsi, divers défauts de mise en œuvre peuvent conduire à des dégradations aux conséquences variées :

- ✓ Les défauts de compacité aux accotements : peuvent conduire à un affaissement sous la charge des poids lourds, ce phénomène résulte du fluage de la couche de base ;
- ✓ Les poches de points faibles en couche de base : favorisent l'apparition d'une cassure du revêtement plus rigide et une formation de nids de poule ou de flaches ;
- ✓ Le défaut de compacité sur l'assise et sur la plate-forme : la conséquence immédiate est l'existence de poches de points faibles conduisant à des orniérages ou pelades ;
- ✓ Un mauvais accrochage du revêtement sur la couche de base : peut donner lieu à un faïençage de la chaussée, à une pelade du revêtement ;
- ✓ Le compactage excessif des couches de chaussée : contribue souvent à la mise en place d'ornières ;
- ✓ Le défaut ou l'excès d'arrosage constitue un sérieux problème sur les chantiers routiers, l'utilisation d'une planche d'essai doit systématiquement se faire pour tout chantier routier afin d'estimer les bonnes quantités en fonction des conditions climatiques.

#### **1.2.3. Les types de dégradation**

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

:

- ✓ Les dégradations structurelles et ;

- ✓ Les dégradations superficielles.

### **1.2.3.1. Les dégradations structurelles**

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

### **1.2.3.2. Les dégradations non structurelles**

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

## **1.3. Généralités sur la grave latéritique et le concassé granitique**

### **1.3.1. Historique et définition de la latérite**

Le mot « latérite » a été pour la première fois suggéré par Buchanan (1807) pour désigner un matériau servant à la construction et exploité dans les régions montagneuses de Malabar (Inde). Buchanan le décrit comme suit : ce matériau présente l'aspect d'un dépôt ferruginisé, à morphologie vésiculaire. Il est apparemment non stratifié, et se situe en faible profondeur dans les sols. Lorsqu'il est frais il peut être découpé en blocs réguliers à l'aide d'un instrument tranchant. Exposé à l'air, il durcit rapidement et résiste remarquablement aux agents météorologiques. Dans les dialectes locaux ces formations sont dénommées « terre à briques ». Le nom « latérite » n'est donc que la traduction latine d'une terminologie vernaculaire. Il vient du mot latin « Later » qui signifie brique. Nous retiendrons en guise de définition du mot latérite celle proposé par le géologue schellmann car elle semble aujourd'hui faire l'unanimité. En effet, selon lui « Les latérites sont des produits d'intense altération météorique et sont constituées d'un assemblage minéral qui peut être fait de goethite, d'hématite, d'hydroxyde d'aluminium, de kaolinite et de quartz » (schellmann, 2003).

### **1.3.2. Processus de Latérisation**

Le phénomène de latérisation est un processus de formation des sols spécifiques aux régions tropicales chaudes et humides. Il s'agit d'une altération de la roche-mère dont la caractéristique essentielle réside dans la mise en solution puis le départ de la silice. Ce Phénomène de lessivage s'accompagne d'un enrichissement en fer et en alumine sous forme d'oxydes  $Fe_2O_3$  et  $Al_2O_3$ . Certains facteurs ont une influence prépondérante sur l'altération de roches et la formation des sols latéritiques qui en découlent, ce sont :

- ⇒ Le climat (pluviométrie, température, bilan hydrique) ;
- ⇒ La topographie (érosion et drainage) ;
- ⇒ La végétation (matière organique, bactéries, acides humiques) ;
- ⇒ La roche-mère ;
- ⇒ Le temps.

### **1.3.3. Utilisation de la latérite dans le domaine de la route**

Du point de vue de l'ingénieur routier on appellera grave latéritique les sols meubles formés en milieu tropical, composés d'une fraction granulaire de modules ferrugineux emballés dans une matrice fine limono-argileux. En géotechnique, le graveleux latéritique est un sol meuble de granulométrie 0/20 à 0/40 comportant 10 à 35% de fines passant au tamis de 80µm et un squelette de 20 à 60% de refus sur le tamis de 2mm. On considère ainsi qu'un sol latéritique contenant plus de 35% de passant à 80µm n'est plus un sol latéritique. Il entre alors dans les catégories des sols fins. (Bagarre E., Avril 1990)

### **1.3.4. Caractéristiques physiques des latéritiques utilisables dans le domaine de la route**

Les caractéristiques physiques des latéritiques dépendent de différents paramètres qui sont :

#### **⇒ La granularité :**

La granularité est une propriété très importante permettant d'identifier et de classer facilement les sols à partir d'essai d'identification effectué en laboratoire (Analyse granulométrique par tamisage et par sédimentométrie). La granulométrie des sols graveleux latéritique varie en fonction des procédés de manipulation (méthodes de prétraitement et d'essai). Des diverses études faites par REMILLON et SHOFIELD, il apparaît que la courbe granulométrique obtenue dans une analyse granulométrique sur un même matériau varie.

#### **⇒ Les Limites d'Atterberg :**

Les limites d'Atterberg correspondent aux changements de consistance (état de la matière) du sol en présence d'eau ; deux limites caractéristiques sont déterminées expérimentalement :

- Limite de liquidité WL : elle définit la teneur en eau qui correspond au passage de l'état liquide à l'état plastique ;
- Limite de plasticité WP : elle définit la teneur en eau qui correspond au passage de l'état plastique à l'état solide.

La connaissance de ces deux valeurs permet de déterminer l'indice de plasticité (IP) qui se calcul en faisant la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité.

### 1.3.5. Caractéristiques mécaniques des latéritiques utilisables dans le domaine de la route

#### ⇒ **Compactage**

Les caractéristiques de compactage des graveleux latéritiques sont la densité sèche optimale  $\gamma_{optd}$  et la teneur en eau optimale  $w_{opt}$  déterminés classiquement par l'essai Proctor modifié. Les caractéristiques de compactage des sols latéritiques varient suivant le mode de prétraitement.

#### ⇒ **Portance**

La portance et la stabilité des graveleux latéritiques dépendent de :

- La granulométrie ;
- La plasticité ;
- La fragilité des nodules (évolution au compactage) ;
- La nature minéralogique des particules fines.

### 1.3.6. Critères d'acceptabilité des graves latéritiques naturels dans les couches de chaussées

#### ⇒ **Couche de fondation**

Les graves latéritiques utilisables en couche de fondation doivent avoir les caractéristiques suivantes (CEBTP, 1984) :

- La valeur de l'indice portant CBR pour densité sèche correspondant à 95% de l'OPM doit être au moins de 30. Une valeur de 25 est admissible au trafic T1 et une valeur de 35 est exigée à la classe de trafic T4 et T5 ;
- La dimension maximale des grains doit être inférieure à 60 mm ;
- La densité sèche maximale requis sera de 1,8 à 2 tonnes /m<sup>3</sup> selon l'importance du trafic ;
- Les tolérances de pourcentages de fine et d'indice de plasticité varient suivant l'importance du trafic comme le montre le tableau 1.2 ci-dessous.

**Tableau 1.1** : Tolérance de pourcentage de fines et de plasticité pour un matériau de couche de fondation suivant le trafic

Classe de trafic	T1-T2	T3-T4	T5
Maximum de passant au 80 $\mu$ m	35	30	30
Indice de plasticité maximale	30	20	20

**Source** : CEBTP, 1984

- La courbe granulométrique du matériau doit rester à l'intérieur du fuseau ;

#### ⇒ **Couche de base**

Une exigence plus sévère que pour la couche de fondation ne fait retenir pour la couche de base, que de meilleurs matériaux de gisement de latérite. Leurs caractéristiques géotechniques doivent répondre aux spécifications suivantes (CEBTP, 1984) :

- La valeur de l'indice portant CBR pour une densité sèche correspondant à 95% de l'optimum Proctor modifié doit être au moins de 80. Un indice CBR de 60 peut être admis pour le trafic T1 ;
- Le pourcentage des fines restera inférieur à 20% et l'indice de plasticité à 15 ;
- L'augmentation des pourcentages des fines après compactage (à l'essai Proctor) devra rester inférieure à 8 % ;
- Le gonflement mesuré lors de l'essai CBR devra rester inférieur à 1% ;
- La densité sèche à l'OPM devra être au moins de 2 ;
- La courbe granulométrique du matériau doit s'inscrire à l'intérieur du fuseau représenté à la figure 2.3 ci-dessous.

### **1.3.7. Classification géotechnique des sols**

La classification géotechnique permet de regrouper des sols en famille à caractéristiques géotechniques voisines ayant un comportement similaire en réaction aux sollicitations extérieures. Les paramètres permettant de faire une classification géotechnique des graves latéritiques sont :

- La granulométrie, notamment le pourcentage de passant au tamis 0,08 mm ;
- Les limites d'Atterberg ;
- La capacité portante (CBR) ;
- Les caractéristiques de compactage (essai Proctor)

Les systèmes de classification les plus connus sont : la classification USCS, la classification LCPC, la classification ORSTOM, la classification HRB.

### **1.3.8. Le granite concasse**

#### **1.3.8.1. Définition**

Le granite est une roche plutonique magmatique à texture grenue dure et résistante. La norme française définit le granite comme étant un ensemble de grains minéraux de dimensions comprise entre 0 mm et 80 mm. Les granites sont exploités en carrière dans le cadre de la construction routière sur la réalisation des revêtements superficiels (bicouche ou tricouche) et pour la fabrication des bétons d'ouvrages d'art.

#### **1.3.8.2. Les types de granite**

- Les granites calco-alcalins : ils sont d'origines mixtes et sont présents dans la croûte continentale. Ils ont la particularité d'être grenus ;

- Les granites tholéitiques : ils résultent d'une différenciation poussée d'un magma à l'origine basaltique et sont associés à la croûte océanique ;
- Les granites alcalins : ils sont composés de feldspaths alcalins et ont une couleur pâle ;
- Les leucogranites : ils sont relativement riches en alumine et sont caractérisés par la présence de muscovite (mica blanc) ;
- Granite d'atanexie : ils ont souvent des hétérogénéités et sont issus de la fusion de la croûte continentale.

### **1.3.9. La technique de la litho-stabilisation**

#### **1.3.9.1. Définition**

La litho-stabilisation consiste à améliorer la portance ou la résistance des graves latéritiques utilisés en couche de fondation par ajout d'une quantité de concassé déterminée ultérieurement (Nassir, 2015).

#### **1.3.9.2. Historique**

La technique de litho-stabilisation a fait pour la première fois l'objet d'études au Laboratoire National de Bâtiments et de Travaux publics à l'occasion de l'étude géotechnique du projet d'aménagement de la route Ouagadougou/Yako (selon le livre les matériaux utilisés en construction routière en Haute Volta- un matériau non conventionnel le lithostab de Pierre LOMPO, Paris 1980).

Les essais avaient été réalisés sur un graveleux latéritique présentant les caractéristiques suivantes :

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

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

Cependant cette étude n'a pas connu de suite immédiatement. C'est lors de l'appel d'offres pour l'exécution des travaux d'aménagement de la route Ouagadougou/Koudougou que l'entreprise « BOURDIN ET CHAUSSEE » adjudicataire par la suite du marché, a proposé une variante dans la réalisation de la couche de base, en graveleux latéritique amélioré au concassé de granite 12/40 en lieu et place des graveleux amélioré au ciment proposé initialement dans le dossier d'appel d'offre. Deux facteurs ont été à la base du choix de cette granularité de concassé :

- Le souci d'améliorer le graveleux latéritique ;

- Le souci de rester dans les limites du coût qu'aurait entraîné la solution amélioration au ciment.

### **1.3.9.3. Les techniques de mise en œuvre de la litho stabilisation**

La méthode de mise en œuvre adoptée est la suivante :

- Approvisionnement et épandage du graveleux latéritique à l'état naturel ; réglage sans compactage ;
- Humidification partielle du graveleux répandu par passage d'une citerne à eau munie d'une rampe de distribution ;
- Approvisionnement et épandage du concassé sur le graveleux précédemment répandu à l'état naturel ;
- Scarification de l'ensemble graveleux naturel et concassé, humidification et épandage du cordon par une recycleuse ;
- Compactage réalisé en grande partie au compacteur à pneu et parachevé au compacteur vibrant.

### **1.3.10. Utilisation des graves latéritiques dans la pratique de la technique de la litho-stabilisation**

#### **1.3.10.1. Critère de choix des matériaux**

##### ⇒ **Graveleux latéritique naturel**

Les graveleux latéritique stabilisés aux concassés doivent en général être conformes aux spécifications suivantes telle que préconisées par le HBR (CEBTP 1972) :

- **Granulométrie**

% passant au tamis de 5 mm .....	<b>50</b>
Dimension maximale des grains.....	<b>≥ 75 mm</b>
% passant au tamis de 0,5 mm .....	<b>≥ 15</b>
% passant au tamis de 0,08 mm .....	<b>≤ 50</b>
% d'argile inférieure à 2µm .....	<b>≤ 30</b>
Coefficient d'uniformité D60/D10.....	<b>≥ 5</b>

- **Plasticité**

Limite de liquidité .....	<b>≤ 40</b>
Indice de plasticité .....	<b>≤ 20 (de préférence 15)</b>

##### ⇒ **Concassées de granites**

D'une manière générale on peut utiliser n'importe quelle classe granulaire de concassés de granites, dosé à différent pourcentage de manière à se conformé aux spécificités courantes. Les

conçassés agissent mécaniquement sur le graveleux latéritique en ce sens qu'ils produisent des modifications progressives des propriétés physico-mécaniques du mélange. Le pourcentage et la classe granulaire de concassée de granite à retenir seront ceux pour lesquels on aura un gain considérable de CBR et une meilleure densité sèche.

### 1.3.10.2. Etude du mélange

Une étude au laboratoire des graves latéritiques amélioré aux concassé doit nous permettre de :

- Savoir si le matériau proposé convient à une amélioration aux concassés ;
- Choisir la classe granulaire de concassés de granite à retenir compte tenue du gain en portance souhaité ;
- Déterminer le pourcentage de concassés nécessaire pour réaliser un mélange suffisamment stable compte tenu du trafic et des conditions climatologiques ;
- Connaître la teneur en eau à laquelle le compactage in situ doit se faire pour aboutir à une compacité satisfaisante du mélange ;
- Fixer l'épaisseur du mélange enfin de réduire au minimum les risques de fissuration, compte tenu du trafic, de la déformabilité de l'assise puis de la résistance à la traction et du module élastique du mélange utilisé.

### 1.3.10.3. Critère d'acceptabilité

Les critères généralement retenus sur les graves latéritiques améliorés au concassée varient en fonction de leur utilisation pour telle ou telle couches de chaussée donnée. Le centre expérimental de recherche et d'étude des travaux publics (CEBTP ,1984) recommande à cet effet les spécifications suivantes :

#### ❖ Couche de fondation

Pour une couche de fondation en grave latéritique naturel, l'amélioration au concassée se fera pour des matériaux dont le CBR est faible ou alors lorsque l'on souhaite atténuer l'écart de module avec la couche de base rigidifiée. Pour que le résultat soit acceptable, les graves latéritiques naturels devront avoir les caractéristiques suivantes :

Passants à 80µm.....	≤ 35%
Indice de plasticité .....	≤ 30%

Les indices portants CBR du matériau traité pour des densités sèches comprises entre 95% et 98% de l'optimum Proctor modifié, après 4 jours d'immersion dans l'eau doivent être comprises entre 65 et 104.

#### ❖ Couches de bases

Les graves latéritiques qu'on envisage placer en couche de base après une stabilisation préalable au concassée doivent avoir au préalable des caractéristiques suffisantes pour que les performances que l'on attend du mélange ne soient pas obtenues à un prix trop élevé de pourcentage de concassée.

Ces graves latéritiques doivent avoir un  $CBR \geq 50$ . Les critères habituellement retenus pour les mélanges sont :

Pourcentage de passant à 80 $\mu$ m.....	$\leq 25\%$
Indice de plasticité .....	$\leq 20\%$

Le matériau amélioré sera considéré comme satisfaisant si les valeurs de CBR à 95% et 98% de l'OPM après 4 jours d'immersion, sont comprises entre 65 et 104.

#### **1.4. Généralité sur la modélisation du comportement non-linéaire des sols et des roches**

##### **1.4.1. Modules et déformations associées**

Le terme « module », utilisé au cours de ce mémoire, fait référence au module de cisaillement sécant, plus adapté à décrire le comportement du sol pour des différents essais (Benz, 2007). On désignera par « module maximal » ou « module à très faibles déformations » le module de cisaillement obtenu à partir de la vitesse des ondes de surface. Et « module initial », le module obtenu au début de la courbe contraintes-déformations à partir d'un essai quelconque.

Au cours de ce mémoire, les termes usuels employés pour décrire les différentes plages de déformations sont les suivants :

- ⇒ « Très faibles/petites déformations ». Il s'agit de déformations relatives inférieures à  $10^{-6}$ . Si on considère le fait que dans les sols il n'y a pas réellement d'élasticité linéaire (Combarieu, 2006), le domaine des très faibles déformations est très difficile à déterminer. Bien que certaines hypothèses soient avancées (Richart et al., 1977 ; Vucetic, 1994 ; Chandra et al., 2015) il n'a fait l'objet d'aucune définition unanime.
- ⇒ « Petites à moyennes déformations », soit essentiellement entre  $10^{-6}$  et  $10^{-4}$ . L'essai à la colonne résonante est majoritairement utilisé pour cette plage de déformations (Stokoe et al. 1999 ; Darendeli, 2001 ; El Mohtar et al. 2013).
- ⇒ « Moyennes à grandes déformations », considérées entre  $10^{-4}$  et  $10^{-2}$ . L'échantillon de sol ayant passé le seuil de  $10^{-4}$  est sujet de changements irréversibles (Vucetic, 1994 ; Santos et Gomes Correia, 2000). En général l'essai triaxial cyclique en mesures globales est utilisé pour obtenir cette plage de déformations (Ishihara, 1996 ; Kramer, 1996). Mais les essais in situ de déchargement-rechargement (de type pressiomètre

avec cycle par exemple) et les essais classiques de laboratoire équipés en mesures locales peuvent également répondre à la demande (Nguyen Pham, 2008).

- ⇒ « Grandes déformations et rupture », sont supérieures à  $10^{-2}$ . Le domaine des grandes déformations est souvent associé aux essais classiques de laboratoire avec capteurs globaux et aux essais in situ en général. Bien que certains auteurs (Atkinson, 2000) proposent d'arrêter à  $10^{-3}$  la limite en petites déformations des essais classiques de laboratoire, il faut rappeler que les essais classiques sont sujets à des incertitudes car ils sont sensibles aux erreurs de manipulation et qu'une déformation supérieure à 1% semble plus adaptée pour le calcul des modules (Mestat et Reiffsteck, 2002).

### **1.4.2. Modules utilisés dans la pratique courante géotechnique**

Les modules utilisés dans la pratique courante géotechnique sont déterminés surtout à partir de démarches empiriques. Cela est dû à la difficulté de pouvoir conserver le sol dans son état initial pour les essais de laboratoire, d'un côté, et de l'autre, les essais in situ ne permettent pas de déterminer les caractéristiques dans le sol sans l'endommager et provoquer une déformation non négligeable (Nguyen Pham, 2008). La mise en place d'une corrélation empirique est donc nécessaire pour obtenir les caractéristiques mécaniques du sol testé.

#### **1.4.2.1. Le module d'Young, $E$**

La notion du module d'Young, telle que décrite dans la théorie d'élasticité, ne peut pas s'appliquer directement aux essais servant à décrire la déformabilité du sol. Cependant, dans la pratique, ce module est souvent utilisé, en analogie avec la résistance des matériaux, suivi par un indice qui donne l'essai qui a permis de le déterminer ou son utilité en termes de calcul. Des exemples sont présentés dans la liste suivante :

- ⇒  $E_M$  : module pressiométrique Ménard qui permet de calculer d'autres modules dans le cas du tassement d'une fondation superficielle : le module pressiométrique Ménard équivaut à la zone dite d'influence sphérique,  $E_C$  ; le module pressiométrique Ménard équivalent correspondant à la zone dite d'influence déviatorique,  $E_d$  (Norme NF P 94-261), ou encore  $E_m$ , identifié comme le module pressiométrique moyen de la couche molle.
- ⇒  $E_{oedo}$  : module unidimensionnel de type œdométrique calculé entre deux points de la courbe de compressibilité obtenue par l'essai à l'odomètre. Cependant ce module n'est pas un module unique mais un module tangent calculé dans tout intervalle de contraintes  $\sigma'_{vb}$  et  $\sigma'_{va}$  (où  $\sigma'_{vb} > \sigma'_{va}$ ) (XP P 94-090-1).

$$E_{oedo}(\sigma'_{va}, \sigma'_{vb}) = \frac{\sigma'_{vb} - \sigma'_{va}}{(H_a - H_a)} H_i \quad [1.1]$$

Dans le cas par exemple d'un calcul de tassement, le module œdométrique dépend du choix de l'intervalle de contrainte de position a et b pris sur la courbe de compression et n'est pas valable pour les calculs de tassement que dans cet intervalle des contraintes. Souvent ce module est aussi identifié sous « M ». Dans le cas de surfaces chargées de grandes dimensions, comme les radiers où la pression de préconsolidation peut être dépassée, un module de type œdométrique sécant peut être défini à partir de la relation [3.14] (Norme NF P 94-261) :

$$E_{oedo} = M = \frac{E_M}{\alpha} \quad [1.2]$$

Où  $\alpha$  est le coefficient rhéologique du sol.

Ce module peut être aussi relié à la vitesse de propagation des ondes de compression,  $V_p$ , par l'équation [4.2] (Stokoe et Santamarina, 2000) :

$$E_{oedo} = \rho V_p^2 \quad [1.3]$$

Et au module d'Young par l'équation [1.3] :

$$E_{oedo} = \frac{(1 - \nu)E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad [1.4]$$

⇒  $E_{max}$  – module d'Young à très faibles déformations (appelé aussi  $E_{dyn}$  – module dynamique). Des corrélations empiriques relient ce module au module pressiométrique standard ou de rechargement.

⇒ Nous pouvons citer le module E50, identifié comme le module d'Young sécant à 50% du pic de résistance au cisaillement d'une éprouvette soumise à l'essai triaxial (Schanz et al. 1999). La déduction de ce terme permet à son tour d'établir des liens avec d'autres grandeurs utilisées dans ce code de calcul comme le module œdométrique,  $E_{oedo}$ , et le module d'Young de déchargement-rechargement,  $E_{ur}$ , qui permet de résoudre des questions simples de la dynamique des sols. En général les relations sont définies par les équations [1.5] et [1.6], mais qui peuvent varier avec l'ajout de coefficients empiriques en fonction du type du sol :

$$E_{50} = E_{oedo} \quad [1.5]$$

$$E_{ur} = 3E_{50} \quad [1.6]$$

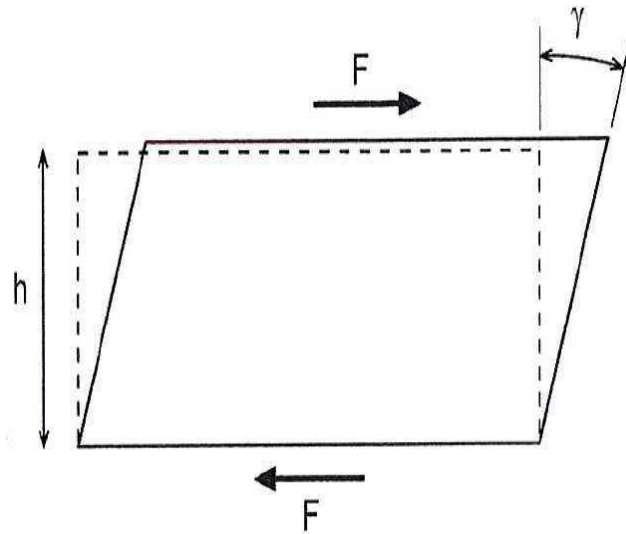
#### **1.4.2.2. Le module de cisaillement, G**

Le module de cisaillement, G, est relié au module d'Young, selon la loi de Hooke, par la relation suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad [1.7]$$

Le module de cisaillement  $G$ , qui découle de l'essai de cisaillement simple (figure ci-dessous) où  $F$  est la force et  $S$  la surface est défini dans ce cas par l'expression suivante :

$$G = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{F/S}{\gamma} \quad [1.8]$$



**Figure 1.2 :** Distorsion dans l'essai de cisaillement simple (Source : Combarieu, 2006)

### 1.4.3. Formulation de la non-linéarité

D'une manière générale, les caractéristiques de la non-linéarité peuvent être schématisées sur un diagramme en contrainte-déformation. On distingue généralement deux catégories de non-linéarités, l'une géométrique, et l'autre de comportement. Seul le deuxième aspect sera abordé dans cette étude.

La figure 4.1 décrit le schéma de résolution d'un problème de mécanique, utilisant le formalisme des éléments finis. Elle montre les relations entre les variables (forces, déplacements, contraintes et déformations) d'un problème de mécanique des solides. La relation entre efforts et déplacements peut se mettre sous la forme matricielle incrémentale :

$$[K_t]\{du\} = \{dF\} \quad [1.9]$$

Où  $[K_t]$  est une matrice de rigidité traduisant les propriétés du matériau à l'instant  $t$  (temps) ;

$\{du\}$  : L'incrément de déplacement et

$\{dF\}$  : L'incrément de force.

Pour un matériau linéaire, on peut écrire :

$$[\mathbf{K}_t] = [\mathbf{K}_i] \quad [1.10]$$

Où  $[\mathbf{K}_i]$  est la matrice de rigidité initiale. Dans ce cas  $[\mathbf{K}_t]$  reste constante à chaque étape de chargement.

La relation incrément entre la contrainte  $\{d\sigma\}$  et la déformation  $\{d\varepsilon\}$  est :

$$\{d\sigma\} = [\mathbf{C}_t]\{d\varepsilon\} \quad [1.11]$$

Où  $[\mathbf{C}_t]$  représente le tenseur à l'instant  $t$ , de comportement (contrainte-déformation) du matériau.

Dans le cas de calculs par éléments finis, les matrices  $[\mathbf{K}_t]$  et  $[\mathbf{C}_t]$  sont liées par relation :

$$[\mathbf{K}_t] = \iiint [\mathbf{B}^T][\mathbf{C}_t][\mathbf{B}] dv \quad [1.12]$$

Où  $[\mathbf{B}]$  représente la matrice de transformation déformation-déplacement, et  $v$  le volume élémentaire de matériau considéré.

#### **1.4.4. Formulation des lois de comportement élastiques linéaires**

La théorie de l'élasticité linéaire isotrope a été décrite par Hooke (1676), Young (1807), Cauchy (1822) et Timoshenko (1934). On peut définir un matériau élastique comme un matériau pour lequel la courbe contrainte-déformation est unique, et qui n'occasionne pas de dissipation d'énergie lors d'un cycle fermé de chargement-déchargement (Lemaitre et Chaboche, 1988). Pour un matériau élastique, l'état de contrainte ne dépend que de l'état de déformation (et vice versa). Un matériau élastique peut être défini à partir de la relation suivante :

$$\sigma_{ij} = F_{ij}\varepsilon_{kl} \quad [1.13]$$

Où  $F_{ij}$  est la fonction de réponse élastique. Ce matériau élastique est appelé matériau élastique de Cauchy (Eringen, 1962 ; Malvern, 1969).

