



UNIVERSITE
JEAN LOROUGNON GUEDE

UFR ENVIRONNEMENT

REPUBLIQUE DE CÔTE D'IVOIRE

Union-Discipline-Travail

Ministère de l'Enseignement Supérieur et
de la Recherche Scientifique

ANNEE ACADEMIQUE :
2019-2020

N° D'ORDRE : 0373/2021

N° CARTE D'ETUDIANT :
CI0414002685

MASTER

Géologie Appliquée

Option : Géomatériaux - Géotechniques

THEME :

**Mise en œuvre et contrôle qualité géotechnique de la
couche de forme en Grave Non Traitée (0/60) amendée au
sable alluvionnaire dans le cadre de la construction de
l'autoroute Yamoussoukro-Tiébissou**

LABORATOIRE :

Laboratoire des Sciences et
Technologie de
l'Environnement

Présenté par :

KOFFI Kanga Charles

JURY

Président : M. KONAN WAIDHET Arthur Brice, Maitre de Conférences,
Université JEAN LOROUGNON GUEDE

Directeur : M. N'DRI Brou Etienne, Maitre de Conférences
Université JEAN LOROUGNON GUEDE

Encadreur : M. NIANGORAN Kouadio Charles, Maître de Conférences,
Université JEAN LOROUGNON GUEDE

Examineur : M. ADJIRI Oi Adjiri, Maître-Assistant,
Université JEAN LOROUGNON GUEDE

Soutenu publiquement

le : 02 / 03 / 2021

DEDICACE

A DIEU, la Source de mes ressources

REMERCIEMENTS

Le présent mémoire est l'effort conjugué d'éminentes personnalités à qui nous voudrions exprimer notre profonde gratitude à travers cette rubrique qui leur est spécialement dédiée.

A cet effet, nous remercions Mme TIDOU Abiba Sanogo épouse KONE, Professeur titulaire, Présidente de l'université Jean Lorougnon Guédé de Daloa, pour tous les efforts qu'elle consent à hisser notre Université à une dimension des plus respectables ; M. KOUASSI Kouakou Lazare, Professeur Titulaire, Directeur de l'UFR Environnement, pour ses actions louables dans le but d'une meilleure organisation de l'UFR pour nous offrir une formation de qualité ; M. KOUASSI Kouassi Jean Claude, Directeur général du LBTP (Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics) qui nous a donné cette opportunité de faire notre stage au sein de la structure ; M. NIANGORAN Charles, Maître de Conférences, Chef de Département Sciences de la Terre et de l'Environnement, par ailleurs mon encadreur pédagogique pour sa disponibilité, ses conseils, son assistance jusqu'à ce que ce mémoire voie le jour ; M. N'DRI Brou Etienne, Maître de Conférences, le Directeur de mon travail pour son apport qui a été déterminant pour la réussite de cette étude ; M. BIE Goha René, Maître de Conférences, Responsable Chargé des Stages du Parcours Géologie Appliquée, qui s'est démené avec tout l'effort que cela a nécessité, pour nous trouver ce stage ; M. SOMBO Abé Parfait, Maître-Assistant, Responsable de Parcours Master, pour son dévouement à nous assurer une formation de qualité ; à tout le corps enseignant de l'Université Jean Lorougnon Guédé de Daloa, nous disons merci pour tout le savoir qui nous a été communiqué et qui constitue pour nous un bagage intellectuel sans lequel nous ne saurions relever les nombreux défis qui nous attendent déjà.

De plus, ce travail n'aurait pas été possible sans l'apport du LBTP, qui est la structure au sein de laquelle nous avons fait notre stage. Aussi, de manière particulière, nous adressons nos remerciements au Docteur KOUASSI Paulin Maxim Yao, Directeur des Opérations Techniques du LBTP, pour son apport et son expertise dans le domaine de la recherche ; à M. BRAFF N'Guessan René, Directeur du Département Recherche Appliquée et Formation, qui a facilité notre intégration dès les premiers jours de stage ; à Mme KLOKOUIE M'mandy Flore, Chef de division Recherche et Formation, pour ses orientations, sa disponibilité, son implication et surtout sa rigueur dans le travail. Attentionnée, elle nous a coaché tout le temps qu'a duré notre stage ; M. KARDIOULA Jonas, Chef de la division laboratoire du LBTP, pour ses remarques pertinentes dont nous avons bénéficié dans l'élaboration de

notre mémoire ; à M. KONE Segorba Boni, Responsable du Laboratoire du groupement SINTRAM/HOUAR chargé de la construction de l'Autoroute Yamoussoukro-Tiébissou, pour sa disponibilité et ses conseils avisés qui nous ont été d'un apport considérable dans l'orientation de nos travaux puis, à tout le personnel du LBTP, en particulier les techniciens de laboratoire pour leur aide.

Nous ne saurions mettre fin à cette rubrique sans toutefois faire mention du soutien ininterrompu des parents, des amis et connaissances qui, d'une manière ou d'une autre ont participé à la réalisation de ce travail.

Je tiens donc à saluer particulièrement mon père M. EKRA Koffi et ma mère Mme OUATTARA Amenan, pour l'amour et l'attention consentis à mon égard et de qui je tiens tous les rudiments nécessaires pour évoluer dans la société. Je salue également mes frères et sœurs qui, sur tous les plans et à tous les niveaux n'ont cessé de me soutenir. Veuillez trouver ici, l'expression de ma profonde gratitude au travers de notre aîné M. KOFFI Koffi Germain.

TABLE DES MATIERES

DEDICACE.....	i
REMERCIEMENTS	ii
TABLE DES MATIERES	iv
LISTE DES TABLEAUX.....	viii
LISTE DES FIGURES	ix
INTRODUCTION.....	1
PARTIE 1 : GÉNÉRALITÉS	5
1.1. SITUATION GEOLOGIQUE, GEOTECHNIQUE ET DESCRIPTION DE L'AUTOROUTE YAMOISSOUKRO-TIEBISSOU	3
1.1.1. Situation géologique et géotechnique de l'Autoroute Yamoussoukro-Tiebissou.....	3
1.1.2. DESCRIPTION DU PROJET	4
1.2. GENERALITES SUR LES CHAUSSEES	5
1.3. NATURE ET CARACTERISTIQUES DES SOLS ET DES ROCHES EN CÔTE D'IVOIRE POUR LA CONCEPTION D'UNE PLATEFORME	6
1.3.1. Sols en Côte d'Ivoire.....	6
1.3.1.1. Nature des sols	6
1.3.1.2. Caractéristiques des sols en Côte d'Ivoire	7
1.3.2. Natures et caractéristiques des roches en côte d'Ivoire en vue d'une production de GNT	8
1.3.2.1. Nature des roches	8
1.3.2.2. Caractéristiques mécaniques des roches en Côte d'Ivoire	9
1.3.2.3. Etude de la résistance à l'attrition et la fragmentation des roches en Côte d'Ivoire ..	10
1.4. UTILISATION DES GNT EN STRUCTURE ROUTIERE.....	11
1.4.1. Définitions et caractéristiques des GNT	11
1.4.2. Principes d'utilisation des GNT dans la structure de chaussée.....	11
1.4.2.1. Principe selon la norme XP P 18-540	11
1.4.2.2. Principe selon les recommandations du LBTP	12
1.4.3. Avantages et limites liés à l'utilisation des GNT en technique routière.....	12
1.4.4. Utilisation de GNT en sol support	12
PARTIE 2 : MATERIEL ET METHODES	7
2.1. MATERIEL	8
2.1.1. Matériel d'identification des sols en place.....	8
2.1.1.1. Matériel de l'essai d'analyse granulométrique	8

2.1.1.2. Matériel de détermination des limites d'Atterberg	15
2.1.1.3. Matériel des essais Proctor et CBR	15
2.1.2. Matériel des essais de caractérisation de la GNT 0/60 au sable alluvionnaire	16
2.1.2.1. Matériel de l'essai d'équivalent de sable	16
2.1.2.2. Matériel de l'essai Los Angeles	17
2.1.2.3. Matériel de l'essai Micro-Deval en présence d'Eau (MDE).....	18
2.1.3. Matériel de mise en œuvre de la couche de forme.....	18
2.1.4. Matériel de contrôle qualité de la couche de forme mise en œuvre.....	19
2.1.4.1. Matériel de l'essai de densité	19
2.1.4.2. Matériel de l'essai de déflexion	20
2.1.4.3. Matériel d'essai de plaque.....	21
2.2. METHODES	21
2.2.1. Méthodes d'identification des sols en place.....	21
2.2.1.1. Analyse granulométrique des sols par tamisage	21
2.2.1.2. Essai de détermination des limites d'Atterberg (NF EN ISO 17892-12)	22
2.2.1.3. Essais Proctor modifié et CBR.....	23
2.2.2. Détermination des caractéristiques physiques et mécaniques de la GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire.....	24
2.2.2.1. Essai d'analyse granulométrique par tamisage (NF EN ISO 17892-4)	24
2.2.2.2. Essai d'équivalent de sable ((EN 933-8 mars 2012).....	25
2.2.2.3. Essai Los Angeles (NF EN 1097-1 Août 2011).....	26
2.2.2.4. Essai Micro-Deval (Norme NF EN 1097-1 Août 2011)	26
2.2.3. Mise en œuvre, compactage et contrôle qualité de la couche de forme.....	26
2.2.3.1. Essai de densité in situ (Méthode au sable, norme NF P 94-061-3)	27
2.2.3.2. Essai de déflexion (à la poutre de Benkelman) NF P 98-200-1	27
2.2.3.3. Essai à la plaque NF P 94-117-1 Avril 2000)	28
2.2.4. Méthodologie de mise en œuvre de la couche de forme en GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire.....	28
2.2.4.1. Phase d'approvisionnement du chantier en GNT 0/60 amendée à du sable alluvionnaire.....	29
2.2.4.2. Phase de mise en œuvre de la couche de forme	29
PARTIE 3 : RESULTATS ET DISCUSSION	35
3.1. RESULTATS.....	31
3.1.1. Résultats de l'identification des sols	31

3.1.1.1. Analyse granulométrique des graveleux latéritiques	31
3.1.1.2. Indice de plasticité.....	31
3.1.2. Résultats de la portance des sols en place	33
3.1.2.1. Résultat des essais CBR immergé réalisés sur les graveleux.....	33
3.1.3. Résultats des essais de caractérisation de la Grave Non Traité (GNT 0/60) amendé au sable alluvionnaire.....	33
3.1.3.1. Analyse granulométrique et teneur en fines de la GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire.....	34
3.1.3.2. Propreté de la GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire.....	35
3.1.3.3. Résistance à la fragmentation (coefficient Los Angeles).....	35
3.1.3.4. Résistance à l’attrition (coefficient MDE)	36
3.1.4. Résultats des différents essais de contrôle qualité réalisés sur la couche de forme...	37
3.1.4.1. Résultats des essais de densité réalisés sur la couche de forme	37
3.1.4.2. Résultats des essais de déflexion (les déflexions caractéristiques D90)	37
3.1.4.3. Résultat des essais à la plaque.....	38
3.2. DISCUSSION.....	39
3.2.1. Discussion sur les caractéristiques et la nature des sols en place	39
3.2.1.1. La nature des sols en place.....	39
3.2.1.2. Portance des sols en place	40
3.2.2. Caractéristiques de la GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire.....	40
3.2.2.1. Caractéristiques physiques	40
3.2.2.2. Caractéristiques mécaniques	40
3.2.3. Contrôle qualité de la couche de forme mise en œuvre	41
3.2.3.1. Densité sèche.....	41
3.2.3.2. Déflexion caractéristique	41
CONCLUSION	42
RECOMMANDATIONS.....	42
REFERENCES	5144
ANNEXES	xiii

SIGLES ET ABRÉVIATIONS

AR :	A rase
CBR :	C olifornian B earing R atio
CCTP :	C ahier des C lauses T echniques et P articulières
D :	D iamètre des plus gros éléments
ES :	E quivalent de S able
GNT :	G rave N on T raitée
GTR :	G uide T echnique R outier
I_c :	I ndice de C ompacité
IP :	I ndice de P lasticité
K :	C oefficient de déformation déterminé à partir de l'essai à la plaque
LA :	C oefficient L os A ngeles
LBTP :	L aboratoire du B âtiment et des T ravaux P ublics
LCPC :	L aboratoire C entral des P onts et C haussées
MDE :	C oefficient M icro D eval en présence d' E au
NF :	N orme F rançaise
PK :	P oint K ilométrique
PNM :	P rojet de N orme M arocaine
PST :	P artie S upérieure du T errassement
SETRA :	S ervice d' E tudes T echniques des R outes et A utoroutes
TPC :	T erre- P lein C entral
VBS :	V aleur au B leu de M éthylène du S ol
VD :	V oie D roite
VG :	V oie G auche
WI :	L imite de l iquidité
W_{nat} :	T eneur en eau N aturelle
W_{OPM} :	T eneur en eau à l' O ptimum P roctor M odifié
W_p :	L imite de p lasticité
YAKRO :	Y amoussoukro
δ_d :	D ensité sèche

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. Différents types de sols rencontrés en Côte d'Ivoire.....	7
Tableau II. Caractéristiques des sols en Côte d'Ivoire	8
Tableau III. Caractéristiques mécaniques des roches en Côte d'Ivoire	10
Tableau IV. Types de GNT norme NF P 98-129	11
Tableau V: Avantages et limites liés à l'utilisation des GNT en technique routière.	12
Tableau VI: Déflexion caractéristique maximale admissible en 1/100e mm.....	13
Tableau VII: Différentes classes de déflexions caractéristiques D90	13
Tableau VIII: Fuseau du CCTP défini par le LBTP pour la distribution granulométrique des GNT.....	25

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Carte géotechnique de la Côte d'Ivoire montrant le tronçon Yamoussoukro-Tiebissou	4
Figure 2: Structure détaillée de l'Autoroute de Yamoussoukro-Tiebissou	5
Figure 3: Matériel de l'essai d'analyse granulométrique	8
Figure 4: Matériel de détermination des limites d'Atterberg	15
Figure 5: Matériel des essais Proctor et CBR	16
Figure 6: Matériel de l'essai d'équivalent de sable	17
Figure 7: Matériel de l'essai Los Angeles	17
Figure 8: Matériel de l'essai MDE	18
Figure 9: Matériel de mise en œuvre de la couche de forme	19
Figure 10: Matériel de l'essai de densité	20
Figure 11: Matériel de l'essai de déflexion	20
Figure 12: Matériel d'essai de plaque	21
Figure 13: Organigramme montrant la méthodologie appliquée pour réaliser notre étude	30
Figure 14: Teneur en fines des sols analysés	31
Figure 15: Indice de plasticité des sols en place	32
Figure 16: Evolution des indices CBR immergé à travers les différentes sections	33
Figure 17: Analyse granulométrique de la GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire par rapport au fuseau	34
Figure 18: Teneur en fine de la GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire suivant les sections.	34
Figure 19: Variation de l'équivalent de sable de la GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire	35
Figure 20 : Variation du coefficient Los Angeles de différentes productions de GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire	36
Figure 21 : Variation du MDE des différentes productions de GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire	36

Figure 22: variation de la densité sèche de la couche de forme des deux chaussées 37

Figure 23: Présentation graphique des déflexions D90 à travers les sections (chaussée gauche)
..... 38

Figure 24: Variation du coefficient K obtenu sur la couche de forme des deux chaussées 39

INTRODUCTION

Un bon réseau routier est à juste titre considéré comme un des moyens efficaces de promouvoir le développement économique d'un pays. L'infrastructure en général et l'infrastructure routière en particulier, sont incontestablement un des éléments moteurs du développement (Odié, 1968). C'est ainsi que dans l'optique de s'assurer un développement solide, la Côte d'Ivoire, dès son accession à l'indépendance s'est dotée d'un réseau routier assez dense, l'un des plus importants de la sous-région (Kone, 2017). La route du Nord ou la route nationale A3 est l'une des plus importantes de son réseau routier. Elle relie le port autonome d'Abidjan aux frontières du Burkina Faso et du Mali, en passant par Yamoussoukro, Bouaké, Korhogo, des villes très importantes du point de vue démographique et économique. Ce qui explique l'importance de plus en plus croissante du trafic qui s'y déroule avec l'augmentation de la circulation de poids lourds. Réaliser une nouvelle route pouvant répondre aux besoins actuels voire futur, se révèle donc salutaire pour le transport des biens et des personnes. D'où l'importance du projet de prolongement de l'autoroute du Nord portant sur la construction d'une liaison autoroutière d'interconnexion entre la ville de Yamoussoukro et celle de Bouaké distante de 110 km avec pour première phase la construction de la section Yamoussoukro-Tiébissou longue de 36 km. Notre étude s'inscrit justement dans la réalisation de cette voie qui contribuera à la croissance économique du pays et à l'amélioration quantitative et qualitative de l'infrastructure du transport sur le réseau routier national. En effet le thème de notre étude « Mise en œuvre et contrôle qualité géotechnique de la couche de forme en Grave Non Traitée (0/60) amendée au sable alluvionnaire dans le cadre de la construction de l'autoroute Yamoussoukro-Tiébissou » s'inscrit pleinement dans ce projet qui, à l'origine avait été initié entre Abidjan et Bouaké, depuis les années 70 avec la construction la plus récente de la section Singrobo-Yamoussoukro de 86 km de linéaire achevée en Décembre 2013.

La couche de forme est une structure plus ou moins complexe permettant d'adapter les caractéristiques aléatoires et dispersées des matériaux de remblai ou du terrain en place, aux caractéristiques mécaniques, géométriques, hydrauliques et thermiques prises comme hypothèses dans la conception de la chaussée (Corte *et al.*, 2000). Elle fait partie de l'ensemble plateforme support de chaussée et supporte donc les efforts induits par les couches sus-jacentes et ceux induits par l'exploitation de la chaussée. Les défauts liés à la couche de forme d'une chaussée peuvent avoir des conséquences graves qui pourraient impacter la durée de vie de cette dernière. Il convient donc non seulement, de garantir la stabilité et la durabilité des matériaux qui la constituent mais aussi de porter un regard assez rigoureux sur leur mise en œuvre, tout en tenant compte des caractéristiques des sols en place. La durabilité sous-

entend la capacité du matériau à conserver dans le temps, ses caractéristiques initiales et notamment son fuseau granulométrique face aux différentes sollicitations auxquelles il sera soumis lors de ses diverses étapes depuis son traitement jusqu'à la destruction de la voirie. En Côte d'Ivoire, l'on utilise la Grave Non Traitée (GNT) dans les structures de chaussée. Cela remonte aux années 70 et n'a fait que se répandre au fil des années et ce, grâce à ses performances et ses nombreux avantages notamment, ses caractéristiques mécaniques remarquables et sa facilité de mise en œuvre. Cependant, tous ces avantages n'excluent pas le fait que la GNT présente de nombreuses limites dont son faible pouvoir de réduction des déflexions. Ainsi, l'utilisation de la GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire pour la mise en œuvre de la couche de forme de l'autoroute Yamoussoukro-Tiébissou a suscité l'importante préoccupation suivante : comment caractériser la GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire tout en tenant compte de la nature et des caractéristiques des sols en place pour garantir la mise en œuvre d'une couche de forme de qualité ?

Ainsi, l'objectif principal de ce travail est d'étudier les différents facteurs pouvant influencer une mise en œuvre efficiente et la qualité de 40 cm de couche de forme en GNT 0/60 amendées au sable alluvionnaire pour la construction de l'autoroute Yamoussoukro-Tiébissou.

Pour parvenir à cette fin, des objectifs spécifiques s'avèrent plus que nécessaires et se déclinent comme suit :

- déterminer la nature et les caractéristiques des sols en place ;
- caractériser la GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire, matériaux constitutifs de la couche de forme ;
- établir le procédé de mise en œuvre et le contrôle qualité de la couche de forme en GNT 0/60 amendées au sable alluvionnaire dans le cadre de la construction de l'autoroute Yamoussoukro-Tiébissou.

Ce travail s'articule autour de trois parties :

- la première partie traite des généralités sur les structures de chaussées, sur la nature et les caractéristiques des sols et des roches en Côte d'Ivoire pour la conception d'une plateforme et sur l'utilisation des GNT en structure routière ;
- la deuxième partie présente le matériel et les méthodes de travail ;
- la troisième partie expose les résultats et la discussion qui en découle.

Une conclusion qui fait la synthèse des différents résultats et des recommandations et perspectives mettront fin à ce travail.

PARTIE 1 : GÉNÉRALITÉS

1.1. SITUATION GEOLOGIQUE, GEOTECHNIQUE ET DESCRIPTION DE L'AUTOROUTE YAMOOUSSOUKRO-TIEBISSOU

1.1.1. Situation géologique et géotechnique de l'Autoroute Yamoussoukro-Tiebissou

Le projet du prolongement de l'autoroute du Nord, section Yamoussoukro-Tiebissou (centre de la Côte d'Ivoire) appartient au domaine protérozoïque de la dorsale de LEO. Elle est située dans le birimien de la Côte d'Ivoire qui appartient au domaine «Baoulé-Mossi» du craton ouest africain. Les principales formations géologiques sont constituées de roches magmatiques et métamorphiques (Yacé, 2002). Les roches magmatiques appartiennent au complexe éburnéen et comprennent les granitoïdes éburnéens. Ce sont des granites à biotite, des granites à deux micas, des migmatites, des granodiorites concordants et des pegmatites. Les formations volcano-sédimentaires sont représentées par les schistes (vert et ardoisier), les quartzites, les métasédiments indifférenciés et les roches vertes du birimien (Gbélé, 2009).

