

REPUBLIQUE DU SENEGAL
UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR



ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE
CENTRE DE THIES

GC.0534

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR DE CONCEPTION

Titre :

DIAGNOSTIC DES DEGRADATIONS SUR LE TRONÇON DE ROUTE
FATICK-KAOLACK ET PROPOSITION DE SOLUTIONS
PREVENTIVES ET CURATIVES

Auteur : Mr El Hadji Libasse NDIAYE
Directeur interne : Mr Ibrahima K. CISSE, Professeur
Directeur externe : Mr Albouy NIANG, ing. D.T. G.I.C.
Mr Alassane DIAGNE, ing. G.I.C.

Année : 2006-2007

INTRODUCTION

Le Sénégal a hérité d'un réseau routier vétuste à la suite de son indépendance, pourtant le transport par route est le mode dominant dans le système de transport intérieur du Sénégal. Plus de 90 % des déplacements des personnes et des marchandises se font par route. Il s'agit pour notre pays de créer des infrastructures routières additionnelles pour une meilleure intégration politique et administrative, mais aussi pour un soutien aux secteurs productifs. Dans le cadre de l'exécution de la politique de viabilisation des infrastructures routières sur le territoire national, l'Eta du Sénégal a entrepris, à travers l'Agence Autonome des Travaux Routiers (A.A.T.R.), l'exécution des travaux de réhabilitation et d'élargissement de la Route Nationale 1 entre Diam Niadio –Fatick-Kaolack.

La chaussée de la Route Nationale 1, entre Fatick-Kaolack, a été réhabilitée entre 2003 et 2004, cependant elle présente, une année après sa mise en service, des dégradations d'ampleur et d'intensité variables qui touchent pratiquement l'ensemble de l'itinéraire.

Notre projet de fin d'étude procède à un diagnostic de ce tronçon en vue de déterminer les causes véritables des dégradations observées, de proposer des solutions aussi bien préventives que curatives et une évaluation financière de ces dernières. Ce travail identifie les causes des dégradations à partir des hypothèses de bases que sont le sous dimensionnement de la chaussée, la défectuosité du drainage ou enfin la mauvaise qualité de la mise en œuvre.

Pour ce faire, nous nous sommes basé sur les documents et rapports techniques du projet de réhabilitation et d'élargissement du tronçon de route Fatick-Kaolack, les rapports de contrôle, et sur les documents de chantier...

Ce rapport est composé de trois parties. La première est constituée par les généralités. La deuxième partie contient le diagnostic de ce tronçon de route tandis que dans la troisième partie nous exposons les solutions préventives et curatives.

PARTIE I: GENERALITES

CHAPITRE I: GENERALITES

CHAPITRE II : ETAT DES LIEUX ET ORIENTATION DU DIAGNOSTIC

CHAPITRE I: GENERALITES

Introduction

Les activités humaines nécessitent généralement des déplacements de personnes et de biens. Ces impératives de communications se traduisent par des besoins en infrastructures évoluant de paire avec les véhicules qui sont de plus en plus perfectionnés, accroissant leur vitesse et leur capacité de charge. La route constitue un élément important de ces infrastructures.

Le développement d'un pays passe par une intégration régionale et sous-régionale. Celle-ci ne peut se faire sans une bonne politique de désenclavement ce qui nécessite des investissements cohérents pour la construction et l'entretien d'infrastructures routières, afin de faciliter l'accès aux zones de productions et aux infrastructures socio-économiques de base.

I Les routes au Sénégal:

Le Sénégal, à l'instar des pays sous développés, a hérité d'un réseau routier vétuste à la suite de son indépendance. Pour pallier cette insuffisance, il demeure nécessaire de formuler une politique routière efficace en vue de favoriser la création d'infrastructures routières additionnelles pour une meilleure intégration politique et administrative, mais aussi pour un soutien au secteur productif.

La construction et l'entretien des routes nécessitent des investissements importants, c'est pourquoi il est primordial que celles-ci soient bien exécutées.

1.1 Politique routière du Sénégal :

Au Sénégal de 1961 à 1981, le réseau routier revêtu a cru au taux moyen annuel de 7% par an. Pendant cette période la priorité a été donnée à la construction.

Par contre, le taux de croissance s'est stabilisé à 1.5 % au profit de l'entretien à cause de l'insuffisance des moyens mis en œuvre (source Politique Sectorielle des Transports II (P.S.T.II)).

Le Programme d'Ajustement Structurel des Transports (P.A.S.T.) du Sénégal représentait un budget de 115.5 milliards pour 9000 km de routes (renforcement, entretien, formation et modernisation).