La relation contrainte-déformation pour un matériau élastique isotrope de Cauchy se met sous la forme générale suivante :

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl}\varepsilon_{kl} + \sigma_{ij}^0 \quad [1.14]$$

Où  $\sigma_{ij}$  représente le tenseur des contraintes initiales correspondant un état initial de déformation nulle, et  $C_{ijkl}$  le tenseur décrivant le comportement physique du matériau. Si on suppose que l'état initial de contrainte est  $\sigma_{ij}^0 = \mathbf{0}$ , l'équation [1.14] devient alors :

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl}\varepsilon_{kl} \quad [1.15]$$

L'équation ci-dessus correspond à la relation générale de Hooke dans laquelle  $\sigma_{ij}$  et  $\varepsilon_{kl}$  sont des tenseurs du 2<sup>em</sup> ordre et  $C_{ijkl}$  est un tenseur du 4<sup>em</sup> ordre. Pour le matériau élastique linéaire isotrope, le tenseur  $C_{ijkl}$  prend la forme générale :

$$C_{ijkl} = \lambda \delta_{ij} \delta_{kl} + \mu (\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk}) \quad [1.16]$$

En remplaçant l'équation [4.14] dans [4.15], l'équation [4.16] donne finalement :

$$\sigma_{ij} = \lambda \delta_{ij} \varepsilon_{kk} + 2\mu \varepsilon_{ij} \quad [1.16. a]$$

C'est la loi de Hooke

Où  $\lambda$  est le module de déformation volumétrique

$\mu$  est le module de cisaillement

Avec :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{\lambda \delta_{ij}}{2\mu(3\lambda + 2\mu)} \sigma_{kk} + \frac{1}{2\mu} \sigma_{ij} \quad [1.16. b]$$

Le comportement est entièrement caractérisé à partir de deux constantes indépendantes,  $\lambda$  et  $\mu$ , appelées constantes de Lamé.

Pour exprimer plus simplement cette loi en souplesse, on utilise un autre couple de coefficients  $(E, \nu)$ . Les équations [2.16. a] et [2.16. b] deviennent :

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{(1 + \nu)} \varepsilon_{ij} + \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad [1.17. a]$$

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1 + \nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad [1.17. b]$$

Où :

$E$  est le module d'élasticité longitudinale ou module de Young ;

$\nu$  est le coefficient de Poisson.

Avec :

$$\frac{1}{E} = \frac{\lambda + \mu}{\mu(3\lambda + 2\mu)} \quad [1.17. c]$$

$$\nu = \frac{\lambda}{2(\lambda + \mu)} \quad [1.17. d]$$

#### 1.4.5. Formulation des lois de comportement élastiques non-linéaires

Il existe deux types de formulation des lois de comportement élastiques non-linéaires :

⇒ Formulation hyperélastique et

⇒ Formulation hypoélastique.

#### **1.4.5.1. Formulation de type hyperélastique**

Le comportement d'un matériau est dit hyperélastique lorsqu'il présente une réponse élastique instantanée aux grandes déformations. Un modèle de comportement doit a priori satisfaire aux lois de la thermodynamique et par conséquent être de type hyperélastique (type Green). Dans ce cas, le modèle est caractérisé à partir des données de l'énergie potentielle, ou de l'énergie complémentaire. Les modèles hyperélastiques constituent la première catégorie de lois élastiques non linéaires. Ce sont des modèles pour lesquels la dissipation intrinsèque est toujours identiquement nulle. La relation de comportement se met sous la forme :

$$\sigma_{ij} = \frac{\partial w(\varepsilon_{kl})}{\partial \varepsilon_{ij}} \quad [1.18]$$

Où  $w$  est l'énergie libre du matériau.

Les modèles hyperélastiques permettent certes, de modéliser le comportement non-linéaire des sols mais d'après plusieurs auteurs tels que Duncan et al. (1980) et Sophie Coquillay (2005), les modèles hypoélastiques expriment mieux la réalité des comportements non linéaires des sols. En effet, ils tiennent compte du chemin de chargement et permettent d'exprimer les contraintes en fonction des déformations et des contraintes elles-mêmes.

#### **1.4.5.2. Formulation de type hypoélastique**

Cette formulation est utilisée pour décrire mathématiquement le comportement des matériaux, dans le cas où l'état de contrainte dépend de l'état actuel de déformation et du chemin de chargement. Si le temps n'intervient pas de manière explicite dans le comportement, ces modèles peuvent, dans leur formulation la plus générale, être décrits à partir d'une expression générale de type :

$$F(\sigma_{ij}, \dot{\sigma}_{pq}, \varepsilon_{mn}, \dot{\varepsilon}_{rs}) = 0 \quad [1.19]$$

Où  $\dot{\sigma}_{pq}$  et  $\dot{\varepsilon}_{rs}$  sont les tenseurs incrémentaux de contrainte de déformation, respectivement, et  $F$  est une fonction tensorielle.

Les modèles de type hypoélastique peuvent être utilisés pour décrire les relations incrémentales de comportement élastique non-linéaire isotrope (Malvem, 1969 ; et Truesdell, 1955 et 1966). La notion d'hypoélasticité, introduite par Truesdell (1955), consiste à faire l'hypothèse que le taux d'accroissement de contrainte, dépend non seulement de l'incrément de déformation, mais aussi de la contrainte elle-même. Les équations de comportement s'expriment alors sous une des deux formes suivantes :

$$\dot{\sigma}_{ij} = C_{ijkl}(\sigma_{mn})\dot{\varepsilon}_{kl} \quad \text{et} \quad \dot{\sigma}_{ij} = C_{ijkl}(\varepsilon_{mn})\dot{\varepsilon}_{kl} \quad [1.19. a]$$

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = D_{ijkl}(\sigma_{mn})\dot{\sigma}_{kl} \quad \text{et} \quad \dot{\sigma}_{ij} = D_{ijkl}(\varepsilon_{mn})\dot{\varepsilon}_{kl} \quad [1.19. b]$$

Où  $C_{ijkl}$  et  $D_{ijkl}$  sont souvent appelées matrices de rigidité tangentielle.

Le comportement d'un matériau hypoélastique dépend généralement du chemin de chargement. Bon nombre de modèles basés sur des relations incrémentales ont été établis pour modéliser le comportement non-linéaire des sols, des roches et des bétons. Ces modèles ont été développés en se basant sur deux types hypoélastiques :

- ⇒ La première est la plus courante qui consiste à déduire les relations de comportement du modèle élastique linéaire en introduisant une dépendance des modules élastiques sécants vis-à-vis des invariants de contrainte ou de déformation ;
- ⇒ La deuxième approche (Desai et Siriwardane, 1984) est basée sur une représentation linéaire élastique par morceau (modèle quasi-linéaire).

Le tableau 1.2 rassemble les caractéristiques des modèles hypoélastiques les plus courants.

**Tableau 1.2 : Modèles hypoélastiques**

<i>Modèles</i>	<i>Modules hypoélastiques</i>	<i>Paramètres du modèle</i>
Ramberg et Osgood (1943)	$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + K_1 \left(\frac{\sigma}{E}\right)^n$	E, K <sub>1</sub> et n
Rivlin et Erickseen (1955)	$\begin{aligned} \dot{\sigma}_{ij} = & \alpha_0 \delta_{ij} + \alpha_1 \dot{\varepsilon}_{ij} + \alpha_2 \dot{\varepsilon}_{ik} \dot{\varepsilon}_{kj} + \alpha_3 \sigma_{ij} + \alpha_4 \sigma_{ik} \sigma_{kj} \\ & + \alpha_5 (\dot{\varepsilon}_{ik} \sigma_{kj} + \sigma_{ik} \dot{\varepsilon}_{kj}) + \alpha_6 (\dot{\varepsilon}_{ik} \dot{\varepsilon}_{km} \sigma_{mj} + \sigma_{ik} \dot{\varepsilon}_{km} \dot{\varepsilon}_{mj}) \\ & + \alpha_7 (\dot{\varepsilon}_{ik} \sigma_{km} \sigma_{mj} + \sigma_{ik} \sigma_{km} \dot{\varepsilon}_{mj}) \\ & + \alpha_8 (\dot{\varepsilon}_{ik} \dot{\varepsilon}_{km} \sigma_{mm} \sigma_{nj} + \sigma_{ik} \sigma_{km} \dot{\varepsilon}_{mm} \dot{\varepsilon}_{nj}) \end{aligned}$	$\alpha_0, \alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4,$ $\alpha_5, \alpha_6, \alpha_7$ et $\alpha_8$
Hansen (1963)	$\sigma = \left(\frac{\varepsilon}{a + \varepsilon b}\right)^{\frac{1}{2}}$	a et b

**Source :** Yu-Lin LEE, 1994

**Tableau 1.2 :** Modèles hypoélastiques (suite)

<i>Modèles</i>	<i>Modules hypoélastiques</i>	<i>Paramètres du modèle</i>
Kondner (1963)	$\sigma = \frac{\varepsilon}{a + \varepsilon b}$	a et b
Janbu (1963)	$E_i = K_h p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n$	$K_h$ et n
Richardson et Whitman (1963) (D'après Ramberg et Osgood, 1943)      Et	K = Constante	K, $\alpha$ , $G_{\max}$ et R
	$G = \frac{G_{\max}}{1 + \alpha \left(\frac{\tau}{G_{\max} \gamma}\right)^{R-1}}$	
Holubec (1968)	Isotrope: $\varepsilon_1^e = a(p)^{\frac{1}{2}}$  Anisotrope: $\varepsilon_1^e = c(p)^{\frac{2}{3}}$	a et c

**Source :** Yu-Lin LEE, 1994

**Tableau 1.2 :** Modèles hypoélastiques (suite et fin)

<i>Modèles</i>	<i>Modules hypoélastiques</i>	<i>Paramètres du modèle</i>
Hardin et Dmevich (1972)	$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{max}} + \frac{\gamma}{\tau_{max}}}$ $G = \frac{G_{max}}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right) \left[1 + a \exp\left(\frac{-b\gamma}{\gamma_r}\right)\right]}$ $G_{max} = 1230(OCR)^k \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} \sqrt{\sigma_0}$	<p>a, b, <math>\gamma_r</math>, <math>\tau_{max}</math> et <math>G_{max}</math></p> <p>Ou</p> <p>OCR, k et e</p> <p>NB : <math>\sigma_0 = \sigma_0 = p</math> (Contrainte moyenne)</p>
Hardin et Black (1969) Kupfer et Gerstle (1973)	$G_t = \frac{G_0 \left[1 - a \left(\frac{\tau_{oct}}{f'_c}\right)^m\right]^2}{1 + (m - 1)a \left(\frac{\tau_{oct}}{f'_c}\right)^m}$ $K_t = \frac{\frac{K_0}{G_0} G_t}{\exp\{-(c\gamma_{oct})^p\} [1 - p(c\gamma_{oct})^p]}$	<p><math>G_0, K_0, a, m, c</math> et <math>p</math></p>

**Source :** Yu-Lin LEE, 1994

### 1.4.5.3. Formulation de modèles hyperboliques

Il existe deux familles de modèles hypoélastiques qui sont souvent utilisées dans le cadre de la mécanique des sols et des roches :

- ⇒ Les modèles hyperboliques (Duncan et al., 1970, 1972, 1978 et 1980 ; Kondner, 1963 ; Kulhawy et al., 1969 ; Wong et Duncan 1974 ; Domaschuk et Wade, 1969 ; Hardin et Dervich, 1972 ; Domaschuk et VaUiappan, 1975 ; Yogendrakumar et al. 1992, etc.) ;
- ⇒ Et les modèles des modules variables (Nelson, 1970 ; Baron et al. 1971 ; Nelson et Baron, 1971 ; Naylor, 1975 ; etc.).

Par ailleurs pour l'analyse du comportement non-linéaire des sols, certains modèles sont mathématiquement basés sur une représentation de la relation contrainte-déformation à partir d'une courbe hyperbolique ou parabolique (Kondner, 1963 ; Hansen, 1963). Dans cette étude, deux modèles hyperboliques seront examinés :

- ⇒ Le modèle de Duncan et Chang (1970), basé sur une formulation utilisant le module d'Young tangent  $E_t$  et le coefficient de Poisson tangent  $\nu_t$  ;
- ⇒ Et le modèle modifié de Hardin et Dmevich (1972), utilisant le module de cisaillement tangent  $G_t$  et le module volumique tangent  $K_t$ .

#### ⇒ **Modèle de Duncan et Chang (1970)**

En 1963 Kondner a proposé, à partir des résultats d'essais à l'appareil triaxial, la relation hyperbolique représentée dans la figure 1.5(a), pour décrire le comportement des sols. Cette loi s'exprime sous la forme suivante :

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon_a}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad [1.20]$$

Avec :

$E_i$  est le module d'Young tangent initial,  $\varepsilon_a$  la déformation axiale et  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  est la valeur asymptotique de contrainte déviatorique  $(\sigma_1 - \sigma_3)$ .

La figure 4.1(b) décrit la méthode de détermination de ces deux paramètres à partir de l'essai triaxial. Par la suite, Duncan et Chang (1970) ont complété cette loi hyperbolique en y introduisant le module tangent initial proposé par Janbu (1963) :

$$E_i = K_h p_a \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad [1.21]$$

Où  $K_h$  et  $n$  sont des paramètres obtenus à partir des résultats d'essai, et  $p_a$  la pression atmosphérique. Ces paramètres peuvent être déterminés à l'aide de la méthode décrite sur la

figure 1.3. Il faut noter que, Duncan et Chang (1970) ont proposé une expression du module tangent liée aux caractéristiques du critère de Mohr-Coulomb :

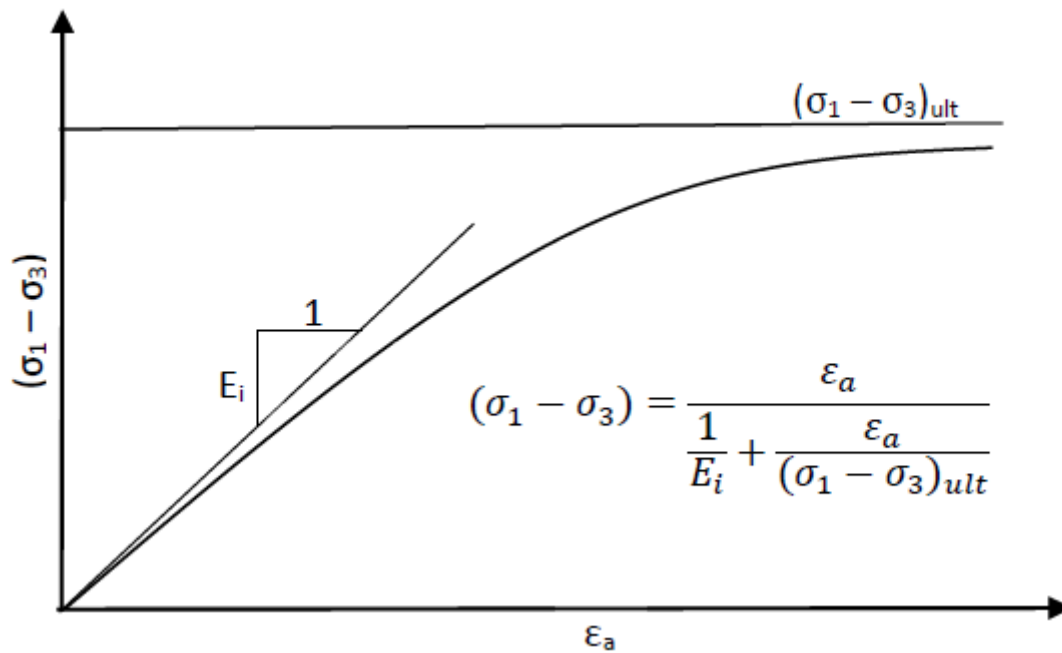


Figure 1.3 : Représentation de la loi hyperbolique (Source : Duncan et Chang, 1970)

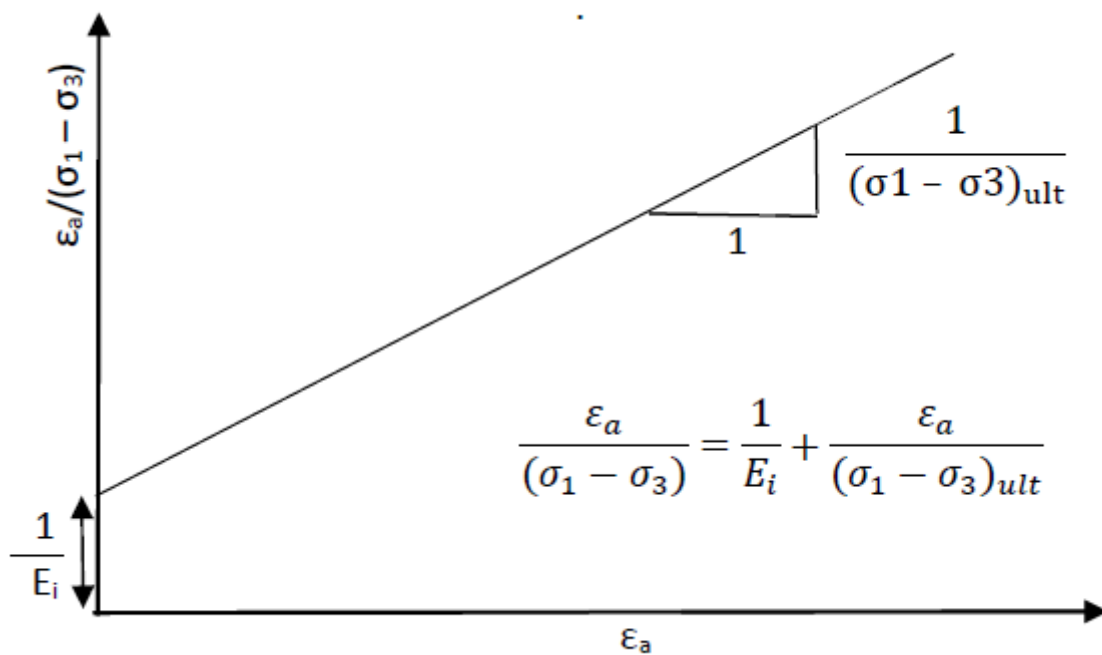
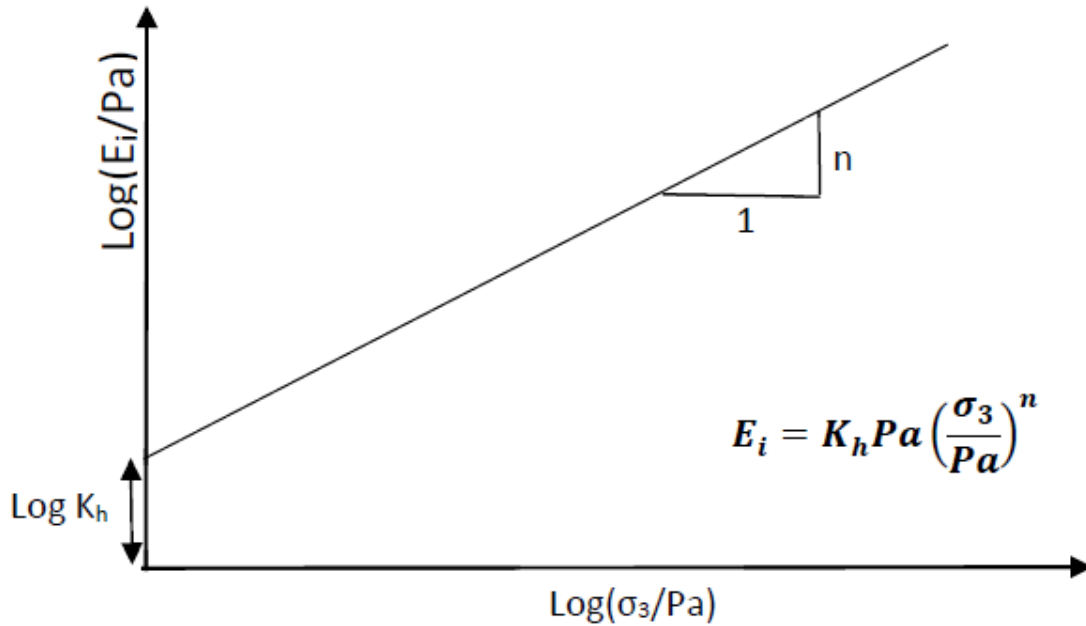


Figure 1.4: Représentation de la loi hyperbolique (Source : Duncan et Chang, 1970)



**Figure 1.5 :** Relation entre module d'Young tangent initial  $E_t$  et contrainte principale mineure  $\sigma_3$  (Source : Janbu, 1963).

$$E_t = \left[ 1 - \frac{R_f(1 - \sin\phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2(c * \cos\phi + \sigma_3 \sin\phi)} \right]^2 k_h p_a \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad [1.22]$$

Où  $c$  est la cohésion,  $\phi$  représente l'angle de frottement du sol,  $R_f$  est le rapport entre la contrainte maximale asymptotique  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  et la contrainte de rupture  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ .

Quant au coefficient de Poisson tangent  $v_t$ , une forme hyperbolique a été également proposée par Kulhawy et Duncan (1972). Le paramètre peut être déduit de la relation entre déformation axiale et déformation radiale illustrée sur les figures 1.3(a) et 1.3(b). De plus, ils ont supposé que le coefficient de Poisson initial  $v_i$  était fonction de la contrainte principale mineure  $\sigma_3$ . Ceci conduit à l'expression suivante du coefficient de Poisson tangent  $v_t$  :

$$v_t = \left[ G^* - F^* \text{Log} \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right) \right] \left[ 1 - \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{k_h p_a \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \left[ 1 - \frac{R_f(1 - \sin\phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2(c * \cos\phi + \sigma_3 \sin\phi)} \right]} \right]^{-2} \quad [2.23]$$

Où  $d$ ,  $G^*$  et  $F^*$  sont des paramètres déduits de la relation illustrée sur la figure 1.5 Une autre expression du coefficient de Poisson  $v$  et du module volumique  $K$  a été proposée par Duncan et al (1980).

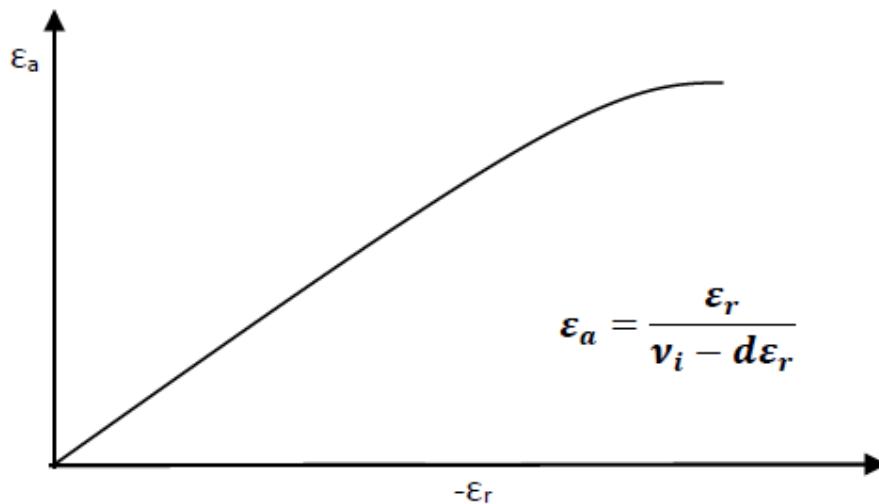
$$\nu = \frac{3K - E}{6K} \text{ avec } K = K_b p_a \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^m \quad [1.24]$$

Où  $K_b$ , et  $m$  sont des scalaires.

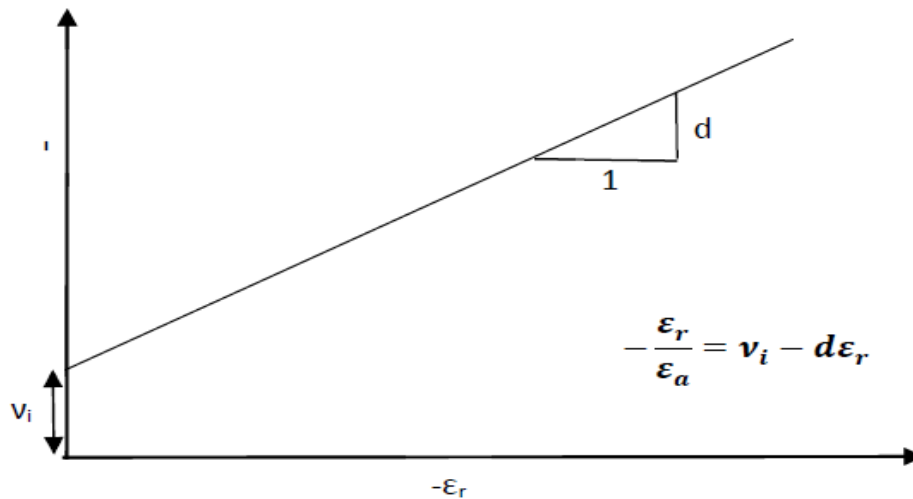
La relation incrémentale contrainte-déformation correspondant à ce modèle est donnée par l'expression matricielle suivante :

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_3 \\ d\sigma_{13} \end{Bmatrix} = \frac{E_t}{(1 + \nu_t)(1 - \nu_t)} \begin{bmatrix} (1 - \nu_t) & \nu_t & 0 \\ \nu_t & (1 - \nu_t) & 0 \\ 0 & 0 & (1 - 2\nu_t) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_3 \\ d\varepsilon_{13} \end{Bmatrix} \quad [1.25]$$

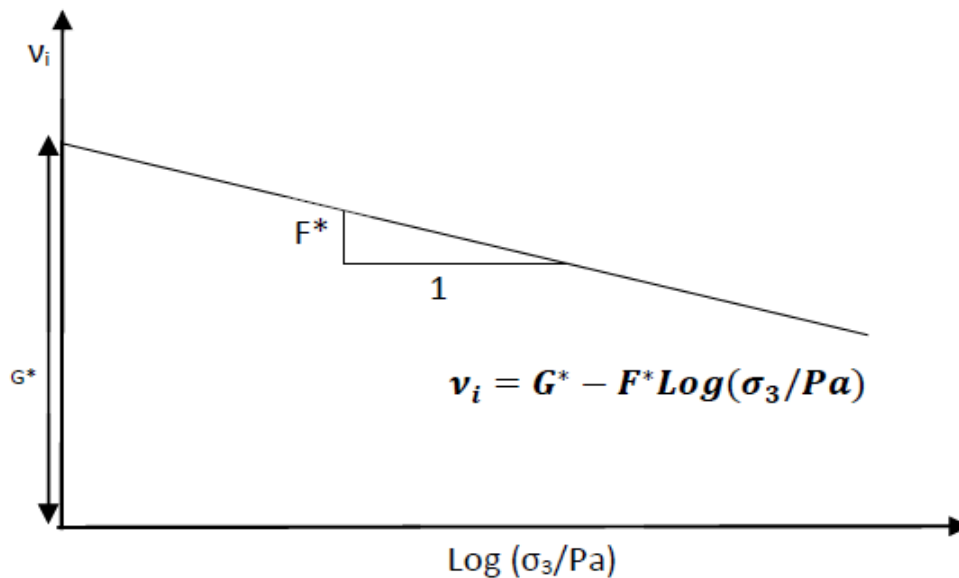
Le modèle hyperbolique de Duncan et Chang (1970) nécessite la détermination de neuf paramètres :  $c$ ,  $\phi$ ,  $R_f$ ,  $k_h$ ,  $n$ ,  $p_a$ ,  $G^*$ ,  $F^*$  et  $d$ . Ce modèle est principalement caractérisé par sa non-linéarité et plus particulièrement la dépendance du module volumique par rapport à la contrainte principale mineure (Wong et Duncan, 1974).



**Figure 1.6:** Relation entre déformation axiale  $\varepsilon_a$  et déformation radiale  $\varepsilon_r$  (Source : Kulhawy et Duncan, 1972).