Par ailleurs, le territoire de la Côte d'Ivoire a été divisé en sept (7) régions (Ri) géotechniques basée sur un certain nombre de paramètres dont principalement la roche mère prépondérante, le relief, la pluviométrie, la durée de la saison sèche, les matériaux d'altération (aspect pédologique), les sols de plateforme rencontrés.

La région R5 qui s'étend du centre au Nord du pays comme l'indique la figure 1 ci-après, est celle qui héberge le projet l'autoroute Yamoussoukro-Tiebissou. Elle est pourvue en graveleux latéritiques dits ferrugineux donc portants avec présence de roches granitiques et d'arènes. Il est recommandé des chaussées toutes en graveleux avec possibilité d'employer les roches granitiques (Menin, 2020).

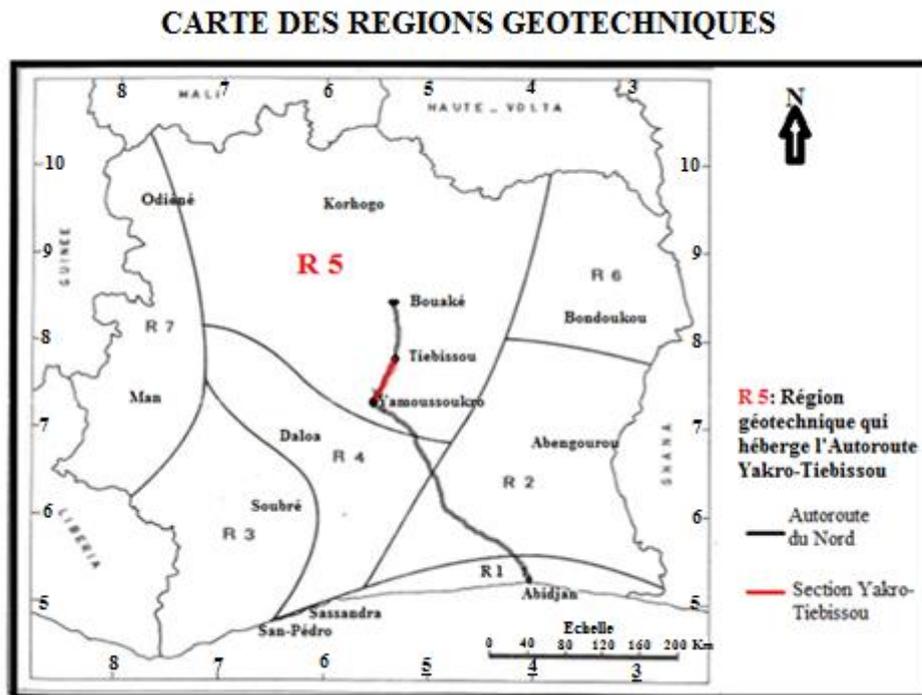


Figure 1: Carte géotechnique de la Côte d'Ivoire montrant le tronçon Yamoussoukro-Tiebissou (Menin, 2020)

1.1.2. DESCRIPTION DU PROJET

L' autoroute Yamoussoukro-Tiebissou est une continuité du projet de l' autoroute du Nord qui avait été initié depuis les années 1970 visant à relier Abidjan et Bouaké. Le tronçon Abidjan-Yamoussoukro ayant été déjà réalisé, le présent projet concerne la liaison Yamoussoukro-Tiebissou. C' est une autoroute 2×2 voies longue de 36 km qui hébergera un trafic de classe T4. Les deux voies, large chacune de 10,5 m sont séparées par 11 m de TPC.

Le projet est structuré de bas en haut de la façon suivante (figure 2) :

- une plateforme support de chaussée constituée de 60 cm de PST en sol (graveleux latéritique) souvent rapporté, surmontée par 40 cm de couche de forme en GNT 0/60 amendée à 20% au sable alluvionnaire ;
- 20 cm de GNT 0/31,5 en couche de fondation ;
- 20 cm de GNT 0/20 en couche de base ;
- 2 × 5 cm de béton bitumineux 0/14 en couche de roulement.

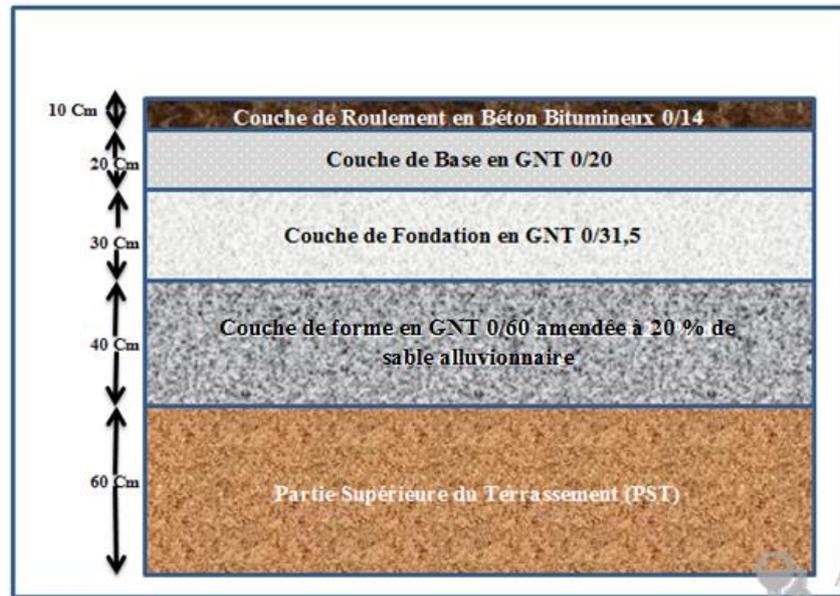


Figure 2: Structure détaillée de l'Autoroute de Yamoussoukro-Tiebissou

La construction de cette autoroute a été confiée à un groupement d'entreprises marocaines connues sous les vocables respectifs de SINTRAM et HOUAR. Le LBTP vient en soutraitance au groupement SINTRAM / HOUAR en tant que laboratoire géotechnique. Le maître d'ouvrage du projet est l'AGEROUTE et le BNETD en est le maître d'ouvrage délégué.

1.2. GENERALITES SUR LES CHAUSSEES

Une chaussée peut être définie comme une structure plane, conçue et dimensionnée pour garantir l'écoulement du trafic dans de bonnes conditions de sécurité, de confort et d'assurer son bon fonctionnement pour une période de service (Khiredine et Khasnadj, 2016). Elle se présente donc comme une structure composite réalisée par empilements successifs de couches de matériaux granulaires, le tout reposant sur un sol support. Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) et le Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA), associent à chacune des couches une fonction ;

- la couche de surface, formée d'une couche de roulement surmontant éventuellement une couche de liaison intermédiaire. La couche de roulement assure la fonction d'étanchéité des couches d'assise vis-à-vis des infiltrations d'eau ; et à travers ses caractéristiques de surface, elle garantit la sécurité et le confort des usagers ;
- les couches d'assise, généralement constituées d'une couche de fondation surmontée d'une couche de base. Elles apportent à la structure de chaussée l'essentiel de sa rigidité et répartissent (par diffusion latérale) les sollicitations, induites par le trafic, sur la plateforme support afin de maintenir les déformations à ce niveau dans les limites admissibles ;

- le sol support, généralement surmonté d'une couche de forme pour former un ensemble appelé plate-forme support de chaussée. Cette dernière sert, comme son nom l'indique, de support au corps de chaussée. Pendant la phase de travaux, la couche de forme a pour rôle d'assurer une qualité de nivellement permettant la circulation des engins pour la réalisation du corps de chaussée. Vis-à-vis du fonctionnement mécanique de la chaussée, la couche de forme permet d'augmenter la capacité portante de la plate-forme support de chaussée.

Sous l'effet des sollicitations externes (environnementales, conditions de chargements, etc.), les structures de chaussées sont soumises à des phénomènes complexes (mécaniques, thermiques, physiques et chimiques) qui apparaissent souvent de manière couplée. Ainsi, le but du dimensionnement des chaussées est de concevoir une structure capable de supporter un trafic pour une durée de vie fixée. La qualité de la plateforme est donc d'une importance capitale dans la réalisation d'un projet routier dans la mesure où celle-ci représente le socle sur lequel reposent les couches sus-jacentes. Aussi, nécessite-t-elle une attention particulière et nous lui consacrons justement la section suivante de notre revue bibliographique qui consistera à donner la nature et les caractéristiques :

- des sols en Côte d'Ivoire ;
- des roches en Côte d'Ivoire, matière première de production des granulats.

1.3. NATURE ET CARACTERISTIQUES DES SOLS ET DES ROCHES EN CÔTE D'IVOIRE POUR LA CONCEPTION D'UNE PLATEFORME

1.3.1. Sols en Côte d'Ivoire

1.3.1.1. Nature des sols

Le Laboratoire de Bâtiments et des Travaux Publics (LBTP) regroupe les sols en Côte d'Ivoire, en deux grands types :

- les sols fins, qu'on rencontre généralement au sud du pays, sur le littoral appartenant au continental terminal ;
- les graveleux latéritiques, qui sont le produit d'altération tropicale des roches en place.

Ces deux grands types de sol se subdivisent en différentes classes comme décrit dans le tableau I.

Tableau I. Différents types de sols rencontrés en Côte d'Ivoire (LBTP, 1978)

		FAMILLE	SYMBOLE	DESCRIPTION
SOLS GRENUS		Graveleux latéritiques	G1	Graveleux naturels peu plastiques (grisâtres) formant la partie supérieure de l'horizon B
			G2	Graveleux naturels moyennement plastiques (ocre-jaune) formant la partie intermédiaires de l'horizon B
			G3	Graveleux naturels très plastiques (rougeâtres) formant la partie inférieure de l'horizon B
SOLS FINS	SABLES	Sable argileux du Continental Terminal	SC1	Sables argileux peu plastiques (grisâtres) proches de la surface (bassin sédimentaire côtier)
			Sc2	Sables argileux moyennement plastiques (ocre-jaune) sous-jacents aux précédents (bassin sédimentaire côtier)
			Sc3	Sables argileux très plastiques (ocre-rouge) sous-jacents aux précédents (bassin sédimentaire côtier)
		Produits d'altération sur granites	Sg	Arènes ou sables granitiques peu ou moyennement plastiques de l'horizon C (clairs, jaunâtres)
			Ag	Argiles d'altération des granites de l'horizon C (jaunâtre, claires)
	ARGILES	Produits d'altération sur schistes	As1	Argiles d'altération sur schistes, horizon supérieur (C) sous-jacentes aux graveleux (bariolée, rougeâtre)
			As2	schistes décomposés talqueux, friables, sous-jacents au bed rock (lie-de-vin, blanchâtre)

1.3.1.2. Caractéristiques des sols en Côte d'Ivoire

Les sols en Côte d'Ivoire sont caractérisés par leur teneur en fines, leur indice de plasticité, leur indice CBR et leur densité sèche. Suivant ces paramètres sols en Côte d'Ivoire ont les caractéristiques suivantes (Tableau II ci-après).

Tableau II. Caractéristiques des sols en Côte d'Ivoire (LBTP, 1978)

Paramètres	Graveleux latéritiques	Sols fins	
		Sables	Argiles
Indice de plasticité (Ip)	05 - 35	05 - 35	15 - 35
Teneur en fines (% f)	05 - 35	10 - 90	50 - 95
Indice CBR (Icbr)	15 - 80	05 - 60	0 - 30
Densité sèche (δ_a)	1,9 - 2,5		

1.3.2. Natures et caractéristiques des roches en côte d'Ivoire en vue d'une production de GNT

1.3.2.1. Nature des roches

Les principales roches mères qui constituent le soubassement de la Côte d'Ivoire sont :

- les roches métamorphiques schisteuses, qui occupent les parties sud-est et les parties centrales des chaînes de collines des intragéosynclinaux et elles sont composées de flysch ou de schistes arkosiques généralement impropres à constituer des assises de chaussées du fait de leur constitution argileuse éminemment altérable et peu résistante aux chocs (LBTP, 1977 a) ;
- les granites, qui occupent les 2/3 environ de la Côte d'Ivoire

Il y a aussi l'existence de certaines roches « vertes » comprenant des amphibolites et des schistes amphibolitiques, dérivées de diverses roches basiques, dolérites et gabbros. Formant l'ossature des chaînes de collines des intragéosynclinaux, ces roches très résistantes à l'érosion ou à l'altération, sont néanmoins de très faible étendue (LBTP, 1977a).

Ces granites sus-mentionnés existent en plusieurs variétés et on distingue :

- les granites éburnéens vrais ou granites « baoulé » qui sont des granites de type calco-alcalin et variés (granites à muscovite, granites à 2 micas, granites à amphibolite et biotite, granodiorites) ;
- les granites concordants qui se distinguent des granites éburnéens vrais par la présence de très nombreux filons de pegmatites ;
- les granites discordants homogènes et non orientés qui donnent un matériau d'altération où dominent les sables grossiers (grains de quartz) ;
- les granites hyperstènes du vieux socle ou charnockite de la province de man, plus résistant à l'altération et souvent proche de la surface ;

- les migmatites du sud-ouest de la Côte d'Ivoire qui ne se distinguent pratiquement pas des granites éburnéens comme roche mère sauf lorsqu'elles sont enrichies en hyperstènes (Béréby) ou très micassées (San-Pédro).

1.3.2.2. Caractéristiques mécaniques des roches en Côte d'Ivoire

Les roches servent de matériaux de construction diverse dans le domaine routier sous forme de granulats. Il importe donc de garantir la durabilité de ces granulats au sein de la structure routière afin de limiter à terme le risque d'apparition de dégradations au sein de ces structures, en particulier en surface (Aperrou, 2016).

- **Durabilité des granulats**

La durabilité d'un granulat utilisé en domaine routier peut se définir comme la capacité du matériau à conserver dans le temps, ses caractéristiques initiales et notamment son fuseau granulométrique face aux différentes sollicitations auxquelles il sera soumis lors de ses diverses étapes depuis son traitement jusqu'à la destruction de la voirie.

- **Sollicitations appliquées aux granulats du domaine routier**

Tout granulat présent dans une structure routière est soumis à un grand nombre de sollicitations de nature, d'intensité et de répétabilité variable dans le temps. Cette répétabilité est responsable de la fatigue du matériau. En effet, tous les véhicules n'ont pas le même poids, la même vitesse et ne passeront pas à des intervalles réguliers.

Parmi les sollicitations les plus fréquentes, il convient de distinguer deux grandes familles, à savoir les sollicitations mécaniques et les sollicitations climatiques.

Les sollicitations mécaniques concernent celles qui provoquent des chocs ou des frottements mécaniques entre les grains comme la fragmentation par impact, l'usure par attrition, le cisaillement, la compression ou encore le broyage. Les sollicitations climatiques, les plus importantes sont la fragmentation par impact (essai Los Angeles) et l'usure par attrition (essai Micro-Deval en présence d'eau). L'essai triaxial cyclique à charges répétées tient compte de l'usure du matériau par fatigue suite à la répétabilité des actions mécaniques.

1.3.2.3. Etude de la résistance à l'attrition et la fragmentation des roches en Côte d'Ivoire

- **Résistance à la fragmentation**

La résistance à la fragmentation des roches est habituellement appréciée par l'essai Los Angeles. Cette résistance à la fragmentation est peu sensible à l'eau. Les chocs ou les poinçonnements conduisent à une fragmentation avec formation de particules de toutes dimensions. L'eau n'ayant pratiquement aucune action sur ce processus, l'essai se pratique à sec.

- **Résistance à l'attrition ou à l'usure**

La résistance à l'attrition est davantage sensible à l'eau. Les frottements amènent une usure par formation de petites particules inférieures à 0,1mm. Cette usure peut être fortement accrue en présence d'eau pour certaines roches. Pour cette raison l'essai Deval se pratique à sec (Deval sec), puis en présence d'eau. Les résultats de ce dernier appelé « essai Deval humide » sont généralement pris comme références.

On distingue l'essai Deval « humide » (DH) et « sec » (DS) qui s'effectue sur du 40/70 mm et l'essai Micro-Deval (MD) généralement en présence d'eau et qui, lui, est effectué directement sur les classes granulaires effectivement réalisées par les installations de concassage, à savoir les 4/6 ; 6/10 ; 10/14 mm. Il existe toutefois une relation entre les deux modes d'essai (le Deval humide et le Micro-Deval). C'est l'équation (1) suivante :

$$DH = \frac{80}{MD} \quad (1)$$

Suivant donc les sollicitations auxquelles sont soumis les granulats dans la structure routière et les différents essais qui permettent d'apprécier la résistance à ces sollicitations, le LBTP a établi les caractéristiques mécaniques (Tableau III) relatives aux roches qui constituent le socle ivoirien :

Tableau III. Caractéristiques mécaniques des roches en Côte d'Ivoire (LBTP, 1977)

Caractéristique choisie	Coefficient Los Angeles	Coefficient Deval humide	Coefficient micro-Deval
Valeur moyenne globale	30	9	9
Fourchette pour seuil de confiance à 80 %	20 – 40	06-12	07 – 13
Ecart-type	6	2,5	

1.4. UTILISATION DES GNT EN STRUCTURE ROUTIERE

1.4.1. Définitions et caractéristiques des GNT

Les GNT sont des mélanges granulaires composés uniquement de granulats et d'eau (aucun liant hydraulique ou hydrocarboné n'entre dans leur composition). On distingue deux catégories de GNT :

- les GNT A obtenues en une seule fraction ;
- les GNT B recomposées à partir d'au moins deux fractions granulaires distinctes, dans des proportions définies, malaxées et humidifiées en centrale suivant la Norme Européenne NF EN 13285 (LCPC et SETRA, 1998).

Les GNT sont largement utilisées dans les chaussées à faible et moyen trafic (chaussées souples) pour la réalisation des couches d'assise et des couches de forme. Les performances mécaniques des GNT sont habituellement estimées à partir des caractéristiques suivantes (Gidel, 2001):

- dureté des granulats (déterminée par les essais Los Angeles et micro-Deval, réalisés sur la fraction 10/14) ;
- propreté des gravillons ;
- angularité des granulats (indice de concassage, coefficient d'aplatissement).

On définit six types de GNT suivant la norme NF P 98-129 (Tableau IV).

Tableau IV. Types de GNT norme NF P 98-129

Types de GNT	Granularité	LA	MDE
GNT de type 1	GNT 0/63	LA < 40	MDE < 35
GNT de type 2	GNT 0/31,5	LA < 40	MDE < 35
GNT de type 3	GNT 0/20	LA < 40	MDE < 35
GNT de type 4	GNT 0/14	LA < 40	MDE < 35
GNT de type 5	GNT 0/31,5	LA > 40	MDE > 35
GNT de type 6	GNT 0/20	LA > 40	MDE > 35

1.4.2. Principes d'utilisation des GNT dans la structure de chaussée

1.4.2.1. Principe selon la norme XP P 18-540

Suivant la norme XP P 18-540,

- un $D = 20$ mm est la valeur généralement adoptée pour les couches de base ;
- un $D = 31,5$ mm est une valeur qui peut être acceptée pour les couches de fondation ou de base de chaussées peu circulées ;
- un D de 63 mm ne peut être envisagé qu'en GNT de type A utilisée en partie supérieure de couche de forme ou d'ouvrages annexes (aires de stationnement, accotements, ...).

1.4.2.2. Principe selon les recommandations du LBTP

Suivant les recommandations du LBTP, l'utilisation des GNT est spécifiée de la façon suivante :

L'on utilise en couche de fondation la GNT de classe 0/60, quelle que soit l'intensité de la circulation. En couche de base, l'on préconise plutôt la GNT 0/31,5 pour les classes de trafic faible ou modéré, T1, T2, T3 et éventuellement T4, moyennant des précautions particulières.

1.4.3. Avantages et limites liés à l'utilisation des GNT en technique routière

Le tableau V résume quelques avantages et limites reconnus aux GNT lorsqu'elles sont utilisées dans les structures de chaussée.

Tableau V: Avantages et limites liés à l'utilisation des GNT en technique routière (LBTP, 1977).

Avantages liés à l'utilisation de la GNT en technique routière	Faiblesses de la GNT
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Bonne résistance à la fragmentabilité et à l'attrition ▪ Sensibilité modérée à l'action de l'eau ▪ Facilité de mise en œuvre ▪ Traficabilité immédiate après compactage ▪ Comportement souple sous charge 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Faibles caractéristiques élastiques ▪ Modeste cohésion ▪ Faible pouvoir de réduction des déflexions ▪ Risque de matelassage sur support saturé

1.4.4. Utilisation de GNT en sol support

L'état et la déformabilité de la plateforme support qui reçoit l'assise en GNT peuvent fortement influencer sur l'efficacité du compactage de cette dernière. Ce qui justifie l'attention particulière portée à la plateforme pour laquelle l'on doit s'assurer de bons niveaux de déflexion. Le tableau VI traite des niveaux de déflexion sous essieu de 13 tonnes à respecter

au niveau du support. Ces déflexions sont fonctions de la nature dudit support, de la classe de trafic pour laquelle la chaussée a été dimensionnée et du type de structure envisagé.