En 1997, un deuxième programme dénommé P.S.T. II (Politique Sectorielle des Transports) dans une 2ème lettre de politique sectorielle des transports venait compléter le P.A.S.T. pour la période de 1999-2004. Le coût du volet routier dans la P.S.T. II est de 214 milliards CFA.

1.2 L'état du réseau routier :

L'inventaire du réseau routier du tableau 1, actualisé en 2002, fait état d'un linéaire total classé de 14644 km dont 4560 km de routes revêtues et 10084 km de routes non revêtue.

Catégories de routes	Réseau total (km)	Routes revêtues		Routes non revêtues	
		(km)	%	(km)	%
Routes Nationales	3 364	2 857	85%	507	15%
Routes régionales	1 192	563	47%	629	53%
Routes départementales	5 640	813	14%	4 827	86%
Voiries urbaines	247	241	98%	6	2%
Pistes répertoriées	4 191	85	2%	4 106	98%
Total	14 634	4 559	31%	10 075	69%

Tableau N°1 – Inventaire du réseau routier classé actualisé en 2002 (Source : PERA 2006).

Le transport routier est le mode dominant dans le système de transport intérieur du Sénégal. Plus de 90 % des déplacements des personnes et des marchandises se font par route.

La densité moyenne du réseau routier qui est de 7.4 km/100 km² est très inégalement répartie sur le territoire. La densité la plus élevée se trouve dans la région de Dakar, où elle est de 55.5 km/100 km² et la plus faible 4.7 km/100 km² se retrouve dans la région de Saint-Louis.

II Présentation du projet Niam Niadio –Mbour -Kaolack :

Dans le cadre de l'exécution de la politique de viabilisation des infrastructures routières sur le territoire national, l'Etat du Sénégal avait entrepris, à travers l'Agence Autonome des Travaux Routiers (A.A.T.R.), l'exécution des travaux de réhabilitation et d'élargissement de la Route Nationale 1 entre Diam Niadio et Kaolack.

Les travaux étaient décomposés en trois lots :

- ☛ Le lot 01 porte sur le tronçon Diam Niadio-Mbour long de 42,170 Km, il était confié à la Compagnie Sahélienne d'Entreprises (C.S.E.) ;
- ☛ L'entreprise FOUGEROLLE était adjudicataire du lot 02 qui concerné le tronçon Mbour – Fatick (63 Km) ;
- ☛ Le lot 02 porte sur le tronçon Fatick-Kaolack faisant un linéaire de 41,268 Km, et l'exécution était à la charge de JEAN LEFEBVRE SENEGAL (J.L.S.).

Les prestations de surveillance et de contrôle des travaux des lots N° 1 et 3 étaient confiées au Groupement de Bureaux d'Etudes Louis Bergers SA (L.B.) et le Groupe d'Ingénierie et de Construction (G.I.C.).

Dans cette présente étude nous nous intéresserons uniquement au lot N° 2.

Le chantier du lot N°2 fut achevé et ouvert à la circulation en octobre 2004.

Le renforcement de ce tronçon était dimensionné pour une durée de vie de 15 ans.

Cependant la chaussée entre Fatick-Kaolack présentait en 2005, une année après sa mise en service, des dégradations d'ampleur et d'intensité variables qui touchaient pratiquement l'ensemble de l'itinéraire.

II.1. Le Financement et le délai contractuel:

Ce projet était financé par l'Etat du Sénégal avec le concours du Fonds Africain de Développement (F.A.D.) et des Fonds de la Communauté Economique des Etats de l'Afrique de l'Ouest (C.E.D.E.A.O).

Le marché est identifié par l'Agence Autonome des Travaux Routiers sous le N° TA3/070/ATR. Le tableau 2 donne le coût estimé du lot 02 et sa répartition entre les différentes institutions financières :

Montant estimé	6 878 025 722 F CFA HT/HD
	8 444 021 047 F CFA T.T.C
Financement	Participation
Banque Africaine de Développement (B.A.D.)	55%
Fonds C.E.D.E.A.O.	39,70%
Etat du Sénégal	5,30%

Tableau N°2 : Répartition du financement du projet.

Le délai d'exécution du tronçon Fatick-Kaolack est de douze mois (12 mois) à compter de la date du 06 janvier 2003, cependant le chantier était réalisé entre le mois de mai 2003 et

octobre 2004. Ce retard est du au fait que l'entreprise ne voulait pas démarrer avant la réception de l'avance de démarrage.