**Figure 1.7:** Relation entre déformation axiale  $\varepsilon_a$  et déformation radiale  $\varepsilon_r$  (Source : Kulhawy et Duncan, 1972).



**Figure 1.8 :** Relation entre le coefficient de Poisson initial  $\nu_i$  et la contrainte principale mineure  $\sigma_3$  (Source : Kulhawy et Duncan, 1972).

Le modèle de Duncan et Chang est l'un des plus recommandés pour la modélisation des comportements des sols utilisés en technique routière. En effet, elle est très précise et cumule analyses mathématique et expérimentale. C'est un modèle qui se rapproche de la réalité car elle se sert principalement des résultats d'essais triaxiaux classique et cyclique.

⇒ **Modèle modifié de Hardin et Drnevich**

En se basant sur le modèle hyperbolique proposé par Kondner (1963), Hardin et Drnevich (1972) ont établi une loi reliant la contrainte de cisaillement  $\tau$  et la déformation de cisaillement  $\gamma$ . Il est défini par la relation :

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{max}} + \frac{\gamma}{\tau_{max}}} \quad [1.26]$$

Où  $G_{max}$  est le module de cisaillement initial ou maximum et  $\tau_{max}$  représente la contrainte de cisaillement maximale. Les valeurs de  $G_{max}$  et  $\tau_{max}$  peuvent être obtenues à partir de la même transformation que pour le modèle de Duncan et Chang (1970). Hardin et Black (1968 ; 1969) ont proposé une relation donnant le module de cisaillement maximal  $G_{max}$  comme fonction de l'indice des vides  $e$ , du degré de préconsolidation OCR (Ou  $R_{oc}$ ), et de la contrainte moyenne effective  $\sigma_0$  :

$$G_{max} = 3230 \frac{(2.973 - e)^2}{(1 + e)} (OCR)^k (\sigma_0)^{\frac{1}{2}} \quad [1.27]$$

Dans cette expression,  $G_{max}$  est donné en KPa, et  $k$  est un paramètre dépendant de l'indice de plasticité  $I_p$  du sol. Par ailleurs, Firm et al. (1977) ont proposé les expressions suivantes de  $G_{max}$  et  $\tau_{max}$  pour un sol formé de couches horizontales :

$$G_{max} = 3230 \frac{(2.973 - e)^2}{(1 + e)} \sqrt{\frac{1 + 2K_0}{3}} (\sigma_v) \quad [1.27. a]$$

$$\tau_{max} = \left[ \left( \frac{1 + K_0}{2} \sin\phi \right)^2 - \left( \frac{1 - K_0}{2} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} (\sigma_v) \quad [1.27. b]$$

Où  $K_0$  est le coefficient de pression des terres au repos, et  $\sigma_v$  est la contrainte verticale en place. Hardin et Drnevich (1972) ont également proposé une expression pour le module de cisaillement sécant  $G_s$ :

$$G_s = \frac{G_{max}}{1 + \gamma_h} \quad [1.28]$$

Avec :

$$\gamma_h = \frac{\gamma}{\gamma_r} \left[ 1 + a \exp \left( -b \frac{\gamma}{\gamma_r} \right) \right] \quad [1.28. a]$$

Et

$$\gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G_{max}} \quad [1.28. b]$$

Où  $a$  et  $b$  sont des paramètres déduits de résultats d'essais, et  $\gamma_r$  une déformation de référence. La figure ci-dessous montre que l'expression [1.28] traduit une décroissance du module de cisaillement par rapport à la déformation de cisaillement.

Des variantes de ce modèle ont été proposées pour le module de cisaillement (sécant ou tangent) par Prévost et Keane (1990), Yogendrakuma et al. (1992), Neven et Mladen (1993).

Pour la variante de Yogendrakumar et al. (1992), le module de cisaillement  $G$  et le module volumique  $K$  correspondent aux modules élastiques tangents, à savoir  $G_t$  et  $K_t$ . Ces modules sont donnés par les équations suivantes :

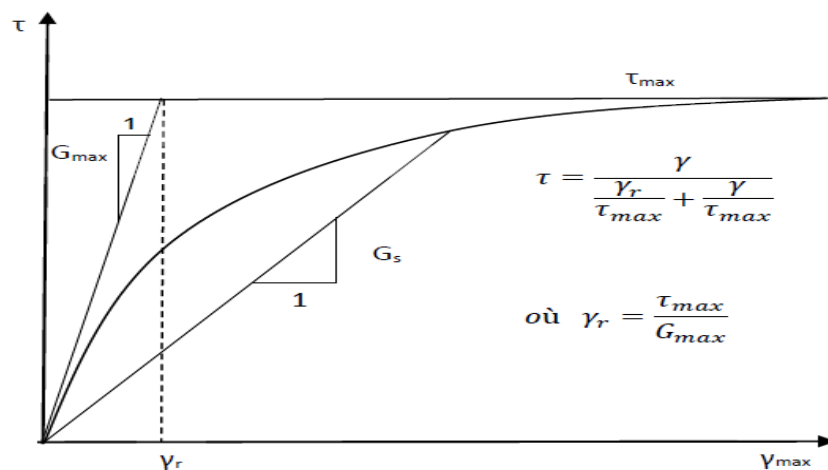
$$K_t = K_b p_a \left( \frac{p}{p_a} \right)^m \quad [1.29. a]$$

$$G_t = \frac{G_{max}}{\left[ 1 + \left( \frac{G_{max}}{\tau_{max}} \right) |\gamma| \right]^5} \quad [1.29. b]$$

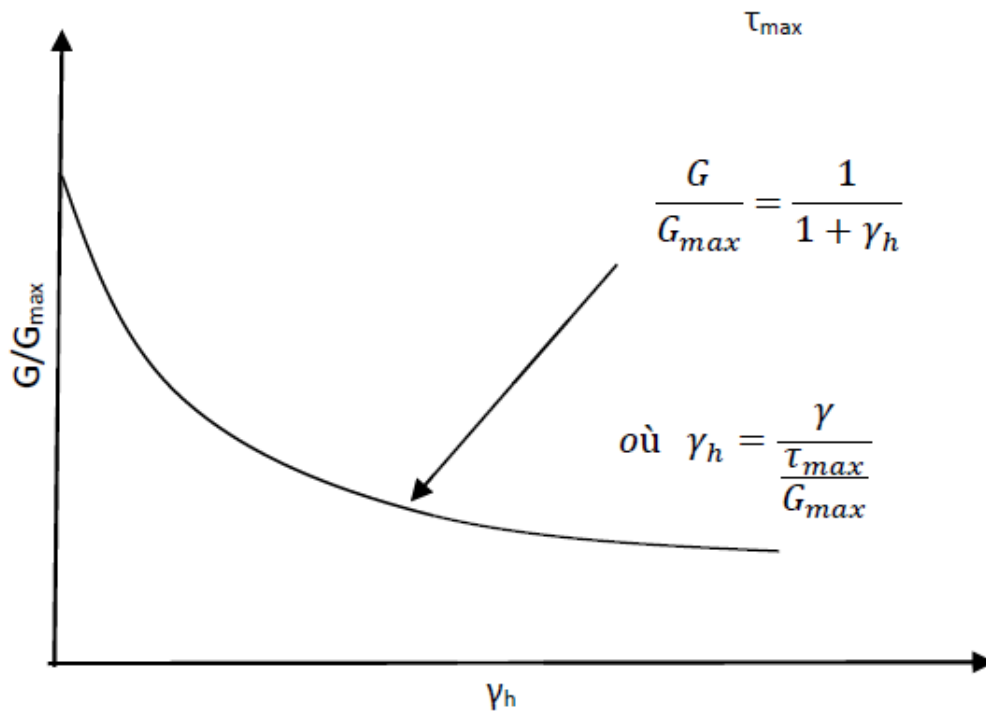
La relation contrainte-déformation peut se mettre sous la forme suivante :

$$\tau = \frac{\tau_{max}}{\left[ 1 + s \left( \frac{G_{max}}{\tau_{max}} \right) |\gamma| \right]^5} \quad [1.30]$$

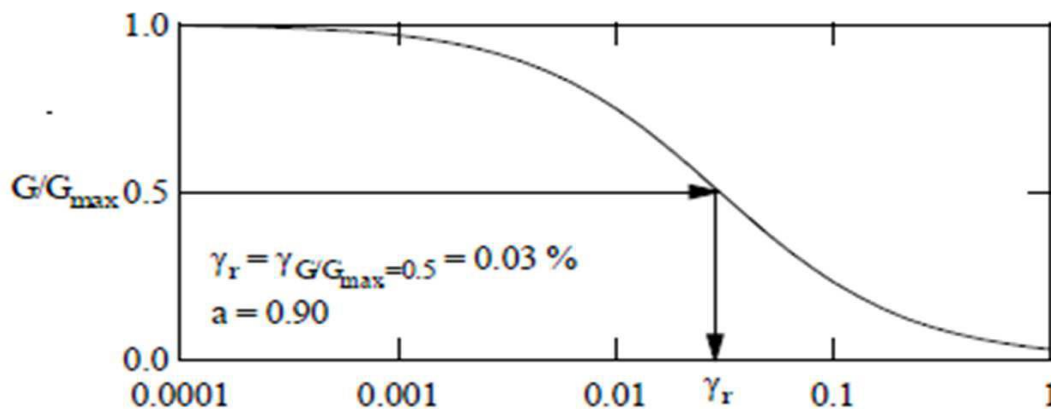
Où  $K_h$ ,  $n$  et  $s$  sont des scalaires :  $s = 1$ , correspond au modèle de Hardin et Drnevich (1972 ;  $s = 2$  correspond au modèle de Yogendrakumar et al. (1992). Cette nouvelle relation contrainte déformation porte le nom de modèle hyperbolique modifié de Hardin et Drnevich (1972).



**Figure 1.9 :** Représentation de la relation hyperbolique contrainte déformation déviatorique (Source : Hardin et Drnevich 1972)



**Figure 1.10 :** Relation entre le module de cisaillement et la déformation déviatorique (Source : Hardin et Drnevich 1972)



**Figure 1.11:** Courbe de la réduction du module (pour un sable limoneux à une pression de confinement de 100 kPa) présentée utilisant le modèle hyperbolique modifié (Source : Darendeli, 2001)

Darendeli (2001) a proposé ses courbes de réduction de module suite à l'analyse et le traitement d'une base de données de 110 échantillons. Dans les travaux récents sur la proposition de courbes de réduction de module, le travail de Darendeli (2001) semble décrire de façon plus réaliste la réduction du module de cisaillement avec la déformation (Guerriero et al., 2012). Ainsi, outre les paramètres connus pour avoir une influence sur la courbe de réduction de module (indice de plasticité et contrainte moyenne effective) il introduit dans la démarche le ratio de surconsolidation (OCR). Les courbes proposées par Darendeli (2001) sont celles qui sont les plus souvent utilisées à titre comparatif pour le comportement déduit des sols.

Le même modèle que Darendeli (2001) a été utilisé par Menq (2003) dans l'analyse d'une base de données de 59 échantillons de matériaux granulaires.

### **1.5. Conclusion**

En somme, la plupart des désordres constatés sur les chaussées sont soit liés à une mauvaise caractérisation des graveleux latéritiques, un problème de mise en œuvre, un problème d'assainissement, ou un souci de contrôle et de réglementation de la charge à l'essieu. L'optimisation de la construction des routes latéritiques en Afrique tropicale doit être au cœur des projets pour garantir une retombée économique satisfaisante. Parvenu au terme de notre analyse, force est de constater que l'utilisation des latérites en génie civil a longtemps fait l'objet de nombreuses études, en liaison avec la construction des routes. Ces études nous ont montré que, la connaissance des sols latéritiques et la maîtrise de leur utilisation en construction routière peuvent encore progresser. Et que ce progrès passe par une analyse des données de diverse nature. A la lumière de ces études, il en ressort que les différentes recherches effectuées avaient pour but de mettre en évidence de possibles relations entre la composition chimique et minéralogique des latérites et leurs critères d'acceptabilité pour les couches de chaussée. Enfin de trouver ainsi des pistes d'analyse pour améliorer la caractérisation de l'emploi des latérites dans les chantiers de construction routière.

## Chapitre 2 : MATERIEL ET METHODES

### 2.1. Introduction

Ce présent chapitre présente les matériels et méthodes utilisés tout au long de notre recherche.

### 2.2. Matériaux utilisés

La latérite et le concassé sont les matériaux, qui feront l'objet de notre étude. Ces matériaux proviennent respectivement de Sokouhou commune de Djakotomey et de Dan commune de Djidja.

La carrière de concassage est située dans le village de Dan à environ 20 km de Bohicon. Sur cette carrière d'exploitation, les concassés sont criblés et mis en tas par classe granulaire. Les concassés sont directement extraits des roches granitiques massives. Le concassé granitique choisi est de classe 0/20.



**Figure 2.1** : Carte du département du Zou (Source : INSAE, 2016)

Le site de prélèvement de la latérite est situé à Sokouhoué un des arrondissements de la commune de Djakotomey. La commune de Djakotomey est délimitée au nord par les communes d'Aplahoué et de Klouékanmè, au sud par les communes de Dogbo à l'est par les communes de Toviklin et de Klouékanmè et à l'ouest par le Togo. Elle fait partie de la zone géographiquement homogène dénommée : 'platau d'Adja' avec une altitude moyenne de 80 mètres.

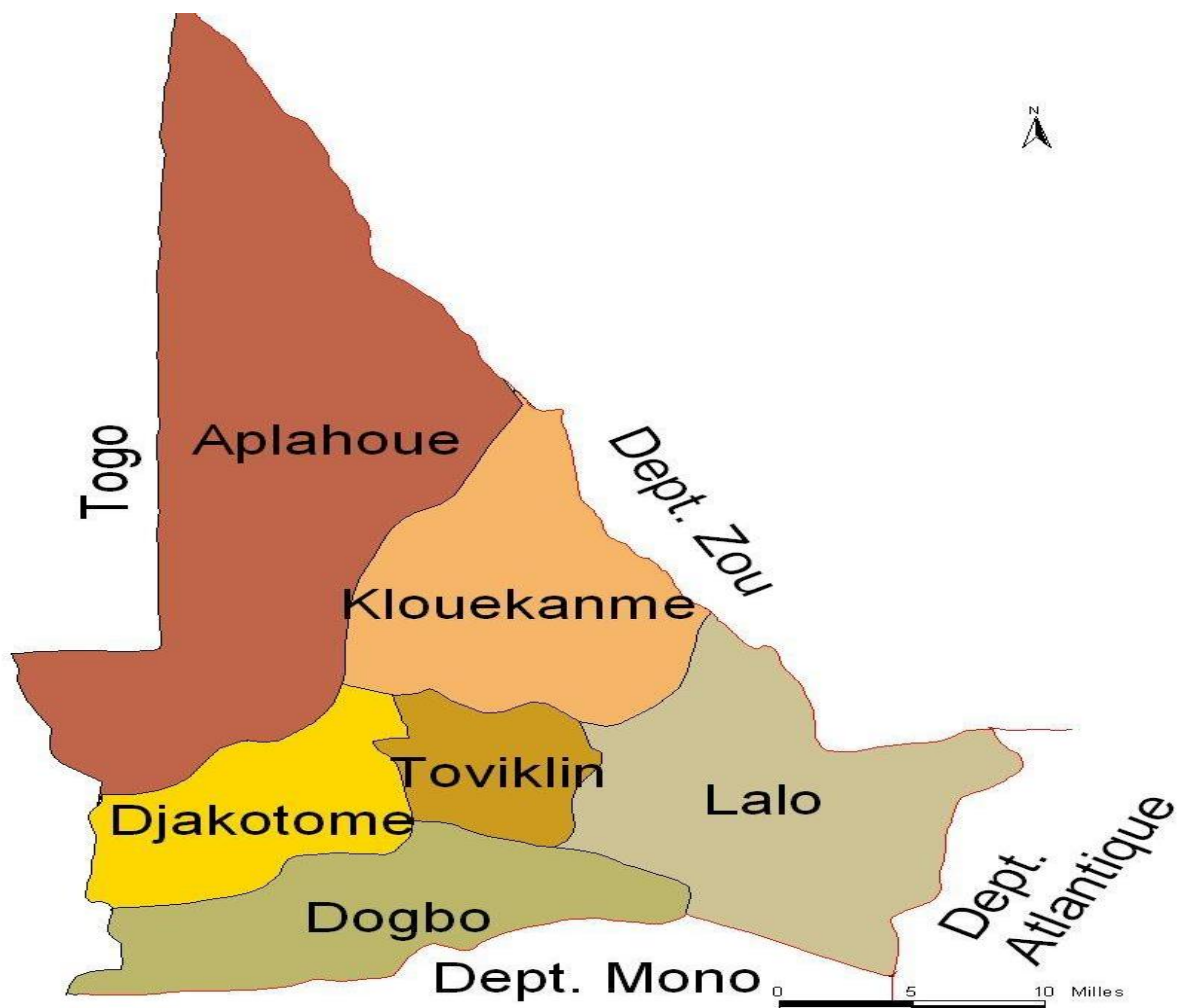


Figure 2.2 : Carte du département du Couffo .(Source : INSAE, 2016)



**Photo 2.1:** Gravel latéritique provenant de Sokouhoue commune de Djakotomey



**Photo 2.2 :** Concassé granitique provenant de Dan commune de Djidja

### 2.3. Matériel utilisés

Quelques matériels utilisés dans le cadre de notre étude



**Photo 2.3 :** Etuve



**Photo 2.4 :** Série de tamis



**Photo2.5 :** Appareil de Casagrande



**Photo 2.6:** Matériel d'essai Proctor



Photo 2.7: Presse CBR

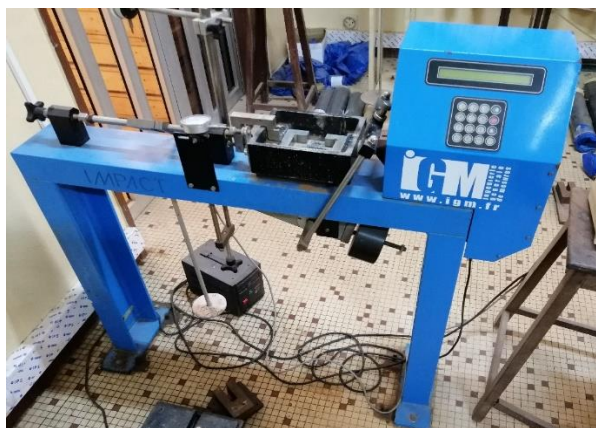


Photo 2.8: Presse de cisaillement

## 2.4. Méthode

### 2.4.1. Différents types d'essai réalisés au laboratoire

Tableau 2.0.1 : Différents types d'essai réalisés au laboratoire

Essais Matériaux	Graveleux latéritiques	Concassé granitique	Mélange
<b>Essais physique</b>			
L'analyse granulométrique par tamisage (NF P94-056)	X	X	X
L'analyse granulométrique par sédimentométrie (NF P94-057)	X		X
Les limites d'Atterberg (NF P 94-051)	X		X
La teneur en eau naturelle (NF P 94-050)	X	X	
Le poids spécifique des grains solides (NF EN 1097-6)	X		X
La teneur en matières organiques (XP P 94-047)	X		
Equivalent de sable (EN 933-8)		X	
Los Angeles (NF EN 1097-2)		X	
Micro Deval (NF EN 1097-1)		X	
<b>Essai mécanique</b>			
Proctor modifié (NF P94-093)	X	X	X
CBR (NF P 94-078)	X	X	X
Cisaillement direct NF P 94-071-1)			X

### 2.4.2. Mode opératoire des différents essais

Voir annexes

## Chapitre 3 : RESULTATS ET DISCUSSIONS

### 3.1. Caractéristique physique du graveleux latéritiques et du concassé granitique

#### 3.1.1. Teneur en eau pondérale (NF P 94-050)

##### Présentation des résultats et interprétations

###### ⇒ Résultats

Les résultats de la détermination de la teneur en eau sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 3.0.1** : résultats de la détermination de la teneur en eau

Echantillons	Teneur en eau naturelle		
	Echantillon 1	Echantillon 2	Echantillon 3
$w_0$	<b>11.61</b>	<b>10.38</b>	<b>11.61</b>

###### ⇒ Interprétation des résultats

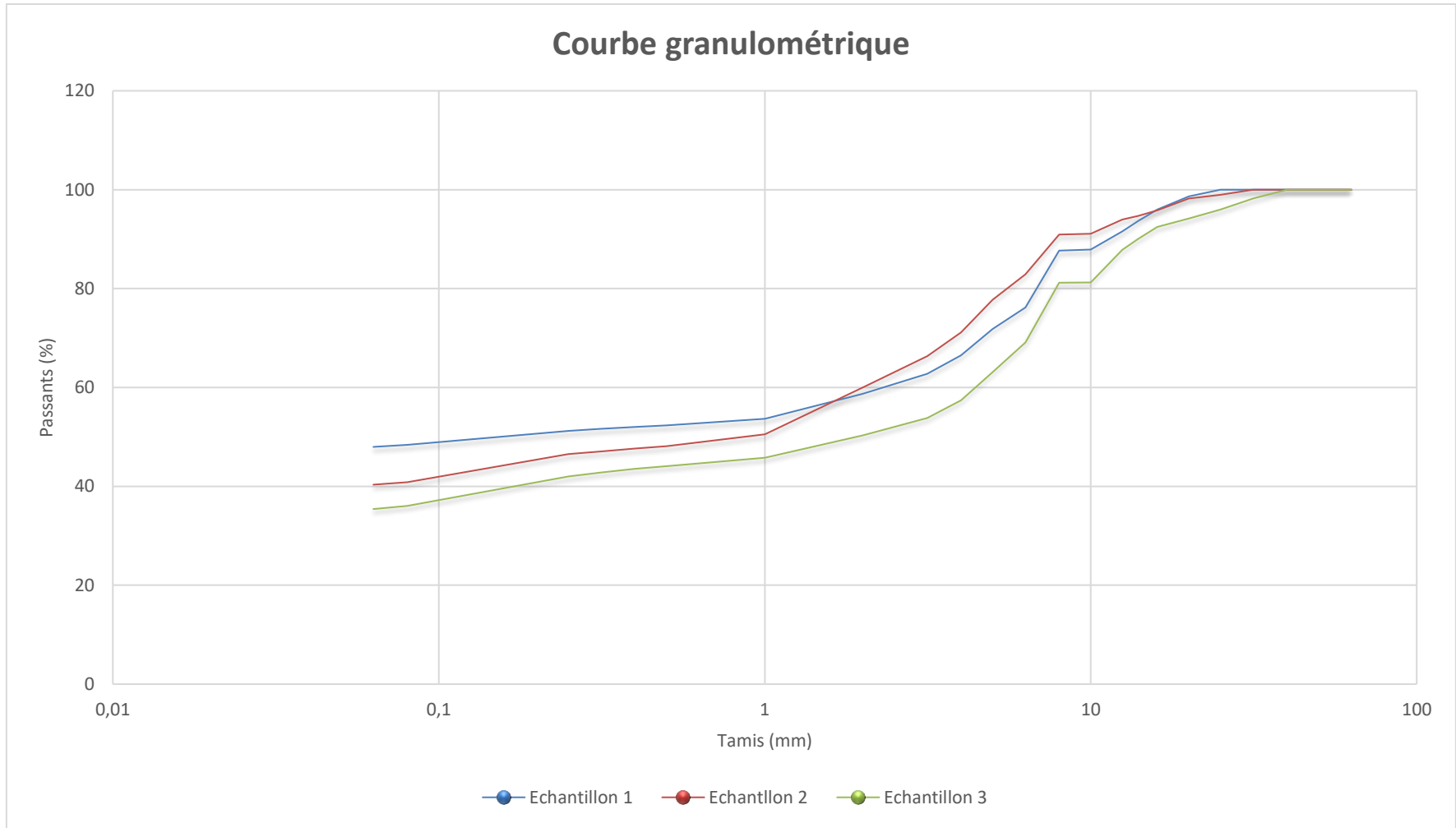
Le matériau (grave latéritique) à l'état naturel ne contient pas beaucoup d'eau. Cela s'explique par le fait que le prélèvement a été fait pendant la saison sèche.

#### 3.1.2. Analyse granulométrique par tamisage (NF P94-056)

##### Présentation des résultats et interprétations

###### ⇒ Résultats

Les résultats obtenus après l'analyse granulométrique sont traduits par les courbes ci-après et consignés dans des tableaux en annexe.



**Graphe 3.1 :** Courbes granulométriques des échantillons de la latérite

⇒ *Interprétation des résultats*

**Couche de fondation :**

**Tableau 3.2 :** Résultats de l'essai de l'analyse granulométrique

Maximum de passant à 80 $\mu m$ (CEBTP, 1984)	< 35%
Maximum de passant à 80 $\mu m$ trouvé lors de l'AG	<b>Echantillon 1 : 48.37</b>
	<b>Echantillon 2 : 40.83</b>
	<b>Echantillon 3 : 36.03</b>

Aucun des passants au tamis de n'est 80  $\mu m$  conformes aux exigences du CEBTP puisque les passants de notre échantillon sont supérieurs à 35 %. Par conséquent notre matériau ne peut pas être utilisé en couche de fondation.

En exploitant la courbe ci-dessus, nous obtenons les valeurs suivantes :

$D_{10} = 85\%$ ,  $D_{30} = 96\%$ ,  $D_{60} = 100\%$ . Avec,  $D_{10}$ : diamètre du grain (mm) correspondant à 10% de passant,  $D_{30}$  : diamètre du grain (mm) correspondant à 30% de passant et  $D_{60}$  : diamètre du grain (mm) correspondant à 60% de passant. On détermine alors les caractéristiques du sol par deux coefficients :

⇒ Le coefficient d'uniformité ou de HAZEN :  $C_u = D_{60} \div D_{10} = 1,18$

⇒ Le coefficient de courbure :  $C_c = \frac{2D_{30}}{D_{60} \times D_{10}} = 1,08$

- Le coefficient d'uniformité inférieur à 2 par conséquent la granulométrie est uniforme.
- Le coefficient de courbure compris entre 1 et 3 d'où le matériau est bien gradué.

**3.1.3. Analyse granulométrique par sédimentométrie (NF P94-057)**

**Présentation des résultats et interprétations**

⇒ *Résultats*

Le tableau (voir annexe) présente l'analyse sédimentométrie qui est un essai qui vient compléter l'analyse granulométrique par tamisage.

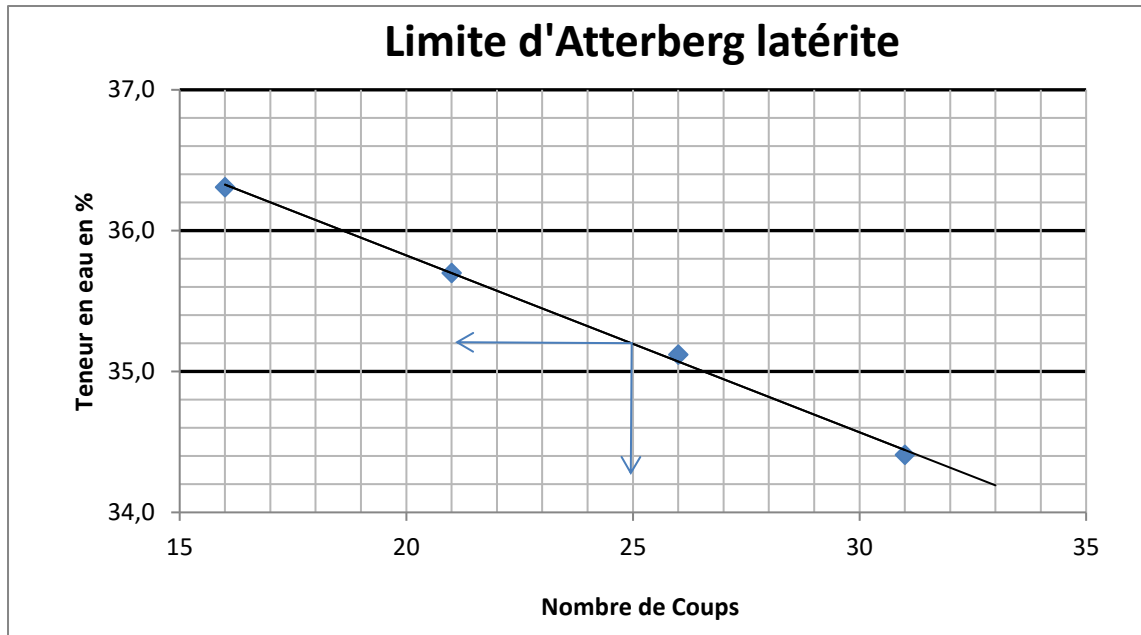
⇒ *Interprétation des résultats*

L'analyse granulométrique par sédimentométrie vient compléter l'analyse granulométrique par tamisage. Elle permet de retrouver une courbe granulométrique complète.