Tableau VI: Déflexion caractéristique maximale admissible en 1/100e mm (LBTP, 1977)

Classe de trafic	Valeurs de déflexion en fonction du sol support				
	S1	S2	S3	S4	S5
T1	500	400	400	350	300
T2	400	250	250	250	200
T3	250	200	200	200	125
T4	200	150	150	100	75

On détermine par ailleurs, quatre (04) classes de déflexions caractéristiques suivant des plages de valeurs comme indiqué dans le tableau VII.

Tableau VII: Différentes classes de déflexions caractéristiques D90 (LBTP, 1978)

Classes de déflexions	D1	D2	D3	D4
Plage des valeurs de D90 (1/100e mm)	< 53	53 - 75	75 - 100	> 100

PARTIE 2 : MATERIEL ET METHODES

2.1. MATERIEL

Le matériel ayant servi à la réalisation de ce travail est constitué de matériel d'identification des sols, de matériel de caractérisation de la GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire, de matériel de transport et de mise en œuvre de de la GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire et de matériel de contrôle qualité.

2.1.1. Matériel d'identification des sols en place

2.1.1.1. Matériel de l'essai d'analyse granulométrique

Le matériel de l'analyse granulométrique se compose essentiellement d'une colonne de tamis pour tamiser les échantillons de sols, d'une étuve pour le séchage des échantillons de sols et d'une balance pour le pesage des refus.

Pour le tamisage des échantillons de sols, la colonne de tamis est constituée de 16 tamis dont les dimensions des mailles varient de 31,5 mm et 0,063 mm. La figure 3 présente le matériel utilisé pour l'analyse granulométrique.



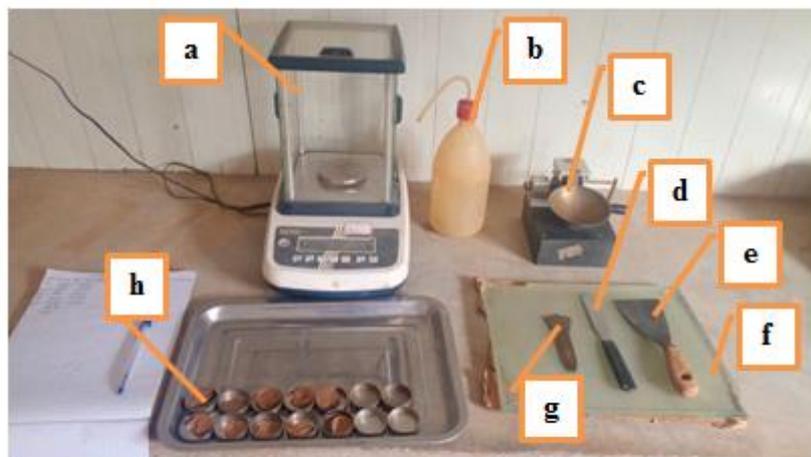
A) Jeu de tamis ; B) Etuve ventilé ; C) Balance

Figure 3: Matériel de l'essai d'analyse granulométrique

2.1.1.2. Matériel de détermination des limites d'Atterberg

Le matériel pour la détermination des limites d'Atterberg se compose comme indiqué sur la figure 4:

- d'une balance de haute précision pour peser les échantillons prélevés à chaque malaxage ;
- d'une pissette pour humidifier l'échantillon de sol soumis à l'essai ;
- d'une plaque en verre qui sert de support de malaxage ;
- d'une spatule pour malaxer l'échantillon de sol mouillé ;
- d'une langue de chat qui permet de placer la pâte malaxée dans la coupelle de Cassagrande ;
- d'une rainure dont le rôle est de faire une rainure dans la pâte contenue dans la coupelle de Cassagrande ;
- d'un appareil de Cassagrande pour la détermination des limites d'Atterberg ;
- de 14 tares pour recueillir les échantillons prélevés après chaque malaxage.



a) Balance ; b) Pissette ; c) Appareil de Cassagrande ; d) Langue de chat ; e) Spatule ; f) Plaque en verre ; g) Rainure ; h) Tares

Figure 4: Matériel de détermination des limites d'Atterberg

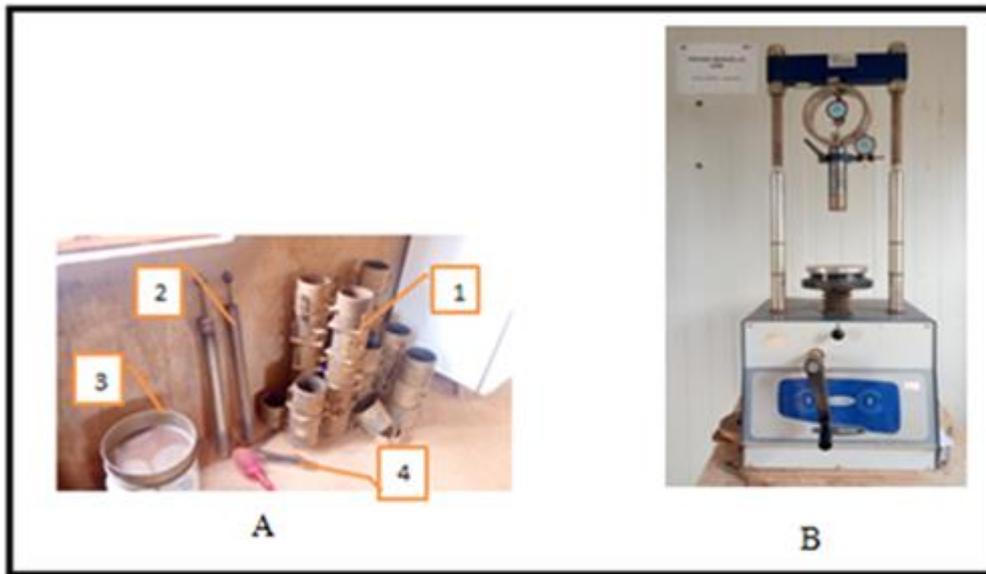
2.1.1.3. Matériel des essais Proctor et CBR

Le matériel qui a servi aux deux essais, Proctor modifié et CBR, se compose essentiellement :

- de moules Proctor et CBR dans lesquels se fait le compactage ;
- de dames Proctor et CBR pour le compactage du matériau ;
- d'un tamis pour tamiser et homogénéiser le matériau avant le compactage ;
- d'une arase pour araser le moule après le compactage.

Une presse CBR permet de poinçonner les moules CBR après quatre (04) jours d'imbibition, en vue de déterminer l'indice de portance.

La figure 5 présente le matériel des essais Proctor et CBR.



*A.1) Moule Proctor et CBR ; A.2) Dame Proctor et CBR ; A.3) Tamis ;
A.4) Arase ; B) Presse CBR*

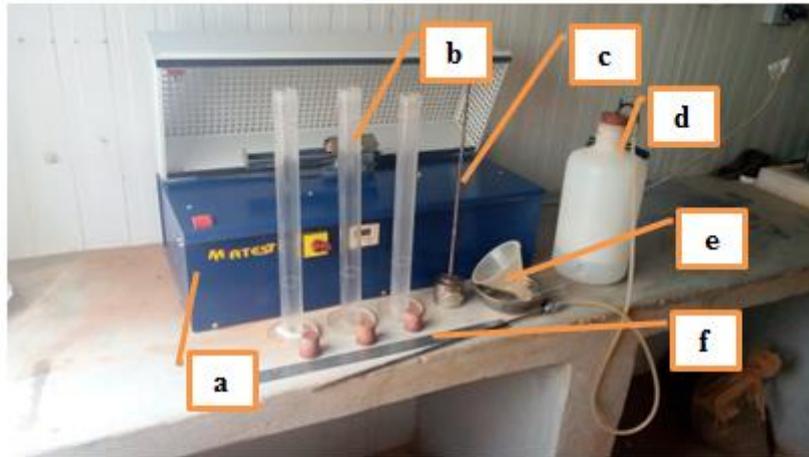
Figure 5: Matériel des essais Proctor et CBR

2.1.2. Matériel des essais de caractérisation de la GNT 0/60 au sable alluvionnaire

2.1.2.1. Matériel de l'essai d'équivalent de sable

Le matériel d'équivalent de sable se compose comme indiqué sur la figure 6 :

- d'une bobonne de 5 L contenant la solution lavante qui sert à réaliser l'essai ;
- d'un entonnoir qui sert à renverser le matériau à tester dans les éprouvettes ;
- d'un régllet métallique gradué pour mesurer les différentes hauteurs h_1 et h_2 ;
- de deux éprouvettes jaugées servant à réaliser l'essai ;
- d'un agitateur électrique pour agiter la solution lavante ajoutée au matériau contenu dans l'éprouvette ;
- d'un piston taré qui aide à mesurer les hauteurs h_1 et h_2 .



a) Agitateur électrique ; b) Epruvettes jaugées; c) Piston taré ; d) Bonbonne de 5L, muni d'un système de siphon et contenant de l'eau distillée ; e) Entonnoir ; f) Réglet métallique gradué de 50 cm

Figure 6: Matériel de l'essai d'équivalent de sable

2.1.2.2. Matériel de l'essai Los Angeles

Le matériel de l'essai Los Angeles se compose comme indiqué sur la figure 7:

- d'un appareil Los Angeles qui sert à réaliser l'essai ;
- de 12 boulets d'acier qui constituant la charge abrasive, permet d'évaluer la résistance aux chocs des graves.



A) Appareil Los Angeles ; B) Boulets d'acier

Figure 7: Matériel de l'essai Los Angeles

2.1.2.3. Matériel de l'essai Micro-Deval en présence d'Eau (MDE)

Le matériel de l'essai Micro-Deval en présence d'Eau (MDE) est l'appareil Micro-Deval présenté par la figure 8. Il mesure la résistance à l'attrition des graves.



Figure 8: Matériel de l'essai MDE

2.1.3. Matériel de mise en œuvre de la couche de forme

Le matériel de mise en œuvre de la couche de forme est essentiellement composé :

- de camions bennes pour l'approvisionnement du chantier en GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire au niveau de la centrale ;
- de bulldozers pour étaler les tas de matériaux sur la PST ;
- de niveleuses pour malaxer et niveler de la couche de forme ;
- de camion-citernes pour arroser le matériau pour obtenir une teneur en eau optimale ;
- de compacteurs pneumatiques P4 pour le compactage de la couche de forme ;
- de compacteurs vibrants pour intensifier le compactage.

La figure 9 montre le matériel de mise en œuvre de la couche de forme.



A) Camion benne ; B) Bulldozer ; C) Niveleuse ; D) Camion-citerne; E) Compacteur pneumatique P4 ; F) Compacteur vibrant

Figure 9: Matériel de mise en œuvre de la couche de forme

2.1.4. Matériel de contrôle qualité de la couche de forme mise en œuvre

2.1.4.1. Matériel de l'essai de densité

Le matériel de l'essai de densité se compose essentiellement :

- d'une bombonne surmontée d'un cône qui permet de déterminer le volume du trou à partir de la quantité de sable versée ;
- de sable de mer de densité apparente connue qui, versé dans le trou, permet de déterminer son volume, puis la densité sèche du profil ausculté ;
- d'une plaque qui, fixée au sol, permet de contrôler le diamètre du trou ;
- d'une bouteille à gaz qui permet de sécher une masse déterminée du sol creusé pour déterminer sa teneur en eau ;
- d'une tare pour sécher une masse du matériau creusé en vue de déterminer sa teneur en eau ;
- d'un marteau pour creuser la couche à ausculter.

La Figure 10 présente le matériel de l'essai de densité.



a) Bombonne surmontée d'un cône ; b) Sable de mer de densité apparente connue ; c) Bouteille à gaz ; d) Tare ; e) Marteau ; f) Plaque.

Figure 10: Matériel de l'essai de densité

2.1.4.2. Matériel de l'essai de déflexion

Le matériel de l'essai de déflexion se compose comme présenté à la Figure 11 :

- d'une poutre de Benkelman pour déterminer la déflexion de la couche de forme après le passage d'un poids-lourd ;
- d'un camion benne avec l'essieu arrière lesté à 13 tonnes pour imposer une déflexion assez conséquente à la couche de forme pour évaluer sa portance.



A) Poutre de Benkelman ; B) Camion benne avec l'essieu arrière lesté à 13 tonnes

Figure 11: Matériel de l'essai de déflexion

2.1.4.3. Matériel d'essai de plaque

Le matériel de l'essai de plaque est constitué :

- d'une plaque nervurée pour ausculter la couche de forme ;
- d'un système hydraulique de 160 kN pour imposer à la couche deux cycles de chargement ;
- d'une poutre de Benkelman pour mesurer la déflexion résultante après chaque cycle de chargement.

La Figure 12 présente le matériel de l'essai de densité.



a) plaque nervurée; b) système hydraulique de 160 kN avec manomètre de précision ; c) poutre de Benkelman

Figure 12: Matériel d'essai de plaque

2.2. METHODES

2.2.1. Méthodes d'identification des sols en place

2.2.1.1. Analyse granulométrique des sols par tamisage

L'essai a consisté à fractionner au moyen d'une série de tamis le matériau en plusieurs classes granulaires de tailles décroissantes. Avec une prise d'essai d'environ 1 Kg à 3 Kg, l'essai se réalise comme suit :

la colonne de tamis est montée dans l'ordre décroissant de l'ouverture des mailles du haut vers le bas. On verse le matériau lavé et séché préalablement dans la colonne de tamis, on agite manuellement cette colonne.

- Prendre un à un les tamis en commençant par celui qui a la plus grande ouverture et en adaptant un fond et un couvercle ;
- Agiter manuellement chaque tamis jusqu'à ce que le refus du tamis ne varie pas de plus de 1% en masse par minute de tamisage ;

- Versé le tamisât recueilli dans le fond sur le tamis immédiatement inférieur et pris la masse du refus ;
- Déterminer ensuite la masse du refus de chaque tamis ;
- Poursuivi l'opération jusqu'à déterminer la masse du refus contenu dans le fond de la colonne de tamis.

A partir de cet essai d'analyse granulométrique par tamisage, la teneur en fines est le passant au tamis 0,08 mm de chaque échantillon.

Au total, 180 échantillons prélevés de la section PK 0+25 à la section PK 28+900 sont analysés.

2.2.1.2. Essai de détermination des limites d'Atterberg (NF EN ISO 17892-12)

L'essai a consisté à déterminer l'indice de plasticité des sols à partir de leur limite de liquidité et leur limite de plasticité.

Avant l'entame de l'essai l'échantillon subit au préalable une préparation qui se fait de la manière suivante :

- brasser l'échantillon afin d'obtenir une parfaite homogénéisation ;
- une partie de l'échantillon (300 g à 400 g) est mise à sécher dans une étuve à 110°C jusqu'à masse constante ;
- le matériau séché, est retiré, puis les mottes de terre qui ont pu se former sont pulvérisées ;
- ensuite, passer l'échantillon au tamis de 0,5 mm, puis recueillir la fraction inférieure à 0,5 mm.

Après cette phase de préparation, commence la réalisation de l'essai par la détermination de la limite de liquidité puis de la limite de plasticité.

• Limite de liquidité (WL)

On détermine la limite de liquidité selon le processus suivant :

- prélever 100 g de la fraction de sol retenu précédemment qu'on mouille avec de l'eau distillée puis malaxé sur un carreau de marbre jusqu'à obtenir une pâte presque fluide ;
- 50 g à 70 g de cette pâte sont repartis dans la coupelle et ensuite partagée en son centre par une rainure ;
- on tourne manuellement la manivelle de l'appareil de Cassagrande à environ 2 tr/s jusqu'à ce que la rainure se ferme sur 1 cm ;
- on renseigne une fiche d'essai qui comporte les différents nombres de coups nécessaire pour fermer la rainure, les masses des échantillons prélevés pour la teneur en eau et une

grille prévue pour construire la courbe de l'évolution de la teneur en eau en fonction du nombre de coups ;

- on détermine en fin la teneur en eau qui correspond à 25 coups : c'est la limite de liquidité notée Wl.

- **Limite de plasticité (Wp)**

La limite de plasticité se détermine après les essais de la liquidité. L'échantillon étant trop humide, on le laisse desséché un moment sur le marbre. Puis on en fait une boulette qu'on roule entre les paumes de la main, puis entre la paume et le marbre, en appuyant légèrement de façon à former un rouleau qu'on amincit progressivement jusqu'à obtenir des rouleaux de 3 mm.

Pour terminer, on prélève deux fuseaux d'environ 5 cm chacun, on détermine leur teneur en eau dont la moyenne représente la limite de plasticité noté Wp.

- L'indice de plasticité (Ip)

La limite de liquidité et la limite de plasticité permettent de déterminer l'indice de plasticité (Ip) qu'on calcule comme suit :

$$Ip = Wl - Wp \quad (2)$$

De cette manière, 180 essais de détermination des limites d'Atterberg ont été réalisés.

2.2.1.3. Essais Proctor modifié et CBR

- **Essai Proctor modifié (NF P94-093 Octobre 2014)**

Les caractéristiques de compactage Proctor d'un matériau sont déterminées à partir de l'essai dit essai Proctor modifié, il est approprié pour les projets routiers. Le principe de l'essai consiste alors, à répartir dans 5 plateaux de malaxage une certaine quantité de matériau (5 à 7 kg). On humidifie le matériau contenu dans chaque plaque à différentes teneurs en eau suivant la nature et la teneur en eau naturel du sol. On peut donc commencer l'humidification à partir de 3% à 4% de la teneur en eau naturelle du sol pour le premier plateau puis aller de 2% en 2% pour les autres plateaux. Après l'humidification, commence le compactage qui se fait dans des moules Proctor modifié. Pour chacune des teneurs en eau, l'essai s'effectue sur cinq (05) couches par moule dont chacune est compactée à 56 coups (figure 14) et araser après le compactage de la cinquième couche selon un procédé et une énergie conventionnelle. Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérées, on détermine la masse volumique sèche du matériau et on trace la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la

teneur en eau. Il ressort de cette courbe les valeurs de masse volumique apparente sèche (γ_{opt}) et la teneur en eau (ω_{opt}) à l'optimum.

- **Essai CBR (NF P94-078)**

Nous avons réalisé des essais CBR par immersion sur les mêmes matériaux prélevés. Les essais ont consisté à confectionner pour chaque matériau, trois (03) moules à différentes énergies de compactage. Le premier à 56 coups, le second à 25 coups et le troisième à 14 coups. Le compactage s'est fait à la teneur en eau de l'optimum Proctor déterminée précédemment. Les moules sont pesés et plongés pendant 4 jours dans un bac à eau. Après les 4 jours, les moules sont retirés puis poinçonnés. On mesure l'enfoncement en fonction de la charge et on détermine deux (02) CBR (CBR_1 et CBR_2) de la manière suivante :

$$CBR_1 = \frac{\text{Effort de pénétration à 2.5 mm d'enfoncement en KN}}{13.35} \times 100 \quad (3)$$

$$CBR_2 = \frac{\text{Effort de pénétration à 5 mm d'enfoncement en KN}}{19.93} \times 100 \quad (4)$$

Par convention, l'indice CBR est le maximum des deux CBR calculés, CBR_1 et CBR_2 .

Ici aussi, nous avons analysé 180 échantillons de sol.

2.2.2. Détermination des caractéristiques physiques et mécaniques de la GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire

Les essais concernant la caractérisation de la GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire ont tous été effectués en laboratoire. Les différents essais réalisés à ce niveau sont :

- essai d'analyse granulométrique par tamisage ;
- essai d'équivalent de sable ;
- essai Los Angeles ;
- essai Micro-Deval.

2.2.2.1. Essai d'analyse granulométrique par tamisage (NF EN ISO 17892-4)

C'est le même principe que l'analyse granulométrique des sols, à la différence qu'ici, le diamètre des tamis varie de 80 mm à 0,063 mm dans l'ordre suivant :

80 – 75 – 63 – 50 – 40 – 31,5 – 25 – 20 – 16 – 14 – 12,5 – 10 – 6,3 – 5 – 4 – 2 – 1,25 – 0,63 – 0,2 – 0,08 – 0,063.

Ici, en plus de la teneur en fines nous avons comparé les différentes courbes granulométriques au fuseau du LBTP sur les granulats, par ailleurs, adopté par le CCTP.

Tableau VIII: Fuseau du CCTP défini par le LBTP pour la distribution granulométrique des GNT (LBTP, 1977)

Fuseau du CCTP		
Diamètre	Min	Max
80	100	
60	95	100
31,5	62	92
20	50	80
10	37	69
6,3	30	60
2	20	47
0,5	10	32
0,2	6	22
0,08	2	15

Au total, 84 échantillons de GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire ont été soumis à l'essai d'analyse granulométrique par tamisage, partant du PK 0+300 au PK 28+360.

2.2.2.2. Essai d'équivalent de sable ((EN 933-8 mars 2012)

L'essai a consisté à déterminer la qualité des éléments fins, en exprimant un rapport conventionnel volumétrique entre les éléments sableux qui sédimentent et les éléments fins qui flocculent. Pour ce faire, on réalise conjointement deux essais sur la fraction inférieure à 2 mm du matériau à caractériser, après séchage à l'air libre jusqu'à obtenir une teneur en eau inférieure à 2%.

On réalise l'essai avec deux prises d'essai de 120 g qu'on introduit, chacune dans une éprouvette contenant une quantité de solution lavante préalablement préparée. On laisse l'ensemble reposer pendant 10 mn. Ensuite, on soumet l'éprouvette après l'avoir bouché à 30 secondes d'agitation dans un agitateur électrique, on le retire, puis on complète la solution lavante jusqu'au trait supérieur indiqué sur l'éprouvette, tout en usant de stratégie pour faire remonter les éléments fins. On laisse l'ensemble reposer pour une seconde fois pendant 20 mn.