II.2. Les caractéristiques techniques du projet :

II.2.1. Programme d'aménagement :

Ce tronçon est long de 41.268 Km et ne présente aucune rectification de tracé par rapport à la route existante. Ce tronçon débutait initialement à l'entrée de Fatick au niveau du service des Travaux Publics et se terminait au niveau de la gouvernance de Kaolack.

Cependant la partie de la route entre le service des Travaux Publics de Fatick et le pont (PK 1+421) est incluse dans le lot Mbour-Fatick, par conséquent le début de ce tronçon est ramené au pont de Fatick.

Les travaux à réaliser sur ce tronçon étaient les suivants :

- Les travaux de terrassement consistaient à débroussailler, à décaper la terre végétale puis à procéder soit à des remblais, soit à des déblais suivant la nature morphologique du terrain naturel ;
- Scarification de la chaussée existante, apport de matériaux et compactage pour servir de couche de fondation ;
- Rechargement des talus érodés en vue d'avoir une couche de fondation finie de 10,80m de large. Cette couche de fondation sera constituée par l'ancienne couche de base scarifiée et reprofilée par un apport de matériaux graveleux latéritiques crues, rechargement des talus et compactage ;
- Construction d'une nouvelle couche de base et des accotements en latérites stabilisée à 3% de ciment, d'épaisseur 20 cm et de largeur respectivement de 10.20m et 2 x 1.5m en section courante ;
- Imprégnation de la couche avec un cut back 0/1 sur une largeur de 7.2m ;

- ✚ Exécution d'une couche d'accrochage avec un cut back 400/600 sur une largeur de 7.2m ;
- ✚ Pose d'un tapis d'enrobés denses de 7cm d'épaisseur et de largeur 7.2m ;
- ✚ Pose d'un revêtement en monocouche sablé (imprégnation, couche d'accrochage et gravillonnage compris) sur les accotements ;
- ✚ Les autres travaux relatifs aux aménagements annexes de la chaussée :
 - Le réseau d'assainissement de la route comprenant les ouvrages d'art, les fossés et les canalisations qui dans le cadre de ce projet occupent une grande place ;
 - La protection des talus des remblais mais également des ouvrages d'art par des perrés maçonnés ou par des gabions ;
 - La signalisation verticale et horizontale ;
 - La réalisation des parkings et intersections ;
 - Enfin, toutes les autres tâches complémentaires demandées par l'ingénieur pouvant contribuer à la réalisation d'une chaussée de qualité.

II.2.2. Spécifications relatives aux matériaux :

- ✚ **Matériaux pour remblais :**
 - Teneur en matière organique < 1 % ;
 - Diamètre maximal des matériaux : $D_{max} = 60$ mm ;
 - Indice de plasticité : $IP \leq 20$;
 - Portance à 95 % de l'Optimum Proctor Normal > 20 ;
 - Gonflement linéaire < 0.1 % ;

- Indice de compacité in situ = 92 %.

☛ **Matériaux pour la couche de fondation en latérite crue :**

- Granulométrie : $D_{\max} = 50 \text{ mm}$;
Refus sur le tamis de 2 mm $\geq 50 \%$;
Pourcentage des fines entre 5 % et 25 % ;
- Indice de plasticité : $IP \leq 20$;
- Limite de liquidité : $LL \leq 40$;
- Densité sèche OPM : $\gamma_{\text{dopt}} > 20 \text{ KN/m}^3$;
- Portance : CBR à 95 % de l'Optimum Proctor Modifié (O.P.M.) > 35 ;
- Gonflement linéaire $< 0.1 \%$;
- Indice de compacité in situ = 95 %.

☛ **Matériaux pour la couche de base :**

- **Matériaux pour la couche de base en latérite crue :**

- Granulométrie : $D_{\max} = 50 \text{ mm}$;
Refus sur le tamis de 2 mm $\geq 50 \%$;
 $C_u = D_{60} / D_{10} > 10$;
Pourcentage des fines entre 4 % et 20 % ;
- Indice de plasticité : $IP \leq 20$;
- Limite de liquidité : $LL \leq 40$;
- Densité sèche OPM : $\gamma_{\text{dopt}} > 21 \text{ KN/m}^3$;
- Portance : CBR à 95 % de l'OPM > 65 ;
- Gonflement linéaire nul.

- **Matériaux pour la couche de base en latérite-ciment :**

- Ciment = CPA 325 ;
- CBR à 7 jours à 95 % de l'OPM ≥ 160 ;

- Résistance à la traction à 7 jours à l'air : $0.18 \text{ MPa} \leq R_c \leq 0.30 \text{ MPa}$;
- Résistance à la compression à 3 jours à l'air et 4 jours à l'eau : $R'_c \geq 0.5 \text{ MPa}$;
- Indice de compacité in situ = 98 %.