**3.1.4. Limites d'Atterberg (NF P94-051)**

**Présentation des résultats et interprétations**

⇒ *Résultats*



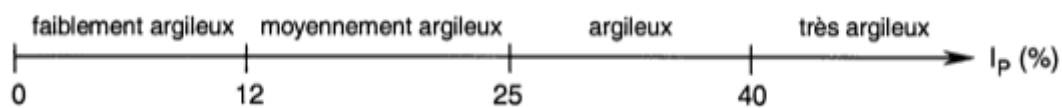
**Grphe 3.2:** Courbes de la limite d’Atterberg des échantillons des graves latéritiques

**Tableau 3.3 :** Résultats de l’essai de la limite d’Atterberg

	<b>Limites d’Atterberg</b>		
	<i>Echantillon 1</i>	<i>Echantillon 2</i>	<i>Echantillon 3</i>
Limite de liquidité (%)	<b>33</b>	<b>32</b>	<b>37</b>
Limite de plasticité (%)	<b>22</b>	<b>18</b>	<b>23</b>
Indice de plasticité (%)	<b>11</b>	<b>14</b>	<b>14</b>

**Interprétation des résultats**

Le GTR 92 (Guide Technique pour la Réalisation des remblais et des couches de forme – septembre 1992) retient pour l’IP les seuils d’argilosité suivants :



Seul l’échantillon 1 est faiblement argileux les deux autres sont moyennement argileux. On peut dire que notre matériau est moyennement argileux.

**Tableau 3.4 :** Tableau comparatif

	<i>Indice de plasticité</i>	
	Exigence du CEBTP	Valeurs trouvées
Couche de fondation	$T_1 - T_2 \leq 30$	Echantillon : <b>11</b>
	$T_3 - T_4 - T_5 \leq 20$	Echantillon : <b>14</b>
		Echantillon : <b>14</b>

D'après les exigences du CEBTP notre grave latéritique respecte les exigences de la limite d'Atterberg pour son utilisation en couche de fondation et de basse.

### 3.1.5. Teneur en matières organiques (NF P 94-047)

#### Présentation des résultats et interprétation

##### ⇒ Résultats

Les résultats des essais sont consignés dans le tableau suivant :

**Tableau 3.5 :** Résultats des essais de la teneur en matières organiques

	Teneur en matière organique		
	Echantillon 1	Echantillon 2	Echantillon 3
<i>MO</i> (%)	1.225	1.035	0.376
<b>Moyenne</b>		0.88	

##### ⇒ Interprétation des résultats

La teneur en matières organiques est inférieure à 10%.  $MO$  (%) = **0.88** < **10** %. Le matériau est peu organique et donc utilisable en couches de chaussée.

### 3.1.6. Poids spécifique (NF EN 1097 – 6)

#### Présentation des résultats et interprétation

##### ⇒ Résultats

Les résultats des essais sont consignés dans le tableau suivant :

**Tableau 3.6 :** Résultats des essais du poids spécifique

	Masse volumique réelle		
	Echantillon 1	Echantillon 2	Echantillon 3
$\gamma_s$	2.83	2.82	2.745
<b>Moyenne</b>		2.80	

##### ⇒ Interprétation des résultats

Le poids spécifique rend compte de la dureté des grains. Le seuil limite recommandé est de 2,65. Le poids spécifique obtenu pour chaque fraction de notre matériau est plus élevé que 2,65 et la moyenne en générale nous donne 2,80. Donc il s'agit d'un bon matériau utilisable en couche de chaussée.

## 3.2. Caractéristique physique du concassé granitique

### 3.2.1. Teneur en eau pondérale (NF P 94-050)

#### Présentation des résultats et interprétations

##### ⇒ Résultats

Les résultats de la détermination de la teneur en eau sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 3.7** : Résultats de l'essai de la détermination de la teneur en eau

Echantillons $w_0$	Teneur en eau naturelle		
	Echantillon 1	Echantillon 2	Echantillon 3
	<b>4.2</b>	<b>4.0</b>	<b>4.4</b>

⇒ *Interprétation des résultats*

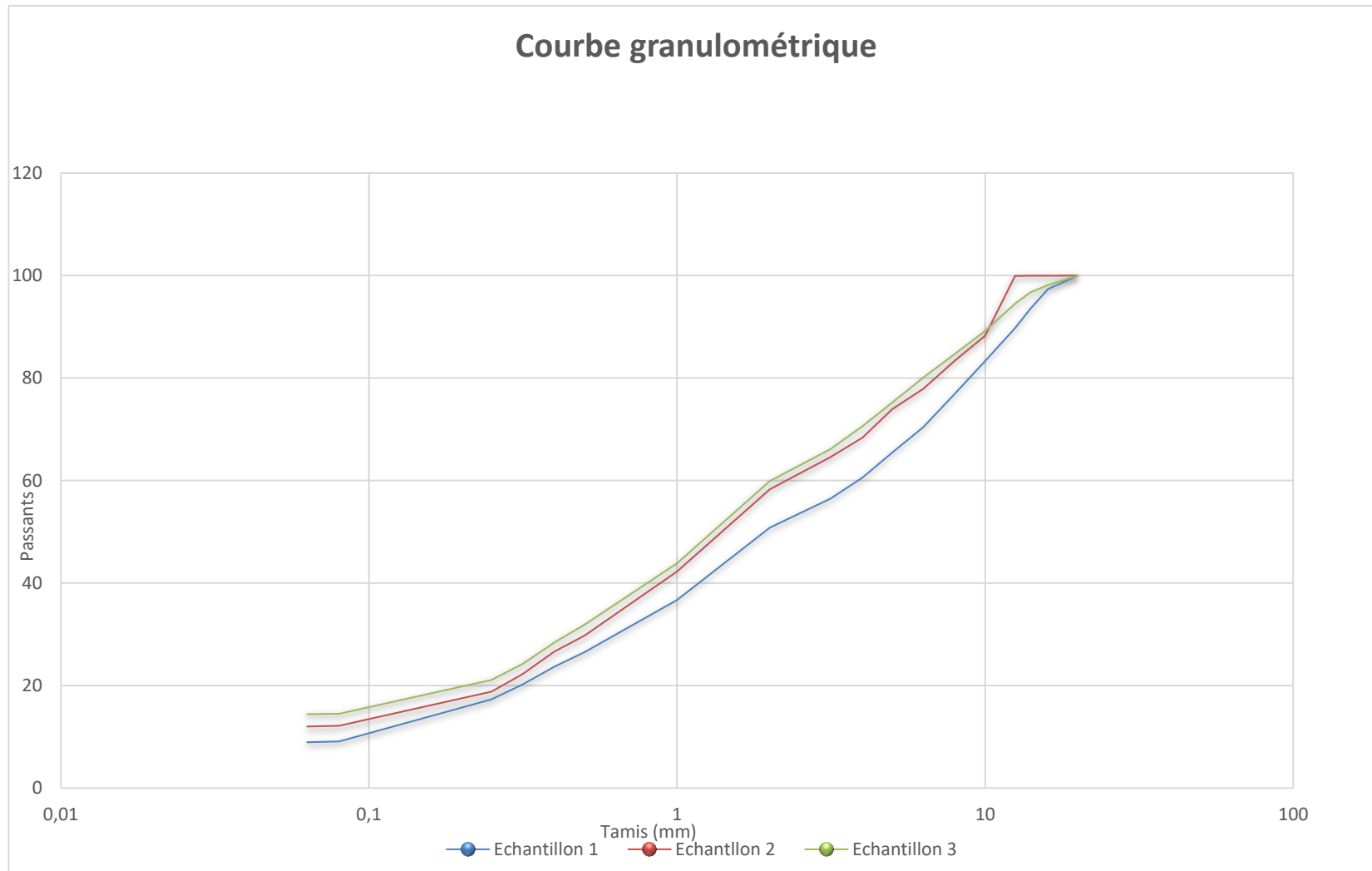
Le matériau (concassé) à l'état naturel ne contient pas beaucoup d'eau. Cela s'explique par le fait que le prélèvement a été fait pendant une saison sèche.

**3.2.2. Analyse granulométrique par tamisage (NF P94-056)**

**Présentation des résultats et interprétations**

⇒ *Résultats*

Les résultats obtenus après l'analyse granulométrique sont traduits par les courbes ci-après et consignés dans des tableaux en annexe.



**Graphe 3.3 :** Courbes granulométriques des échantillons du concassé

⇒ **Interprétation des résultats**

**Couche de fondation :**

**Tableau 3.8 :** Résultats de l'analyse granulométrique du concassé granitique

Maximum de passant à 80 $\mu m$ (CEBTP, 1984)	compris entre <b>2</b> et <b>15</b> %
Maximum de passant à 80 $\mu m$ trouvé lors de l'AG	<b>Echantillon 1 : 09.10</b>
	<b>Echantillon 2 : 12.18</b>
	<b>Echantillon 3 : 14.50</b>

Tous les passants sont conformes aux exigences du CEBTP puisque les passants de notre échantillon sont compris entre 2 et 15 %. Par conséquent notre matériau peut être utilisé en couche de fondation.

**3.2.3. Equivalent de sable**

**Présentation des résultats et interprétations**

⇒ *Résultats*

**Tableau 3.9 :** Résultats de l'équivalent de sable

<b>Equivalent de sable</b>				
Echantillons	Echantillon 1	Echantillon 2	Echantillon 3	Moyenne
<b>ES (%)</b>	<b>45.97</b>	<b>46.12</b>	<b>44.69</b>	<b>45.59</b>

⇒ *Interprétation des résultats*

Selon le CEBTP, l'équivalent de sable (ES) sera :

**ES (%)  $\geq$  30** pour  $T_1 - T_2$

**ES (%)  $\geq$  40** pour  $T_3 - T_4$

Notre concassé granitique est conforme aux exigences du CEBTP, puisque :

**ES (%) = 45.59  $\geq$  30** pour  $T_1 - T_2$

**ES (%) = 45.59  $\geq$  40** pour  $T_3 - T_4$

**3.2.4. Los Angeles**

**Présentation des résultats et interprétation**

⇒ **Résultats**

LA 10/14.....	<b>20.14</b>
---------------	--------------

⇒ **Interprétation des résultats**

Le matériau est résistant à la fragmentation. Le concassé de granite admet une granulométrie étalée et une dureté convenable ; en effet, le coefficient Los Angeles inférieur à 50 pour la couche de fondation.

**3.2.5. Micro Deval**

**Présentation des résultats et interprétation**

⇒ **Résultats**

MD 10/14.....	10,3
---------------	------

⇒ **Interprétation des résultats**

Le matériau est résistant à la fragmentation. Le concassé de granite admet une granulométrie étalée et une dureté convenable ; en effet, le coefficient Micro Deval inférieur à 30 pour la couche de fondation et 12 pour la couche de base.

**3.3.Caractéristique mécanique du graveleux latéritiques**

**3.3.1. Proctor Modifié de la latérite**

**Présentation des résultats et interprétations**

⇒ *Résultats*

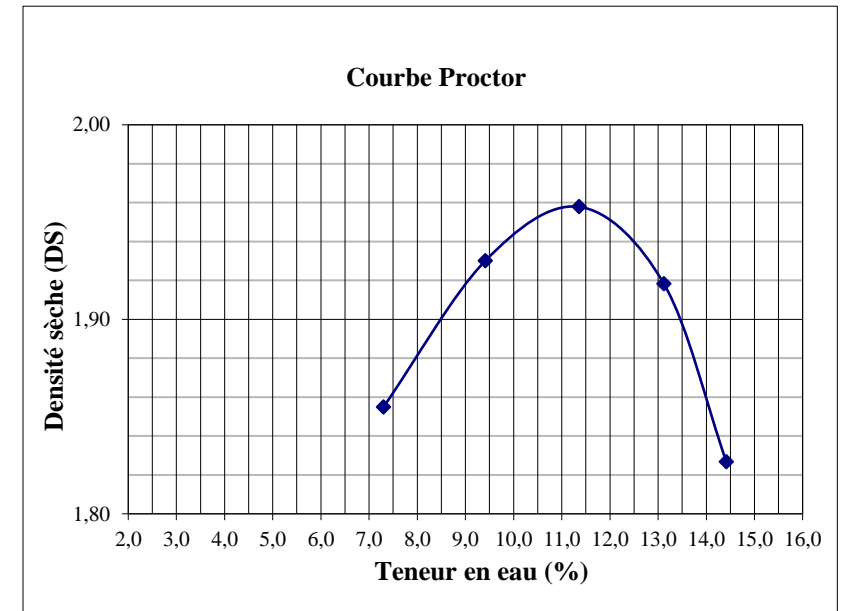
Densité sèche maximale ( $T/m^3$ ).....	1.955
Teneur en eau Optimal (%) .....	11.3

*Résultats et discussions*

PROCTOR (latérite)      1- NORMALE  
2- MODIFIEE      X

EAU DE MOULAGE		%	6	8	10	12	14
<b>DENSITE HUMIDE</b>	POIDS TOTAL HUMIDE	g	8993	9041	9379	9358	9196
	POIDS DU MOULE	g	4951	4951	4951	4951	4951
	POIDS MATERIAU HUMIDE	g	4042	4090	4428	4407	4245
	VOLUME DU MOULE	cm <sup>3</sup>	2031	2031	2031	2031	2031
	DENSITE HUMIDE	t/m <sup>3</sup>	1,99	2,01	2,18	2,17	2,09
	POIDS TOTAL HUMIDE	g	500	500	500	500	500
	POIDS TOTAL SEC	g	466	457	449	442	437
	POIDS D'EAU	g	34	43	51	58	63
	TENEUR EN EAU	%	7,3	9,4	11,4	13,1	14,4
	<b>DENSITE SECHE</b>		t/m <sup>3</sup>	1,85	1,93	1,96	1,92

Densité sèche maximum 1,96 T/m<sup>3</sup>  
Teneur en eau optimum 11,3 %



**Figure 3.1 : Résultats de l'essai Proctor**

⇒ *Interprétation des résultats*

**Tableau 3.10 :** Tableau comparatif de l’essai Proctor

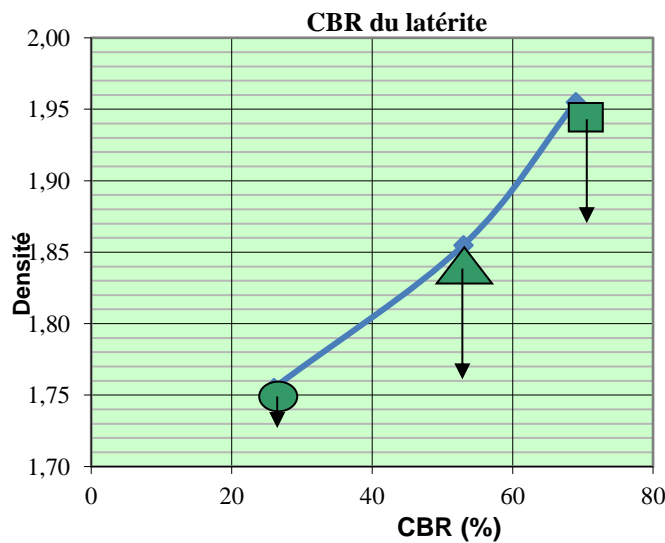
<i>Proctor Modifié (densité sèche maximale)</i>		
Couche de fondation	Exigence du CEBTP	Valeurs trouvées
	<b>1.8 à 2 t/m<sup>3</sup></b>	<b>1.955</b>

Le graveleux latéritique admet une densité sèche maximal conforme aux exigences de CEBTP pour la couche de fondation et de base.

**3.3.2. CBR de la latérite**

**Présentation des résultats et interprétations**

⇒ **Résultats**



**Graphe 3.4 :** Courbe CBR de la latérite

Indice CBR à 95 %.....	53
Indice CBR à 100 %.....	69

⇒ **Interprétations des résultats**

**Tableau 3.0.11 :** Résultats de l’essai CBR

<i>Indice CBR latérite</i>		
Couche de fondation	Exigence du CEBTP à 95 %	Valeurs trouvées
	<b>≤ 30%</b>	<b>53 %</b>

**3.4.Caractéristique mécanique du concassé granitique**

**3.4.1. Proctor Modifié du concassé**

**Présentation des résultats et interprétations**

⇒ **Résultats**

PROCTOR (Concassé 0/20) 1- NORMALE  
2- MODIFIEE X

EAU DE MOULAGE		%	2	4	6	8	10
<b>DENSITE HUMIDE</b>	POIDS TOTAL HUMIDE	g	8972	9216	9399	9440	9379
	POIDS DU MOULE	g	4951	4951	4951	4951	4951
	POIDS MATERIAU HUMIDE	g	4021	4265	4448	4489	4428
	VOLUME DU MOULE	cm3	2031	2031	2031	2031	2031
	DENSITE HUMIDE	t/m3	1,98	2,10	2,19	2,21	2,18
	POIDS TOTAL HUMIDE	g	500	500	500	500	500
	POIDS TOTAL SEC	g	489	480	471	462	454
	POIDS D'EAU	g	11	20	29	38	46
	TENEUR EN EAU	%	2,2	4,2	6,2	8,2	10,1
	<b>DENSITE SECHE</b>		t/m3	1,94	2,02	2,06	2,04

Densité sèche maximum 2,06 T/m3  
Teneur en eau optimum 6,5 %

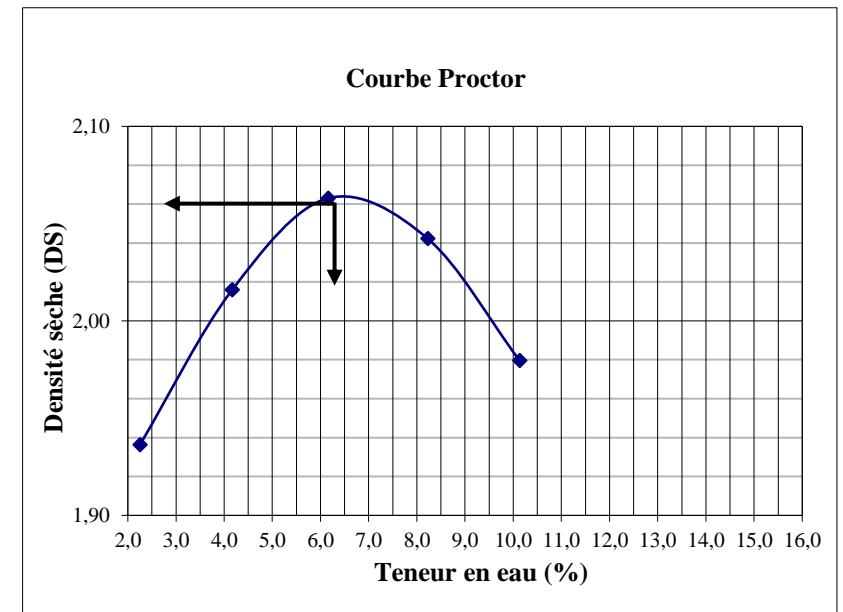


Figure 3.2 : Résultats de l'essai Proctor du concassé

Les résultats obtenus sur le matériau sont :

Densité sèche maximale ( $T/m^3$ ).....	2.06
Teneur en eau Optimal (%) .....	6.5

⇒ Interprétations des résultats

**Tableau 3. 0.12** : Résultats de l'essai Proctor

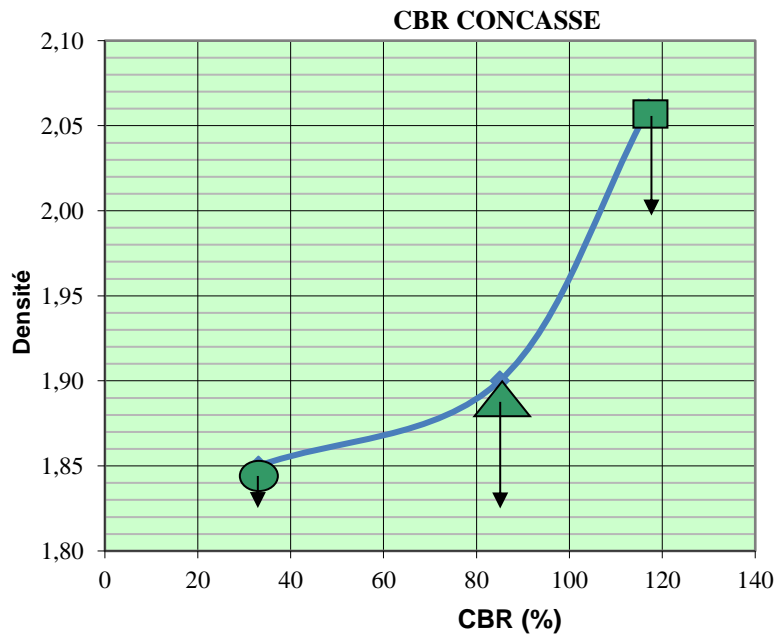
<i>Proctor Modifié (densité sèche maximale)</i>		
	Exigence du CEBTP	Valeurs trouvées
Couche de fondation	<b>1.8 à 2 <math>t/m^3</math></b>	<b>2.06</b>
Couche de base	<b>≤ 2 <math>t/m^3</math></b>	

Notre échantillon est conforme aux exigences pour son utilisation en couche d'assise puisqu'il est compris dans les valeurs recommandées du CEBTP.

### 3.4.2. CBR du concassé granitique

#### Présentation des résultats et interprétations

⇒ Résultats



**Graphe 3.5** : Courbe CBR du concassé

Les résultats obtenus sur le matériau sont :

Indice CBR à 95 %.....	85
------------------------	----

Indice CBR à 100 %..... 117

⇒ **Interprétations des résultats**

**Tableau 3.0.13 :** Tableau comparatif des résultats de l’essai CBR

	<i>Indice CBR</i>	
	Exigence du CEBTP à 95 %	Valeurs trouvées
Couche de fondation	≤ <b>30%</b>	
Couche de base	≤ <b>80%</b>	<b>85 %</b>

Notre concassé est conforme aux exigences pour son utilisation en couche de fondation et de base puisqu’il intègre parfaitement les exigences du CEBTP.

**Conclusion**

Les résultats ont prouvé que la grave latérite doit être améliorée pour satisfaire toutes les exigences du CEBTP en matière de couche de chaussée.

**3.5. Etude du mélange (graveleux latéritique + concassé granitique)**

**3.5.1. Les différentes méthodes de formulation du mélange**

Les méthodes de formulation généralement rencontrées peuvent être classées en trois catégories : l’approche empirique, l’approche semi-empirique et l’approche théorique.

⇒ **Approche empirique**

Elle fut la première méthode utilisée pour formuler les mélanges routiers. Elle demande la réalisation d’un nombre impressionnant de mélanges en laboratoire avant d’obtenir le mélange ayant les caractéristiques voulues. En d’autres termes, il s’agit de réaliser les mélanges au pifomètre mais avec l’expérience du géotechnicien.

⇒ **Approche semi-empirique**

Par définition, une approche semi-empirique est basée à la fois sur des données rationnelles et sur quelques formules empiriques. La formule couramment utilisée pour la formulation des mélanges est une formule analytique de la forme :

$$P(\%) = \left(\frac{d}{D}\right)^n * 100 \tag{3.1}$$

Avec :

**P** : pourcentage passant des particules selon le tamis de grosseur d ;

**D** : grosseur maximale nominale des granulats (mm) ;

**d** : ouverture des tamis (mm).

Cette formule sert à définir une courbe granulométrique produisant un squelette dense. Il est admis que ces courbes donnent généralement un squelette compact lorsque les particules proviennent d'un sable naturel et de granulats cubiques. Ces courbes représentent uniquement une approximation de la courbe granulométrique idéale, puisque le volume des vides après le compactage dépend aussi de la forme, de l'angularité et de l'état de surface des granulats.

⇒ **Approche théorique**

Développée au LCPC en France sous le nom de "Modèle d'Empilement Compressible (MEC)", elle permet de maximiser la compacité du squelette granulaire du mélange en optimisant les proportions des différents granulats ; un seul mélange est généralement nécessaire pour trouver les proportions optimales. Elle a l'avantage de prendre en considération l'influence des caractéristiques géométriques que la méthode semi-empirique ignore. En effet, elle tient compte de l'arrangement des grains de même que des phénomènes liés à l'effet de desserrement et à l'effet de paroi.

### **3.5.2. Comparaison des trois approches**

La méthode empirique est simple mais demande beaucoup de temps et d'énergie, du fait d'un grand nombre de mélanges. La méthode semi-empirique limite le nombre de mélanges mais ne garantit pas forcément d'atteindre les proportions optimales mais se rapproche du mieux que possible de la distribution granulométrique idéale. La méthode théorique est sans doute la plus efficace mais elle est basée sur des relations mathématiques très complexes si bien qu'elle est assortie d'un logiciel de calcul (René-LCPC) qui demeure jusque-là la propriété du LCPC et demande par ailleurs du matériel encore non disponible dans nos laboratoires.

En résumé, compte des équipements du laboratoire l'approche empirique semble la plus appropriée à notre projet puisque nous avons que deux mélanges.