Après les 20 mn de repos, on mesure la hauteur h1 du flocculat depuis le fond de l'éprouvette et la hauteur h2 des éléments qui ont sédimenté.

On détermine en fin, la valeur de l'équivalent de sable (Es) à l'aide de la formule suivante :

$$E_s = 100 \frac{h_2}{h_1} \quad (5)$$

51 échantillons ont été soumis aux essais d'équivalent de sable.

2.2.2.3. Essai Los Angeles (NF EN 1097-1 Août 2011)

L'essai Los Angeles consiste à mesurer la résistance à la fragmentation des graves.

Il est question de déterminer la quantité d'éléments fins (de diamètre < 1,6 mm) produits à partir de 5 000 g de granulats de classe granulaire 10/14 ayant été soumis à 500 tours à une vitesse de 33 t/min dans un cylindre horizontal muni d'une saillie en présence de 11 boulets d'acier (de diamètre variant entre 45 mm et 49 mm).

29 échantillons ont été ainsi testés.

Le coefficient Los Angeles (LA) est ensuite calculé suivant la formule ci-dessous :

$$LA = \frac{5000 - m}{50} \quad (6)$$

Où, m est la masse du matériau soumis à l'essai après 500 rotations, tamisage au tamis de 1,6 mm, lavage et étuvage jusqu'à masse constante.

2.2.2.4. Essai Micro-Deval (Norme NF EN 1097-1 Août 2011)

Cet essai détermine la résistance à l'usure des granulats par attrition (frottement intergranulaire et frottement avec les boulets).

Il consiste à déterminer la quantité d'éléments fins (diamètre < 1,6 mm) produits en soumettant 500 g de granulats de classe granulaire 10/14 en présence de 5 000 g de boulets (de diamètre 10 mm) d'acier et de 2,5 l d'eau à environ 12 000 rotations durant 2 h à une vitesse de 100 t/min dans un cylindre horizontal.

L'essai terminé, on détermine le coefficient MDE à partir de la formule ci-dessous :

$$MDE = \frac{500 - m}{5} \quad (7)$$

2.2.3. Mise en œuvre, compactage et contrôle qualité de la couche de forme

Les essais réalisés dans cette section sont des essais in situ. Il s'agit :

- de l'essai de densité in situ ;
- de l'essai déflexion ;
- de l'essai à la plaque.

2.2.3.1. Essai de densité in situ (Méthode au sable, norme NF P 94-061-3)

L'essai de densité in situ est l'un des essais qui permettent d'apprécier la qualité du compactage de la couche à analyser. Il a consisté à déterminer la densité sèche après compactage de la couche de forme et à la comparer à une valeur de référence (la densité sèche minimale, 2.51 T/m^3) déterminé en laboratoire.

L'essai se réalise comme suit :

- fixer solidement une plaque dotée d'une ouverture circulaire en son centre, sur la surface plane de la couche ;
- Ensuite, creuser dans la couche, un trou d'environ 25 cm de profondeur, de diamètre égal à celui de l'ouverture de la plaque. Le matériau issu du trou est récupéré et pesé. Soit P_{mh} , sa masse (humide). Puis l'on a déterminé sa teneur en eau (W) ;
- Verser dans le trou, à travers une bombonne surmontée d'un cône creux de volume connu (V_0), du sable de mer de densité apparente (D_a) connue, jusqu'au remplissage complet du cône ;
- retirer l'ensemble bombonne-cône et déterminer la masse totale de sable versé ($P_{S\text{versé}}$) ;
- déterminer ensuite le volume (V_1) de l'ensemble trou et cône par le rapport $\frac{P_{S\text{versé}}}{D_a}$, d'où nous retranchons le volume (V_0) du cône pour avoir le volume (V_f) réel du trou.

L'étape suivante consiste à calculer la densité humide (D_h) et la densité sèche (D_s) selon les formules suivantes :

$$D_h = \frac{P_{mh}}{V_f} \quad (8)$$

$$D_s = \frac{D_h}{1 + w} \times 100 \quad (9)$$

2.2.3.2. Essai de déflexion (à la poutre de Benkelman) NF P 98-200-1

Il est question ici, de mesurer la déflexion correspondante au déplacement vertical en un point de la section engendrée par le passage d'un poids lourd, l'objectif étant de déterminer la portance et la rigidité globale de la couche de forme. L'essai se décrit comme suit :

- positionnement d'un camion à essieu arrière lesté à 13 tonnes ;
- disposer la poutre de Benkelman de sorte à ce que le bec de la poutre soit entre le jumelage de la roue sans toutefois toucher les pneus ;
- relever la valeur maximale qu'indique le comparateur suite au déplacement du camion poids lourd. C'est la déflexion maximale brute ;

- procéder ainsi sur toute la section en répétant l'essai sur tous les 20 m, avec alternance de roues arrières (droite et gauche) ;
- Chaque valeur de déflexion brute est multipliée par deux et on détermine ainsi les valeurs de la déflexion corrigée ;
- Enfin, la déflexion caractéristique recherchée est donnée par la formule suivante :

$$D_{90} = D_m + 1,3 * \delta \quad (10)$$

Avec :

D_m la déflexion moyenne et δ l'écart type des différentes déflexions.

Au total, 79 sections ont été auscultées.

2.2.3.3. Essai à la plaque NF P 94-117-1 Avril 2000)

Ici, tout comme pour l'essai de déflexion, il s'agit de déterminer la portance et la qualité du compactage. On exerce donc en un point de la couche de forme deux cycles de chargement à partir d'une plaque nervurée de 600 mm. Le premier chargement atteint les 70 KN et on relève la valeur indiquée par le comparateur de la poutre de Benkelman disposée au préalable sur la plaque. Cette valeur est multipliée par deux et correspond au module EV1.

On décompresse puis on charge à nouveau la plaque jusqu'à 56 KN. La valeur lue sur le comparateur est multipliée par deux. C'est le module EV2. On détermine enfin, le coefficient K tel que, $K = \frac{EV2}{EV1}$. (11)

37 sections ont été ainsi analysées.

Ces essais ont été réalisés sur la couche de forme et avaient pour but de contrôler la qualité de ladite couche dont la mise en œuvre suit la méthodologie détaillée ci-après.

2.2.4. Méthodologie de mise en œuvre de la couche de forme en GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire

Les travaux de mise en œuvre de la couche de forme se sont déroulés en deux (02) phases :

- une phase d'approvisionnement du chantier en GNT 0/60 amendée à du sable alluvionnaire ;
- une phase de mise en œuvre de la couche de forme.

Avant l'approvisionnement, la GNT est d'abord amendée à 20% de sable alluvionnaire, puis stockée en centrale.

2.2.4.1. Phase d'approvisionnement du chantier en GNT 0/60 amendée à du sable alluvionnaire

L'approvisionnement du chantier en GNT s'est fait à l'aide de camions benne acheminant les granulats depuis la carrière jusqu'au chantier. Le déversement s'effectue par l'arrière, donnant des tas de matériaux qu'il faut reprendre par la suite sur l'ensemble de la chaussée. Les camions benne déversent ainsi, la GNT sur les deux (02) chaussées laissant le terre-plein central (TPC).

2.2.4.2. Phase de mise en œuvre de la couche de forme

Après l'approvisionnement du chantier, commencent les travaux de mise œuvre. Cette phase s'est faite par étapes successives selon l'ordre suivant (épandage ou régilage, malaxage, nivellement, compactage). D'une étape à une autre, il peut y avoir une phase d'arrosage dans le but de maintenir une teneur en eau optimale du matériau.

Cette phase de mise en œuvre de la couche de forme est indissociable du contrôle qualité dans la mesure où la mise en œuvre n'a pris effectivement fin que lorsque les résultats du contrôle qualité ont été jugés satisfaisant, bien-entendu, au regard des spécifications du CCTP.

- **L'épandage**

Après le déversement de la GNT, on obtient des tas de matériaux. L'épandage consiste à étaler le matériau de manière uniforme sur toute la surface de la voie où la PST est à 95% de compactage. Cette tâche est assurée par des bulldozers, des niveleuses appelés aussi graders. Après l'épandage, des scarificateurs passent pour retourner et mélanger le matériau de sorte à éviter les ségrégations. Cela peut donner lieu à un autre nivellement.

- **Le compactage**

Le compactage se fait à l'aide de compacteurs pneumatiques et de rouleaux vibrants qui passent et repassent sur la couche foisonnée de GNT jusqu'à obtenir une densité sèche in situ supérieure à $2,51 \text{ T/m}^3$ prédéfini dans le cahier de charge.

Selon la planche d'essai, le compactage de la couche de forme est réalisé avec dix passes de rouleaux vibrants et deux passes de compacteurs pneumatiques.

La figure 14 ci-dessous résume la méthodologie utilisée dans ce travail.

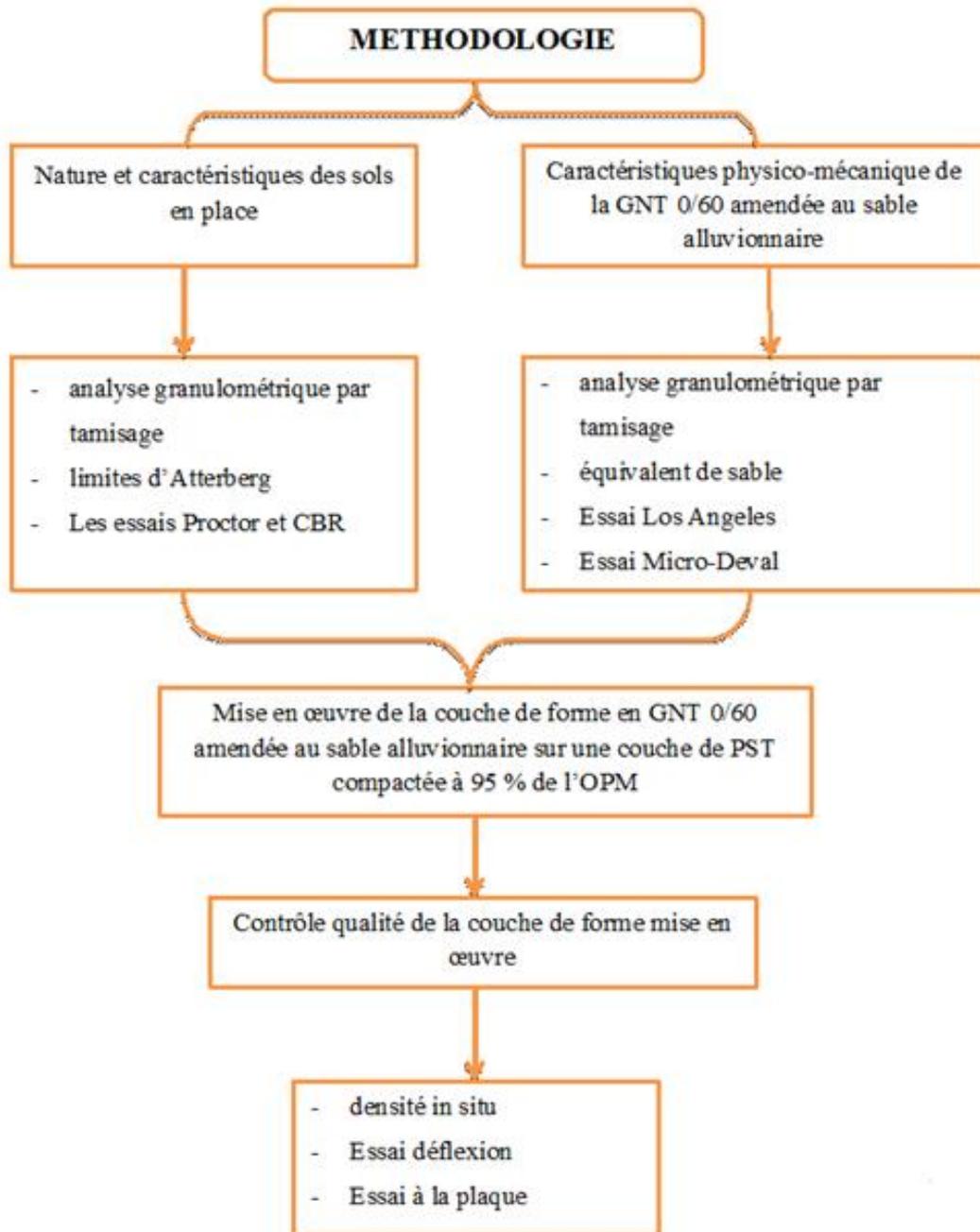


Figure 13: Organigramme montrant la méthodologie appliquée pour réaliser notre étude

PARTIE 3 : RESULTATS ET DISCUSSION

3.1. RESULTATS

3.1.1. Résultats de l'identification des sols

Nous avons analysé au total 180 échantillons (annexe 1) de sol utilisé pour la réalisation de la Partie Supérieure de Terrassement (PST) de la chaussée sur un tronçon de 29 Km repartie en deux voies (une voie gauche et une voie droite). La voie droite correspond au sens Yamoussoukro-Tiebissou et la voie gauche, le sens Tiebissou-Yamoussoukro.

3.1.1.1. Analyse granulométrique des graveleux latéritiques

L'analyse granulométrique des 180 échantillons de graveleux latéritiques montre que les teneurs en fines varient entre 8% (PK 27+520 - 28+000 VD) et 49% (PK 20+640 - 20+800) (figure 14).

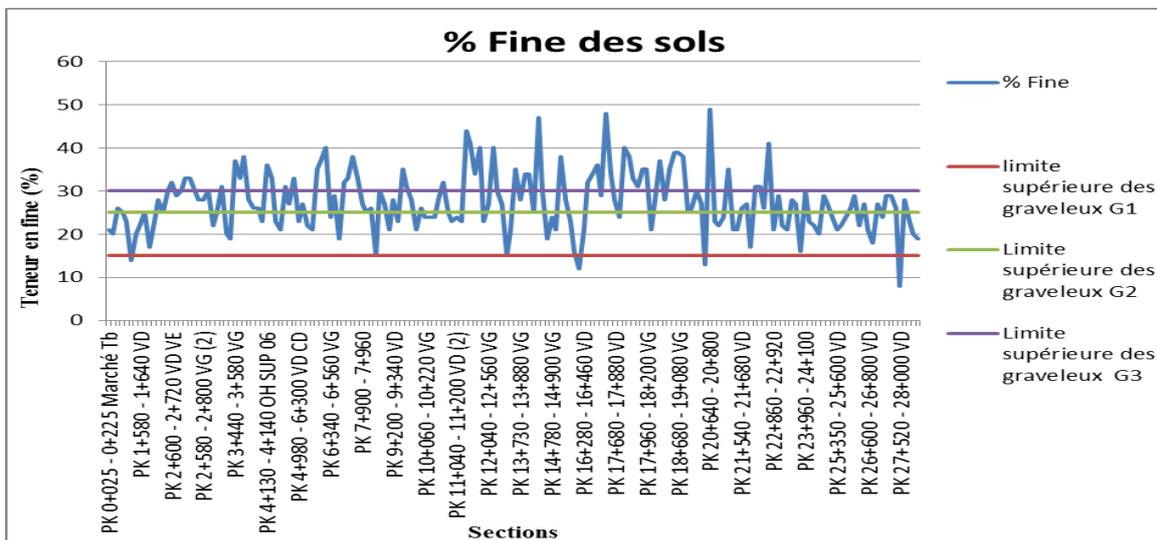


Figure 14: Teneur en fines des sols analysés

Cette analyse montre que le graveleux latéritique utilisé pour ce tronçon est un mélange de graveleux de type G2 et G3.

Nous constatons aussi que 20% des échantillons ont une teneur en fine supérieure à 35% et ne rentrent pas dans la classification des graveleux utilisé en couches de chaussée. Ces échantillons ne sont pas bons pour les structures des chaussées car en cas de pluies, ils absorbent l'eau et se gonflent provoquant des fissures et sa déstabilisation.

3.1.1.2. Indice de plasticité

Les indices de plasticité ont été obtenus à partir des limites d'Atterberg. Sur les 180 échantillons testés, les valeurs des indices de plasticité sont comprises entre 12% (PK 16+080 – 16+280) et 43% (PK 20+640 - 20+800) (figure 15).

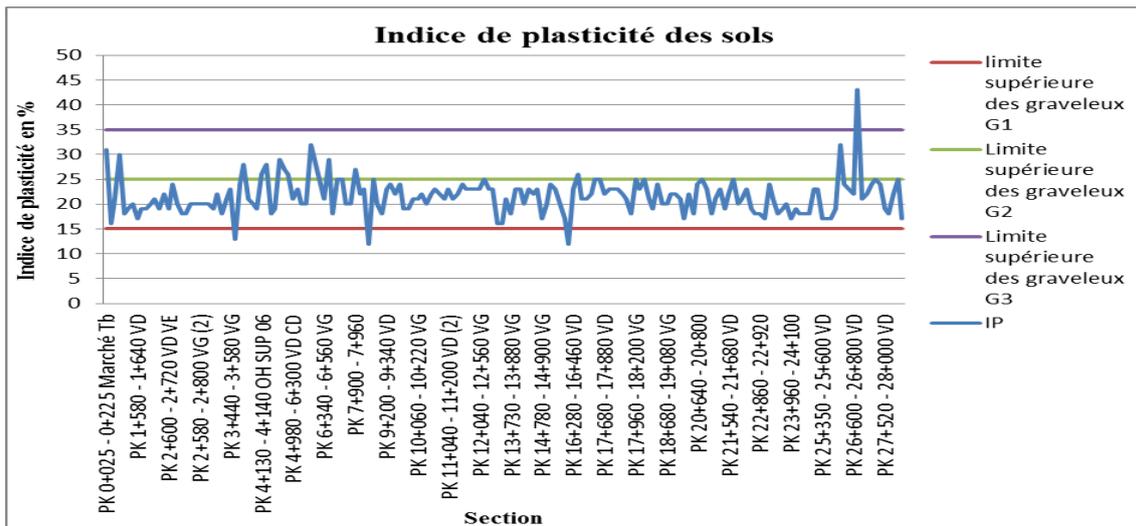


Figure 15: Indice de plasticité des sols en place

Cette étude montre également que les graveleux latéritiques utilisés sur ce tronçon sont un mélange de graveleux de type G2 et G3. Par endroit on rencontre le type G1 en faible quantité sur trois sections (PK 3+400 – 3+580 VG ; PK 7+900 – 7+960 et PK 16+280 – 16+460 VD). Aussi un échantillon de la section PK26+600-25+600 VD a un indice de plasticité supérieur à 35% et ne peut être classé. Cela est certainement dû à une mauvaise manipulation ou à une mauvaise lecture des données.

Le tableau IX ci-dessous montre les proportions des différents types de graveleux qu'on rencontre sur le tronçon Yamoussoukro-Tiébissou.

Tableau IX : Classification des sols de l'Autoroute Yamoussoukro-Tiebissou suivant les critères du LBTP (1978)

Type de graveleux	Graveleux G1	Graveleux G2	Graveleux G3	Graveleux non classé
Critères de classification	05 < Ip < 15 et 05 < %fines < 15	15 < Ip < 25 et 15 < %fines < 25	25 < Ip < 35 et 25 < %fines < 35	35 < Ip et 35% < % fines
Nombre de sections pour chaque classe	2	67	72	41
% de sections pour chaque classe	1%	37%	40%	22%

3.1.2. Résultats de la portance des sols en place

La portance est déterminée à partir de l'indice CBR immergé.

3.1.2.1. Résultat des essais CBR immergé réalisés sur les graveleux

Les indices CBR ont été obtenus à 95% de l'OPM avec des valeurs relativement élevées qui oscillent entre 8% observé du PK 17+540 au PK 17+680 et 101% au PK 16+080 – 16+280 (figure 16).

Cette étude montre que l'indice CBR est fort pour les sections qui ont une faible teneur en fine et inversement. Ce qui traduirait que la portance des sols d'une section donnée évolue dans le sens opposé à la teneur en fine.

Selon le CCTP (Cahier des Clauses Techniques et Particulières), la portance d'un sol est bonne lorsque l'indice CBR immergé est supérieur à 20%.

La plupart des sections présentent un bon indice CBR sauf l'intervalle compris entre les sections allant du PK 16+280 au PK 18+200 et quelques points isolés où on rencontre les valeurs en dessous de 20%. Dans ces sections la portance du sol est mauvaise.

93% de conformité lorsque nous confrontons nos indices CBR aux prescriptions du marché.