☛ **Bitume :**

- **Cut-back :**

L'imprégnation au cut-back 0/1 et accrochage au cut-back 400/600 suivant le tableau 3 :

Nature des caractéristiques	Cut-back 0/1	Cut-back 400/600
Pseudo viscosité mesurée au viscosimètre STV en secondes Orifice de 4 mm Orifice de 10 mm	< 30	400 à 600
Densité relative à 25°C au pycnomètre	0,9 à 1,02	0,9 à 1,04
Distillation fractionnée - Résultats exprimés en pourcentages du volume initial - Fraction passant en dessous de: 190° C 225° C 315° C 360° C	9 maxi 10 à 27 30 à 45 47 maxi	2 maxi 5 à 12 15 maxi
Pénétrabilité à 25° C, 100 g, 5 s de résidu de la distillation à 360° C (en dixièmes de mm)	80 / 250	80 / 200

Tableau N°3 : Spécifications du cut-back.

- **Bitume pur :**

Il s'agit du bitume utilisé pour les enrobés. Les spécifications sur ce matériau sont consignées dans le tableau 4.

Caractéristiques	60/70	40/50
Pénétrabilité à 25° C, 100, 5s 1/10 mm	60 à 70	40 à 50
Points de ramollissement bille et anneau ° C	43 à 56	47 à 60
Densité relative à 25° C (au pycnomètre)	1 à 1,10	1 à 1,1
Perte de masse au chauffage (163° C pendant 5h)	< 1	< 1
Pourcentage de pénétrabilité restante après perte de masse au chauffage par rapport à la pénétrabilité initial	> 70	> 70
Point d'éclair (vase ouvert-appareil Cleveland) ° C	> 230	> 250
Ductilité à 25° C cm	> 80	> 60
Solubilité dans le tétrachloroéthylène (C2Cl4) %	> 99,5	> 99,5
Teneur en paraffine %	< 4,5	< 4,5

Tableau N°4 : Spécifications du bitume pour les enrobés.

- **Béton bitumineux :**
 - Dureté des matériaux : Los Angeles ≤ 20 ;
 - Micro-Deval en présence d'eau : MDE ≤ 15 ;
 - Essai Duriez : $R > 7$ MPa ;
 $r / R > 0.75$;
 Compacité : 92 % à 96 %.
 - Essai de compactage à la presse à cisaillement giratoire (PCG)
 Compacité à 10 girations : $C_{10} < 89$ % ;
 Compacité à 80 girations : $C_{80} = 93$ % à 96 %.
 - Essai Marshall
 Stabilité > 1000 Kg ;
 Compacité : 96 % à 97 % ;

Fluage < 4 mm.

- **Enduits superficiels :**

Le tableau 5 ci-après résume les caractéristiques et les tolérances limites que devront présenter les granulats pour enduits superficiels.

Désignation des contrôles et des essais	Tolérance en % du poids au-delà de laquelle les granulats sont rejetés
DIMENSION	
Proportion en poids retenue sur la passoire D	15
Proportion en poids retenue sur la passoire d	15
Total des deux proportions précédentes	20
Proportion en poids passant et retenue sur la passoire (D + d) / 2	entre 1/3 et 2/3
FORME	
Proportion maximale en poids de grains de forme défectueuse définie par la formule : $L + G > 6 E$ Où: E : Epaisseur du grain ou de la pierre L : Longueur de la pierre G : Grosseur	25
HOMOGENEITE	
Proportion en poids de grains ou pierres friables ou altérés	6
PROPRETE	
Proportion en poids d'éléments < 1 mm et d'impuretés définie par voie humide	2

Tableau N°5 : Spécification des granulats pour enduits superficiels.

- **Béton hydraulique :**
 - Ciments = CPA 325 ;
 - Equivalent sable : ES ≥ 80 ;
 - Résistance à la compression à 28 jour à l'air : Rc ≥ 27 MPa.

II.2.3. La Géométrie de la route :

La vitesse de référence de 100 km/h est adoptée pour le design de la route. Le tableau 6 donne les caractéristiques géométriques de la route.

Longueur totale du projet	41.268 Km
Géométrie du projet	
Largeur de la route	10,20 m
Largeur de la chaussée	7,2 m
Largeur des accotements	2x1.5 m
Pente transversale du revêtement	2.50%
Pente transversale des accotements	3%

Tableau N°6: Caractéristiques géométriques de la route.