### **3.5.3. Choix du mélange**

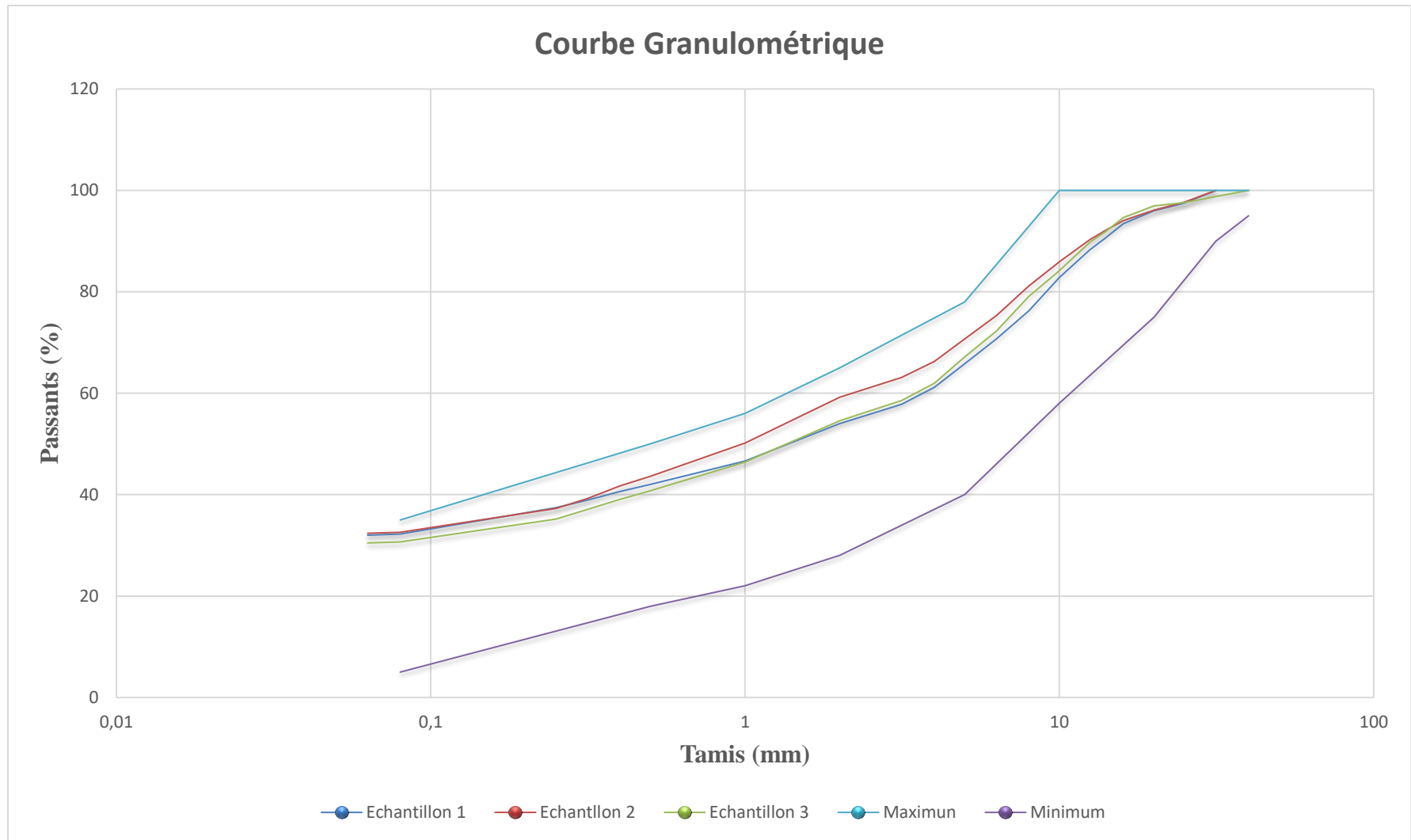
La technique de litho-stabilisation a fait pour la première fois l'objet d'études au Laboratoire National de Bâtiments et de Travaux publics à l'occasion de l'étude géotechnique du projet d'aménagement de la route Ouagadougou/Yako (selon le livre les matériaux utilisés en construction routière en Haute Volta- un matériau non conventionnel le lithostab de Pierre LOMPO, Paris 1980). Ce matériau a été amélioré à 10, 15, 20 et 25% de concassé 5/15, puis soumis à chacun des cas à l'essai CBR. Ces résultats ont montré que l'indice portant CBR égal à 80 à 95% OPM n'est atteint que pour 30% de concassé. En se basant sur ses expériences nous allons directement commencer par un ajout de 40 % de concassé pour améliorer notre matériau, puisque nous voulons un matériau adéquat pour la couche de fondation.

### **3.5.4. Analyse granulométrique par tamisage**

## **Présentation des résultats et interprétations**

⇒ *Résultats*

Les résultats obtenus après l'analyse granulométrique sont traduits par les courbes ci-après et consignés dans des tableaux en annexe



**Graphe 3.6:** Courbes granulométriques du mélange 60% de la latérite et 40% du concassé

⇒ *Interprétation des résultats*

Le mélange (60% de la latérite et 40% du concassé) est conforme aux exigences du CEBTP, pour son utilisation en couche de fondation puisque les passants du tamis 0.08 sont inférieure à 35 %. Il faut ajouter que le mélange intègre parfaitement le fuseau granulométrique de la latérite pour son utilisation en couche de fondation.

En exploitant la courbe ci-dessus, nous obtenons les valeurs suivantes :

$D_{10} = 85\%$ ,  $D_{30} = 100\%$  ,  $D_{60} = 100\%$  . Avec,  $D_{10}$  : diamètre du grain (mm) correspondant à 10% de passant,  $D_{30}$  : diamètre du grain (mm) correspondant à 30% de passant et  $D_{60}$  : diamètre du grain (mm) correspondant à 60% de passant. On détermine alors les caractéristiques du sol par deux coefficients :

⇒ Le coefficient d'uniformité ou de HAZEN :  $C_u = D_{60} \div D_{10} = 1,18$

⇒ Le coefficient de courbure :  $C_c = \frac{2D_{30}}{D_{60} \times D_{10}} = 1,18$

- Le coefficient d'uniformité inférieur à 2 par conséquent la granulométrie est uniforme.
- Le coefficient de courbure compris entre 1 et 3 d'où le matériau est bien gradué.

### 3.5.5. Analyse granulométrique par sédimentométrie

#### Présentation des résultats et interprétations

⇒ *Résultats*

Voir annexe

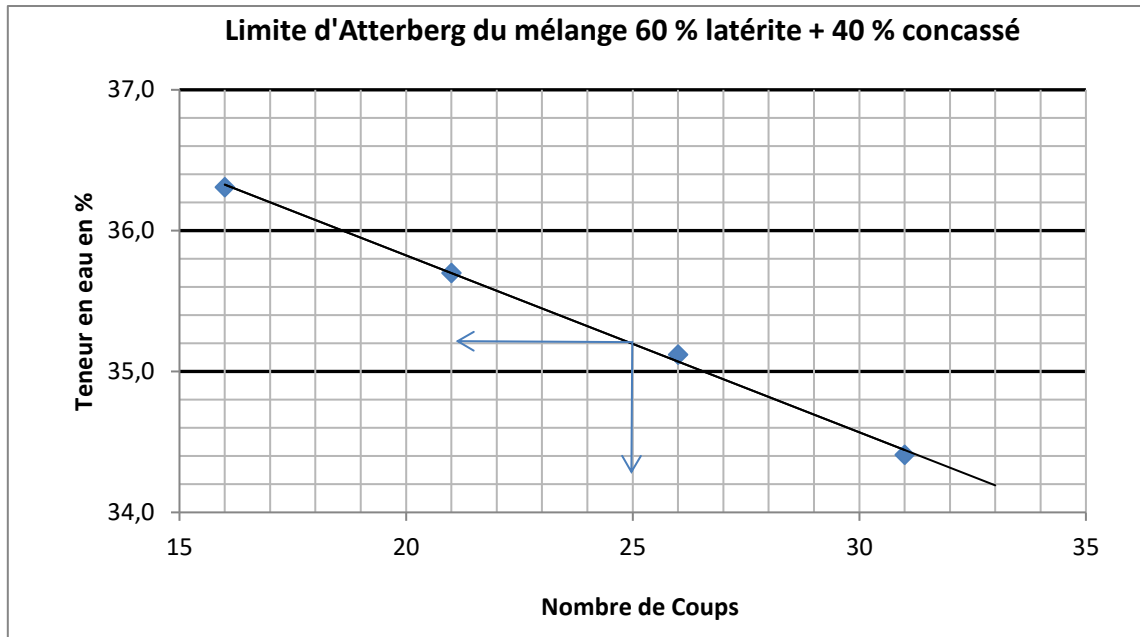
⇒ *Interprétation des résultats*

L'analyse granulométrique par sédimentométrie vient compléter l'analyse granulométrique par tamisage. Elle permet de retrouver une courbe granulométrique complète.

### 3.5.6. Limite d'Atterberg

#### Présentation des résultats et interprétations

⇒ *Résultats*



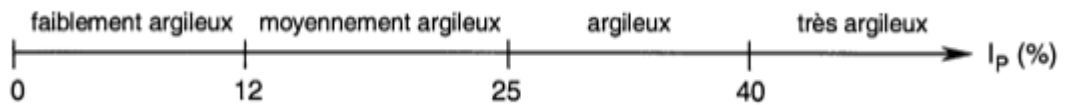
Graph 3.7 : Courbe de la Limite d'Atterberg du mélange 60 % latérite + 40 % concassé

Tableau 3.14 : Résultats de l'essai de la limite d'Atterberg

Limites d'Atterberg 60 % latérite + 40 % concassé			
	Echantillon 1	Echantillon 2	Echantillon 3
Limite de liquidité (%)	35	34	36
Limite de plasticité (%)	22	20	23
Indice de plasticité (%)	13	14	13

⇒ *Interprétation des résultats*

Le GTR 92 (Guide Technique pour la Réalisation des remblais et des couches de forme – septembre 1992) retient pour l'IP les seuils d'argilosité suivants :



Les trois échantillons (60% du latérite et 40% du concassé) sont moyennement argileux. Le CEBTP exige un indice de plasticité supérieure ou égale à 20 % pour la couche de fondation et 15 % pour la couche de base. Ces échantillons sont conformes aux exigences du CEBTP pour son utilisation en couche d'assise puisque son indice de plasticité est inférieur à 15 %.

**3.5.7. Proctor Modifié du mélange**

**Présentation des résultats et interprétations**

⇒ *Résultat*

Les résultats obtenus sur le matériau sont :

Densité sèche maximale ( $T/m^3$ )..... 2.065

Teneur en eau Optimal (%) ..... 8.2

⇒ *Interprétation des résultats*

**Tableau 3.15 :** Tableau comparatif de l’essai Proctor

<i>Proctor Modifié (densité sèche maximale)</i>		
	Exigence du CEBTP	Valeurs trouvées
Couche de fondation	<b>1.8 à 2 t/m<sup>3</sup></b>	<b>2.065</b>
Couche de base	<b>≤ 2 t/m<sup>3</sup></b>	

Notre échantillon est conforme aux exigences pour son utilisation en couche d’assise.

**3.5.8. CBR du mélange**

**Présentation des résultats et interprétations**

⇒ *Résultat*

Les résultats obtenus sur le matériau sont :

Indice CBR à 95 %..... 77.  
 Indice CBR à 100 %..... 119

⇒ *Interprétation des résultats*

**Tableau 3.16 :** Tableau comparatif de l’essai CBR

<i>Indice CBR (60% de la latérite et 40% du concassé)</i>		
	Exigence du CEBTP à 95 %	Valeurs trouvées
Couche de fondation	<b>≤ 30</b>	<b>77</b>
Couche de base	<b>≤ 80</b>	

Notre mélange est conforme aux exigences pour son utilisation en couche de fondation.

**Conclusion**

Cette étude a permis de mettre en évidence que l’adjonction de concassé de granite de dureté recommandée pour le corps de chaussée (SETRA LCPC) à du graveleux granitique permet la mise au point de matériaux dont l’indice CBR (paramètre déterminant) répond aux spécifications généralement attendues des matériaux destinés à être utilisés pour les couches de fondations (pour les trafics moyens en couche de base dans les cas aussi bien des nouvelles constructions (CEBTP) que des réhabilitations (CEBTP)) et pour les couche de base. Ainsi, le mélange obtenu dans les proportions de 60% du graveleux latéritique et de 40% du concassé de granite de Dan a donné un CBR de 77 contre 53 pour le graveleux latéritique. De plus le mélange a permis d’améliorer le pourcentage des passants au tamis 0.08 mm de 48.37% à

32.57%. Ce matériau obtenu pourra être utilisé comme matériau de couche de fondation pour tout type de trafic et en couche de base pour certain type de trafic.

### 3.6. Calcul des erreurs et incertitudes (écart types)

#### 3.6.1. Essais physiques et mécaniques sur la latérite

**Tableau 3.17 :** Tableau récapitulatif de calcul des erreurs sur la grave latérite

N°	Analyse granulométrique			Limite d'Atterberg			Matière s organiques (%)	poids spécifique (g /cm <sup>3</sup> )	Proctor Modifié		CBR	
	D <sub>max</sub> (mm)	2 mm (%)	0,08 mm (%)	WL	WP	IP			W <sub>OPM</sub> (%)	Y <sub>OPM</sub> (t/m <sup>3</sup> )	I <sub>CBR</sub> 100 %	I <sub>CBR</sub> 95 %
<b>1</b>	31.5	58.70	48.37	33	22	11	1.225	2.83	11.3	1.92	69	54
<b>2</b>	31.5	60.02	46.25	32	18	14	1.035	2.82	11.1	1.90	68	53
<b>3</b>	31.5	50.29	43.75	37	23	14	0.376	2.745	11.2	1.94	69	54
<b>Max</b>	31.5	60.02	48.37	37	23	14	1.225	2.83	11.3	1.94	69	54
<b>Min</b>	31.5	50.29	43.75	32	18	11	0.376	2.745	11.1	1.90	68	53
<b>Moyenne</b>	31.5	56.34	46.12	34	21	13	0.879	2.80	11.2	1.92	68.67	53.56
<b>Variance</b>	0	18,57	3,57	4,67	4,67	2	0,13	0,001	0,007	0,0003	0,22	0,23
<b>Écart type</b>	0	4,31	1,89	2,16	2,16	1,41	0,36	0,03	0,08	0,02	0,47	0,48

**3.6.2. Essais physiques et mécaniques sur le concassé**

**Tableau 3.18 :** Tableau récapitulatif de calcul des erreurs sur le concassé

N°	Analyse granulométrique			Equivalent de sable	poids spécifique (g /cm <sup>3</sup> )	Los Angeles	Micro Deval	Proctor Modifié		CBR	
	D <sub>max</sub> (mn)	2 mm (%)	0,08 mm (%)					W <sub>OPM</sub> (%)	Y <sub>OPM</sub> (t/m <sup>3</sup> )	I <sub>CBR</sub> 100 %	I <sub>CBR</sub> 95 %
<b>1</b>	20	50.82	09.10	45.97	2.73	20.48	10.35	6.5	2.06	117	85
<b>2</b>	20	58.3	12.18	46.12	2.75	20	10.44	6.6	2.1	118	86
<b>3</b>	20	59.93	14.5	44.69	2.77	21	10.3	6.4	2.02	116	84
<b>Max</b>	20	59.93	14.5	46.12	2.77	21	10.44	6.6	2.1	118	86
<b>Min</b>	20	50.82	09.10	44.69	2.75	20	10.3	6.4	2.02	116	84
<b>Moyenne</b>	20	56,35	11,93	45,59	2,75	20.49	10,36	6,5	2,06	117	85
<b>Variance</b>	0	15,73	4,89	0,41	0,0003	0,67	0,003	0,006	0,001	0,67	0,67
<b>Écart type</b>	0	3,97	2,21	0,64	0,016	0,82	0,06	0,08	0,03	0,82	0,82

### 3.6.3. Essais physiques et mécaniques sur le mélange

**Tableau 3.19 :** Tableau récapitulatif de calcul des erreurs sur le concassé

N°	Analyse granulométrique			Limite d'Atterberg			poids spécifique (g /cm <sup>3</sup> )	Proctor Modifié		CBR	
	D <sub>max</sub> (mm)	2 mm (%)	0,08 mm (%)	WL	WP	IP		W <sub>OPM</sub> (%)	Y <sub>OPM</sub> (t/m <sup>3</sup> )	I <sub>CBR</sub> 100 %	I <sub>CBR</sub> 95 %
<b>1</b>	31.5	54.00	32.22	35	22	13	2.614	8.2	2.065	119	77
<b>2</b>	31.5	59.23	32.57	34	20	14	2.604	8.0	2.06	119	77
<b>3</b>	31.5	54.58	43.75	36	23	13	2.60	8.4	2.07	120	78
<b>Max</b>	31.5	59.23	32.57	36	23	14	2.614	8.4	2.07	120	78
<b>Min</b>	31.5	54.00	43.75	34	20	13	2.60	8.0	2.06	119	77
<b>Moyenne</b>	31.5	55.94	36.18	35	21.67	13.33	2.606	8.2	2.065	119.33	77.33
<b>Variance</b>	0	5.48	28.67	0.67	1.56	0.22	0.000035	0.027	0.000017	0.22	0.22
<b>Écart type</b>	0	2.34	5.354	0.82	1.25	0.47	0.0059	0.16	0.004	0.47	0.47

## Conclusion

Les erreurs constatées sur les différents échantillons sont dues aux équipements utilisés lors de nos essais.

### 3.7. Modélisation du comportement hypoélastique du mélange graveleux latéritique et du concassé granitique

#### 3.7.1. Echantillonnage

L'essai Proctor modifié suivant la norme NF P 94-093 réalisé initialement a permis de déterminer les valeurs optimales de compactage ( $\gamma_{dmax}$  et  $W_{optm}$ ) des passants au tamis 5 mm. Ces données nous ont servi à fabriquer des éprouvettes d'échantillons reconditionnés dans le moule de Proctor modifié. Ces éprouvettes ont été démoulées, coupées en deux avec la scie, entourées de papier aluminium puis mis dans des sachets plastiques afin de conserver la teneur en eau. Ensuite, les éprouvettes pour l'essai de cisaillement proprement dites ont été carottées sur les éprouvettes préalablement réalisées.

#### 3.7.2. Procédure de réalisation de l'essai de cisaillement

L'essai de cisaillement est réalisé suivant la norme NF P 94-071-1 sur le mélange (60% du graveleux latérite et 40% du concassé granitique) en sollicitant les éprouvettes de l'essai Proctor modifié. Par la suite, les éprouvettes carottées avec anneau ont été mis dans la boîte de cisaillement constituée de deux demi boîtes indépendantes, c'est-à-dire qui peuvent se déplacer horizontalement. Les deux demi boîtes assemblées sont placées à l'intérieur de la cellule de cisaillement puis on remplit la cellule d'eau. L'éprouvette est soumise à une force normale maintenue constante pendant toute la durée de l'essai. On fait la lecture des forces horizontales de cisaillement sur le capteur lorsque le cisaillement commence sous l'effet de la contrainte normale  $\sigma$ .

Le cisaillement est réalisé à la vitesse lente (1 mm/min) de référence Samb (1985) pour 50, 100, 200 et 400 KPa de contrainte normale.

#### 3.7.3. Approche numérique d'identification des paramètres du modèle hyperbolique Hardin et Drnevich

Avant la modélisation des matériaux nous avons converti les déplacements de l'essai de cisaillement en déformation tangentielle. D'après le document « Méthode d'essai LPC n° 21 » (1987), la déformation tangentielle de l'essai de cisaillement est égale au rapport du déplacement horizontal par la longueur  $l$  de l'éprouvette.

$$\gamma = \frac{\Delta l}{h} \quad [3.1]$$

Avec

$\Delta l$ : Le déplacement horizontal et  $h$  la hauteur de l'éprouvette.

Le modèle hyperbolique de Hardin et Drnevich (1972) retenu pour décrire le comportement de nos matériaux est exprimé par l'équation suivante :

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{max}} + \frac{\gamma}{\tau_{max}}} \quad [3.2]$$

Avec

$\tau_{max}$  : la contrainte de cisaillement maximale

$G_{max}$  : le module de cisaillement maximal

Posons :

$$a = \frac{1}{G_{max}} \text{ et } b = \frac{1}{\tau_{max}}$$

L'équation [3.2] devient :

$$\tau = \varphi(\gamma, a, b) = \frac{\gamma}{a + b\gamma} \quad [3.3]$$

L'identification des paramètres de de la loi de comportement hypoélastique non-linéaire consiste à déterminer par la méthode des moindres carrés non linéaire les inconnues  $a$  et  $b$  de l'équation (3.3) selon le modèle hyperbolique de Hardin et Drnevich (1972). A l'aide de la méthode des moindres carrés non linéaires, l'ajustement des points expérimentaux  $y_i$  par la fonction  $\varphi$  se fera en minimisant l'écart quadratique ou la distance  $\phi_j$  entre  $y_i$  et  $\varphi(\gamma, a, b)$ .

$$\phi_j = \sum_j^n (y_i - \varphi(\gamma, a, b))^2 \quad [3.4]$$

La formule itérative est établie avec l'expression générale suivante qui intègre linéairement le paramètre  $\alpha$  :

$$\varphi(\gamma, a, b) = \varphi(\alpha, \gamma, a, b) \quad [3.5]$$

Où  $\alpha \in \{0,1\}$

Par suite, l'équation (3.4) devient :

$$\phi_j = \sum_{i=1}^n (y_i - \varphi(\alpha, \gamma, a, b))^2 \quad [3.6]$$

La minimisation de la distance  $\phi_j$  consiste à annuler sa dérivée première par rapport aux inconnues a et b :

$$\begin{cases} \frac{\partial \phi_j}{\partial a} = 0 \\ \frac{\partial \phi_j}{\partial b} = 0 \end{cases} \quad [3.7]$$

Le système [4.7] devient alors :

$$\begin{cases} \sum_{i=1}^n y_i \frac{\partial \varphi}{\partial a} - \sum_{i=1}^n \varphi \frac{\partial \varphi}{\partial a} = 0 \\ \sum_{i=1}^n y_i \frac{\partial \varphi}{\partial b} - \sum_{i=1}^n \varphi \frac{\partial \varphi}{\partial b} = 0 \end{cases} \quad [3.8]$$

Linéarisons la fonction  $\varphi$  :

$$\begin{aligned} \varphi(\alpha, \gamma, a, b) &= \varphi(\alpha, \gamma, a^0, b^0) + \varphi'_a(\alpha, \gamma, a^0, b^0)(a - a^0) \\ &\quad + \varphi'_b(\alpha, \gamma, a^0, b^0)(b - b^0) \end{aligned} \quad [3.9]$$

En remplaçant la valeur de  $\varphi$  dans le système (7.8), on obtient le système suivant :

$$\begin{cases} \Delta a \sum_{i=1}^n (\varphi'_a)^2 + \Delta b \sum_{i=1}^n \varphi'^0_a \varphi'^0_b = \sum_{i=1}^n y_i \varphi'^0_a - \sum_{i=1}^n \varphi^0 \varphi'^0_a \\ \Delta b \sum_{i=1}^n (\varphi'_b)^2 + \Delta a \sum_{i=1}^n \varphi'^0_a \varphi'^0_b = \sum_{i=1}^n y_i \varphi'^0_b - \sum_{i=1}^n \varphi^0 \varphi'^0_b \end{cases} \quad [3.10]$$

Avec :

$$\varphi^0 = \varphi(\pi, \gamma, a^0, b^0) = \frac{\pi\gamma}{a^0 + \gamma b^0}$$

$$\varphi'_a = \frac{\partial \varphi(\pi, \gamma, a^0, b^0)}{\partial a} = \frac{-\pi\gamma}{(a^0 + \gamma b^0)^2}$$

$$\varphi'_b = \frac{\partial \varphi(\pi, \gamma, a^0, b^0)}{\partial b} = \frac{-\pi\gamma}{(a^0 + \gamma b^0)^2}$$

$$\pi = \alpha$$

$$\Delta a = a - a^0$$

$$\Delta b = b - b^0$$

La résolution de ce système d'équation (3.10) donne :

$$\begin{cases} a - a^0 = \frac{\det(a)}{\det(M)} \\ b - b^0 = \frac{\det(b)}{\det(M)} \end{cases} \quad [3.11]$$

Avec

**det(a)** : déterminant relatif à a

$\mathbf{det}(b)$  : déterminant relatif à  $b$

$\mathbf{det}(M)$  : déterminant du système

En somme, à partir du système d'équation (4.11), les formules itératives suivantes sont établies.

Il s'agit de :

$$\begin{cases} a^{k+1} = a^k + \frac{\mathbf{det}(a)}{\mathbf{det}(M)} \\ b^{k+1} = b^k + \frac{\mathbf{det}(b)}{\mathbf{det}(M)} \end{cases} \quad [3.12]$$

Les valeurs optimales de  $a$  et  $b$  ont été déterminées grâce au système d'équation [7.12] et des tableurs Excel. D'après Montgomery et Runger (2003), le critère d'arrêt des itérations est fixé comme suit quel que soit le paramètre :

$$\frac{a^{k+1} - a^k}{a^k} < 10^{-6} \quad [3.13]$$

A l'aide d'outils statistiques, on procède à la vérification du modèle numérique utilisé après avoir déterminé les paramètres  $a$  et  $b$  du modèle. Pour y parvenir, nous suivrons les étapes énoncées ci-après :

**a. Signification du modèle**

L'analyse de la signification du modèle sera réalisée grâce au test de Fisher au risque de 1%. Elle se fera suivant les étapes ci-dessous énoncées.

⇒ **Principe du test**

*i. Calculer la statistique  $F$  de Fisher, notée  $F_{cal}$*

$$F_{cal} = \frac{n - p}{p} * \frac{S_R}{S_E} \quad [3.14]$$

Avec :

$$S_R = \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2 \quad [3.14.a]$$

$$S_E = \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2 \quad [3.14.b]$$

Et

$n$  : taille de l'échantillon

$p$  : nombre de paramètres

$y_i$  : valeur expérimentale

$\bar{y}$  : moyenne arithmétique

$\hat{y}_i$  : valeur prédite

ii. Lire la statistique  $F$  de Fisher, notée  $F_{lue}$ , des tables de  $F$ -Distribution

$$F_{lue} = F(p, n - p, 1 - \alpha) \quad [3.15]$$

Où  $\alpha$  représente le risque.

iii. Si  $F_{cal} > F_{lue}$  alors on conclut que le modèle ajuste bien les données expérimentales ; si non, c'est le contraire.

### b. Adéquation du modèle

L'adéquation du modèle repose essentiellement sur le calcul du coefficient de détermination ( $R^2$ ) et l'analyse des résidus.

#### ❖ Calcul du coefficient de détermination $R^2$

D'après Kvalseth (1985), la formule adéquate pour le calcul du coefficient de détermination pour une régression non linéaire est de la forme.

$$R^2 = 1 - \frac{SS_E}{SS_R} \quad [3.16]$$

Avec :

$$SS_R = \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y}_l)^2 \quad [3.17]$$

Et

$$SS_E = \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_l)^2 \quad [3.18]$$

$y_i$  : la valeur expérimentale

$\hat{y}_l$  : la valeur prédite par le modèle.

#### ❖ Analyse des résidus

✓ L'adéquation de tout modèle est basée principalement sur l'analyse des résidus. Cette analyse sera conduite en deux étapes distinctes : La normalité des erreurs sera étudiée en déterminant le pourcentage de résidus standardisés appartenant à l'intervalle  $[-2, +2]$ . D'après Montgomery et Runger (2003), lorsque 95% des résidus standardisés se trouvent dans cet intervalle alors les erreurs sont normalement distribuées. Les résidus standardisés  $d_i$  sont définis par :

$$d_i = \frac{\hat{\varepsilon}_l}{\sqrt{\hat{\sigma}^2}} \quad [3.19]$$

Avec

$\hat{\varepsilon}_l = y_i - \hat{y}_l$  : Le résidu estimé

$\hat{\sigma} = \frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2}{n-p}$  : L'estimateur dans le modèle établi.

Notons que  $n$  et  $p$  sont respectivement le nombre d'observations et celui des paramètres.

- ✓ La recherche d'observations atypiques ou aberrantes se basera sur des mesures statistiques. Ainsi, une donnée est aberrante si et seulement si la valeur associée à  $|t_i^*|$  est supérieure au seuil donné par la loi de Student, soit  $t_{n-p(1-\alpha/2)}$  avec  $\alpha$  désignant le degré de risque choisi. Par contre, les points atypiques sont les points leviers c'est-à-dire les points dont les valeurs  $h_{ii}$  sont supérieures à 0,5 d'après Huber (1981) (Cornillon et Matzner-Løber, 2007). Les résidus par validation croisée  $t_i^*$  sont déterminés ci-après :

$$t_i^* = \frac{\hat{\epsilon}_i}{\hat{\sigma}_{(i)} \sqrt{1 - h_{ii}}} \quad [3.20]$$

Où :

$\hat{\epsilon}_i$  : Le résidu estimé,

$\hat{\sigma}_{(i)}$  : L'estimateur de  $\sigma$  dans le modèle établi privé de l'observation  $i$ , et

$h_{ii}$  : Le  $i$ -ème élément de la diagonale de la « hat matrix »  $H$ .