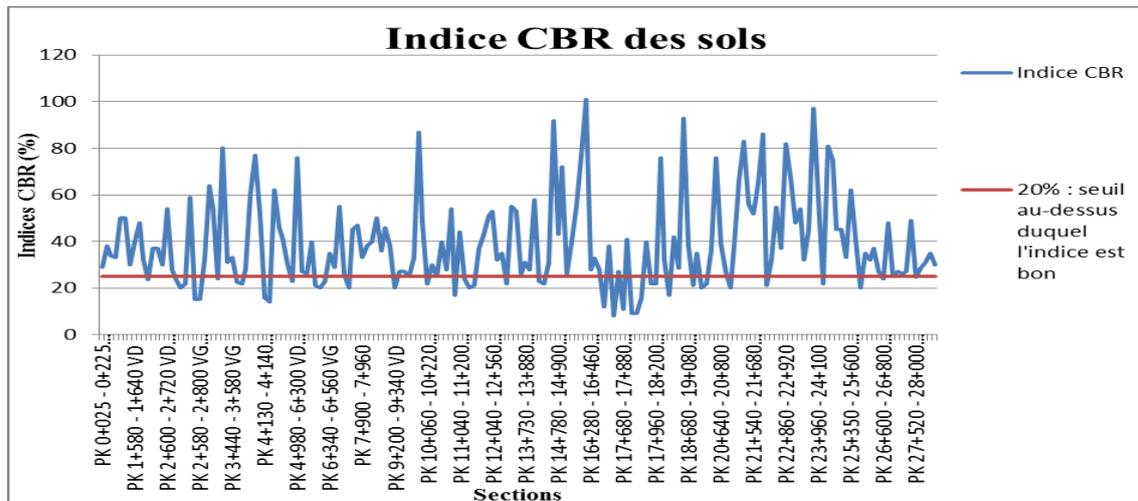


Figure 16: Evolution des indices CBR immergé à travers les différentes sections

3.1.3. Résultats des essais de caractérisation de la Grave Non Traité (GNT 0/60) amendé au sable alluvionnaire

Ces essais concernent la granulométrie de la GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire, la teneur en fines, l'équivalent de sable, le coefficient Los Angeles et le coefficient Micro-Deval en présence d'Eau (MDE).

3.1.3.1. Analyse granulométrique et teneur en fines de la GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire

Pour cet essai, nous avons analysé 84 échantillons partant du PK 0+300 au PK 28+360 (annexe 2). La distribution des grains des différentes productions de GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire est présentée comme suit (Figure 17).

On observe que plus de 80% des courbes granulométriques rentrent dans le fuseau granulométrique établi par le CCTP concernant la GNT 0/60 amendé au sable à l'exception de quelques productions de GNT qui ont une proportion relativement élevée en gros éléments (de diamètre $d > 3$ mm).

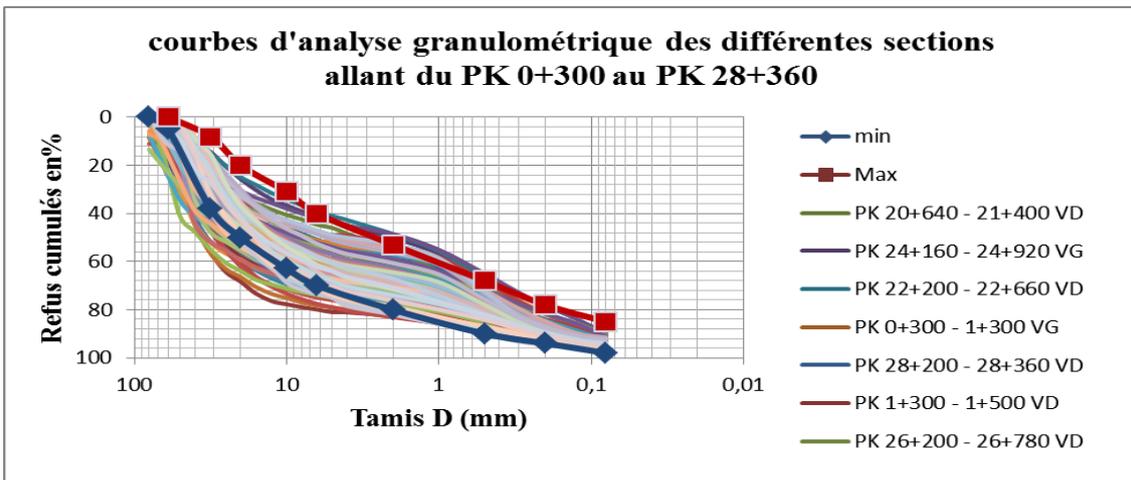


Figure 17: Analyse granulométrique de la GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire par rapport au fuseau

A partir de ces analyses granulométriques, les teneurs en fines des GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire ont été déterminées. La figure 18 ci-après montre les teneurs en fines des sections étudiées.

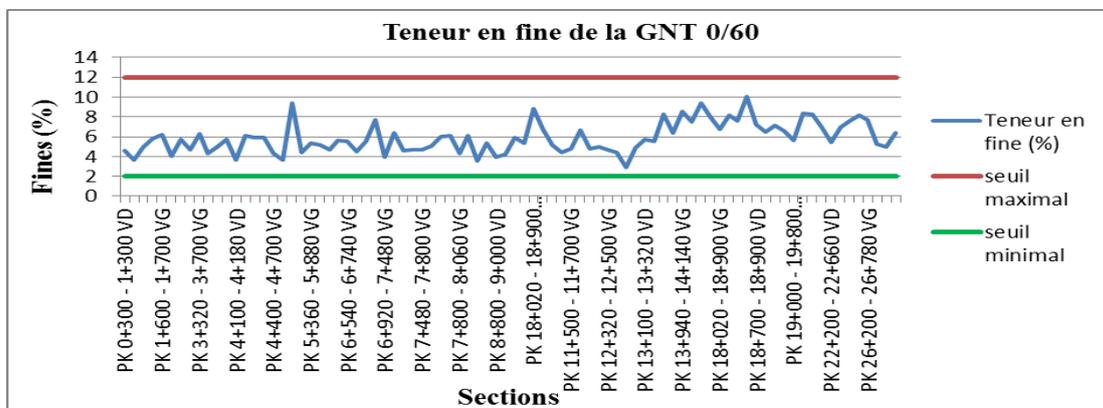


Figure 18: Teneur en fine de la GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire suivant les sections.

Les valeurs de teneur en fines varient entre 2,9 % (PK 12+600 - 12+940 VD) et 10.01 % (PK 18+020 - 18+900 VG). On constate que les teneurs en fines des GNT 0/60 amendées au sable alluvionnaire sont conformes aux recommandations du CCTP qui stipule que les teneurs en fine de ce type de matériau doivent être comprises entre 2% et 12%.

3.1.3.2. Propreté de la GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire

51 échantillons ont été soumis aux essais d'Equivalent de sable. Les valeurs de l'Equivalent de sable varient entre 20 % (PK 12+100 - 12+300 VD) et 69 % (PK 6+920 - 7+480 VG) (Figure 19).

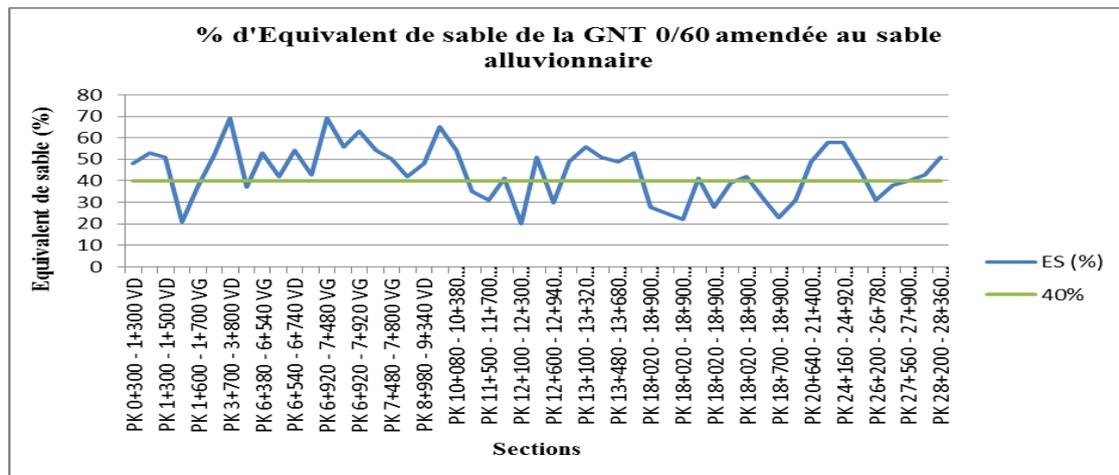


Figure 19: Variation de l'équivalent de sable de la GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire

Selon les recommandations du CCTP, un sable présente une bonne propreté lorsque son Equivalent de sable est supérieur à 40%. En dessous de cette valeur le sable a une mauvaise propreté et donc ne peut être utilisé pour un amendement de la GNT 0/60.

Dans cet essai, on note que 65 % des échantillons de sable analysé ont des valeurs d'Equivalent de sable supérieur 40 %, donc présentent de bonne propreté. Par contre 35 % présente une mauvaise propreté avec des valeurs d'équivalent de sable inférieurs à 40%.

3.1.3.3. Résistance à la fragmentation (coefficient Los Angeles)

Pour 29 échantillons sont soumis à l'essai Los Angeles pour mesurer la résistance à la fragmentation de la GNT. Les résultats de cet essai montrent que les valeurs de Los Angeles obtenues sont comprises entre 26 % (PK 13+100 - 13+320) et 53% (PK 19+000 - 19+800) (figure 20).

On constate que la plupart des échantillons soumis à cet essai ont un coefficient Los Angeles inférieur à 35% soit 69 % des échantillons et 31% des échantillons ont un Coefficient supérieur à cette valeur.

Selon le CCTP, la valeur maximale admissible pour cet essai est 35%. Par conséquent, 31% des échantillons analysés sont de mauvaise qualité.

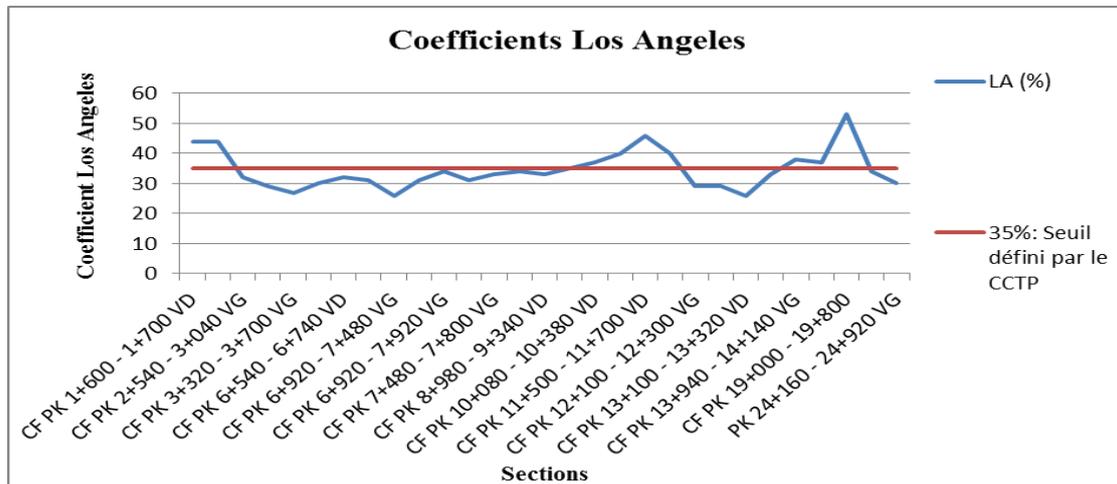


Figure 20 : Variation du coefficient Los Angeles de différentes productions de GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire

3.1.3.4. Résistance à l'attrition (coefficient MDE)

Sur les 22 échantillons analysés, les valeurs de Résistance à l'attrition (coefficient MDE) varient 8 (PK 13+100 - 13+320 VD) et 25 (PK 11+500 - 11+700 VD) (figure 21).

Selon les recommandations du CCTP, la valeur maximale admissible du coefficient MDE est 25%. Au-delà de cette valeur, la GNT 0/60 ne peut être utilisée pour l'approvisionnement du chantier.

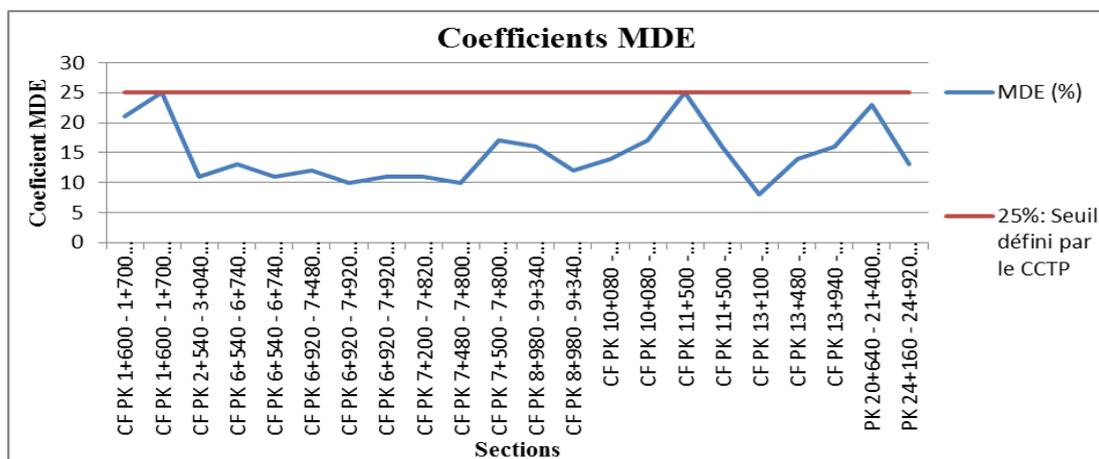


Figure 21 : Variation du MDE des différentes productions de GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire

Pour cet essai, tous les 22 échantillons testés donnent des coefficients MDE inférieur à 25% (seuil de qualité défini par le CCTP). Les échantillons étudiés présentent donc une bonne résistance à l'attrition.

3.1.4. Résultats des différents essais de contrôle qualité réalisés sur la couche de forme

Les résultats traités dans cette section concernent les résultats des essais de densité sèche in situ, les résultats des essais de déflexion et des essais de plaque.

3.1.4.1. Résultats des essais de densité réalisés sur la couche de forme

Nous avons étudié 23 sections sur les deux chaussées combinées et les résultats sont consignés dans le tableau de l'annexe 8.

Pour la chaussée gauche, les valeurs de densité sèche varient entre 2,42 T/m³ (PK 1+500 - 1+620) et 3,08 T/m³ (PK 1+500 - 1+620).

Pour la chaussée droite, les valeurs de densité sèche varient entre 2,11 T/m³ (PK 1+500 - 1+520) et 2,8 T/m³ (PK 11+000 - 11+140).

Les prescriptions du marché par rapport à la densité sèche in situ donnent 2,51 T/m³ comme valeur minimale.

Comparativement à ce seuil, 87% des sections évaluées donne des résultats satisfaisants, montrant un bon niveau de compactage de la couche de forme et 13% de non-conformité.

La figure 22 ci-dessous montre la variation de la densité sèche sur les deux chaussées

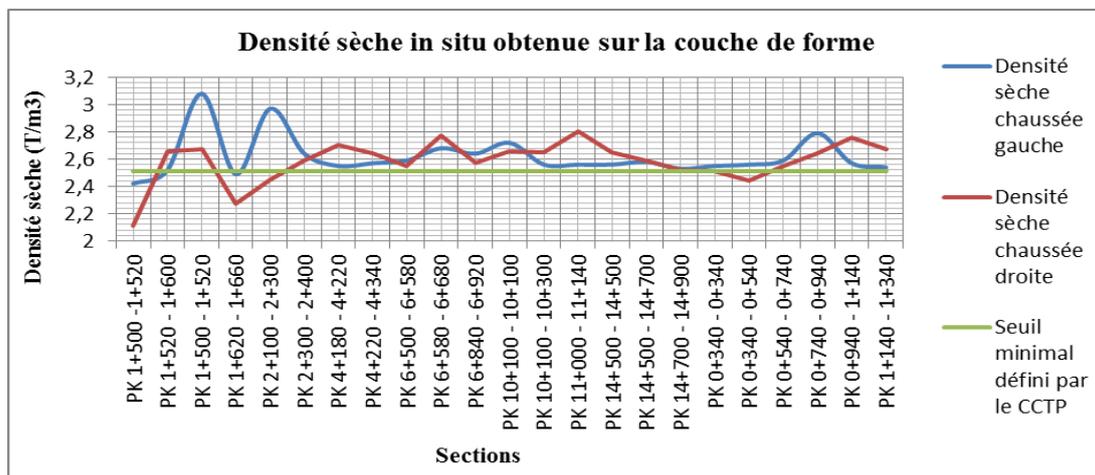


Figure 22: variation de la densité sèche de la couche de forme des deux chaussées

3.1.4.2. Résultats des essais de déflexion (les déflexions caractéristiques D90)

Pour cet essai, 31 sections ont été auscultées (voir annexe 5).

Au niveau de la chaussée gauche, les déflexions caractéristiques (D90) vont de 35/100 mm (PK 18+680 - 18+980) à 136/100 mm (PK 23+720 - 24+120) tandis qu'au niveau de la

chaussée droite, elles vont de 29/100 mm (PK 18+000 - 18+400) à 121/100 mm (PK 23+200 - 23+700).

Les recommandations du CCTP fixent la valeur maximale admissible de déflexion caractéristique (D90) à 100/100^e mm.

La figure 23 ci-dessous présente les différentes déflexions caractéristiques obtenues, sur la couche de forme.

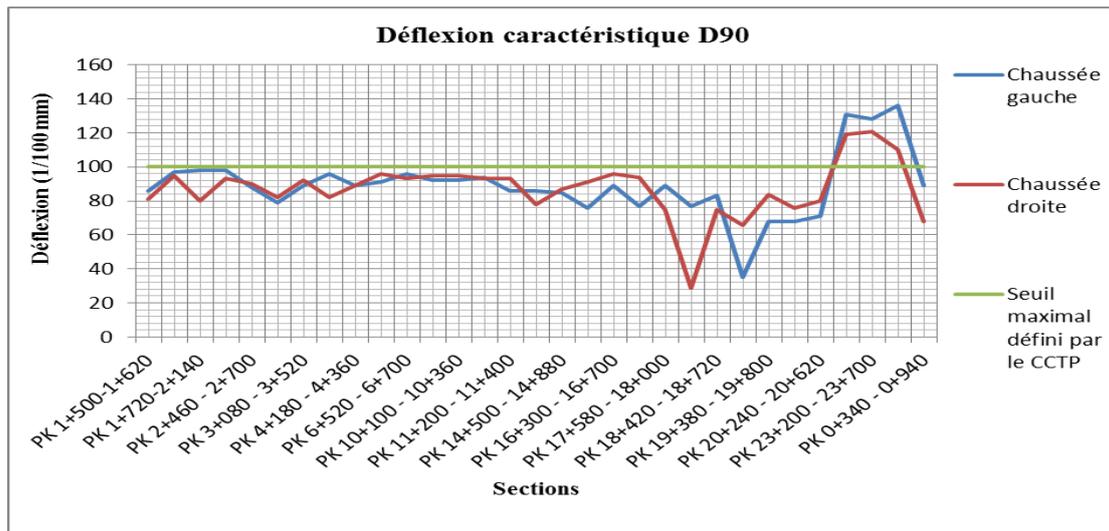


Figure 23: Présentation graphique des déflexions D90 à travers les sections (chaussée gauche)

L'analyse des valeurs de déflexions caractéristiques (D90) par rapport aux prescriptions du CCTP montre que 90% des sections soumises aux essais de déflexion respecte le CCTP. Ce traduit un bon compactage de la couche de forme.

3.1.4.3. Résultat des essais à la plaque

Pour cet essai de plaque, 26 sections ont été auscultées et les résultats traités ici concernent le coefficient K.

Les valeurs de coefficients K obtenues au niveau de la chaussée gauche évoluent entre 1,2 (PK 0+600) et 2,82 (PK 1+720) et celle obtenu au niveau de la chaussée droite, évoluent entre 1,19 (PK 1+660) et 4,36 (PK 1+000).

Le seuil défini par le CCTP par rapport au coefficient K est 2,5, valeur maximale admissible. Comparativement à ce seuil, il y a 92 % de conformité.

La figure 24 ci-dessous montre la variation du coefficient K à travers les sections.

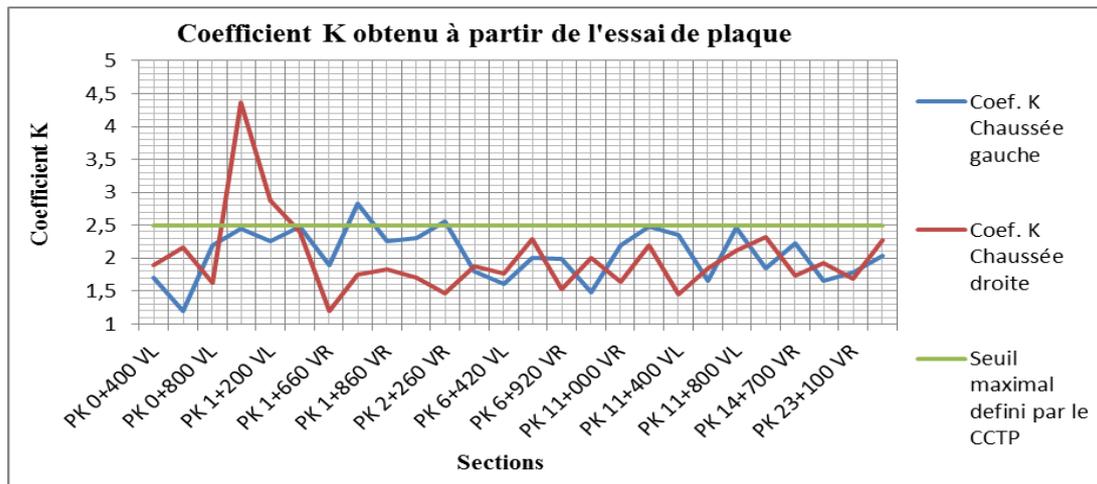


Figure 24: Variation du coefficient K obtenu sur la couche de forme des deux chaussées

3.2. DISCUSSION

La couche de forme est la couche qui repartit les contraintes induites par les couches sus-jacentes et les contraintes d'usage au sol naturel support. Sa qualité est de ce fait, un facteur déterminant pour une chaussée de durée de vie acceptable. Aussi, sa mise en œuvre et le souci de sa qualité a retenu notre attention et a ainsi motivé la présente étude à travers différents essais *in situ* et en laboratoire tant bien sur les différents matériaux que sur les couches déjà mises en œuvre.