II.2.4. Structure adoptée pour la chaussée :

Le trafic Poids Lourds (P.L.) cumulé pris en compte pour le dimensionnement est de 7×10^6 pour une durée de 20 ans.

L'étude de la réhabilitation a conduit à des structures types en fonction de la portance du sol de la plateforme en place exprimée par la valeur de leur CBR (Californian Bearing Ratio). Les tableaux 7, 8 et 9 résument les structures types adoptées.

Chaussée	Epaisseur (cm)	Matériaux
Revêtement	7	Béton bitumineux
Couche de base	20	latérite ciment (3%)
Couche de fondation	20	Couche de fondation recyclée latérite ciment + apport de latérite crue
Sable bitume (existant)	10	Sable bitume
Sol de plateforme CBR \geq 14	infinie	Sur place

Tableau N°7 : La structure de la chaussée proposée pour CBR \geq 14.

Chaussée	Epaisseur (cm)	Matériaux
Revêtement	7	Béton bitumineux
Couche de base	20	latérite ciment (3%)
Couche de fondation	25	Couche de fondation recyclée latérite ciment + apport de latérite crue
Sable bitume (existant)	10	Sable bitume
Sol de plateforme CBR =12	infinie	Sur place

Tableau N°8 : La structure de la chaussée proposée pour CBR = 12.

Chaussée	Epaisseur (cm)	Matériaux
Revêtement	7	Béton bitumineux
Couche de base	20	latérite ciment (3%)
Couche de fondation	35	Couche de fondation recyclée dont 13 cm de latérite ciment + 4 cm d'enrobés denses + un apport de 13 cm de latérite crue
Sable bitume (existant)	10	Sable bitume
Sol de plateforme CBR = 8	infinie	Sur place

Tableau N°9 : La structure de la chaussée proposé pour CBR = 8.

II.3. Cadre et orientation de l'étude :

La réalisation du projet de réhabilitation et d'élargissement de la Route Nationale 1 entre Diam Niadio-Mbour et Fatick-Kaolack s'est soldée par des dégradations d'ampleurs et d'intensités variables avant la réception définitive de l'ouvrage et ceci une année seulement après sa mise en service.

Diagnostic des dégradations sur le tronçon de route Fatick-Kaolack et proposition de solutions préventives et curatives.

Ce projet de fin d'étude a pour but de procéder à un diagnostic de ce tronçon en vue de déterminer les causes véritables des dégradations survenues, de proposer des solutions aussi bien préventives que curatives et une évaluation financière de ces dernières.

CHAPITRE II : ETAT DES LIEUX ET ORIENTATION DU DIAGNOSTIC.

Introduction

Dans ce chapitre nous ferons l'état des lieux de la route avant la mise en œuvre des solutions de renforcement qui sont encore en cours.

Cet état des lieux concernera :

- Le relevé des dégradations observées en surface ;
- La mesure des déflexions avec un déflectographe Lacroix sous un essieu de 13 tonnes ;
- Les carottages sur toute l'épaisseur de la structure avec consignation des épaisseurs des couches.

Nous analyserons les données obtenues afin d'identifier les origines probables des dégradations constatées.

I Le Relevé des dégradations observées en surface :

Nous utiliserons dans cette partie les principales dégradations relevées les 10 et 11 octobre 2005 et consignées dans un schéma d'itinéraire fourni à l'annexe I.

Plusieurs types de problèmes étaient observés à la surface de la chaussée, de façon localisée ou généralisée et de gravité variable.

Nous les classerons suivant qu'elles touchent la couche de revêtement ou l'assise de la chaussée et nous ferons aussi un inventaire des causes possibles de ces dégradations.

La couche de roulement présentait sur presque tout le linéaire (PK 0 au PK 6 puis du PK 15+00 environ jusqu'à la fin au PK 41), un aspect ouvert et souvent ségrégré ; sa

granulométrie est forte en D : 16 mm. Outre cet aspect, on note des dégradations s'apparentant aux arrachements et qui sont les suivantes :

■ **Le désenrobage :**

Il s'agit du départ de mastic (liant et fines) autour des granulats de la couche de roulement en enrobés.

Les causes en sont le vieillissement du liant, la ségrégation de l'enrobé dans l'axe du finisseur grande largeur, la reprise manuelle locale à l'exécution créant un point singulier, la propreté des granulats ou du sable, la mauvaise adhésion granulat-liant, le brûlage de l'enrobé (température d'enrobage supérieure au seuil critique) ou encore le défaut de compactage. Il évolue en surface et en profondeur, jusqu'à la pelade.