$H$  : Est exprimée comme suit :

$$H = X(X^t X)^{-1} X^t \quad [3.21]$$

On désigne :

$y_i$  et  $\hat{y}_i$  : Représente respectivement par les observations et les prédictions ;

$n$  et  $p$  respectivement par le nombre d'observation et celui des paramètres

$X$  et  $X^t$  : Représente respectivement la matrice des dérivées partielles du modèle et sa transposée. L'équation générale de  $X$  en notation indicielle est :

$$X = \left[ \left( \frac{\partial \varphi(t_i \hat{\theta})}{\partial \theta_j} \right)_{ij} \right] \quad [3.22]$$

Avec :

$i=1$  à  $n$  et  $j=1$  à  $p$  puis  $\varphi$  la fonction définie par l'équation (4.3).

Ainsi,  $h_{ii}$  peut être calculé à l'aide de l'expression suivante :

$$h_{ii} = x_i^t (X^t X)^{-1} x_i \quad [3.23]$$

$x_i$  et  $x_i^t$  : représente respectivement le vecteur de la  $i$ -ème ligne de la matrice  $X$  et sa transposée.

De même  $\hat{\theta}_{(i)}$ , l'estimateur de  $\sigma$  dans le modèle établi privé de l'observation  $i$ , peut être évalué à l'aide de la formule ci-après :

$$\hat{\theta}_{(i)} = \sigma \sqrt{\frac{n-p-t_i^2}{n-p-1}} \quad [3.24]$$

- ✓ La recherche d'observations influentes sera basé sur la détermination de l'écart de Welsh-Kuh ( $W_{ki}$ ) (Cornillon et Matzner-Løber, 2007). L'expression générale de cet écart :

$$W_{ki} = |t_i^*| \sqrt{\frac{h_{ii}}{1 - h_{ii}}} \quad [3.25]$$

Cet écart est comparé au seuil critique  $\frac{2\sqrt{p+1}}{\sqrt{n}}$ . Une donnée est dite influente lorsque son  $W_{ki}$  est supérieur au seuil critique.

### 3.7.4. Essai de cisaillement direct

Le tableau suivant présent la valeur moyenne de la teneur en eau et de la densité humide ayant servi pour la préparation des éprouvettes de l'essai de cisaillement.

**Tableau 3.20 :** Résultats de la teneur en eau et de la densité humide

	Graveleux latéritique		Concassé granitique		60% de la latérite et 40% du concassé granitique	
% OPM	100	95	100	95	100	95
$W_{opm}$ (%)	1.92		2.095		2.04	
$\gamma_d$ (KN/m <sup>3</sup> )	11.3		6.1		10.9	

Avant la modélisation de nos matériaux nous avons procédé à l'analyse des résultats de l'essai de cisaillement direct en traçant les courbes contraintes tangentielle en fonction du déplacement puis on a déterminé les paramètres de résistance de cisaillement des échantillons (l'angle de frottement interne  $\varphi$  et la cohésion  $c$ ) à 100% OPM et à 95 % OPM.

D'après les courbes de la résistance de cisaillement les contraintes maximales de cisaillement (Annexe 20), Nous constatons qu'il y a une augmentation de contrainte à 100% OPM au niveau. On peut déduire que l'énergie de compactage a d'influence sur la contrainte de cisaillement.

Par la suite, la courbe intrinsèque ( $\tau, \sigma_n$ ) est représentée puis on trace sa régression linéaire. On déduit sur cette régression la pente de la droite et l'ordonnée à l'origine représentent respectivement la tangente de l'angle de frottement interne  $\varphi$  et de la cohésion effective  $c$  qui sont important pour la détermination des contraintes maximale déviatorique et moyenne effective. Les résultats obtenus au niveau de chaque OPM sont consignés dans les tableaux suivants.

**Tableau 3.21** : Résultats de l'essai de cisaillement

	Graveleux latéritique		Concassé granitique		60% de la latérite et 40% du concassé granitique	
	100	95	100	95	100	95
$c$ (kPa)	10,18	51,78	2,44	15,57	33,43	3,33
$\varphi$ (°)	26,16	18,86	35,50	30,57	34,47	33,58

D'après le tableau les angles de frottement sont pratiquement les mêmes mais la cohésion effective varie. Nous pouvons dire que l'énergie de compactage agit sur la cohésion effective.

### 3.7.5. Adéquation du modèle numérique et normalité des résidus

#### Adéquation du modèle numérique

La valeur optimale des paramètres du modèle numérique de Hardin Drnevich sera déterminée à partir, des itérations successives réalisées à partir du système d'équation [7.10]. Ces différentes valeurs sont déterminées à l'aide de des résultats de 95 % OPM et 100% OPM à la contrainte normale. Le tableau ci-dessous présente les différentes valeurs obtenues :

**Tableau 3.22 :** Tableau récapitulatif de la détermination des paramètres du modèle

Types de matériaux	$\sigma_n$ (KPa)	50		100		200		400	
		95 OPM	100 OPM	95 OPM	100 OPM	95 OPM	100 OPM	95 OPM	100 OPM
a		$8.10^{-4}$	$2.10^{-4}$	$2,5.10^{-4}$	$8,9.10^{-4}$	$2.10^{-4}$	$2.10^{-4}$	$3,35.10^{-4}$	$1,4.10^{-4}$
b		$1,19.10^{-2}$	$1,15.10^{-2}$	$1,78.10^{-2}$	$8,9.10^{-3}$	$4,6.10^{-3}$	$4,2.10^{-3}$	$1,52.10^{-3}$	$2,9.10^{-3}$
<b>Mélange</b>	$G_{max}$ (KPa)	1 250	5 000	4 000	1 123,60	5 000	5 000	2 985,07	7 142,86
	$\tau_{max}$ (KPa)	84,03	86,96	56,18	112,36	217,39	238,10	657,89	344,83
a		$8,5.10^{-4}$	$3.10^{-3}$	$3,6.10^{-4}$	$10^{-3}$	$2,3.10^{-4}$	$3.10^{-4}$	$5.10^{-4}$	$3,1.10^{-4}$
b		$1,3.10^{-2}$	$2.10^{-2}$	$1,5.10^{-2}$	$10^{-2}$	$5.10^{-3}$	$10^{-2}$	$3.10^{-3}$	$3.10^{-3}$
<b>Latérite</b>	$G_{max}$ (KPa)	1 176,47	300,33	2 777,78	1 000	4 347,83	3 333,33	2 000	3 225,81
	$\tau_{max}$ (KPa)	76,92	50	66,67	100	200	100	333,33	333,33

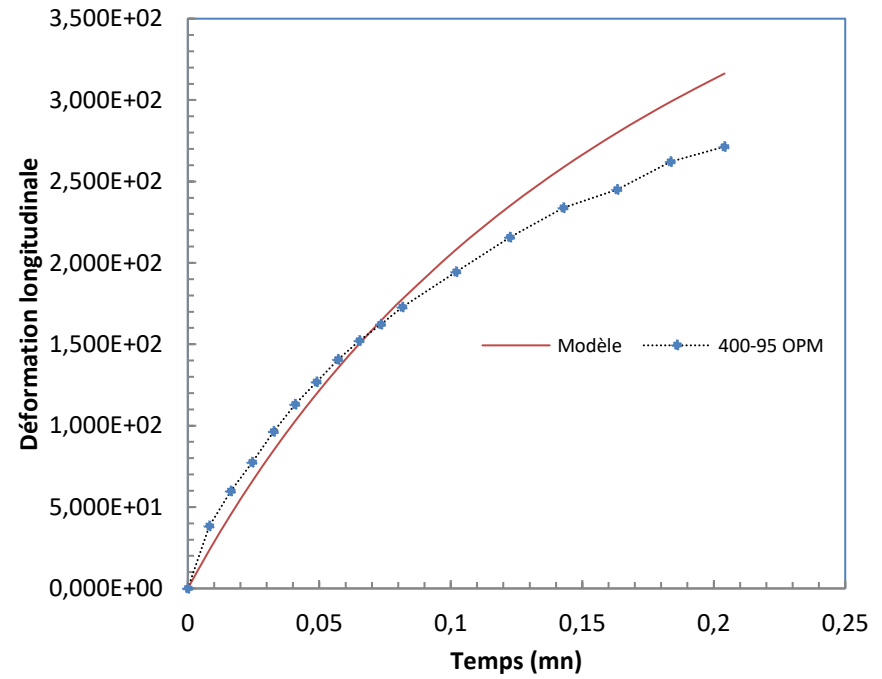
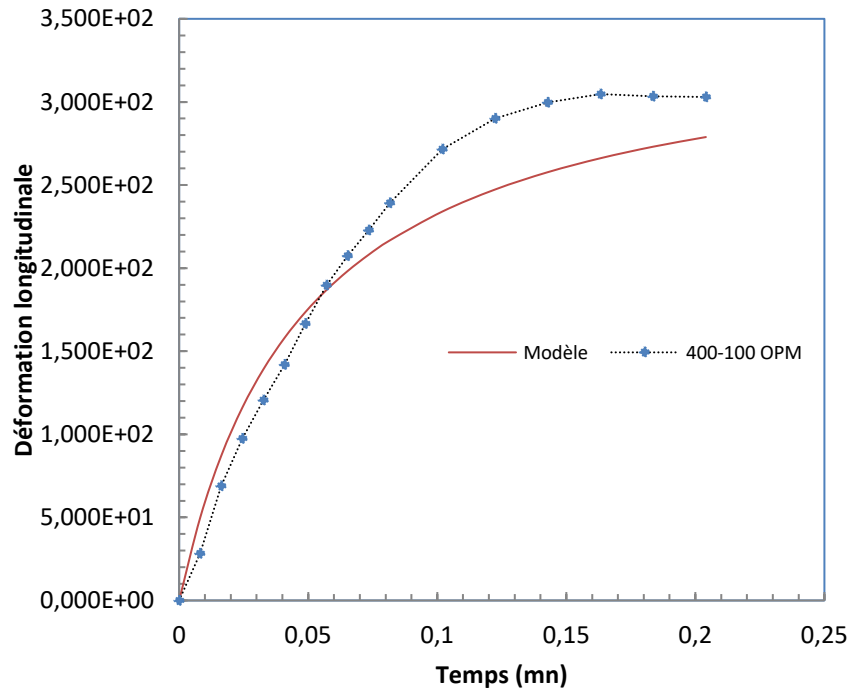
Ainsi nous obtenons les expressions numériques du modèle (mélange) suivant :

- Expression numérique du modèle à 95% OPM

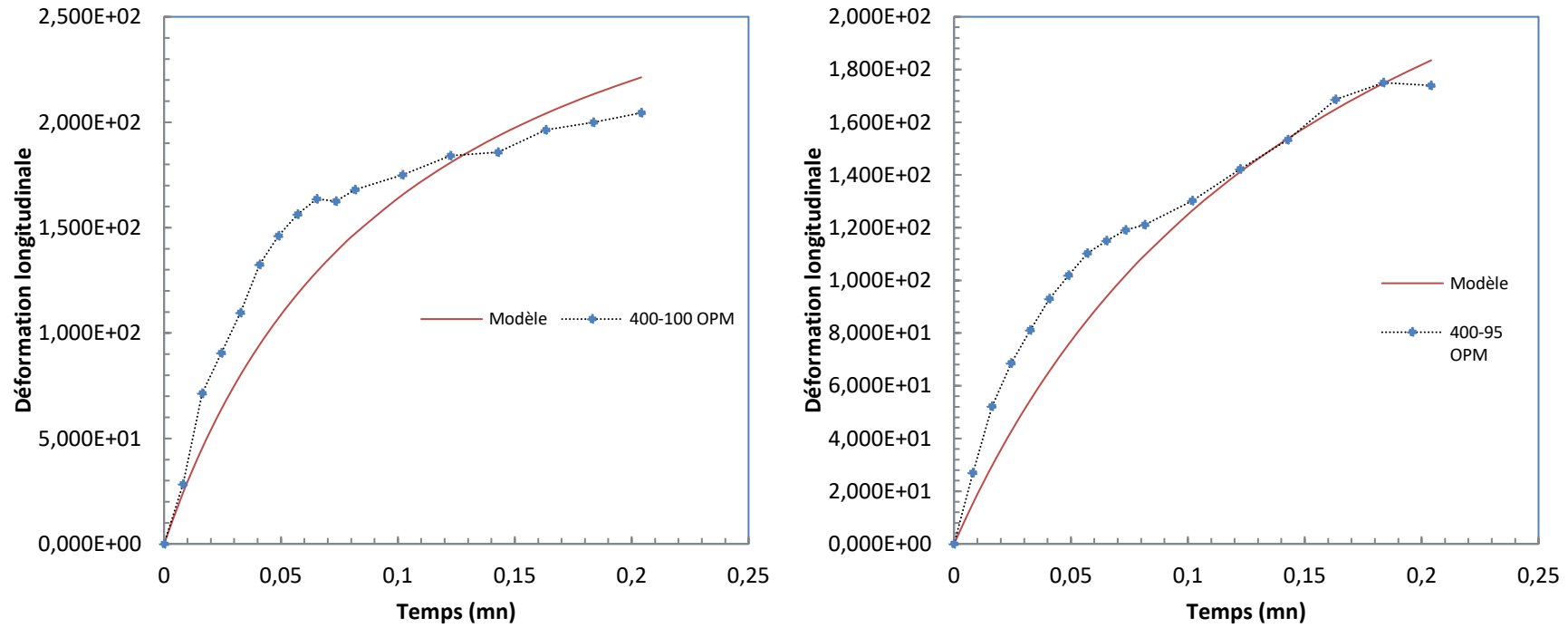
$$\tau_{95\%} = \varphi(\gamma) = \frac{\gamma}{3,35.10^{-4} + 1,52.10^{-3}\gamma}$$

- Expression numérique du modèle à 100% OPM

$$\tau_{100\%} = \varphi(\gamma) = \frac{\gamma}{1,4.10^{-4} + 2,9.10^{-3}\gamma}$$



**Graph 3.8 :** Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation selon le modèle hyperbolique de Hardin et Drnevich ( $R^2 = 96.21$  à  $95\%$  et  $96.24$  Mélange à  $4$  Kpa)



**Graphe 3.9 :** Contrainte de cisaillement en fonction de la déformation selon le modèle hyperbolique de Hardin et Drnevich ( $R^2 = 95.80$  à 95 % et 94.99 Latérite à 4 Kpa)

D'après les graphes ci-dessous, nous remarquons que la courbe contrainte-déformation du mélange obtenu à partir des résultats du modèle est plus proches de celle expérimentale que celui de la latérite : ce qui confirme les valeurs de  $G_{max}$  et  $\tau_{max}$  trouver lors de la modélisation. Le modèle numérique de Hardin et Drnevich développé minimise le risque empirique. Ainsi, à l'aide d'une série de tests statistiques, leur capacité prédictive sera prouvée. En d'autres mots, il revient à démontrer quantitativement leur capacité à émettre des estimations raisonnables de la variable expliquée pour de nouvelles valeurs des facteurs explicatifs comme suit.

### 3.7.6. Test de signification du modèle

**Tableau 3.23 :** Tableau récapitulatif des résultats du test de signification du modèle

Types de mélange	$\sigma_n(kPa)$	50		100		200		400	
		$F_{cal}$	$F_{lue}$	$F_{cal}$	$F_{lue}$	$F_{cal}$	$F_{lue}$	$F_{cal}$	$F_{lue}$
Mélange	95 % OPM	104,27	6,36	64,76	6,36	93,36	6,36	173,00	6,36
	100 % OPM	31,07	6,36	54,69	6,36	200,31	6,36	76,20	6,36
Latérite	95 % OPM	35,49	6,36	26,97	6,36	38,94	6,36	102,13	6,36
	100 % OPM	93,57	6,36	290	6,36	25,45	6,36	59,82	6,36

Le tableau ci-dessus présente les statistiques de Fisher  $F_{cal}$  et  $F_{lue}$  calculées au risque de 1%. Les statistiques montrent que pour toute contrainte normale et quel que soit le degré de compactage  $F_{cal} > F_{lue}$  (Montgomery et Runger, 2003). Ce qui nous permet d'affirmer que le modèle numérique développé ajuste bien les données expérimentales.

### 3.7.7. Test d'adéquation de chaque modèle

- Calcul du coefficient de détermination

**Tableau 3.24 :** Tableau récapitulatif du coefficient de détermination

	$\sigma_n(kPa)$	50		100		200		400	
		95	100	95	100	95	100	95	100
Mélange	OPM	95	100	95	100	95	100	95	100
	$R^2$	95,96	92,06	95,80	98,63	96,05	98,35	96,21	96,24
Latérite	OPM	95	100	95	100	95	100	95	100
	$R^2$	94,17	92,27	95,17	98,65	95,11	97,10	95,80	94,99

D'après le tableau ci-dessus, nous constatons que le coefficient de détermination est supérieur à 90% quelle que soit la contrainte et le degré de compactage. Par conséquent notre régression est représentative et ajuste bien les valeurs.

3.7.8. Analyse des résidus

⇒ Normalité des résidus

Tableau 3.25 : Tableau récapitulatif des résidus

Nombre	95 %					100 %				
	$e_i$	$d_i$	$h_{ii}$	$t_i^*$	$W_{ki}$	$e_i$	$d_i$	$h_{ii}$	$t_i^*$	$W_{ki}$
1	0,000	0,000	0,161	0,000	0,000	0,000	0,000	0,161	0,000	0,000
2	-	-	0,141	-	-	21,542	0,811	0,141	0,845	0,342
3	14,836	0,703	0,124	0,733	0,297	18,257	0,687	0,124	0,709	0,266
4	14,348	0,680	0,108	0,701	0,263	18,554	0,698	0,108	0,714	0,249
5	11,707	0,555	0,095	0,567	0,198	18,575	0,699	0,095	0,710	0,230
6	11,495	0,545	0,084	0,553	0,179	16,033	0,603	0,084	0,609	0,184
7	-	-	0,084	-	-	16,033	0,603	0,084	0,609	0,184
8	-7,321	-	0,074	-	-	6,995	0,263	0,074	0,264	0,075
9	-	0,347	0,067	0,348	0,099	-	-	0,067	-	-
10	-5,100	-	0,067	-	-	-2,806	-	0,067	-	-
11	-	0,242	0,062	0,242	0,065	-	0,106	0,062	0,106	0,028
12	-1,839	-	0,062	-	-	-9,235	-	0,062	-	-
13	-	0,087	0,060	0,087	0,022	-	0,347	0,060	0,347	0,089
14	2,259	0,107	0,060	0,107	0,027	-14,685	-	0,060	-	-
15	5,040	0,239	0,059	0,238	0,059	-	0,553	0,059	0,551	0,139
16	13,759	0,652	0,059	0,652	0,174	-22,482	-	0,059	-	-
17	19,138	0,907	0,066	0,917	0,282	-	0,846	0,066	0,843	0,211
18	24,843	1,177	0,066	0,652	0,174	-37,584	-	0,066	-	-
19	34,965	1,656	0,087	0,917	0,282	-	1,414	0,087	1,414	0,376
20	36,831	1,745	0,087	0,917	0,282	-42,679	-	0,087	-	-
21	44,917	2,128	0,120	1,213	0,448	-	1,606	0,120	1,624	0,500
22	44,917	2,128	0,120	1,213	0,448	-41,990	-	0,120	-	-
23	44,917	2,128	0,167	1,755	0,785	-	1,580	0,167	1,628	0,602
24	44,917	2,128	0,167	1,755	0,785	-38,588	-	0,167	-	-
25	44,917	2,128	0,227	1,919	1,039	-	1,452	0,227	1,538	0,688
26	44,917	2,128	0,227	1,919	1,039	-30,275	-	0,227	-	-
27	44,917	2,128	0,299	2,460	1,608	-	1,139	0,299	1,253	0,678
28	44,917	2,128	0,299	2,460	1,608	-24,193	-	0,299	-	-
29	44,917	2,128	0,299	2,460	1,608	-	0,910	0,299	1,052	0,688

Nous constatons que 100 % des résidus standardisés appartiennent à  $[-2, +2]$ . Cette proportion est nettement supérieure à la valeur recommandée, soit 95% (Montgomery et Runger, 2003), ce qui confirme bien que nos résidus sont normalement distribués.

### 3.7.9. Identification des valeurs aberrantes

D'après le tableau du sous chapitre 7.10.5, nous remarquons que toutes les valeurs de  $t^*$  sont inférieures à 2,624 au risque 1% (Montgomery et Runger, 2003) quel que soit l'énergie de compactage. Donc nous pouvons dire qu'aucune valeur aberrante ne figure parmi celles qui ont été utilisées pour élaborer le modèle numérique.

### 3.7.10. Recherche de données atypiques

D'après le tableau du sous chapitre 7.10.5, nous constatons que toutes les valeurs de  $h_{ii}$  sont inférieures à 0,5 (Cornillon et Matzner-Løber, 2007). Nous pouvons déduire que parmi les observations ne figure aucune valeur atypique.

### 3.7.11. Identification des observations influentes

D'après le tableau du sous chapitre 7.10.5, nous remarquons que 100 % des valeurs de  $W_{ki}$  calculées sont inférieures à 0,804 quel que soit le compactage.

## 3.8. Conclusion

Eu égard de tout ce qui précède on peut dire que notre mélange satisfait les exigences recommandées puisque le  $G_{\max}$  et  $\tau_{\max}$  du latérite est largement inférieur à celui du mélange.

## CONCLUSION GENERALE

Le présent rapport dont l'objectif principal est de modéliser le comportement hypoélastique du mélange graveleux latéritique et concassé granitique au Bénin a permis d'atteindre des résultats conséquents et encourageants. La modélisation a été faite sur la partie fine (passants au tamis 5 mm).

Cette étude a permis également de mettre en évidence que l'adjonction de concassé de granite de dureté recommandée pour le corps de chaussée (SETRA LCPC) à du graveleux granitique permet la mise au point de matériaux dont l'indice CBR répond aux spécifications généralement attendues des matériaux destinés à être utilisés pour les couches de chaussées. Ainsi, le mélange obtenu dans les proportions de 60% du graveleux latéritique et de 40% du concassé granitique a donné un CBR de 77 contre 53 pour le graveleux latéritique. De plus le mélange a permis d'améliorer le pourcentage des passants au tamis 0.08 mm de 48.37% à 32.57%. Ce matériau obtenu pourra être utilisé comme matériau de couche de fondation pour tout type de trafic et en couche de base pour certain type de trafic (faible trafic).

Les investigations menées au laboratoire nous ont permis de déterminer le mélange idéal pour les structures de chaussée et les paramètres du modèle hyperbolique de Hardin et Drnevich (1972). Les valeurs de ces paramètres en fonction du degré de compactage (Contrainte de cisaillement 4 kPa) sont :

- ⇒ Latérite : à 95% OPM  $G_{\max} = 2\,000$  KPa et  $\tau_{\max} = 333,33$  KPa puis à 100% OPM  $G_{\max} = 3\,225,81$  KPa et  $\tau_{\max} = 333,33$  KPa.
- ⇒ Mélange : à 95% OPM  $G_{\max} = 2\,985,07$  KPa et  $\tau_{\max} = 657,89$  KPa puis à 100% OPM  $G_{\max} = 7\,142,86$  KPa et  $\tau_{\max} = 344,83$  KPa

Les tests statistiques ont permis de démontrer la fiabilité de notre modèle. Ce qui nous permet d'affirmer avec certitude que notre modèle ajuste bien les données expérimentales.

Les résultats issus de la modélisation présentés dans notre rapport ne donnent qu'une idée de la partie fine du mélange (classe 0/5). Nous devons donc faire plus de progrès car ces techniques sont peu étudiées. Il serait plus judicieux de modéliser le comportement mécanique du mélange de classe 0/20 pour mieux connaître le matériau.

# Bibliographie

## Articles / Documents scientifiques

Al Hussein, M. (2001). Étude Du Comportement Différé Des Sols Et Ouvrages Géotechniques

Bagarre A. (1975) - Aide-Mémoire de Pédologie. CEBTP - N.T. N°99

Bagarre A. (1984) – Synthèses : Utilisation des graveleux latéritiques en technique routière. Rev. ISTED - CEBTP.

Bohi, P. B. (2010). Caractérisation des sols latéritiques utilisés en construction routière : cas de la région de l' Agneby ( Côte d ' Ivoire ) Zondjé Poanguy Bernadin Bohi

Duncan, J. M., & Chang C. Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. Journal of Soil Mechanics & Foundation Div.

Hardin B. O. & Drnevich, V. P. (1972). Shear Modulus and Damping in Soils: Measurement and parameter effects. Journal of soil mechanics and foundation division 98 (SM6&7): 603-692

Issiakou, M. S., Saiyouri, N., Anguy, Y., Fabre, R., Issiakou, M. S., Saiyouri, N., Anguy, Y. (2015). Utilisés en construction routière au niger : méthode d ' amélioration. To cite this version : HAL Id : hal-01167576 Etude des matériaux latéritiques utilisés en construction routière au Niger : méthode d ' amélioration.

Lee, Y. (1994). Prise en compte des non-linéarités de comportement des sols et des roches dans la modélisation du creusement d ' un tunnel

Lyon, E. C. De, & Cnrs, G. (1988). modèle de comportement des sols non cohérents a constitutive model for non-cohesive soils Résumé, 43–55.

Maignien P. (1966) - Compte rendu de recherches sur les latérites. UNESCO.

Ndiaye, M., & Autre, B. (2014). Contribution à l ' étude de sols latéritiques du Sénégal et du Brésil

## Guides méthodologiques

CEBTP. (1984). Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux

LCPC. (1973). Essais de laboratoire et en place de mécanique des sols - Aide-mémoire

## Normes et règlements

AFNOR. (n.d.). sols Norme NF P 11 300 3 Classification

AFNOR. (2000). XP P 94-047 Sols

NF P94-050. (1995)

NF P94-051. (2003)

NF P94-056 AG..Tamisage.pdf. (2003)

NF P94-071-2.pdf. (n.d.)

---

NF P94-074.pdf. (n.d.)

---

NF P94-078 CBR...pdf. (2003)

---

NF P94-093

---

*Rapport*

---

Young geotechnical african conference Tunisia, 18-15th March 2007

---

## *Webographie*

---

<https://doi.org/10.1097/CEJ.0000000000000152>, consulter le 30/09/2019

<http://tel.archivesouvertes.fr> , consulter le 22/09/2019

<http://www.google.fr>, consulté le 20/09/2019

<http://www.memoireonline.fr>, consulter le 20/09/2019

---

---

# **Annexes**

**Annexe 1 : Mode opératoire de la teneur en eau**

L'essai vise à déterminer la teneur en eau d'un matériau  $w$ . La perte d'eau d'un échantillon de matériau est provoquée par étuvage. Les masses de l'échantillon et de l'eau évaporée sont mesurées par pesage.

**Matériels**

- ⇒ Une étuve à température réglage ;
- ⇒ Une balance électronique ;
- ⇒ Une coupelle ou un bac.

**Méthodologie**

La masse  $m_1$  du matériau sur laquelle est déterminée la teneur en eau est choisie en fonction de la dimension des éléments qu'il contient. Cette masse  $m_1$  de matériau est placée dans un bac ou coupelle propre et sec puis, ils sont introduits dans une étuve à 50°C jusqu'à l'obtention de l'état sec du matériau.

Conventionnellement l'évaporation de l'eau est considérée comme achevée si la masse  $m_2$  de la prise d'essai n'a pas varié de plus de 2/1000 entre deux pesées. La durée totale du séchage peut donc varier de quelques heures à plusieurs jours.