Pour ce faire, les essais réalisés ont consisté à :

- déterminer la nature et les caractéristiques des terres en place, constituant la PST;
- caractériser les matériaux de la couche de forme (la GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire) ;
- évaluer la qualité de la couche de forme mise en œuvre.

3.2.1. Discussion sur les caractéristiques et la nature des sols en place

3.2.1.1. La nature des sols en place

Les essais géotechniques réalisés sur les matériaux de PST, ont montré que sur le tronçon Yamoussoukro-Tiebissou, les sols sont des graveleux de type **G2 (37 %)** et **G3 (40 %)**. on y trouve aussi du G1, mais en très faible proportion (1 %). On note également la présence de certains sols avec des caractéristiques transversales ne respectant pas les critères de classification du LBTP. Ces résultats diffèrent un peu de ceux de l'étude réalisée précédemment par Aké (2016) dont les travaux tendent à montrer que la région géotechnique dans laquelle le travail a été réalisé est plutôt pourvue en graveleux G1 et G2. Cela pourrait

s'expliqué par le fait que la région R5 est très vaste tandis que cette étude n'a été réalisé que sur une petite portion.

3.2.1.2. Portance des sols en place

Pour ce qui concerne la portance des sols, les valeurs d'indice CBR varient fortement entre 8 et 101 montrant ainsi que la portance n'est pas uniforme sur l'ensemble du tronçon. Cependant, on obtient 93 % de conformité avec le CCTP qui fixe la valeur minimale de l' I_{CBR} à 20.

D'autre part les études de Issiakou (2016) réalisée dans le Sud-Ouest du Niger a révélé de très faibles indices CBR dans l'ordre de 12 et 13. De tels indices CBR sont très faibles et non appropriés pour la réalisation d'une route ; aussi ont-ils subi un traitement au ciment. Cela a rehaussé le niveau de portance de ces sols avec des I_{CBR} allant de 105 à 282.

3.2.2. Caractéristiques de la GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire

3.2.2.1. Caractéristiques physiques

L'essai d'analyse granulométrique par tamisage a permis de vérifier la distribution granulométrique avec le fuseau mis en place par le LBTP et de déterminer la teneur en fines des matériaux. Il en est ressorti que les productions de GNT0/60 amendée au sable alluvionnaire ont en grande majorité une granulométrie conforme au fuseau. Quant aux teneurs en fines, qui varient entre 2,9 % et 10,01 %, elles respectent les critères du marché selon lesquels la teneur en fines des graves doit être comprise entre 2 % et 12 %.

Par ailleurs, au Burkina Faso, les études de Tuyishime (2015) montrent de que pour les plateformes support de chaussée, la teneur en fines optimale doit être comprise entre 10% et 30%.

L'essai d'Equivalent de sable a montré que la GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire a une propreté relativement élevée avec des valeurs allant de 20% à 69% et donnant un taux de conformité de 69% avec le CCTP qui fixe le seuil minimal d'admissibilité à 40%. Tuyishime (2015), dans la même étude montre également qu'un Equivalent de sable supérieur à 40% est acceptable pour les plateformes support de chaussée. Cela vient conforter les résultats obtenus dans ce travail.

3.2.2.2. Caractéristiques mécaniques

Les essais Los Angeles et Micro-Deval réalisés sur les matériaux donnent respectivement une bonne appréciation de la résistance à la fragmentation et à l'attrition desdits matériaux. Le résultat de ces essais, confronté aux prescriptions du marché, montre qu'à 69 % des graves ont

une bonne résistance à la fragmentation. Quant à la résistance à l'attrition, les 100 % des matériaux respectent le CCTP qui prescrit que le coefficient Los Angeles ne doit excéder les 35% et le coefficient MDE ne devant aller au-delà de 25%.

En 2016 Khireddine montre dans une étude menée en Algérie qu'un bon coefficient Los Angeles doit être inférieur à 40% et un bon coefficient MDE ne doit pas aller au-delà de 30% pour une couche de fondation. Ces seuils montrent que dans cette étude, les critères de sélection des graves sont de qualité et par conséquent, la GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire qui respecte ces critères de sélection est de qualité.

3.2.3. Contrôle qualité de la couche de forme mise en œuvre

L'essai de densité *in situ* et l'auscultation de la couche de forme à travers les essais de déflexion et de plaque nous rendent compte de la portance de ladite couche et sa conformité avec les prescriptions du marché.

3.2.3.1. Densité sèche

L'essai de densité *in situ* a donné des valeurs de densités sèches qui varient entre 2,42 T/m³ et 3,08 T/m³, avec un taux de conformité de 87% au regard du CCTP qui fixe le minimum à 2,51 T/m³. Ces valeurs sont relativement élevées par rapport à celles obtenues par Tuyishime (2015) au Burkina Faso, qui a obtenu des valeurs de densité sèche qui varient entre 2,17 T/m³ et 2,24 T/m³, montrant ainsi que la couche de forme a été bien compacté.

3.2.3.2. Déflexion caractéristique

Le CCTP a fixé la valeur maximale de déflexion à 100/100^e mm. Comparativement à ce seuil, les déflexions caractéristiques D90 obtenues sur la couche de forme sont conformes à 90% avec des valeurs variant entre 29/100 mm et 136/100 mm. Les études de Koné (2016) sur la voie M'batto-Bouaké en Côte d'Ivoire ont montré que sur cette voie les déflexions caractéristiques varient entre 59/100 mm et 106/100 mm. Ces valeurs varient peu par rapport à celle obtenues lors de ce travail. Cependant les 90% de conformité que nous avons obtenue montrent que la couche de forme est de qualité et pourra supporter les sollicitations ultérieures.

Le coefficient K

Le coefficient K obtenu à partir de l'essai de plaque a donné des valeurs variant entre 1,2 et 4,6 avec un taux de conformité de 92% par rapport aux recommandations du CCTP qui fixent le seuil maximal du coefficient K à 2,5. Koné (2015) toujours dans la même étude a obtenu des valeurs de coefficient K qui vont de 1,27 à 2,5. Dans cette même étude, il indique que

pour les matériaux insensibles à l'eau comme les GNT, un coefficient K inférieur à 2,5 traduit que le compactage est de bonne qualité. Cette étude vient à nouveau conforter les résultats du présent travail et elle met en relief la qualité du compactage de la couche de forme.

CONCLUSION

CONCLUSION

Nos travaux nous ont permis de prendre des dispositions pour assurer une bonne qualité à la couche de forme de l'autoroute Yamoussoukro-Tiebissou. Ces dispositions ont consisté notamment à caractériser les matériaux du sol support naturel (matériaux constitutifs de la PST) et ceux de la couche de forme (la GNT 0/60 amendée à 20% avec du sable alluvionnaire) avant la phase de mise en œuvre de ladite couche, qui a fait suite à des mesures de vérification de portance et de conformité avec le CCTP.

Ainsi, les essais effectués en laboratoire et ceux réalisés sur le terrain en ce sens, ont montré que le tronçon Yamoussoukro-Tiebissou est pourvu en graveleux G3 et G2 avec des niveaux de portance remarquables. La GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire a montré une résistance à la fragmentation nettement supérieure à la moyenne, une bonne propreté de la fraction fine et une très bonne résistance à l'attrition. Ce qui a donné lieu après une bonne mise en œuvre à une couche de forme qui répond en général aux exigences de portance et de déflexion. Aussi lorsque nous confrontons nos résultats aux prescriptions du CCTP, nous enregistrons de bons taux de conformité. Toutefois, nous notons quelques défaillances à certains niveaux. En dépit de ces insuffisances, il convient de retenir que dans l'ensemble, notre couche de forme a la qualité requise pour supporter les sollicitations conjuguées des couches sus-jacentes et du trafic.

RECOMMANDATIONS

La qualité d'une couche de forme prendra en compte les caractéristiques de la PST, les caractéristiques des graves, l'épaisseur de la couche qui est fonction de la classe du trafic et la technique de mise en œuvre.

L'épaisseur de la couche de forme, entendu comme paramètre de qualité d'une couche de forme, fait beaucoup plus appel aux travaux de dimensionnement. Aussi, nous ne nous sommes pas attardés sur la question. Notre étude s'est plutôt accentuée sur les travaux de caractérisation de la PST, des graves et la technique de mise en œuvre. Nous avons ainsi pu caractériser les sols de PST et la GNT 0/60 amendé au sable alluvionnaire, matériau constitutif de la couche de forme. Quant à la technique de mise en œuvre, il n'y a pas de technique standard. Nous avons procédé par planches d'essai (une technique traditionnelle).

Nous avons aussi rencontré des difficultés qui se sont fait ressentir sur la qualité de notre couche de forme. Ces difficultés sont liées à un défaut de base normative dû à certaines contraintes dès l'entame du projet. En effet, le projet dont le contenu avait été modifié avait encore accusé un retard considérable qu'il fallait nécessairement rattraper. Les travaux ont

donc commencé et le CCTP s'est constitué progressivement. Les essais ayant été déjà faits nous n'avons eu qu'à confronter les résultats aux prescriptions du nouveau CCTP pour nous rendre compte qu'à certain niveau, notre matériau ne répond pas aux caractéristiques physiques et mécaniques requises. Une solution évidente était d'enlever le mauvais matériau et de refaire une nouvelle mise en œuvre avec de la GNT 0/60 de meilleure qualité qui respecte les nouvelles prescriptions. Ce qui engagerait des fonds supplémentaires colossaux. Au final, le matériau n'a pas été enlevé. Mais le problème, dans ce cas de figure, est qu'il peut apparaître prématurément des anomalies d'ordre structurel voire géométrique dans la chaussée.

Aussi nous sommes fait fort de relever les sections où l'on rencontre des défaillances. Ces sections doivent faire l'objet de surveillance particulière, pour évaluer leur comportement dans le temps lorsque la chaussée sera mise en service.

REFERENCES

- Ake J. C. (2017). Analyse de l'incidence de la couche de forme sur la durée de dimensionnement de la chaussée. Mémoire de Master en Géomatériaux-Géotechniques, UFR Environnement, Université Jean Lorougnon Guédé (Daloa, Côte d'Ivoire), 51 p.
- Babilotte C., Soulie C., Berdier C., Rampignon J. (2009). Guide technique de conception et de dimensionnement des structures de chaussées communautaires, Fascicule 2 Dimensionnement des structures de chaussées neuves et élargissement des voies, Grand LYON Laboratoire, Lyon, France, 106 p.
- Brabet I. (2012). Le traitement des sols pour la couche de forme, plateforme de chaussée : Application à des projets de terrassement dans le département de l'Hérault. Mémoire de Master en Construction, Aménagement option Aménagement, Conservatoire National des Arts et Métiers (CNAM), Paris, France, 120 p.
- Gbélé O., Koffi B. G. (2013). Etude Pétrographique et Structurale des Granitoïdes du Site du Barrage de Taabo (Centre de la Côte d'Ivoire): Contribution à la Compréhension des Pertes Possibles d'eau du Lac. *International Journal of Innovation and Applied Studies*, Vol. 2. 621-634.
- Gbélé O., Koffi G. B., Yao A. K., Agoh O., Yao D.B., (2009). Pétrographie et évolution structurale du synclinal d'Anikro dans la région de Toumodi, centre de la Côte d'Ivoire. *BIOTERRE, Science de la Vie et de la Terre, Vol9*, Editions Universitaires de Côte d'Ivoire, Abidjan (Côte d'Ivoire), 60 p.
- Gidel G. (2001). Comportement et valorisation des graves non traitées calcaires utilisées pour les assises de chaussées souples. Thèse de Doctorat en Sciences physiques et de l'ingénieur, option : Mécanique, Université Bordeaux 1, Bordeaux, France, 199 p.
- GMTR, Guide marocain pour le terrassement routier, Fascicule 1 : Principes généraux, 98 p.
- Issiakou M. S. (2016). Caractérisation et valorisation des matériaux latéritiques utilisés en construction routière au Niger. Thèse de Doctorat en Sciences Physiques et de l'Ingénieur, Option Mécanique, Université Bordeaux 1, Bordeaux, France, 281 p
- Khireddine Z., Khasnadji M. (2016). Dimensionnement d'une structure de chaussée en utilisant les matériaux locaux. Mémoire de Master en Génie civil, Option géotechnique, Faculté des Sciences de l'Ingénieur, Université M'hamed Bouguerra Boumerdes, Algérie, 143 p.
- Koné M. (2017). Etudes des caractéristiques ou propriétés des matériaux et des problèmes

- routiers dans la région géotechnique R3 (Sud-Ouest de la Côte d'Ivoire). Mémoire de Master en Sciences de la Terre, option Géomatériaux-Géotechniques, UFR Environnement, Université Jean Lorougnon Guédé, Daloa, Côte d'Ivoire, 48 p.
- LBTP (1978), Recommandations pour le choix, l'étude et la mise en œuvre des sols de plateforme, 49 p.
- LBTP (1977 a). Etude actualisée de la classification des granulats en Côte d'Ivoire, 61 p.
- LBTP (1977 b). La dureté des roches massives en Côte d'Ivoire, 41 p.
- LBTP (1977 c). Recommandations pour l'utilisation en corps de chaussée des tout-venants de concassage, 32 p.
- LCPC / SETRA (1998 a). Catalogue des structures types de chaussées neuves, Paris (France), 321 p.
- LCPC et SETRA (1998 b). Assises de chaussées. Guide d'application des normes pour le réseau routier national, Paris (France), 69 p.
- Menin M. (2020). Manuel du LBTP pour le traitement au ciment, *Séminaire international sur le retraitement des chaussées et le recyclage des enrobés*, du 24 au 26 février 2020, Abidjan, Côte d'Ivoire, pp 1-16.
- Nikiema W. N. (2015). Mémoire, Elaboration d'un catalogue de dimensionnement des chaussées neuves avec la méthode rationnelle, Mémoire de Master en Ingénierie de l'eau et de l'Environnement, Option Génie Civil/ Route et Ouvrage d'art, Institut International d'Ingénierie (2iE) Ouagadougou, Burkina Faso, 72 p.
- Odier L., Millard R. S., Pimentel S., Mehra S. R., (1968). Routes dans les pays en voie de développement, conception, construction et entretien, Eyrolles, Paris (France) 186 p.
- Robert M., Lafon J.F. (2012), Matériaux, Durabilité des chaussées MASTER 2 GENIE-CIVIL Tome II, Université Paul Sébastier Toulouse III, France, 200 p.
- SETRA/CFTR (2004). Moyens et critères de réception des matériaux mise en œuvre en chaussée, guide technique. Paris, France, 64 p.
- Soro G., Soro N., Ahoussi K.E., Lasm T., Kouamé F.K., Soro T.D., Biémi J., (2010). Evaluation des propriétés hydrauliques des aquifères fracturés des formations cristalline et métamorphique dans la région des Lacs (centre de la Côte d'Ivoire), *Estudios Geológicos*, 66(2) : 227-242.
- Tuyishime H. (2015). Mémoire, Etude comparative des différentes techniques de stabilisation

- en géotechnique routière, Mémoire de master en Génie de l'Eau et de l'Environnement, Option Génie civil/routes et ouvrages d'art, Institut International d'Ingénierie (2iE) Ouagadougou, Burkina Faso, 61 p.
- Yacé, I. (2002). Le volcanisme éburnéen dans les parties centrales et méridionales de la chaîne précambrienne de Fètékro en Côte d' Ivoire. Thèse de Doctorat, Université d'Abidjan, Côte d'Ivoire, 373 pp.

ANNEXES

ANNEXE I : Donnée des essais de caractérisation des sols en place

	Sections	Teneur en fine (%)	Indice de plasticité (%)	Teneur en eau Naturelle (%)	Densité sèche (T/m ³)	Teneur en eau (%)	CBR	$\frac{W_{nat}}{W_{opm}}$
1	PK 0+025 - 0+225 Marché Tb	21	31	2,25	2,17	10,5	29	0,21
2	PK 0+061 CD Marché Tb E1	20	16	4,18	2,3	8,4	38	0,50
3	PK 0+320 Marché Tb E1	26	21	2,88	2,14	8,9	34	0,32
4	PK 0+350 - 0+550 Marché Tb	25	30	5,71	2,06	13,2	33	0,43
5	PK 0+680 - 0+960	23	18	4,82	2,14	9	50	0,54
6	PK 1+020 - 1+500 VD	14	19	5,04	2,25	10,3	50	0,49
7	PK 1+560 - 1+640 VG	20	20		2,34	7,2	30	
8	PK 1+580 - 1+640 VD	22	17		2,23	8,2	40	
9	PK 1+580 - 2+060 VE	28	21	3,09	1,94	13,05	37	0,24
10	PK 1+640 - 1+860 VG	25	19		2,22	9,6	48	
11	PK 1+680 - 1+860 VD	17	19		2,29	11,2	32,5	
12	PK 1+880 - 1+960	23	20		22,2	8,3	23,56	
13	PK 1+940 - 2+440 VD VE	25	19	3,73	2,28	9,76	37	0,38
14	PK 2+060 - 2+300 VG VE	30	22	2,67	2,12	10,62	30	0,25
15	PK 2+320 - 2+560	30	20		2,06	11,1	24	
16	PK 2+320 - 2+560 VG	33	18		2,1	9,3	20	
17	PK 2+320 - 2+560 VG (2)	33	18		2,11	9,5	22	
18	PK 2+540 - 2+620	30	20	4,17	2,04	13,2	59	0,32
19	PK 2+580 - 2+800 VG	28	20	6,84	2,03	11,9	15	0,57
20	PK 2+580 - 2+800 VG (2)	28	20	5,93	2,11	9,97	15,12	0,59

ANNEXE 1 (suite)								
	Sections	Teneur en fine (%)	Indice de plasticité (%)	Teneur en eau Naturelle (%)	Densité sèche (T/m ³)	Teneur en eau (%)	CBR	$\frac{W_{nat}}{W_{opm}}$
21	PK 2+580 - 2+800 VG (3)	30	20	2,67	2,18	9,71	32	0,27
22	PK 2+600 - 2+720 VD VE	32	19	2,88	2,03	10,82	54	0,27
23	PK 2+720 - 2+900	29	24	3,95	2,17	12,87	28	0,31
24	PK 2+800 - 2+940 VD	22	20		2,1	10,9	64	
25	PK 2+800 - 2+940 VG	25	19		2,2	8,5	54	
26	PK 2+960 - 3+000	31	22	3,52	2,07	11,49	24	0,31
27	PK 3+000 - 3+060 VD	20	18	1,83	2,18	6,83	80	0,27
28	PK 3+320 - 3+700	19	21		2,2	10,6	31	
29	PK 3+440 - 3+580 VG	37	23		2,08	12,5	33	
30	PK 3+520 - 3+700 VG	33	13		2,11	9,9	22,5	
31	PK 3+660 -3+820VD	38	24	4,82	1,92	13,1	22	0,37
32	PK 3+800 - 3+960	28	28		2,09	12,1	28	
33	PK 3+960 - 4+160	26	21		2,22	11,1	60	
34	PK 4+000 - 4+780 VG	26	20	1,42	2,18	8,41	77	0,17
35	PK 4+000 - 4+980 VD	23	19	2,25	2,19	7,44	52	0,30
36	PK 4+130 - 4+140 OH SUP 06	36	26	3,31	1,89	13,32	16	0,25
37	PK 4+140 - 4+220 VD	33	28	2,04	1,97	11,3	14	0,18
38	PK 4+160 - 4+420 VG	23	18		2,21	10	62	
39	PK 4+420 - 4+640 VD	21	19	3,09	2,24	8,11	46	0,38
40	PK 4+880 - 4+980	31	29	7,5	1,96	14,7	41	0,51
41	PK 4+980 - 5+340 VG	27	27	1,25	2,1	11,45	30	0,11
42	PK 4+980 - 5+340VG(2)	33	26	3,31	2,09	12,7	23	0,26
43	PK 4+980 - 6+300 VD CD	23	21	1,01	2,14	9,01	76	0,11