■ **Plumage :**

Il s'agit de l'état d'un enduit dont la mosaïque est rendue non jointive par départ de granulats. Les causes en sont le sous-dosage en liant d'un enduit superficiel, la mise en œuvre dans des conditions atmosphériques défavorables de cet enduit, l'utilisation de gravillons sales, un compactage insuffisant, un répandage de liant inadapté ou encore la remise trop rapide sous circulation. Ce type de dégradation se rencontre souvent dans les zones humides ou ombragées. Il évolue vers un arrachement progressif de la totalité des gravillons.

■ **Nid de poule :**

Il s'agit d'un trou à la surface de la chaussée, représentant généralement le stade final d'un faïençage ou d'une flache. Les causes en sont la désagrégation et le départ de matériaux dus à une mauvaise qualité de la chaussée, à une pollution par remontée d'argile dans le corps de la chaussée, ou encore à une forte perméabilité de la couche de roulement. Il évolue vers une augmentation en taille et en nombre des trous, et vers la ruine totale de la chaussée.

■ Pelade :

Concernant les enrobés, les causes en sont la trop faible épaisseur de la couche de roulement, le collage défectueux de cette-dernière (absence ou insuffisance de la couche d'accrochage) qui, sous l'action des efforts horizontaux dus au trafic, se décolle du support. Elle évolue vers un arrachement progressif de la couche de surface.

L'assise de la chaussée présente des affaissements et des ornières longitudinales profondes :

■ Affaissement de rive :

Il s'agit de l'enfoncement prononcé et localisé à la partie de la chaussée comprise entre le bord et la bande de roulement de rive. Les causes en sont le sous-dimensionnement localisé lié à une hétérogénéité au niveau de l'assise ou du sol support, la mauvaise qualité ou même l'absence de l'épaulement qui peut être aggravé par des conditions géométriques particulières (intérieur de virages à petit rayon), le drainage ou l'assainissement localement défectueux.

Ces affaissements sont localisés sur les bandes de roulement (B.D.R.), principalement la BDR droite (la plus proche de l'accotement) de la voie droite (la voie droite est celle du sens des PK croissant de Fatick vers Kaolack). Cette dégradation est présente sous diverses formes : de petite taille et isolée sur certains secteurs (PK 0 au PK 6, PK 36+100 au PK 37+800 par exemple), mais aussi de gravité élevée et plus généralisée en ornières longitudinales profondes sur d'autres.

■ Ornières longitudinales :

Il s'agit d'un tassement en pleine chaussée sous le passage des roues des véhicules. Les causes sont soit la fatigue de la chaussée par tassement des couches inférieures due à un défaut de portance du sol (dans le cas d'un orniérage à grand rayon) soit une mauvaise stabilité d'un enrobé mou dans les fortes pentes ou rampes, ou encore dans les zones de freinage (dans le cas d'un orniérage à petit rayon). Il évolue vers un

faïençage dans les ornières et la constitution de bourrelets (grand rayon), ou vers une augmentation de la profondeur (petit rayon). Cette dégradation s'observe aussi, de façon moins fréquente, sur la B.D.R .de gauche de la voie droite et parfois la B.D.R. de gauche de la voie gauche sur certains tronçons de l'itinéraire.

Sa gravité est particulièrement forte sur les sections suivantes : PK 15+500 au PK16+700, PK 20+00 au PK 28+00, PK 35+800 au PK 36+100, et enfin du PK 37+800 au PK 39+900.

Les affaissements ou ornières évoluent en fissuration et faïençage, lorsque le béton bitumineux est rompu en traction, avec formation de nid de poule.

II Les mesures de la déflexion :

Nous nous baserons dans cette partie sur les mesures de déflexions effectuées par le Centre Expérimental de Recherches et d'Etudes pour l'Equipement (C.E.R.E.E.Q.) en octobre 2005.

Le principe de l'auscultation par la déflexion consiste à mesurer l'amplitude, exprimée en $1/100^e$ mm, d'une déformation verticale d'un point de la chaussée sous une charge donnée.

L'appareillage utilisé par le C.E.R.E.E.Q. était constitué par :

- Un déflectographe LACROIX.
- Un camion citerne rempli d'eau, le tout pesant 13 tonnes sur l'essieu.

Le tronçon est long de 41.268 Km et une mesure était effectuée tous les 50 m.

II.1. Estimation de la déflexion caractéristique:

Le principe de l'interprétation consiste à calculer la déflexion caractéristique par section homogène.