La teneur en eau est déterminée par :

$$w = \frac{m_1 - m_2}{m_2} * 100$$

## Annexe 2 : Mode opératoire de l'analyse granulométrique par tamisage

L'analyse granulométrique par tamisage permet de déterminer et d'observer les différents diamètres de grains qui constituent un granulat. En d'autres termes l'analyse granulométrique par tamisage consiste à fractionner le matériau en différentes coupures au moyen de tamis. Les masses des différents refus sont rapportés à la masse initiale sèche du matériau. Les pourcentages ainsi obtenus sont exploités sous forme de graphique (courbe d'analyse granulométrique).

Les tamis utilisés sont normalisés et peuvent être soit de l'Association Française de Normalisation (AFNOR) ou de l'Association Canadienne de Normalisation (ACNOR). Pour nos essais nous avons utilisé la norme française.

### Matériels :

- ⇒ Une série de tamis normalisés (AFNOR) ;
- ⇒ Une étuve ;
- ⇒ Une balance électronique ;
- ⇒ Des gamelles (récipients) ;
- ⇒ Des gangs (pour le lavage du matériau) ;
- ⇒ Brosses (en bois et métallique), et pinceaux.

### Méthodologie :

#### ✓ Echantillonnage

Une fois le matériau arrivé au laboratoire, on met le matériau à l'étuve pendant 24h au moins. On laisse le matériau se refroidir après l'avoir sorti de l'étuve. Il sera soustrait la quantité nécessaire à l'essai proprement dit au laboratoire. A cet effet, on procédera à un échantillonnage qui se fera au moyen d'un quartage manuel qui consiste à mélanger correctement le matériau ; à diviser l'échantillon en quatre parties plus ou moins égales dont on ne recueille que deux quarts opposés. L'échantillon est ainsi prélevé conformément aux normes exigées et qui sera imbibé d'eau pendant 24h puis lavé et séché à l'étuve. En règle générale, on soumettra à l'analyse granulométrique une masse  $m_1$  de matériau telle que  $200 * D < m_1 < 600 * D$

Avec :

$m_1$  : masse d'échantillon en grammes ;

$D$  : dimension maximum des plus gros diamètres de l'éléments en millimètre.

#### ✓ Procédure :

Verser ensuite l'échantillon du matériau sec  $m_2$  dans la colonne de tamis arrêtés pour la réalisation de cet essai, puis l'agiter jusqu'à ce qu'il ne se passe pratiquement plus de matière susceptible de modifier le résultat de façon significative. D'une manière générale, on peut considérer qu'un tamisage est terminé lorsqu'il n'y a plus de passant à travers les mailles du tamis pendant une période de 25 secousses. Prendre un à un les tamis en commençant par celui

de la plus grande ouverture en adaptant un fond et un couvercle. Verser le tamisât recueilli dans le tamis immédiatement inférieur. Peser les refus partiels ou cumulés pour chaque tamis. Peser au fur et à mesure les refus partiels de chaque tamis et les cumuler à chaque fois ( $m_i$ ).

Il est possible de favoriser le passage des grains à l'aide de la main pour les gravillons, d'un pinceau sec pour le sable, mais ne jamais forcer le passage au moyen d'objets durs risquant de déformer les fils métalliques du tamis.

✓ **Expression des résultats**

Les résultats d'essai sont à traduire en courbe. Après avoir rempli la fiche d'essai lors du tamisage, calculer pour chaque tamis les pourcentages de refus cumulés de matériau par rapport à la masse initiale sèche c'est-à-dire la masse avant lavage.

$$r_i(\%) = \frac{m_i}{m_1} * 100$$

Et le pourcentage passant :  $p_i(\%) = 100 - r_i(\%)$ .

Tracer enfin à partir des pourcentages passants de chaque tamis et leur diamètre respectif la courbe granulométrique par tamisage.

### Annexe 3 : Mode opératoire de l'analyse granulométrique par sédimentométrie

La sédimentométrie consiste à laisser sédimenter les éléments de diamètres inférieurs à 0,080 mm dans un liquide et à mesurer la proportion de grains de grosseur définie qui se dépose à un instant « t » donné. En d'autres termes, elle sert à déterminer la distribution en poids des particules d'un sol dont la plus grande dimension est égale à 80 microns. Pour un sol intermédiaire elle complète, donc, l'analyse granulométrique par tamisage, et permet de retrouver la courbe granulométrique complète.

#### Matériels :

- ⇒ Deux éprouvettes en verre de 1 ou 2 litres ;
- ⇒ Un densimètre ;
- ⇒ Un thermomètre ;
- ⇒ Un chronomètre ;
- ⇒ Un agitateur mécanique ;
- ⇒ Un agitateur manuel ;
- ⇒ Un produit chimique, le défloculant (hexamétaphosphate de sodium) ;
- ⇒ Un tamis de lavage (0.080 mm).

#### Principe :

La sédimentométrie consiste à mesurer la densité d'une suspension (particules solides immergées dans l'eau) en fonction de la vitesse de sédimentation (ou décantation) des particules. Le principe est basé sur la loi de Stokes qui exprime, à partir de l'équilibre, la relation entre la vitesse de décantation (supposée constante) et le diamètre d'une particule supposée sphérique, cette loi s'écrit :

$$V = \frac{(\gamma_s - \gamma_w)gD^2}{18\mu}$$

**V** : désigne la vitesse de chute de la particule (en *cm/s*)

**$\gamma_s$**  : désigne la masse volumique des particules solides (en *g / cm<sup>3</sup>*)

**$\gamma_w$**  : désigne la masse volumique du liquide (l'eau) (en *g / cm<sup>3</sup>*)

**g** : désigne l'accélération de la pesanteur (en *cm / S<sup>2</sup>*)

**D** : désigne le diamètre de la particule (en *cm*)

**$\mu$**  : désigne la viscosité du liquide

Cette loi appliquée à une suspension de grains dans une éprouvette permet de calculer le diamètre D des particules qui passent à un instant « t » et à un niveau donné de l'éprouvette d'essai, le point de départ de ces particules étant le niveau supérieur de la suspension.

Un densimètre plongé dans l'éprouvette d'essai, mesure, à une profondeur déterminée et à l'instant « t » après le début de la décantation, la densité variable « dt » de la suspension initialement uniforme. Cette densité indique la concentration en particule ayant un diamètre inférieur ou égal à la dimension D donnée par l'expression :

$$D = \sqrt{\frac{18\mu}{g(\gamma_s - \gamma_w)} * V}$$

Avec  $V = \frac{h}{t}$

### Méthodologie :

#### ✓ Echantillonnage

Les particules inférieures à 0,08mm séparées du reste du sol par tamisage sont mises en suspension dans de l'eau additionnée d'un défloculant (ce mélange est constitué à partir de 440 cm<sup>3</sup> d'eau distillée ou déminéralisée et de 60 cm<sup>3</sup> d'une solution à 5% d'hexaméthaphosphate de sodium). Les particules sédimentent à différentes vitesses en relation avec leurs tailles. Au moyen d'un densimètre est mesurée l'évolution dans le temps de la masse volumique de la solution et la profondeur d'immersion de l'appareil. La distribution pondérale de la taille des particules est calculée à partir de ses données. Le tamisât, au tamis de 0,08mm, de l'échantillon de sol est recueilli avec son eau de lavage dans un bac. Le tout est mis à décanter. Une fois redevenue claire, l'eau du bac est siphonnée sans entraîner d'éléments fins. Le bac et son contenu sont ensuite placés dans une étuve. Sur le tamisât séché, désagrégé avec le pilon dans le mortier puis homogénéisé, prélever une prise d'essai de 80g ± 10g. La prise d'essai est dispersée dans la solution d'eau et de défloculant au moyen de l'agitateur mécanique qui doit fonctionner pendant 3min minimum à 10 000  $t_r/min$ .

#### ✓ Procédure

Elle comporte les opérations suivantes :

- Mélanger vigoureusement la solution par agitation manuelle, en vue d'obtenir une concentration uniforme sur toute la hauteur de celle-ci ;
- Déposer immédiatement, après agitation manuelle, l'éprouvette avec son contenu sur une paillasse et introduire lentement le densimètre bien propre dans la suspension en le saisissant par l'extrémité supérieure de sa tige tout en essayant de limiter ses oscillations verticales et déclencher aussitôt le chronomètre ;

- Prendre une première série des lectures au densimètre à 15 s (si possible), 30 s, 1 mn et 2 mn sans retirer le densimètre de la suspension. La lecture de la densité est faite au sommet du ménisque au contact « eau-tige du densimètre » ;
- Retirer le densimètre immédiatement après la lecture faite à 2 mn et lire la température sur le thermomètre plongé dans l'eau distillée se trouvant dans l'éprouvette témoin ;
- Prendre une deuxième série des lectures au densimètre aux temps suivants : 5mn, 10 mn, 20 mn, 40 mn, 80 mn (ou 60mn, 120 mn), 240 mn, et 1440 mn ou 24 heures ; le densimètre est introduit environ 15 s avant la lecture à faire, puis il est retiré immédiatement après la lecture. On mesure la température dans l'eau distillée après chaque lecture au densimètre.

#### Annexe 4 : Mode opératoire de la Limite d'Atterberg

La limite de liquidité ( $W_L$ ) est la teneur en eau correspondant à la limite arbitraire entre l'état liquide et l'état plastique d'un sol. Cette limite est atteinte lorsqu'un sol, placé dans une coupelle en bronze et séparé par une rainure, se referme sur une longueur de 10 mm à 13 mm après être tombé 25 fois d'une hauteur de 1 cm, à une fréquence de deux chutes par seconde sur une base normalisée.

La limite de plasticité ( $W_P$ ) est la teneur en eau correspondant à la limite arbitraire entre l'état plastique et l'état solide d'un sol. Cet état est atteint quand un fil de 3 mm de diamètre constitué de ce sol commence à se briser lorsque roulé sous la paume de la main.

L'indice de plasticité est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité :

$$I_P = W_L - W_P .$$

D'une façon générale les sols sont classés en général en fonction de leur plasticité de la façon suivante :

- $0 < I_P < 5$  ; non plastique ;
- $5 < I_P < 15$  ; peu plastique ;
- $15 < I_P < 40$  ; plastique ;
- $I_P > 40$  ; très plastique.

#### Matériels :

- ⇒ Un socle en marbre pour le malaxage ;
- ⇒ Appareil de Casagrande ;
- ⇒ Un tamis d'ouverture égale à 0,40mm ;
- ⇒ Un outil à rainurer muni d'une cale de 10mm pour régler la hauteur de chute de la coupelle ;
- ⇒ Une balance de précision au centigramme près ;
- ⇒ Des tares ;
- ⇒ Une pissette ;
- ⇒ Des spatules ;
- ⇒ Un chiffon ;
- ⇒ Un récipient ;
- ⇒ Une étuve.

#### Méthodologie :

##### ✓ Echantillonnage

- Prélever un échantillon du matériau ;

- Imbiber l'échantillon d'eau et laisser ce dernier pendant 24 h dans l'eau ;
- Après 24h l'échantillon est lavé puis passer au travers d'un tamis d'ouverture 0,4 mm ;
- La pâte obtenue est appelée mortier et c'est sur elle que l'essai sera réalisé ;
- Le sol est ensuite séché à une température inférieure ou égale à 60° C jusqu'à un état pâteux prêt pour la réalisation de l'essai.

✓ **Procédure**

**Détermination de la limite de liquidité  $W_L$ .**

Les étapes suivantes résument la procédure à suivre pour la détermination de la limite de liquidité.

- Régler la hauteur de chute de la coupelle à 10mm à l'aide de la cale de l'outil à rainurer. ;
- Malaxer vigoureusement le mortier sur un marbre à l'aide de la spatule pour obtenir une pâte bien homogène ;
- Placer la pâte, dont la masse est estimée à 70g (sans recourir à la pesée), dans la coupelle propre et sèche avec la spatule en plusieurs couches, l'épaisseur du sol au centre de la coupelle est égale environ à 15mm ;
- Partager la pâte en deux parties symétriques à l'aide de l'outil à rainurer tenu perpendiculairement à la surface de la coupelle ;
- Fixer la coupelle sur le socle puis la soumettre à une série de chocs à la cadence régulière de deux coups par seconde ;
- Noter le nombre de coup N lorsque les deux parties symétriquement de la rainure se rejoignent sur une longueur de 1cm appréciée à l'œil nu ; la fermeture de la rainure a lieu par affaissement et non par glissement de la pâte sur le fond de la coupelle ;
- Prélever à l'aide de la spatule un échantillon à l'endroit de la pâte affaissée ;
- Peser immédiatement l'échantillon (tare vide pesée à l'avance) e le mettre à l'étuve jusqu'à dessiccation complète (à la température 105°C) pour la détermination de sa teneur en eau ;
- Nettoyer la coupelle et répéter les opérations ci-dessus.

Le nombre de coups se situés dans les intervalles suivants :

$$15 \leq N_1 < 20 ; 20 \leq N_2 < 25 ; 25 \leq N_3 < 30 ; 30 \leq N_4 < 35$$

**Détermination de la limite de plasticité  $W_P$**

A l'aide de la même pâte, il faut suivre les étapes suivantes :

- Former avec la main une galette qu'on fait rouler sur la plaque de façon à obtenir un rouleau qui est aminci progressivement jusqu'à ce qu'il atteigne 3 mm de diamètre et

10 à 15 cm de longueur. On s'assure que ce rouleau n'est pas creux, une tige pré dimensionnée permet de vérifier les dimensions requises ;

- Prélever, une fois les fissures apparues, la partie centrale du rouleau ou tout le rouleau et la placer dans une tare, la peser immédiatement et l'introduire dans l'étuve, afin de déterminer sa teneur en eau ;
- Suivre le même processus pour les trois cas restants.

✓ **Expression des résultats**

L'indice de plasticité est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité :  $I_p =$

$W_L - W_P$ .

**Annexe 5 : Mode opératoire de la teneur en matières organiques**

La teneur en matières organiques vient compléter la limite d'Atterberg, la méthode utilisée ici est la méthode dite 'méthode par calcination'.

**Matériels :**

- ⇒ Balance ;
- ⇒ Becher ;
- ⇒ Baguette de verre ;
- ⇒ Etuve ;
- ⇒ Une plaque chauffante.

**Méthodologie :**

- Peser 100g de matériau après dessiccation à l'étuve à 105 °C ( $P_1$ ). Placer l'échantillon dans une coupelle d'évaporation ;
- Ajouter 100 ml d'eau oxygénée à 20 volumes, chauffer doucement à 60 °C en agitant à l'aide d'une baguette de verre afin de faciliter le dégagement des bulles gazeuses et permettre la réaction complète ;
- Poursuivre l'opération jusqu'à ce que le dégagement gazeux ne soit presque Atténué ;
- Quand la réaction est achevée, on élimine l'excès d'eau oxygénée par ébullition pendant 10 à 15 minutes. On nettoie la baguette avec de l'eau distillée, puis on sèche à l'étuve et l'on pèse ( $P_2$ ) ;
- On détermine ainsi la perte de poids :  $P_3 = P_1 - P_2$  ;
- Le pourcentage de matières organiques sera :  $\frac{P_1 - P_2}{P_1}$  ;
- Le pourcentage de matières organiques est généralement donné à 0,1 % près.

✓ **Expression des résultats**

Le pourcentage de matières organiques sera :  $\frac{P_1 - P_2}{P_1}$ . Il faut noter qu'un matériau qui contient moins de matière organique et utilisable en couche de chaussé doit avoir un pourcentage en matière organique inférieure à 10 %.

**Annexe 6 : Mode opératoire du Poids spécifique**

L'essai a pour but la détermination de la masse volumique absolue et du coefficient d'absorption d'eau. La masse volumique absolue est le rapport entre la masse de l'échantillon séché en étuve et le volume qu'il occupe dans l'eau, y compris les pores fermés, mais à l'exclusion de ceux accessibles à l'eau. Le coefficient d'absorption d'eau rapport de l'augmentation de masse d'un échantillon de granulats à sa masse sèche, après passage à l'étuve, du fait de la pénétration de l'eau dans les pores accessibles à l'eau.

**Matériels :**

- ⇒ Deux pycnomètres ;
- ⇒ Une étuve ;
- ⇒ Un thermomètre ;
- ⇒ Une balance ;
- ⇒ Des bols ;
- ⇒ Tamis ;
- ⇒ Matériel de lavage.

**Méthodologie :****✓ Procédure**

- Prendre une quantité de matériau ;
- Sécher dans l'étuve à une température de  $110 \pm 5^\circ\text{C}$  jusqu'à masse constante et la laisser refroidir à température ambiante ;
- Peser le pycnomètre et son entonnoir ( $M_1$ ) ;
- Placer la prise d'essai avec précaution dans le pycnomètre ; insérer l'entonnoir au sommet du pycnomètre et peser l'ensemble ( $M_2$ ) ;
- Remplir le pycnomètre d'eau à  $22 \pm 3^\circ\text{C}$ , jusqu'à environ 30mm de la partie rodée du col ;
- Remuer soigneusement les granulats à l'aide de la tige de verre pour éliminer l'air occlus et les bulles d'air adhérentes ; une fois l'air éliminé, remplir le pycnomètre avec de l'eau jusqu'au repère ;
- Prendre la température de l'eau ;
- Sécher soigneusement les parois extérieures du pycnomètre et peser ( $M_3$ ) ;
- Vider le pycnomètre et verser la prise d'essai dans le pycnomètre et peser ( $M_3$ ) ;
- Compléter l'ensemble pycnomètre + matériau avec le liquide et peser, soit ( $M_4$ ) ;
- Prendre la température du liquide complément ;
- Répéter la procédure avec une deuxième prise.

✓ **Expression des résultats**

- Masse du liquide :  $M_2 - M_1$  ;
- Masse du liquide complément :  $M_4 - M_3$  ;
- Masse du matériau :  $M_3 - M_1$  ;
- Volume du pycnomètre :  $V_0 = \frac{M_2 - M_1}{D_1}$  ;
- Volume du liquide complément :  $V_c = \frac{M_4 - M_3}{D_2}$  ;
- Volume du matériau :  $V = V_0 - V_c$  ;
- Poids spécifique :  $\gamma_S = \frac{M}{V}$  .

## Annexe 7 : Mode opératoire Los Angeles

L'essai Los Angeles permet de mesurer les résistances combinées à la fragmentation par chocs et à l'usure par frottements réciproques des éléments d'un granulat. Il s'applique aux granulats utilisés pour la constitution des assises de chaussée, y compris les couches de roulement. Le matériau évolue pendant l'essai, d'une part par suite du choc des boulets sur le granulat (rupture fragile des éléments), d'autre part par frottement des éléments les uns sur les autres, sur le cylindre de la machine et sur les boulets.

### Matériels :

- ⇒ La machine Los Angeles ;
- ⇒ Un jeu de tamis ;
- ⇒ Une balance ;
- ⇒ Une étuve ;
- ⇒ Des bacs et des truelles.

### Méthodologie :

#### ✓ Echantillonnage

Pour faire un excellent échantillonnage il faut suivre les étapes suivantes :

- Si deux essais sont envisagés, préparer, à partir de 15 kg, deux échantillons identiques par quartage à sec ;
- Sinon, tamiser l'échantillon à sec sur chacun des deux tamis de la classe granulaire choisie, en commençant par le tamis le plus grand ;
- Recueillir dans un bac 5100 g environ du matériau tamisé. Ce poids supplémentaire de 100 g servant à compenser celui des poussières ou de la gangue terreuse. Laver cette quantité recueillie sous un jet d'eau et la remuer à la truelle jusqu'à ce que l'eau soit claire. Après lavage, verser le matériau dans un bac perforé et égoutter quelques instants ;
- Sécher l'ensemble à l'étuve à 105 °c, jusqu'à poids constant. Retirer le bac de l'étuve et laisser refroidir. Enlever l'excédent de matériau pour ajuster le poids à  $P = 5 \text{ kg} \pm 2 \text{ g}$ , exigé pour l'essai.

#### ✓ Procédure

Les étapes suivantes résument la procédure à suivre pour la réalisation de l'essai :

- Mise en place de l'échantillon dans la machine ainsi que la charge de boulets relatifs à la classe granulaire choisie ;
- Replacer le couvercle et serrer les boulons de fixation. Mise en marche de la machine en faisant effectuer à la machine 500 rotations à une vitesse régulière

comprise entre 30 et 35 tr/mn pour toutes les classes à l'exception de la classe 25–50 mm où le nombre de rotations est de 1000 ;

- Enlever le granulat après l'essai. Recueillir le granulat dans un bac placé sous l'appareil, en ayant soin d'amener l'ouverture juste au-dessus de ce bac, afin d'éviter les pertes de granulat ;
- Tamiser le matériau contenu dans le bac sur le tamis de 1,6 mm ; le matériau étant pris en plusieurs fois afin de faciliter l'opération ;
- Laver le refus à 1,6 mm dans un bac, bien remuer à l'aide d'une truelle. Puis verser dans le bac perforé, égoutter et sécher à l'étuve jusqu'à poids constant ;
- Peser le refus une fois séché.

✓ **Expression des résultats**

$$C_{LA} = \frac{100 * (5\ 000 - P')}{5\ 000}$$

Avec :

$C_{LA}$  : Cette quantité est une quantité sans dimension appelée, par définition, "coefficient Los Angeles" du matériau.  $P'$  : Masse du refus après séchage.

**Annexe 8 : Micro Deval**

L'essai permet de déterminer la résistance à l'usure par frottements réciproques des éléments d'un granulat. Le matériau évolue pendant l'essai par frottement des éléments les uns sur les autres, sur le cylindre de la machine en rotation et sur les boulets (charge abrasive) à sec ou en présence d'eau. La granularité du matériau soumis à l'essai est choisie parmi les classes granulaires ci-après : 4-6.3mm ; 6.3-10 mm ; 10-14 mm ; 25-50 mm. Pour les essais effectués sur les gravillons entre 4 et 14 mm, une charge abrasive est utilisée.

**Matériels :**

- ⇒ La machine Micro Deval ;
- ⇒ Un jeu de tamis ;
- ⇒ Une balance ;
- ⇒ Une étuve ;
- ⇒ Des bacs et des truelles.

**Méthodologie :**

✓ **Echantillonnage**

Effectuer l'essai sur un granulat, ayant une granularité conforme à l'une des quatre classes granulaires types 4-6.3 ; 6.3-10 ; 10-14 ; 25-50. Laver l'échantillon et le sécher à l'étuve à 105 °c jusqu'à poids constant (5 heures au minimum). Les classes granulaires inférieures à 4 mm

n'évoluent plus par usure, dans cet essai, mais par fragmentation. Tamiser l'échantillon à sec sur chacun des deux tamis de la classe granulaire choisie, en commençant par le tamis le plus grand. La prise d'essai sera de  $500 \pm 2$  g pour les 4-14 mm et de  $10\text{kg} \pm 20$  g pour les 25-50 mm.

#### ✓ Procédure

Mise en place de l'échantillon dans la machine ainsi que la charge de boulets relatifs à la classe granulaire choisie voir tableau ci-dessous.

Classes granulaire (mn)	Poids échantillon (G)	Poids de la charge (g)
4-6,3	$500 \pm 2$	$2000 \pm 5$
6,3-10	$500 \pm 2$	$4000 \pm 5$
10-14	$500 \pm 2$	$5000 \pm 5$

Pour Peser le refus une fois séché.

Replacer le couvercle et serrer les boulons de fixation. S'assurer que les cylindres sont étanches pendant leur rotation. Mise en route de l'essai en faisant effectuer à la machine 12.000 rotations à une vitesse régulière de  $(100 \pm 5)$  tr/min pour toutes les classes, soit deux heures. Enlever le granulat après l'essai. Recueillir le granulat dans un bac placé sous l'appareil, en ayant soin d'amener l'ouverture juste au-dessus de ce bac, afin d'éviter les pertes de granulat. Tamiser le matériau contenu dans le bac sur le tamis de 1,6mm ; le matériau étant pris en plusieurs fois afin de faciliter l'opération. Laver le refus à 1,6 mm dans un bac, bien remuer à l'aide d'une truelle. Puis verser dans le bac perforé, égoutter et sécher à l'étuve jusqu'à poids constant. Peser ce refus une fois séché, soit  $m'$  le résultat de la pesée.

Le coefficient Micro-Deval est par définition égal au rapport :

$$m = M - m'$$

$$C_{MD} = \frac{m}{M} \times 100$$

Avec :

$C_{MD}$  : masse de l'échantillon 500 ou 10.000 g selon la classe

Choisie ;

$m$  : masse du tamisat au tamis de 1,6 mm ;

$m'$  : Masse du refus après séchage.

Le coefficient mesure le % d'usure, plus il est petit et plus la résistance à l'usure est grande.

## Annexe 8 : Mode opératoire Proctor modifié

L'essai Proctor modifié est un essai qui vise à déterminer la teneur en eau optimale conduisant à une force portante maximale, pour un sol et une énergie de compactage données, selon des conditions de compactages précises.

En réalisant cet essai il était question pour nous de tracer l'évolution de la masse volumique du matériau sec  $\gamma_d$  en fonction de la teneur en eau ( $w$ ) permettant de connaître la teneur en eau optimale du sol  $W_{opt}$  pour un compactage le plus efficace possible (optimum Proctor).

### Matériels :

- ⇒ Moule CBR, de hauteur 152 mm  $\pm$  0,5 mm ;
- ⇒ Dame Proctor modifiée avec un diamètre de mouton de 50,5mm  $\pm$  0,1mm;
- ⇒ Disque d'espacement de 36 mm d'épaisseur ;
- ⇒ Bacs d'homogénéisation pour préparation du matériau ;
- ⇒ Tamis 5mm pour matériaux argileux et 20 mm pour matériaux graveleux
- ⇒ Truelle, spatule, pinceau ;
- ⇒ Eprouvette graduée de 150 ml environ ;
- ⇒ Petits récipients (mesures des teneurs en eau) ;
- ⇒ Balance ;
- ⇒ Etuve ;

### Méthodologie :

#### ✓ Procédure

- Prélever le matériau ;
- Sécher l'ensemble à l'étuve à 105 °c, jusqu'à poids constant. Retirer le bac de l'étuve et laisser refroidir ;
- Ecraser les mottes mais pas les éléments pierreux, et homogénéiser soigneusement le matériau (sa teneur en eau doit être homogène) ;
- Tamiser au tamis 20 mm et faire le quartage. La courbe se réalise par matérialisation d'au moins cinq (5) point ( $w$  ;  $\gamma_d$ ) résultant de 5 essais ;
- Déterminer la teneur en eau de départ du matériau. Pour la quantité d'eau à ajouter à chaque prélèvement, l'expérience montre qu'il est bien d'avoir environ 2% de différence de pourcentage d'eau entre chaque point (courbe harmonieuse). La teneur en eau de démarrage est obtenue par appréciation de l'opérateur et dépend de son expérience ;

- Prélever les cinq échantillons pour les 5 points de la courbe Proctor dans 5 gamelles. On doit avoir au minimum  $M_H = 6000 \text{ g}$  de matériau par gamelle ;
- Ajouter l'eau au premier échantillon et malaxer puis protéger pour conserver la teneur en eau ;
- Avant de démarrer le compactage, peser le cylindre (moule) ; soit  $P_1$  cette masse ;
- Assembler le moule, l'embase, le disque d'espacement et le disque de papier au fond du moule (facilite le démoulage) puis adapter la rehausse ;
- Introduire la première couche et la compacter : le matériau est mis dans le moule et damé à 56 coups (décrire 8 fois de suite un cercle de circonférence en 6 coups et 1 coup au centre). Le nombre de couche est de 4 ;
- Après compactage de la dernière couche, enlever la rehausse. Le sol compacté doit dépasser l'arase du moule de 1 cm environ. Sinon, recommencer l'essai ;
- Araser soigneusement à partir du centre et veiller au cours de l'arasement à ne pas créer de trous sur la surface arasée ;
- Peser l'ensemble moule et matériau compacté : soit  $P_2$  ;
- Démouler ;
- Reprendre les mêmes opérations pour les 4 autres prélèvements en augmentant de 2% la quantité d'eau à ajouter à l'échantillon pour le malaxage.