ANNEXE 1 (Suite)								
	Sections	Teneur en fine (%)	Indice de plasticité (%)	Teneur en eau Naturelle (%)	Densité sèche (T/m ³)	Teneur en eau (%)	CBR	$\frac{W_{nat}}{W_{opm}}$
44	PK 4+980 - 6+300 VD CD (2)	27	23	5,71	2,07	10,7	27	0,53
45	PK 4+980 - 6+300 VG CG	22	20	3,73	2,13	10,69	26	0,35
46	PK 4+980 - 6+300 VG CG (2)	21	20	4,6	2,15	9,62	40	0,48
47	PK 5+400 - 5+900	35	32	8,69	1,99	11,9	21	0,73
48	PK 5+960 - 6+060 VD(2)	37	28	3,95	2,04	13,1	20	0,30
49	PK 5+960 - 6+060VD	40	25	3,09	2	11,4	23	0,27
50	PK 6+340 - 6+560 VG	24	21	3,09	2,1	11,2	35	0,28
51	PK 6+360 - 6+560 VD	29	29	3,95	1,99	13	29	0,30
52	PK 6+540 - 6+660 VD	19	18	4,6	2,22	7,58	55	0,61
53	PK 6+660 - 6+740 VD	32	25	5,71	2,09	10,65	26	0,54
54	PK 6+660 - 6+740 VG	33	25	2,04	2,04	11,01	20	0,19
55	PK 7+100 - 7+780 VD	38	20	7,3	2,07	11,25	45	0,65
56	PK 7+100 - 7+780 VG	33	20	5,04	2,15	8,98	47	0,56
57	PK 7+900 - 7+960	27	27	2,25	2,13	9,28	33	0,24
58	PK 8+040 - 8+280 VD	25	22	4,17	2,15	9,18	38	0,45
59	PK 8+620 - 8+820	26	23	4,17	2,21	11,5	40	0,36
60	PK 8+660 - 8+820 VD	15	12	5,04	2,14	9,06	50	0,56
61	PK 8+820 - 8+980 VD	30	25	6,95	2,02	12,95	36	0,54
62	PK 8+820 - 9+020 VG	27	20	10,13	2,01	13,15	46	0,77
63	PK 9+020 - 9+180 VG	21	18	4,38	2,23	9,44	38	0,46
64	PK 9+200 - 9+340 VD	28	23	7,99	2,14	10,89	20	0,73
65	PK 9+200 - 9+340 VG	23	24	7,76	2,18	10,68	27	0,73
66	PK 9+340 - 9+720 VD	35	22	2,46	2,1	11,46	27	0,21
67	PK 9+340 - 9+720 VG	31	24	3,09	2,1	12,04	25	0,26

ANNEXE 1(Suite)								
	Sections	Teneur en fine (%)	Indice de plasticité (%)	Teneur en eau Naturelle (%)	Densité sèche (T/m3)	Teneur en eau (%)	CBR	$\frac{W_{nat}}{W_{opm}}$
68	PK 9+680 - 9+880 VG	28	19	5,49	2,2	9,5	33	0,58
69	PK 9+720 - 10+080 VG	21	19	2,67	2,17	7,74	87	0,34
70	PK 10+060 - 10+220 VD	26	21	2,25	2,13	9,16	48	0,25
71	PK 10+060 - 10+220 VG	24	21	2,88	2,12	9,89	22	0,29
72	PK 10+220 - 10+320 VD	24	22	4,6	2,19	9,8	30	0,47
73	PK 10+220 - 10+320 VG	24	20	6,84	2,14	10,84	25	0,63
74	PK 10+320 - 10+400	28	22		2,08	11,3	40	
75	PK 10+420 - 10+940 VD	32	23	5,93	1,94	14,86	28	0,40
76	PK 10+420 - 10+940 VG	25	22	2,88	2,06	10,9	54	0,26
77	PK 11+040 - 11+200 VD	23	21	6,84	2,21	8,1	17	0,84
78	PK 11+040 - 11+200 VD (2)	24	23	3,31	2,21	8,34	44	0,40
79	PK 11+040 - 11+200 VG	23	21	8,7	2,09	12,67	24	0,69
80	PK 11+200 - 11+400 VD	44	22	2,88	1,93	11,8	20	0,24
81	PK 11+200 - 11+400 VG	41	24	3,95	2,03	11,97	21	0,33
82	PK 11+400 - 11+820 VD	34	23	6,16	2,02	13,12	37	0,47

ANNEXE 1 (Suite)								
	Sections	Teneur en fine (%)	Indice de plasticité (%)	Teneur en eau Naturelle (%)	Densité sèche (T/m ³)	Teneur en eau (%)	CBR	$\frac{W_{nat}}{W_{opm}}$
83	PK 11+400 - 11+820 VG	40	23	5,71	2,01	13,71	43	0,42
84	PK 12+040 - 12+560 VD	23	23	4,82	2,13	10,86	51	0,44
85	PK 12+040 - 12+560 VG	27	23	2,25	2,09	11,23	53	0,20
86	PK 12+920 - 13+080 VD	40	25	2,88	2,04	10,81	32	0,27
87	PK 13+100 - 13+320 VG	30	23	3,31	2,03	12,28	35	0,27
88	PK 13+380 - 13+480 VD	27	23	7,04	2,11	11,06	22	0,64
89	PK 13+460 - 13+640 VD	15	16	5,04	2,22	10	55	0,50
90	PK 13+460 - 13+640 VG	21	16	6,16	2,2	11,11	53	0,55
91	PK 13+730 - 13+880 VD	35	21		2,08	11,8	26	
92	PK 13+730 - 13+880 VG	28	18		2,06	13,3	31	
93	PK 13+880 - 14+460 VD	34	23	2,67	1,99	13,64	28	0,20
94	PK 13+880 - 14+460 VG	34	23	2,04	2,09	10,06	58	0,20
95	PK 14++520 - 14+700 VG	25	20		2,13	12,2	23	
96	PK 14+520 - 14+700 VD	47	23		2,02	13,9	22	

ANNEXE 1 (Suite)								
	Sections	Teneur en fine (%)	Indice de plasticité (%)	Teneur en eau Naturelle (%)	Densité sèche (T/m3)	Teneur en eau (%)	CBR	$\frac{W_{nat}}{W_{opm}}$
97	PK 14+700 - 14+780 VG	30	22	4,38	2,08	11,37	31	0,39
98	PK 14+780 - 14+900 VD	19	23	3,95	2,22	8,9	92	0,44
99	PK 14+780 - 14+900 VG	24	17	5,04	2,16	10,03	43	0,50
100	PK 14+960 - 15+560 VD	21	20	6,16	2,16	10,3	72	0,60
101	PK 14+980 - 15+380 VD	38	24	7,07	2,05	13,3	26	0,53
102	PK 14+980 - 15+380 VG	28	23	5,93	2,1	11,9	40	0,50
103	PK 15+820 - 15+960 VD	23	20		2,22	7,5	55	
104	PK 15+960 - 16+040	16	17	2,46	2,22	8,4	77	0,29
105	PK 16+080 - 16+280	12	12	2,46	2,23	6,96	101	0,35
106	PK 16+280 - 16+460 VD	21	23		2,09	14,9	28	
107	PK 16+460 - 16+580 VD	32	26		2,12	11,5	32,9	
108	PK 16+640 - 17+340 VD	34	21	4,17	2,17	10,19	28	0,41
109	PK 16+640 - 17+340 VG	36	21	2,67	2,15	9,73	12	0,27
110	PK 17+380 - 17+560 VG	29	22	2,88	2,04	10,87	38	0,26
111	PK 17+540 - 17+680 VD	48	25	10,13	1,78	17,15	8	0,59

ANNEXE 1 (Suite)								
	Sections	Teneur en fine (%)	Indice de plasticité (%)	Teneur en eau Naturelle (%)	Densité sèche (T/m ³)	Teneur en eau (%)	CBR	$\frac{W_{nat}}{W_{opm}}$
112	PK 17+560 - 17+660 VG	34	25	5,71	1,99	13,73	27	0,42
113	PK 17+680 - 17+880 VD	28	22	5,04	2,02	11,03	11	0,46
114	PK 17+680 - 17+880 VD (2)	24	23	7,53	2,01	13,49	41	0,56
115	PK 17+680 - 17+880 VG	40	23	5,26	2,04	12,23	9	0,43
116	PK 17+680 - 17+880 VG (2)	38	23	6,61	1,97	12,55	9	0,53
117	PK 17+680 - 17+880 VG (3)	33	22	5,26	2,05	11,3	16	0,47
118	PK 17+960 - 18+200 TPC VG	31	21		2,05	11,4	40	
119	PK 17+960 - 18+200 VD	35	18		2,14	9,9	22	
120	PK 17+960 - 18+200 VG	35	25		2,06	11,9	22	
121	PK 18+200 - 18+300	21	23	5,48	2,08	12,42	76	0,44
122	PK 18+300 - 18+740 VD	30	25	3,31	2,1	10,31	32	0,32
123	PK 18+300 - 18+780 VD	37	21	7,71	1,97	13,65	17	0,56
124	PK 18+300 - 18+900	28	19	5,26	2,16	10,24	42	0,51
125	PK 18+540 - 18+680 VD	35	24		2,14	9,9	28,5	
126	PK 18+540 - 18+680 VG	39	20		2,09	13	93	

ANNEXE 1 (Suite)								
	Sections	Teneur en fine (%)	Indice de plasticité (%)	Teneur en eau Naturelle (%)	Densité sèche (T/m ³)	Teneur en eau (%)	CBR	$\frac{W_{nat}}{W_{opm}}$
127	PK 18+680 - 19+080 VG	39	20	7,3	1,93	17,16	38,05	0,43
128	PK 19+100 - 19+300	38	22	8,23	2,02	12,14	21	0,68
129	PK 19+300 - 20+360 VD	25	22	5,48	2,14	10,52	35	0,52
130	PK 19+300 - 20+360 VG	26	21	3,71	2,13	10,67	20	0,35
131	PK 19+360 - 20+300	30	17	5,93	2,13	10,68	22	0,56
132	PK 20+420 - 20+660	27	22		2,1	10,5	36,5	
133	PK 20+420 - 20+660 (20+560) VG	13	18		2,16	10,5	76	
134	PK 20+640 - 20+800	49	24	4,17	2,04	13,13	39	0,32
135	PK 20+760 - 20+940	23	25	2,67	2,15	8,8	27	0,30
136	PK 20+820 - 21+200 VD	22	23	3,52	2,08	11,6	20	0,30
137	PK 20+820 - 21+200 VG	24	18	6,61	2,1	11,54	38	0,57
138	PK 21+100 - 21+400 VD	35	21	2,88	2,15	9,93	66	0,29
139	PK 21+120 - 21+400 VG	21	23	3,31	2,24	9,26	83	0,36
140	PK 21+400 - 21+540	21	19	2,67	2,21	8,66	56	0,31
141	PK 21+540 - 21+680 VD	26	22		2,18	9,7	52	
142	PK 21+540 - 21+680 VG	27	25		2,16	11,2	65	
143	PK 21+680 - 21+900	17	20	4,38	2,24	9,42	86	0,46

ANNEXE 1 (Suite)								
	Sections	Teneur en fine (%)	Indice de plasticité (%)	Teneur en eau Naturelle (%)	Densité sèche (T/m ³)	Teneur en eau (%)	CBR	$\frac{W_{nat}}{W_{opm}}$
144	PK 21+920 - 22+660 VD	31	21	2,88	2,14	10,88	21	0,26
145	PK 21+920 - 22+660 VG	31	23	2,67	2,16	9,66	32	0,28
146	PK 22+640 - 22+880	26	19	2,46	2,14	9,16	54,63	0,27
147	PK 22+680 - 22+840 VG	41	18	1,63	2,05	11,65	37	0,14
148	PK 22+860 - 22+920	21	18	4,82	2,11	10	82	0,48
149	PK 22+940 - 23+180 VD	29	17	1,21	2,19	9,18	67	0,13
150	PK 23+180 - 23+300 VD	22	24	3,52	2,2	10,57	48	0,33
151	PK 23+180 - 23+300 VG	21	21	2,46	2,2	9,41	54	0,26
152	PK 23+300 - 23+540 VD	28	18	5,42	2,14	10,52	32	0,52
153	PK 23+300 - 23+540 VG	27	19	6,61	2,16	11,65	45	0,57
154	PK 23+460 - 23+950 VG	16	20	3,73	2,24	8,7	97	0,43
155	PK 23+960 - 24+100	30	17		2,09	8,5	58,94	
156	PK 24+240 - 24+700 VG	23	19	2,88	2,15	7,85	22	0,37
157	PK 24+260 - 24+660 VD	22	18	4,17	2,18	9,15	81	0,46
158	PK 24+800 - 25+000 VD	20	18	2,88	2,15	8,84	75	0,33

ANNEXE 1 (Suite)								
	Sections	Teneur en fine (%)	Indice de plasticité (%)	Teneur en eau Naturelle (%)	Densité sèche (T/m ³)	Teneur en eau (%)	CBR	$\frac{W_{nat}}{W_{opm}}$
159	PK 24+800 - 25+000 VG	29	18	5,04	2,1	10,08	45	0,50
160	PK 25+000 - 25+350 VD	27	23	2,04	2,15	9,02	45	0,23
161	PK 25+000 - 25+350 VG	24	23	3,95	2,14	9,95	33	0,40
162	PK 25+350 - 25+600 VD	21	17	4,38	2,17	10,38	62	0,42
163	PK 25+350 - 25+600 VG	22	17	4,6	2,2	10,53	41	0,44
164	PK 25+600 - 26+220 VD	24	17	4,6	2,19	10,55	20	0,44
165	PK 25+600 - 26+220 VG	26	19	3,95	2,14	10,98	35	0,36
166	PK 26+220 - 26+440	29	32		2,17	10,6	31,97	
167	PK 26+220 - 26+880	22	24	2,04	2,14	9,93	37	0,21
168	PK 26+520 - 26+620	27	23	2,88	2,05	12,84	27	0,22
169	PK 26+600 - 26+800 VD	21	22	5,71	2,2	10,73	24	0,53
170	PK 26+600 - 26+800 VG	18	43	2,46	2,18	9,47	48	0,26
171	PK 26+800 - 27+080	27	21	6,16	2,07	11,3	25	0,55
172	PK 27+080 - 27+340 VD	24	22	4,38	2,1	10,37	27	0,42
173	PK 27+080 - 27+340 VG	29	24	4,82	2,03	12,76	26	0,38
174	PK 27+340 - 27+520	29	25	4,6	2,1	12,8	27	0,36

ANNEXE 1 (Suite)								
	Sections	Teneur en fine (%)	Indice de plasticité (%)	Teneur en eau Naturelle (%)	Densité sèche (T/m ³)	Teneur en eau (%)	CBR	$\frac{W_{nat}}{W_{opm}}$
175	PK 27+500 - 27+780 VG	26	24	3,52	2,08	14,9	49	0,24
176	PK 27+520 - 28+000 VD	8	19		2,07	10,3	24,5	
177	PK 27+520 - 28+000 VG	28	18		2,23	11,1	28,5	
178	PK 28+100 - 28+600 VG	23	22	4,6	2,11	11,61	31	0,40
179	PK 28+600 - 28+900 VD	20	25	7,06	2,16	11,09	35	0,64
180	PK 28+600 - 28+900 VG	19	17	5,93	2,19	9,91	30	0,60
	Min	8	12	1,01	1,78	6,83	8	0,11
	Max	49	43	10,13	22,2	17,16	101	0,84
	Moyenne	27,47	21,55	4,40	2,23	10,83	38,90	0,40
	Ecart-type	6,94	3,68	1,86	1,50	1,80	19,17	0,15

Ce tableau résume l'ensemble des données relatives aux différents paramètres de caractérisation des sols de la PST. Ces paramètres sont la teneur en fines, l'indice de plasticité, l'indice CBR et l'état hydrique des sols.

ANNEXE 2 : Base de données des résultats des essais de caractérisation de la GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire

Section	Teneur en fine (%)	Los Angeles (%)	MDE (%)	ES (%)
PK 0+300 - 1+300 VD	4,6			48
PK 0+300 - 1+300 VG	3,65			53
CF PK 1+300 - 1+500 VD	4,96			51
CF PK 1+600 - 1+700 VD	5,86	44	21	21
CF PK 1+600 - 1+700 VG	6,17	44	25	37
CF PK 2+540 - 3+040 VG	4,02	32	11	52
CF PK 3+300 - 3+320	5,74			
CF PK 3+320 - 3+700 VD	4,73	29		
CF PK 3+320 - 3+700 VG	6,25	27		
CF PK 3+700 - 3+800 VD	4,33			69
CF PK 3+880 - 4+100 VD	5			
CF PK 3+880 - 4+100 VG	5,74			
CF PK 4+100 - 4+180 VD	3,62			37
CF PK 4+100 - 4+400 VD	6,1	30		
CF PK 4+100 - 4+400 VG	5,88			
CF PK 4+400 - 4+700 VD	5,92			
CF PK 4+400 - 4+700 VG	4,35			
CF PK 4+400 - 5+360 VD	3,66			
CF PK 4+400 - 5+360 VG	9,36			
CF PK 5+360 - 5+880 VD	4,39			
CF PK 5+360 - 5+880 VG	5,38			
CF PK 6+380 - 6+540 VG	5,2			53
CF PK 6+440 - 6+580 VD	4,69			42
CF PK 6+540 - 6+740 VD	5,59	32	13	54
CF PK 6+540 - 6+740 VG	5,53	31	11	43
CF PK 6+700 - 6+840 VD	4,54			

ANNEXE 2 (Suite)				
Section	Teneur en fine (%)	Los Angeles (%)	MDE (%)	ES (%)
CF PK 6+840 - 6+920 VG	5,53			
CF PK 6+840 - 6+940 VD	7,7			
CF PK 6+920 - 7+480 VG	3,9	26	12	69
CF PK 6+920 - 7+920 VD	6,36	31	10	56
CF PK 6+920 - 7+920 VG	4,59	34	11	63
CF PK 7+200 - 7+820 VD	4,71	31	11	54
CF PK 7+480 - 7+800 VG	4,69	33	10	50
CF PK 7+500 - 7+800 VG	5,07	34	17	42
CF PK 7+800 - 7+900 VD	6			
CF PK 7+800 - 8+060 VD	6,14			
CF PK 7+800 - 8+060 VG	4,3			
CF PK 7+800 - 7+900 VG	6,07			
CF PK 8+060 - 8+260 VD	3,52			
CF PK 8+060 - 8+260 VG	5,35			
CF PK 8+800 - 9+000 VD	3,96			
CF PK 8+800 - 9+000 VG	4,19			
CF PK 8+980 - 9+340 VD	5,91	33	16	48
CF PK 8+980 - 9+340 VG	5,37	35	12	65
CF PK 18+020 - 18+900 VD (2)	8,85			25
CF PK 10+080 - 10+380 VD	6,74	37	14	54
CF PK 10+080 - 10+380 VG	5,19	40	17	35
CF PK 11+500 - 11+700 VD	4,43	46	25	31
CF PK 11+500 - 11+700 VG	4,74	40	16	41
CF PK 12+100 - 12+300 VD	6,69			20
CF PK 12+100 - 12+300 VG	4,8	29		
CF PK 12+320 - 12+500 VD	5,01			51
CF PK 12+320 - 12+500 VG	4,7			

ANNEXE 2 (Suite)				
Section	Teneur en fine (%)	Los Angeles (%)	MDE (%)	ES (%)
CF PK 12+600 - 12+920 VG	4,41			
CF PK 12+600 - 12+940 VD	2,9			30
CF PK 13+000 - 13+340 VG	4,86	29		49
CF PK 13+100 - 13+320 VD	5,7	26	8	56
CF PK 13+480 - 13+680 VD	5,57	33	14	51
CF PK 13+480 - 13+680 VG	8,22			49
CF PK 13+740 - 13+940 VG	6,36			
CF PK 13+940 - 14+140 VG	8,52	38	16	53
CF PK 18+020 - 18+900 VD	7,48			28
CF PK 18+020 - 18+900 VD (3)	9,36			22
CF PK 18+020 - 18+900 VD (4)	7,96			41
CF PK 18+020 - 18+900 VG	6,73			28
CF PK 18+020 - 18+900 VG (2)	8,15			39
CF PK 18+020 - 18+900 VG (3)	7,64			42
CF PK 18+020 - 18+900 VG (4)	10,01			32
CF PK 18+700 - 18+900 VD	7,27	37		23
CF PK 18+820 - 19+080 VD	6,43			
CF PK 19+000 - 19+800	7,11	53		
CF PK 19+000 - 19+800 VD	6,56			
CF PK 19+000 - 19+800 VD (2)	5,63			31
CF PK 19+000 - 19+800 VD (3)	8,38			
CF PK 19+000 - 19+800VG	8,29			

ANNEXE 2 (Suite)				
Section	Teneur en fine (%)	Los Angeles (%)	MDE (%)	ES (%)
PK 20+640 - 21+400 VD	6,98	34	23	49
PK 22+200 - 22+660 VD	5,45			58
PK 24+160 - 24+920 VG	6,92	30	13	58
CF PK 25+400 - 25+600VG	7,6			45
CF PK 26+200 - 26+780 VD	8,17			31
CF PK 26+200 - 26+780 VG	7,67			38
CF PK 27+560 - 27+900 VG	5,27			40
CF PK 27+740 - 27+960 VD	4,98			43
CF PK 28+200 - 28+360 VD	6,38			51
MOYENNE	5,87	34,41	14,82	44,14
ECART-TYPE	1,52	6,24	4,77	12,30
Maximum	10,01	53	25	69
Minimum	2,9	26	8	20

Le tableau ci-avant renferme les données de teneur en fine, les coefficients Los Angeles et MDE et l'équivalent de sable de la GNT 0/60 amendée au sable alluvionnaire.

Les sections où l'on enregistre des valeurs non conformes au CCTP relativement aux coefficients Los Angeles et aux équivalents de sable sont consignées dans les **tableaux 21** et **22** ci-dessous.