Cette dernière étant une portion du tronçon où les dégradations étaient de natures et de gravités identiques, nous remarquons que dans le cas du tronçon de route Fatick-Kaolack les dégradations sont le plus souvent continues, ce qui nous conduit à utiliser les déflexions caractéristiques par intervalles de 1 Km, ce qui correspondait à 20 mesures.

La déflexion caractéristique (D_c) est la valeur représentative de la déflexion à laquelle 10% seulement des résultats sont supérieurs.

Elle se déduit de la déflexion moyenne (D_m) :

$$D_m = \frac{\sum D_i}{N}$$

D_i : la valeur de déflexion calculée pour chaque mesure

N : Le nombre de mesure

La déflexion caractéristique est donnée par :

$$D_c = D_m + 1.3 \times \delta$$

Avec σ représentant l'écart type calculé sur les N mesures.

II.2. Estimation de déflexion « normale »:

Une structure hydraulique classique (où les deux couches de fondation et de base sont traitées) présente généralement une valeur de déflexion de 10 à 20 (en $1/100^e$ mm).

Nous pouvons donc admettre, dans le cas où la couche de base seulement est traitée, comme normale une déflexion de 30 à 40 (en $1/100^e$ mm). Lorsque la déflexion est inférieure

à la valeur précédente, elle n'est pas pour autant un indicateur de la bonne santé de la structure. En revanche lorsqu'elle dépasse nettement cette valeur de référence, c'est un indicateur indiscutable de mauvaise santé de la structure.

Nous utiliserons cette information en ne prenant en considération que les valeurs élevées, en prenant encore une marge par rapport à la référence ; nous proposons de prendre en compte la déflexion lorsqu'elle dépasse 50 1/100^e mm.

II.3. Les Valeurs de déflexion observées :

La déflexion caractéristique donne une appréciation de la portance de la chaussée sur une section homogène (section où les dégradations sont de mêmes natures). Les essais étaient faits dans le sens Fatick-Kaolack et les valeurs obtenues sont récapitulées dans le tableau 10 suivant :

PROFILS	DC	PROFILS	DC	PROFILS	DC
0 au 4+950	51	23+850 au 24+50	63	30+750 au 30+850	73
4+950 au 5+100	90	24+50 au 24+350	81	30+850 au 31+300	47
5+100 au 16+100	35	24+350 au 24+450	48	31+300 au 32+700	68
16+100 au 16+150	84	24+450 au 25+500	94	32+700 au 32+750	100
16+150 au 16+250	27	24+500 au 24+700	51	32+750 au 35+850	57
16+250 au 16+300	84	24+700 au 24+750	70	35+850 au 35+900	104
16+300 au 20+150	46	24+750 au 25+50	37	35+900 au 38+100	52
20+150 au 20+250	83	25+50 au 25+350	83	38+100 au 38+650	104
20+250 au 20+850	52	25+350 au 25+750	76	38+650 au 38+800	54
20+850 au 20+950	116	25+750 au 25+800	80	38+800 au 38+850	116
20+950 au 21+50	64	25+800 au 26+450	65	38+850 au 39+100	52
21+50 au 21+350	92	26+450 au 26+500	86	39+100 au 39+150	80
21+350 au 21+850	53	26+500 au 26+600	48	39+150 au 39+500	62
21+850 au 21+900	80	26+600 au 26+650	120	39+500 au 39+550	90
21+900 au 22+450	48	26+650 au 26+750	50	39+550 au 40+150	56
22+450 au 22+500	110	26+750 au 27+100	65	40+150 au 40+250	81
22+500 au 23+550	66	27+100 au 27+150	84	40+250 au 40+700	64
23+550 au 23+650	103	27+150 au 27+900	68	40+700 au 40+750	94
23+650 au 23+800	64	27+900 au 27+950	96	40+750 au 41+250	60
23+800 au 23+850	80	27+950 au 30+750	51		

Tableau N° 10: déflexion caractéristique par section homogène.

Nous remarquons des valeurs de déflexions excessives par rapport à l'âge de la route (100, 110, et 120).

III Orientations du diagnostic :

Nous envisagerons trois causes possibles des dégradations :

- ☛ Le dimensionnement de la chaussée renforcée et élargie, compte tenu de sa structure précédente et vis sa vis du trafic qui l'emprunte;
- ☛ Le drainage ;
- ☛ La mise en œuvre.

Pour effectuer ce diagnostic nous nous baserons sur les éléments suivants :

☛ **Le dimensionnement :**

- Les relevés des dégradations observées en surface, et consignées dans un schéma d'itinéraire complet seront examinés ;
- La mesure de la déflexion avec le deflectographe Lacroix sous un essieu de treize tonnes (13 t) sera analysée ;
- Les carottages sur toute l'épaisseur de la structure avec consignation des épaisseurs des couches seront exploités ;
- L'analyse du béton bitumineux et du liant sera faite à partir des carottages.