✓ **Expression des résultats**

**Détermination de la teneur en eau initiale du matériau**

$$w(\%) = \frac{M_H - M_S}{M_S} * 100$$

Avec :

$M_H$  : Masse humide

$M_S$  : Masse sèche

**Détermination de la masse de matériau sec par prélèvement**

$$M_S = \frac{M_H}{w(\%) + 100} * 100$$

**Détermination de la quantité d'eau à ajouter au premier échantillon**

$$Q_{EAU} = P_S * w_1$$

$w_1$  : Désigne le 1<sup>er</sup> pourcentage d'eau choisi par l'opérateur.

Pour les autres échantillons, on augmente le pourcentage d'eau précédent de 2%.

**Détermination de la densité sèche par échantillon**

$$D_h = \frac{P_2 - P_1}{V}$$

Avec :

$P_1$  : Poids du moule

$P_2$  : Poids du moule+ matériau humide

$D_h$  : Densité humide du matériau

La densité sèche  $\gamma_d$  du matériau s'exprime par la formule :

$$\gamma_d = \frac{D_h * 100}{100 + w}$$

Il faut noter que la densité sèche croît puis finit par décroître progressivement.

On trace la courbe  $f(w(\%) ; \gamma_d)$  puis on projette le point le plus haut sur les axes du repère et on obtient les références Proctor (teneur en eau optimale et densité sèche maximale) avec lesquelles se fera l'essai CBR.

## Annexe 9 : Mode opératoire CBR

L'essai CBR détermine la portance des remblais et couches compactées des ouvrages routiers. C'est la grandeur utilisée pour évaluer l'aptitude d'un sol ou d'un matériau élaboré à supporter la circulation des engins de chantier. On distingue 3 types d'indices :

**L'indice de portance IPI** : aptitude du sol à permettre la circulation des engins directement sur le sol ;

**L'indice CBR immédiat** : qui est l'évolution de la portance d'un sol compacté à différentes teneurs en eau ( $w(\%)$ ) ;

**L'indice CBR après immersion** : qui est l'évolution de la portance du sol compacté à différente teneur en eau ( $w(\%)$ ) et soumis à des variations de régime hydrique.

### Matériels :

- ⇒ Moule CBR de hauteur  $152 \text{ mm} \pm 0,5 \text{ mm}$  ;
- ⇒ Dame Proctor modifiée avec un diamètre de mouton de  $50,5 \pm 0,1 \text{ mm}$  ;
- ⇒ Disque d'espacement ;
- ⇒ Bacs d'homogénéisation pour préparation du matériau ;
- ⇒ Tamis 5mm pour matériaux argileux et 20 mm pour matériaux graveleux.
- ⇒ Truelle, spatule, pinceau ;
- ⇒ Eprouvette graduée 150 ml environ ;
- ⇒ Presse d'une capacité efficace d'au moins 50kN et possédant une course d'au moins 10mm.

### Méthodologie :

- Préparer l'échantillon compte des références Proctor.
- Prélève 18000g de matériau ce qui correspond aux 3 points de l'essai et on y ajoute la quantité d'eau nécessaire pour atteindre la teneur en eau à l'optimum Proctor.
- Compacter le prélèvement dans 3 moules différents (cinq (5) couches de matériau par moule) respectivement à 56coups, 25coups et 10coups puis on les pèse ;
- Positionner le plateau de gonflement sur les éprouvettes avant de mettre en place les surcharges (25 coups surtout) ;
- Mettre en place le comparateur et on l'initialise ;
- Immerge les éprouvettes ;
- Après 4 jours d'immersion, on relève la valeur totale de gonflement linéaire atteint ;

- Retirer l'ensemble du bac à immersion et après égouttage on exécute le poinçonnement. Au cours du poinçonnement, les lectures au comparateur sont effectuées pour les enfoncements suivants : 0,63 ; 1,25 ; 2 ; 2,5 ; 5 ; 7,5 et 10 mm pour chaque éprouvette ;
- Après poinçonnement, se servir d'un abaque CBR de calibration de l'anneau pour déterminer les forces correspondantes à chaque lecture en KN.

**Annexe 10 : fiche d'analyse granulométrique du graveleux latéritique**

Module	Ouverture Tamis (mm)	Passant en %		
		Echantillon 1	Echantillon 2	Echantillon 3
49	63	-	-	-
48	50	-	-	-
47	40	-	-	100
46	31.5	-	100	98.21
45	25	100	98.98	96.00
44	20	98,62	98.24	94.19
43	16	95,98	95.83	92.45
	14	93,72	94.69	90.09
42	12.5	91,55	93.95	87.84
41	10	87,87	91.10	81.26
40	8	87,70	90.91	81.16
39	6.3	76,20	82.88	69.12
38	5	71,82	77.74	63.07
37	4	66,47	71.14	57.40
36	3.15	62,75	66.31	53.84
34	2	58,70	60.02	50.29
31	1	53,67	50.52	45.79
28	0.5	52,35	48.12	44.09
27	0.4	52,02	47.64	43.57
26	0.315	51,65	47.05	42.81
25	0.25	51,20	46.52	42.02
20	0.08	48,37	40.83	36.03
19	0.063	47,98	40.34	35.41

**Annexe 11 : fiche d'analyse granulométrique du concassé granitique**

Module	Ouverture Tamis (mm)	Passant en %		
		Echantillon 1	Echantillon 2	Echantillon 3
49	63	-	-	-
48	50	-	-	-
47	40	-	-	-
46	31.5	-	-	-
45	25	-	-	-
44	20	100	100	100
43	16	97.37	99.98	98.18
	14	93.47	99.96	96.68
42	12.5	89.75	99.93	94.5
41	10	83.37	88.28	89.23
40	8	77.00	83.45	84.75
39	6.3	70.42	77.88	80.08
38	5	65.50	73.95	75.25
37	4	60.60	68.4	70.63
36	3.15	56.47	64.6	66.13
34	2	50.82	58.3	59.93
31	1	36.67	42.23	43.85
28	0.5	26.52	29.73	31.85
27	0.4	23.72	26.68	28.43
26	0.315	20.20	22.25	24.23
25	0.25	17.30	18.8	21.13
20	0.08	09.10	12.18	14.5
19	0.063	08.95	12.02	14.43

**Annexe 12 : fiche d'analyse granulométrique du mélange graveleux latéritique (60%) + concassé granitique (40%)**

Ouverture		Passant en %		
Module	Tamis (mm)	Echantillon 1	Echantillon 2	Echantillon 3
49	63	-	-	-
48	50	-	-	-
47	40	-	-	100
46	31.5	100	100	98.78
45	25	97.52	97.68	97.6
44	20	96.00	96.08	96.93
43	16	93.45	94.05	94.63
	14	90.62	92.08	91.83
42	12.5	88.30	90.28	89.8
41	10	82.80	85.9	84.15
40	8	76.27	81.13	79.1
39	6.3	70.70	75.33	72.28
38	5	65.80	70.7	67.15
37	4	61.15	66.25	61.98
36	3.15	57.82	63.13	58.55
34	2	54.00	59.23	54.58
31	1	46.60	50.18	46.4
28	0.5	42.00	43.6	40.77
27	0.4	40.60	41.72	39.07
26	0.315	38.92	39.22	37.05
25	0.25	37.42	37.27	35.17
20	0.08	32.22	32.57	30.65
19	0.063	32.00	32.37	30.47

**Annexe 13 : fiche de l'analyse granulométrie par sédimentométrie latérite**

Heure	Durée sédimentation	Tempé- rature	Echantillon 1		Lecture corrigée	d en cm	%d
			Lecture	Correction			
11h42	30 Sec	26 °C	13.0	2	15.0	0.074 ou 0.063	47.97
	1 mm		12.5		14.5	0.055	46.37
	2 mm		12.5		14.5	0.038	46.37
	5 mm		10.0		12.0	0.025	38.37
	10 mm		10.0		12.0	0.017	38.37
	20 mm		09.0		11.0	0.012	35.17
	40 mm		08.0		10.0	0.0085	31.98
	1h20 mm		08.0		10.0	0.006	31.98
	2h00 mm		08.0		10.0	0.005	31.98
	20h 00 mm		/		/	0.0016	/
	24h 00 mm		07.0		09.0	0.0014	28.78

**Annexe 14 : fiche de l'analyse granulométrie par sédimentométrie mélange**

<b>Echantillon 1</b>							
<b>Heure</b>	<b>Durée sédimentation</b>	<b>Tempé- rature</b>	<b>Lecture</b>	<b>Correction</b>	<b>Lecture corrigée</b>	<b>d en cm</b>	<b>%d</b>
11h53	30 Sec	26 °C	11.5	2	14.0	0.074 ou 0.063	32.00
	1 mm		11.0		13.5	0.055	30.85
	2 mm		10.5		13.0	0.038	29.71
	5 mm		10.0		12.5	0.025	28.57
	10 mm		10.0		11.5	0.017	26.28
	20 mm		09.5		11.0	0.012	25.14
	40 mm		09.0		10.5	0.0085	23.99
	1h20 mm		08.5		10.0	0.006	22.85
	2h00 mm		07.5		09.0	0.005	20.57
	20h 00 mm		/	/	/	0.0016	/
	24h 00 mm		05.5		08.0	0.0014	18.28
<b>Echantillon 2</b>							
<b>Heure</b>	<b>Durée sédimentation</b>	<b>Tempé- rature</b>	<b>Lecture</b>	<b>Correction</b>	<b>Lecture corrigée</b>	<b>d en cm</b>	<b>%d</b>
13h08	30 Sec	27.5 °C	12.5	2.75	15.25	0.074 ou 0.063	32.37
	1 mm		12.0		14.75	0.055	31.30
	2 mm		11.5		14.25	0.038	30.24
	5 mm		11.5		14.25	0.025	30.24
	10 mm		11.0		13.75	0.017	29.18
	20 mm		10.5		13.25	0.012	28.12
	40 mm		09.5		12.25	0.0085	26.00
	1h20 mm		09.0		11.75	0.006	24.94
	2h00 mm		08.0		10.75	0.005	22.81
	20h 00 mm		/	/	/	0.0016	/
	24h 00 mm		06.5		09.25	0.0014	19.63
<b>Echantillon 3</b>							
<b>Heure</b>	<b>Durée sédimentation</b>	<b>Tempé- rature</b>	<b>Lecture</b>	<b>Correction</b>	<b>Lecture corrigée</b>	<b>d en cm</b>	<b>%d</b>
15h32	30 Sec	26 °C	11.5	2	13.5	0.074 ou 0.063	30.47
	1 mm		11.00		13	0.055	29.34
	2 mm		10.5		12.5	0.038	28.21
	5 mm		10.0		12.0	0.025	27.08
	10 mm		10.0		12.0	0.017	27.08
	20 mm		09.5		11.5	0.012	25.95
	40 mm		09.0		11.0	0.0085	24.82
	1h20 mm		08.5		10.5	0.006	23.69
	2h00 mm		07.5		09.5	0.005	21.44
	20h 00 mm		/	/	/	0.0016	/
	24h 00 mm		05.5		07.5	0.0014	16.92

**Annexe 15 : Détermination des matières organiques (MO) XP P 94-047**

Essai gobelet N°	Echantillon N°1		Moyenne
	1	2	
Poids du matériau initial ( $P_1$ )	80	80	
Poids matériau sec ( $P_2$ )	79.02	79.04	
$P_3 = P_1 - P_2$	0.98	0.98	
Matières organiques en %	1.24	1.21	
Observations			<b>1.225</b>
Essai gobelet N°	Echantillon N°2		Moyenne
	1	2	
Poids du matériau initial ( $P_1$ )	80	80	
Poids matériau sec ( $P_2$ )	79.17	79.19	
$P_3 = P_1 - P_2$	0.83	0.81	
Matières organiques en %	1.048	1.022	
Observations			<b>1.035</b>
Essai gobelet N°	Echantillon N°3		Moyenne
	1	2	
Poids du matériau initial ( $P_1$ )	80	80	
Poids matériau sec ( $P_2$ )	79.69	79.71	
$P_3 = P_1 - P_2$	0.31	0.29	
Matières organiques en %	0.389	0.363	
Observations			<b>0.376</b>

**Annexe 16 : Masse volumique réelle (NF EN 1097-6)**

Echantillon 1 ESSAI AVEC PYCNOMETRE		
Pycnomètre N°	A	F
Masse du Pycnomètre $M_1$	<b>142.40</b>	<b>264.40</b>
Masse du Pycnomètre + liquide $M_2$	<b>459.20</b>	<b>650.60</b>
Température du liquide $T_1$	<b>26 °C</b>	<b>26 °C</b>
Densité du liquide à la température $T_1$ $D_1$	<b>0.996813</b>	<b>0.996813</b>
Masse du liquide $M_2 - M_1$	<b>316.80</b>	<b>386.20</b>
Masse Pycnomètre + matériau $M_3$	<b>436.40</b>	<b>563.30</b>
Masse Pycnomètre + matériau + liquide $M_4$	<b>649.63</b>	<b>844.50</b>
Masse du liquide complément $M_4 - M_3$	<b>213.23</b>	<b>281.20</b>
Masse du matériau $M = M_3 - M_1$	<b>294.00</b>	<b>298.90</b>
Température du liquide de complément $T_2$	<b>25 °C</b>	<b>25 °C</b>
Densité du liquide complément $D_2$	<b>0.997774</b>	<b>0.997774</b>
Volume du pycnomètre $V_0 = \frac{M_2 - M_1}{D_1}$	<b>317.81</b>	<b>387.43</b>
Volume du liquide complément $V_c = \frac{M_4 - M_3}{D_2}$	<b>213.70</b>	<b>281.82</b>
Volume matériau $V = V_0 - V_c$	<b>104.11</b>	<b>105.61</b>
Masse volumique absolue du matériau $\gamma_s = \frac{M}{V}$	<b>2.824</b>	<b>2.830</b>
Moyenne		<b>2.83</b>

**Echantillon 2**  
**ESSAI AVEC PYCNOMETRE**

Pycnomètre N°	A	F
Masse du Pycnomètre $M_1$	142.40	264.40
Masse du Pycnomètre + liquide $M_2$	459.20	650.60
Température du liquide $T_1$	28 °C	28 °C
Densité du liquide à la température $T_1$ $D_1$	0.996262	0.996262
Masse du liquide $M_2 - M_1$	316.80	386.20
Masse Pycnomètre + matériau $M_3$	437.30	595.00
Masse Pycnomètre + matériau + liquide $M_4$	649.60	864.60
Masse du liquide complément $M_4 - M_3$	212.30	269.60
Masse du matériau $M = M_3 - M_1$	294.90	330.60
Température du liquide de complément $T_2$	28.5 °C	28.5 °C
Densité du liquide complément $D_2$	0.996119	0.996119
Volume du pycnomètre $V_0 = \frac{M_2 - M_1}{D_1}$	317.98	387.64
Volume du liquide complément $V_c = \frac{M_4 - M_3}{D_2}$	213.12	270.65
Volume matériau $V = V_0 - V_c$	104.86	116.99
Masse volumique absolue du matériau $\gamma_s = \frac{M}{V}$	2.812	2.825
Moyenne		2.82

**Echantillon 3**  
**ESSAI AVEC PYCNOMETRE**

Pycnomètre N°	A	F
Masse du Pycnomètre $M_1$	142.40	264.40
Masse du Pycnomètre + liquide $M_2$	459.20	650.60
Température du liquide $T_1$	27 °C	27 °C
Densité du liquide à la température $T_1$ $D_1$	0.996542	0.996542
Masse du liquide $M_2 - M_1$	316.80	386.20
Masse Pycnomètre + matériau $M_3$	458.10	576.80
Masse Pycnomètre + matériau + liquide $M_4$	661.30	848.60
Masse du liquide complément $M_4 - M_3$	203.20	271.80
Masse du matériau $M = M_3 - M_1$	315.70	312.40
Température du liquide de complément $T_2$	27 °C	27 °C
Densité du liquide complément $D_2$	0.996542	0.996542
Volume du pycnomètre $V_0 = \frac{M_2 - M_1}{D_1}$	317.89	387.54
Volume du liquide complément $V_c = \frac{M_4 - M_3}{D_2}$	203.91	272.74
Volume matériau $V = V_0 - V_c$	113.98	114.80
Masse volumique absolue du matériau $\gamma_s = \frac{M}{V}$	2.769	2.721
Moyenne		2.745

**Annexe 17 : Los Angeles**

Classe granulaire (d/D)	Masse M de la prise d'essai (g)	Masse m du refus au tamis 1,6 mm (g)	Coefficient LA
10/14	5000	4142	17

## Annexe 18 : Micro Deval

<b>Echantillon 1</b>			
Classe granulaire d /D	Masse M de la prise d'essai (g)	Masse m du refus au tamis 1,6 mm (g)	Coefficient MD
	500	493	<b>1,4</b>
		<b>Echantillon 2</b>	
10-14	Masse M de la prise d'essai (g)	Masse m du refus au tamis 1,6 mm (g)	Coefficient MD
	500	483	<b>3,4</b>
	Moyenne (%)		<b>2,4</b>

## Annexe 19 : Essai de cisaillement direct à la boîte

Date de l'essai:	06/03/2020
Date et lieu de prélèvement	
N° sondage	95% OPM
Profondeur (m)	
Nature du sol	Graveleux latéritique

Point	1	2	3	4
<b>Charge (kg)</b>	18	36	72	144
<b>Contrainte normale (kpa)</b>	50,00	100,00	200,00	400,00
<b>Contrainte de cisaillement (kPa)</b>	56,94	74,72	157,78	173,89
<b>Teneur en eau initiale (%)</b>	13,27	12,96	12,54	12,53
<b>Teneur en eau finale (%)</b>	17,74	18,58	17,29	18,44

Date et lieu de prélèvement	
N° sondage	100% OPM
Profondeur (m)	
Nature du sol	Graveleux latéritique

Point	1	2	3	4
<b>Charge (kg)</b>	18	36	72	144
<b>Contrainte normale (kpa)</b>	50,00	100,00	200,00	400,00
<b>Contrainte de cisaillement (kPa)</b>	28,89	63,61	112,22	204,44
<b>Teneur en eau initiale (%)</b>	9,35	9,48	9,04	9,83
<b>Teneur en eau finale (%)</b>	25,43	23,02	21,52	21,24

### ESSAI DE CISAILLEMENT DIRECT A LA BOITE (LCPC)

Date de l'essai:	17/02/2020
Date et lieu de prélèvement	
N° sondage	95% OPM
Profondeur (m)	
Nature du sol	Concassé

Point	1	2	3	4
<b>Charge (kg)</b>	18	36	72	144
<b>Contrainte normale (kpa)</b>	50,00	100,00	200,00	400,00
<b>Contrainte de cisaillement (kPa)</b>	37,78	76,39	143,89	247,22
<b>Teneur en eau initiale (%)</b>	5,17	5,29	4,74	5,16
<b>Teneur en eau finale (%)</b>	12,37	12,38	12,67	12,17

Date et lieu de prélèvement	
N° sondage	100% OPM
Profondeur (m)	
Nature du sol	Concassé

Point	1	2	3	4
<b>Charge (kg)</b>	18	36	72	144
<b>Contrainte normale (kpa)</b>	50,00	100,00	200,00	400,00
<b>Contrainte de cisaillement (kPa)</b>	39,17	70,00	148,89	286,67
<b>Teneur en eau initiale (%)</b>	4,72	4,85	4,91	4,78
<b>Teneur en eau finale (%)</b>	12,46	12,14	12,27	12,18

Date de l'essai:	17/02/2020
Date et lieu de prélèvement	
N° sondage	95% OPM
Profondeur (m)	
Nature du sol	Mélange

Point	1	2	3	4
<b>Charge (kg)</b>	18	36	72	144
<b>Contrainte normale (kpa)</b>	50,00	100,00	200,00	400,00
<b>Contrainte de cisaillement (kPa)</b>	53,89	59,44	113,61	271,39
<b>Teneur en eau initiale (%)</b>	9,52	9,80	9,92	10,57
<b>Teneur en eau finale (%)</b>	14,61	14,64	14,22	13,40

**ESSAI DE CISAILLEMENT DIRECT A LA BOITE (LCPC)**

Date de l'essai:	17/02/2020
Date et lieu de prélèvement	
N° sondage	100% OPM
Profondeur (m)	
Nature du sol	Mélange

Point	1	2	3	4
Charge (kg)	18	36	72	144
Contrainte normale (kpa)	50,00	100,00	200,00	400,00
Contrainte de cisaillement (kPa)	65,28	95,83	184,44	303,06
Teneur en eau initiale (%)	10,16	10,08	9,92	10,57
Teneur en eau finale (%)	13,02	13,40	12,46	12,02

<b><i>Table des matières</i></b>	
Dédicaces -----	i
Remerciements -----	ii
Résumé -----	iii
Abstract -----	iv
Sommaire -----	v
Liste des photos -----	vi
Liste des figures -----	vii
Liste des graphes -----	viii
Liste des tableaux -----	ix
Liste des annexes -----	x
<b>Symbole et abréviation</b> -----	<b>xi</b>
<b>INTRODUCTION GENERALE</b> -----	<b>1</b>
<b>Chapitre 1 : REVUE DE LA LITTERATURE</b> -----	<b>4</b>
1.1. Introduction -----	4
1.2. Généralité sur la chaussée -----	4
1.2.1. Différentes couches d'une chaussée revêtue -----	4
1.2.2. Problématique liée à la dégradation des chaussées -----	5
1.2.2.1. Principales causes de dégradation des chaussées -----	5
1.2.2.2. Le trafic -----	5
1.2.2.3. Les conditions climatiques -----	5
1.2.2.4. La qualité des matériaux -----	6
1.2.2.5. La mise en œuvre -----	6
1.2.3. Les types de dégradation -----	6
1.2.3.1. Les dégradations structurelles -----	7
1.2.3.2. Les dégradations non structurelles -----	7
1.3. Généralités sur la grave latéritique et le concassé granitique -----	7
1.3.1. Historique et définition de la latérite -----	7
1.3.2. Processus de Latérisation -----	7
1.3.3. Utilisation de la latérite dans le domaine de la route -----	8
1.3.4. Caractéristiques physiques des latéritiques utilisables dans le domaine de la route	8
1.3.5. Caractéristiques mécaniques des latéritiques utilisables dans le domaine de la route	9
1.3.6. Critères d'acceptabilité des graves latéritiques naturels dans les couches de chaussées -----	9

1.3.7.	Classification géotechnique des sols -----	10
1.3.8.	Le granite concasse -----	10
1.3.8.1.	Définition -----	10
1.3.8.2.	Les types de granite -----	10
1.3.9.	La technique de la litho-stabilisation -----	11
1.3.9.1.	Définition -----	11
1.3.9.2.	Historique -----	11
1.3.9.3.	Les techniques de mise en œuvre de la litho stabilisation -----	12
1.3.10.	Utilisation des graves latéritiques dans la pratique de la technique de la litho-stabilisation -----	12
1.3.10.1.	Critère de choix des matériaux -----	12
1.3.10.2.	Etude du mélange -----	13
1.3.10.3.	Critère d'acceptabilité -----	13
1.4.	Généralité sur la modélisation du comportement non-linéaire des sols et des roches -----	14
1.4.1.	Modules et déformations associées -----	14
1.4.2.	Modules utilisés dans la pratique courante géotechnique -----	15
1.4.2.1.	Le module d'Young, <b>E</b> -----	15
1.4.2.2.	Le module de cisaillement, <b>G</b> -----	16
1.4.3.	Formulation de la non-linéarité -----	17
1.4.4.	Formulation des lois de comportement élastiques linéaires -----	18
1.4.5.	Formulation des lois de comportement élastiques non-linéaires -----	19
1.4.5.1.	Formulation de type hyperélastique -----	20
1.4.5.2.	Formulation de type hypoélastique -----	20
1.4.5.3.	Formulation de modèles hyperboliques -----	25
1.5.	Conclusion -----	33
Chapitre 2 : MATERIEL ET METHODES -----		34
2.1.	Introduction -----	34
2.2.	Matériaux utilisés -----	34
2.3.	Matériel utilisés -----	36
2.4.	Méthode -----	37
2.4.1.	Différents types d'essai réalisés au laboratoire -----	37
2.4.2.	Mode opératoire des différents essais -----	37
Chapitre 3 : RESULTATS ET DISCUSSIONS -----		38
3.1.	Caractéristique physique du graveleux latéritiques et du concassé granitique -----	38

3.1.1.	Teneur en eau pondérale (NF P 94-050)-----	38
3.1.2.	Analyse granulométrique par tamisage (NF P94-056) -----	38
3.1.3.	Analyse granulométrique par sédimentométrie (NF P94-057) -----	40
3.1.4.	Limites d'Atterberg (NF P94-051) -----	40
3.1.5.	Teneur en matières organiques (NF P 94-047) -----	42
3.1.6.	Poids spécifique (NF EN 1097 – 6) -----	42
3.2.	Caractéristique physique du concassé granitique -----	42
3.2.1.	Teneur en eau pondérale (NF P 94-050)-----	42
3.2.2.	Analyse granulométrique par tamisage (NF P94-056) -----	43
3.2.3.	Equivalent de sable -----	45
3.2.4.	Los Angeles-----	45
3.2.5.	Micro Deval-----	45
3.3.	Caractéristique mécanique du graveleux latéritiques-----	46
3.3.1.	Proctor Modifié de la latérite-----	46
3.3.2.	CBR de la latérite -----	48
3.4.	Caractéristique mécanique du concassé granitique -----	48
3.4.1.	Proctor Modifié du concassé -----	48
3.4.2.	CBR du concassé granitique-----	50
3.5.	Etude du mélange (graveleux latéritique + concassé granitique)-----	51
3.5.1.	Les différentes méthodes de formulation du mélange -----	51
3.5.2.	Comparaison des trois approches -----	52
3.5.3.	Choix du mélange-----	52
3.5.4.	Analyse granulométrique par tamisage -----	52
3.5.5.	Analyse granulométrique par sédimentométrie-----	55
3.5.6.	Limite d'Atterberg -----	55
3.5.7.	Proctor Modifié du mélange-----	56
3.5.8.	CBR du mélange -----	57
3.6.	Calcul des erreurs et incertitudes (écart types) -----	59
3.6.1.	Essais physiques et mécaniques sur la latérite -----	59
	Tableau 1.0.17 : Tableau récapitulatif de calcul des erreurs sur la grave latérite -----	59
3.6.2.	Essais physiques et mécaniques sur le concassé-----	60
3.6.3.	Essais physiques et mécaniques sur le mélange -----	61
3.7.	Modélisation du comportement hypoélastique du mélange graveleux latéritique et du concassé granitique -----	62
3.7.1.	Echantillonnage -----	62

3.7.2.	Procédure de réalisation de l'essai de cisaillement-----	62
3.7.3.	Approche numérique d'identification des paramètres du modèle hyperbolique Hardin et Drnevich-----	62
3.7.4.	Essai de cisaillement direct-----	68
3.7.5.	Adéquation du modèle numérique et normalité des résidus -----	69
3.7.6.	Test de signification du modèle-----	73
3.7.7.	Test d'adéquation de chaque modèle-----	73
3.7.8.	Analyse des résidus -----	74
3.7.9.	Identification des valeurs aberrantes -----	75
3.7.10.	Recherche de données atypiques-----	75
3.7.11.	Identification des observations influentes -----	75
3.8.	Conclusion-----	75
CONCLUSION GENERALE -----		76
Bibliographie-----		77
<b>Webographie</b> -----		79
Annexes -----		80
Table des matières -----		109