Annexe 3 : Sections à coefficients Los Angeles élevés

	Section	LA (%)
1	CF PK 1+600 - 1+700 VD	44
2	CF PK 1+600 - 1+700 VG	44
3	CF PK 10+080 - 10+380 VD	37
4	CF PK 10+080 - 10+380 VG	40
5	CF PK 11+500 - 11+700 VD	46
6	CF PK 11+500 - 11+700 VG	40
7	CF PK 13+940 - 14+140 VG	38
8	CF PK 18+700 - 18+900 VD	37
9	CF PK 19+000 - 19+800	53

Annexe 4 : Sections à équivalent de sable élevé

	Section	ES (%)
1	CF PK 1+600 - 1+700 VD	21
2	CF PK 1+600 - 1+700 VG	37
3	CF PK 4+100 - 4+180 VD	37
4	CF PK 10+080 - 10+380 VG	35
5	CF PK 11+500 - 11+700 VD	31
6	CF PK 12+600 - 12+940 VD	30
7	CF PK 18+020 - 18+900 VD	28
8	CF PK 18+020 - 18+900 VD (2)	25
9	CF PK 18+020 - 18+900 VD (3)	22
10	CF PK 18+020 - 18+900 VG	28
11	CF PK 18+020 - 18+900 VG (2)	39
12	CF PK 18+020 - 18+900 VG (4)	32
13	CF PK 18+700 - 18+900 VD	23
14	CF PK 19+000 - 19+800 VD (2)	31
15	CF PK 26+200 - 26+780 VD	31
16	CF PK 26+200 - 26+780 VG	38

Annexe 5 : Données des essais de déflexion à la poutre de Benkelman

	Sections	Déflexion caractéristique	
		Chaussée gauche	Chaussée droite
1	PK 1+500-1+620	86	81
2	PK 1+620-1+700	97	95
3	PK 1+720-2+140	98	80
4	PK 2+200-2+460		94
5	PK 2+000-2+100		90
6	PK 2+100-2+180		69
7	PK 2+180 - 2+320		88
8	PK 2+160 - 2+520	102	
9	PK 2+120 - 2+320	97	
10	PK 2+340 - 2+460	98	93
11	PK 2+460 - 2+700	88	90
12	PK 2+720 - 3+060	79	82
13	PK 3+080 - 3+520	89	92
14	PK 3+540 - 4+000	96	82
15	PK 4+180 - 4+360	89	89
16	PK 6+340 - 6+500	91	96
17	PK 6+520 - 6+700	96	93
18	PK 6+840 - 6+920	92	95
19	PK 6+920 - 7+120	85	
20	PK 7+140 - 7+460	74	
21	PK 7+480 - 7+860	127	
22	PK 8+880 - 9+300	91	
23	PK 8+860 - 9+260		91
24	PK 8+840 - 8+860		154
25	PK 10+100 - 10+360	92	95
26	PK 11+000 - 11+200	94	93
27	PK 11+200 - 11+400	86	93
28	PK 13+740 - 13+880	86	78
29	PK 14+500 - 14+880	85	87

ANNEXE 5 (Suite)			
	Sections	Déflexion caractéristique	
		Chaussée gauche	Chaussée droite
30	PK 15+880 - 16+280	76	91
31	PK 16+300 - 16+700	89	96
32	PK 16+720 - 17+000	77	94
33	PK 17+580 - 18+000	89	75
34	PK 18+000 - 18+400	77	29
35	PK 18+420 - 18+720	83	75
36	PK 18+680 - 18+980	35	66
37	PK 19+000 - 19+360		90
38	PK 19+380 - 19+800	68	84
39	PK 19+820 - 20+220	68	76
40	PK 20+240 - 20+620	71	80
41	PK 22+700 - 23+180	131	119
42	PK 26+220 - 26+720	123	
43	PK 23+200 - 23+700	128	121
44	PK 23+720 - 24+120	136	110
45	PK 0+340 - 0+940	89	68
46	PK 0+960 - 1+500	52	
47	PK 20+640 - 21+140		122
48	PK 21+160 - 21+600		129
	Maximum	136	154
	Minimum	35	29
	Moyenne	90	89
	Ecart-type	20	18

Annexe 6: Sections à déflexions caractéristiques élevées comparativement au CCTP

	Sections	Déflexion caractéristique	
		Chaussée gauche	Chaussée droite
1	PK 2+160 - 2+520	102	
2	PK 20+640 - 21+140		122
3	PK 21+160 - 21+600		129
4	PK 22+700 - 23+180	131	
5	PK 22+700 - 23+180		119
6	PK 23+200 - 23+700	128	
7	PK 23+200 - 23+700		121
8	PK 23+720 - 24+120	136	
9	PK 23+720 - 24+120		110
10	PK 26+220 - 26+720	123	
11	PK 7+480 - 7+860	127	
12	PK 8+840 - 8+860		154

Annexe 7 : Données de l'essai de plaque (Valeurs du module EV2 et du coefficient K)

Section	Profil	Chaussée gauche		Chaussée droite	
		EV2	K	EV2	K
PK 0+340 - 1+500	PK 0+400 VL	160,7	1,71	214,3	1,9
	PK 0+600 VR	375	1,2	264,7	2,16
	PK 0+800 VL	236,8	2,19	187,5	1,63
	PK 1+000 VR	264,7	2,45	500	4,36
	PK 1+200 VL	281,3	2,25	204,5	2,87
	PK 1+400 VR	236,8	2,48	500	2,4
PK 1+620 - 1+720	PK 1+660 VR	204,5	1,89	155,2	1,19
PK 1+700 - 2+520	PK 1+720 VL	180	2,82	204,5	1,75
	PK 1+860 VR	195,7	2,26	187,5	1,83
	PK 2+060 VL	166,7	2,31	187,5	1,7
	PK 2+260 VR	300	2,56	180	1,47
	PK 2+460 VL	187,5	1,8	166,7	1,87
PK 2+100 - 2+180 VD	PK 2+140 VR			180	1,73
PK 2+460 - 3+080 VG	PK 2+600 VR	750	0,93		
	PK 2+800 VL	187,5	1,73		
	PK 3+000 VR	180	1,57		
PK 2+520 - 3+080 VD	PK 2+680			166,7	2,37
	PK 2+880			204,5	2,36
	PK 3+080			166,7	1,21
PK 3+080 - 3+520 VD	PK 3+120 VL			300	2,24
	PK 3+320 VR			140,6	1,93
	PK 3+520 VR			346,2	2,4
PK 3+520 - 4+180 VD	PK 3+680 VL			173,1	2,06
	PK 3+880 VR			145,2	2,01
	PK 4+080 VL			121,6	2,05
PK 3+080 - 3+500	PK 3+080 VL	180	2,14		
	PK 3+180 VL			204,5	1,82
	PK 3+280 VR	214,3	2,32		

	PK 3+380 VR			204,5	2,29
	PK 3+480 VL	128,6	2,35		
PK 3+080 - 4+000 VG	PK 3+200 VL	125	1,78		
	PK 3+400 VR	166,7	2,07		
	PK 3+600 VL	155,2	1,57		
	PK 3+800 VR	409,1	1,24		
	PK 4+000 VL	264,7	1,93		
PK 4+180 - 4+360 VG	PK 4+260 VL	173,1	1,75		
	PK 4+360 VR	140,6	2,23		
PK 4+180 - 4+360 VG	PK 4+220 VR			118,4	2,06
	PK 4+320 VL			118,4	2,34
PK 6+340 - 6+520	PK 6+420 VL	600	1,6	391,3	1,77
PK 6+520 - 6+700	PK 6+580 VR	409,1	2	409,1	2,29
PK 6+840 - 6+920	PK 6+920 VR	473,7	1,98	375	1,53
PK 6+920 - 7+880 VG	PK 7+340 VR	264,7	1,41		
	PK 7+820 VL	214,3	2,21		
PK 7+200 - 7+560 VD	PK 7+360 VL			450	2,08
PK 8+880 - 9+300 VG	PK 8+880 VL	195,7	1,81		
	PK 9+060 VR	225	1,76		
	PK 9+280 VL	180	1,5		
PK 8+840 - 9+260 VD	PK 8+860 VL			155,2	1,77
	PK 9+060 VR			195,7	1,43
	PK 9+240 VL			214,3	1,71
PK 10+100 - 10+360	PK 10+240 VL	166,7	1,48	321,4	2
PK 11+000 - 11+400	PK 11+000 VR	187,5	2,2	204,5	1,64
	PK 11+200 VL	225	2,48	187,5	2,2
	PK 11+400 VL	225	2,36	136,4	1,45
PK 11+420 - 11+800	PK 11+600 VR	173,1	1,66	104,7	1,84
	PK 11+800 VL	375	2,47	180	2,11
PK 13+740 - 13+880	PK 13+800 VR			195,7	2,33
	PK 13+820 VL	450	2,8		
PK 14+500 - 14+880	PK 14+500 VL	272,7	1,84	91,8	2,32
	PK 14+700 VR	250	2,22	73,8	1,73

PK 14+620 - 14+900 VD	PK 14+620 VL			409,1	2,25
	PK 14+820 VR			333,3	2,13
PK 15+860 - 17+000 VD	PK 16+000 VL			195,7	1,67
	PK 16+200 VL			173,1	1,57
	PK 16+400 VR			195,7	1,81
	PK 16+600 VL			187,5	1,97
	PK 16+800 VR			155,2	1,38
	PK 17+000 VL			160,7	1,94
PK 15+880 - 17+000 VG	PK 15+880 VL	195,7	1,91		
	PK 16+080 VL	225	2,28		
	PK 16+280 VR	250	1,78		
	PK 16+480 VR	264,7	1,6		
	PK 16+680 VL	155,2	1,9		
	PK 16+880 VR	642,9	2,17		
PK 18+000 - 18+720 VG	PK 18+100 VR	187,5	1,53		
	PK 18+300 VL	450	1,6		
	PK 18+500 VR	195,7	2,12		
	PK 18+700 VL	204,5	1,75		
PK 18+200 - 18+680 VD	PK 18+200 VL			428,6	2,02
	PK 18+400 VL			900	1,68
	PK 18+600 VR			900	1,76
PK 17+420 - 17+980 VG	PK 17+600 VR	214,3	1,64		
	PK 17+800 VL	225	1,92		
	PK 18+000 VR	300	1,12		
PK 17+000 - 18+000 VD	PK 17+000 VL			281,3	1,3
	PK 17+200 VR			250	1,91
	PK 17+400 VL			150	1,47
	PK 17+600 VR			225	1,24
	PK 17+800 VL			225	1,64
	PK 18+000 VR			375	1,4
PK 18+000 - 18+200 VD	PK 18+000 VR			562,5	2,1
	PK 18+200 VL			750	2,4
PK 18+680 - 19+500 VG	PK 18+700 VR	166,7	1,6		

	PK 18+900 VL	225	2		
	PK 19+100 VR	375	1,87		
	PK 19+300 VL	450	1,68		
	PK 19+500 VR	450	1,52		
PK 19+500 - 20+620 VG	PK 19+520 VL	281,3	1,95		
	PL 19+720 VR	375	2,07		
	PK 19+920 VL	187,5	1,6		
	PK 20+120 VR	214,3	1,49		
	PK 20+320 VL	264,7	2,21		
	PK 20+520 VR	450	2,48		
PK 19+360 - 20+620 VD	PK 19+360 VL			132,4	1,41
	PK 19+560 VR			225	1,32
	PK 19+760 VL			136,4	1,77
	PK 19+960 VR			225	0,8
	PK 20+160 VL			225	1,8
	PK 20+360 VR			281,3	1,7
	PK 20+560 VL			250	2,13
PK 18+680 - 19+360 VD	PK 18+680 VR			375	1,33
	PK 18+880 VL			225	1,6
	PK 19+080 VR			281,3	1,65
	PK 19+280 VL			180	1,18
PK 22+700 - 23+180	PK 22+700 VR	300	1,65	450	1,92
	PK 23+100 VR	346,2	1,78	236,8	1,68
	PK 22+900 VL	187,5	2,03	236,8	2,27
Max		750	2,82	900	4,36
Min		125	0,93	73,8	0,8
Moyenn		268,63	1,92	260,63	1,87
Ecart-type		124,09	0,39	159,33	0,47

Annexe 8 : Données des essais de densité in situ réalisé sur la couche de forme

	Section	Profil	Chaussée gauche		Chaussée droite	
			Densité sèche	Teneur en eau	Densité sèche	Teneur en eau
1	PK 1+500 - 1+620	1+520	2,42	1,42	2,11	0,81
		1+600	2,52	1,42	2,66	0,81
2	PK 1+500 - 1+620 (3)	1+520	2,6	2,46		
3	PK 1+500 - 1+620 (2)	1+520	3,08	3,73	2,67	2,67
4	PK 1+620 - 1+720	1+660	2,49	2,67	2,27	2,65
5	PK 1+740 - 1+820	1+760			2,48	1,52
		1+820			2,53	1,71
6	PK 1+740 - 1+820 (2)	1+760			2,68	1,01
7	PK 1+840 - 2+100	1+840	2,68	1,83		
		1+940			2,57	2,04
8	PK 2+100 - 2+180	2+160			2,81	3,09
9	PK 2+100 - 2+460	2+300	2,97	1,63	2,45	1,42
		2+400	2,64	1,21	2,59	1,83
10	PK 2+100 - 2+460 (2)	2+300			2,6	1,01
11	PK 2+460 - 3+080	2+500	2,61	3,09		
		2+560			2,74	1,63
		2+600	2,83	2,25		
		2+760			2,6	2,88
		2+700	2,55	2,88		
		2+860			2,82	3,73
		2+800	2,62	3,09		
		2+960			2,64	2,46
		2+900	2,74	2,04		
		3+060			2,82	3,73
		3+000	2,55	3,09		
12					2,7	1,42
13	PK 3+080 - 3+320	3+100	2,81	2,04		

		3+220	2,56	2,46		
14	PK 3+320 - 3+520	3+340	2,62	2,46		
15	PK 3+520 - 3+880	3+540	2,62	2,25		
		3+740	2,82	3,31		
16	PK 3+880 - 4+020	3+940	2,75	1,63		
17	PK 4+020 - 4+180	4+080	2,72	0,6		
		4+180	2,61	0,6		
18	PK 3+080 - 3+520	3+260			2,63	1,21
		3+460			2,55	2,25
19	PK 3+520 - 4+180	3+520			2,66	1,83
		3+720			2,62	1,42
		3+920			2,62	1,01
		4+120			2,53	2,21
20	PK 4+180 - 4+360	4+220	2,55	1,21	2,7	1,63
		4+340	2,57	1,42	2,64	1,83
21	PK 4+180 - 4+360	4+180			2,56	1,83
		4+280			2,86	1,21
22	PK 6+340 - 6+500	6+500			2,61	1,21
23	PK 6+340 - 6+500 (2)	6+380			2,54	2,46
24	PK 6+400 - 6+500	6+460	2,68	1,01		
25	PK 6+500 - 6+700	6+580	2,59	2,46	2,55	2,25
		6+680	2,68	3,73	2,77	3,31
26	PK 6+840 - 6+920	6+880	2,64	2,56	2,57	2,35
27	PK 6+920 - 7+120	6+940	2,54	1,83		
		7+040	2,45	1,42		
28	PK 6+920 - 7+120(2)	7+040	2,59	2,67		
29	PK 7+120 - 7+480	7+160	2,6	0,81		
		7+300	2,57	1,21		
30	PK 8+840 - 9+260	8+860			2,54	3,09
		8+960			2,51	3,09
		9+060			2,54	1,63
		9+160			2,59	2,46
31	PK 8+840 - 9+300	8+880			2,39	2,25

		9+000			2,34	2,46
		9+100			2,29	2,46
		9+200			2,61	2,04
32	PK 8+860 - 9+300	8+880	2,55	1,63		
		9+080	2,84	2,25		
		9+280	2,53	2,64		
33	PK 10+100 -10+300	10+100	2,72	1,42	2,66	1,42
		10+300	2,56	1,63	2,65	1,83
34	PK 11+000 - 11+140	11+080	2,56	2,88	2,8	3,2
35	PK 11+140 - 400	11+140	2,62	2,67		
		11+240	2,6	1,21		
		11+340	2,51	2,46		
36	PK 11+200 - 11+400	11+280			2,58	2,67
		11+380			2,6	2,04
37	PK 13+730 - 13+800	13+800	2,59	2,25		
		13+820			2,55	2,04
38	PK 14+500 - 14+900	14+500	2,56	3,2	2,65	2,77
		14+700	2,58	2,67	2,59	2,04
		14+900	2,53	3,2	2,52	2,88
39	PK 15+880 - 16+280	15+880	2,52	3,95		
		15+980	2,64	3,09		
		16+080	2,52	2,88		
		16+180	2,65	3,2		
		16+280	2,52	3,31		
40	PK 16+280 - 17+000	16+480	2,53	2,73		
		16+680	2,6	3,2		
		16+880	2,57	2,35		
41	PK 17+400 - 18+000	17+480	2,51	1,32		
		17+680	2,48	1,73		
		17+880	2,53	0,8		
42	PK 18+000 - 18+720	18+020	2,65	2,25		
		18+220	2,59	2,35		
		18+420	2,61	1,63		

		18+620	2,56	1,63		
43	PK 18+720 - 19+500	18+820	2,34	1,96		
		19+020	2,52	0,6		
		19+220	2,43	1,98		
		19+420	2,53	0,7		
44	PK 15+860 - 17+000	15+860			2,51	3,41
		16+060			2,58	2,88
		16+260			2,56	3,84
		16+460			2,62	2,77
		16+660			2,62	2,77
		16+860			2,56	3,52
45	PK 17+400 - 18+000	17+080			2,64	1,11
		17+280			2,63	1,42
		17+480			2,6	1,52
		17+680			2,52	1,21
		17+880			2,51	0,7
46	PK 18+000 - 18+200	18+100			2,62	0,91
47	PK 18+680 - 19+360	18+660			2,4	0,4
		18+860			2,51	1,11
		19+060			2,66	0,91
		19+260			2,51	1,32
48	PK 19+360 - 20+620	19+380			2,65	2,56
		19+580			2,62	1,11
		19+780			2,54	0,81
		19+980			2,75	1,21
		20+280			2,62	1,42
		20+480			2,85	1,52
49	PK 19+500 - 20+620	19+600	2,7	2,04		
		19+800	2,49	1,93		
		20+000	2,63	2,46		
		20+200	2,72	2,04		
		20+400	2,62	2,25		
		20+600	2,62	2,04		

50	PK 0+340 - 1+500	0+340	2,55	2,46	2,51	2,25
		0+540	2,56	2,88	2,44	2,25
		0+740	2,59	1,01	2,55	2,25
		0+940	2,79	1,42	2,64	1,21
		1+140	2,57	2,04	2,76	1,83
		1+340	2,54	1,42	2,67	0,6
51	PK 20+660 - 21+120	20+660			2,42	3,18
		20+760			2,53	2,46
		20+860			2,45	3,18
		20+960			2,51	3,4
		21+060			2,41	3,4
Maximum			3,08	3,95	2,86	3,84
Minimum			2,34	0,6	2,11	0,4
Moyenne			2,61	2,13	2,58	2,04
Ecart-type			0,12	0,80	0,13	0,85

Annexe 9: Sections à faibles densités sèches

Section	Profil	Densité sèche	
		Chaussée gauche	Chaussée droite
PK 1+500 - 1+620	1+520	2,42	2,11
PK 1+620 - 1+720	1+660	2,49	2,27
PK 1+740 - 1+820	1+760		2,48
PK 2+100 - 2+460	2+300		2,45
PK 6+920 - 7+120 (2)	7+040	2,45	
PK 8+840 - 9+300	8+880		2,39
	9+000		2,34
	9+100		2,29
PK 17+400 - 18+000	17+680	2,48	
PK 18+720 - 19+500	18+820	2,34	
	19+220	2,43	
PK 18+680 - 19+360	18+660		2,4
PK 19+500 - 20+620	19+800	2,49	
PK 0+340 - 1+500	0+540		2,44
PK 20+660 - 21+120	20+660		2,42
	20+860		2,45
	21+060		2,41

RESUME

La couche de forme est la couche qui est mise en œuvre pour conférer à la plateforme une bonne portance en vue de la pérennité des couches sus-jacentes. Sa bonne qualité est déterminante pour un bon niveau de service de la future chaussée.

La qualité de la couche de forme dépend d'un certain nombre de facteurs dont les caractéristiques des sols en place (PST), les caractéristiques des matériaux constituant ladite couche de forme, la bonne mise en œuvre associée aux mesures de contrôle qualité.

Nos travaux ont donc consisté à étudier ces paramètres à travers des essais en laboratoire tels que l'analyse granulométrique des sols et des graves, les limites d'Atterberg des sols, les essais Proctor et CBR des sols, les essais Los Angeles et MDE, d'équivalent de sable de la GNT et des essais in situ tels que les essais de densité, de déflexion et de plaque. Les données obtenues ont été traitées, interprété puis nous en avons tiré des conclusions.

Mots clés : Couche de forme, Graves Non Traitées, Contrôle qualité

ABSTRACT

The top layer is the layer that is used to give the platform good lift with a view to the durability of the overlying layers. Its good quality is decisive for a good level of the future pavement service.

The quality of the subgrade depends on a certain number of factors such as the characteristics of the soil in place, the characteristics of materials constituting the said top layer, the good implementation associated with the bed control measures.

Therefore, our work consisted in studying these parameters through laboratory tests such as the particle size analysis of soils and gravel, the Atterberg limits of soil, Proctor and CBR tests, Los Angeles and MDE tests, sand equivalent on the GNT 0/60 and in situ tests such as density, deflection and plate tests. The data obtained were processed, interpreted then we drew some conclusion

Key words: top layer, Non-Treated Gravels, Quality test