☛ **Le drainage :**

La précision de la défektivité du drainage devrait être basée sur des observations visuelles détaillées en vue de déceler les anomalies telles que :

Les points bas mal assainis, l'absence ou le mauvais fonctionnement des buses, la présence de nappe ou des stagnations d'eau, l'absence ou le comblement des fossés de crête et de pied, les suintements d'eau dans les talus, le passage de zones marécageuses...

On complétera utilement ces observations par les informations figurant dans les dossiers des plans d'exécutions ou de contrôles lorsqu'ils existent.

➤ ***La mise en œuvre :***

Les éventuels défauts de mise en œuvre sont difficilement décelables par de simples observations visuelles sauf lorsqu'ils se situent au niveau de la couche de roulement (plumage, fissuration de retrait, mauvaise adhérence de la couche de roulement...).

C'est pourquoi les documents de contrôle ainsi que les procès verbaux de réunions seront les sources d'informations retenues.

PARTIE II: DIAGNOSTIC DES DEGRADATIONS

CHAPITRE III : LE DIAGNOSTIC DU DIMENSIONNEMENT DU RENFORCEMENT

CHAPITRE IV : LE DIAGNOSTIC DE LA FORMULATION DU BETON BITUMINEUX

CHAPITRE V : LE DIAGNOSTIC DE LA MISE EN OEUVRE

CHAPITRE VI : LE DIAGNOSTIC DU DRAINAGE

CHAPITRE III : LE DIAGNOSTIC DU DIMENSIONNEMENT DU RENFORCEMENT

Introduction

A la suite de la mise en service d'une chaussée, sa structure et son comportement évoluant, cela se traduit par un certain nombre de désordres. Ces derniers viennent de l'inadéquation des matériaux actuels utilisés dans les diverses couches de la chaussée ou de l'épaisseur de celles-ci par rapport au travail qu'elles doivent effectuer.

Le passage répété des charges se traduit par des phénomènes d'attrition qui aboutissent à la production de fines plus ou moins plastiques. Ils modifient à la fois la susceptibilité à l'eau du corps de la chaussée, et les contacts intergranulaires qui conditionnent sa déformabilité et la transmission des efforts à la fondation de l'ouvrage.

Extérieurement ces modifications d'état apparaissent par des variations dans l'aspect du revêtement, des fissurations et des irrégularités du profil.

Dans ce chapitre nous aborderons le diagnostic du dimensionnement du tronçon de route Fatick-Kaolack du point de vue du dimensionnement structural.

Nous vérifierons :

- les hypothèses de bases du dimensionnement;
- le dimensionnement de la couche de fondation;
- le dimensionnement de la couche de renforcement ;
- le dimensionnement de la couche de roulement.

I. Recueil des données nécessaires aux études:

Pour décider des tronçons à renforcer et de leur nécessité, il faut disposer de renseignements complets sur l'état de la route Fatick-Kaolack, et dans la mesure du possible sur son histoire.

Le renforcement sera étudié et dimensionné en fonction des caractéristiques de l'ancienne chaussée (mai 2001) et du service qu'on attend d'elle dans le futur (le trafic ...).

I.1. La Description détaillée de l'état de la chaussée :

Pour cette partie nous nous basons sur la campagne de relevés visuels effectuée par le bureau d'études **Polyconsult Ingénierie** en mai 2001 sur le tronçon Fatick-Kaolack.

La reconnaissance du tronçon Fatick-Kaolack a été faite par des relevés visuels continus et à pieds. Les dégradations constatées et répertoriées étaient classées en deux types d'après le manuel VIZIR du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (L.C.P.C.) de décembre 1991 :

- les dégradations de type A :

Ce sont celles issues d'une insuffisance de capacité structurelle de la chaussée. Dans ce lot on trouve la déformation, l'orniérage, la fissuration de fatigue, et le faïençage.

- les dégradations de type B :

Elles ont pour origines soit un défaut de mise en œuvre, soit la mauvaise qualité des matériaux. Nous distinguons dans cette catégorie les fissurations hors fissures de fatigue, les nids de poule, les arrachements et tous les défauts du revêtement tels le ressuage, le plumage etc.

Pour caractériser ces dégradations, on attribue des notes variant de 1 à 3 suivant leur ampleur :

- 1 correspond à *peu ou pas de dégradations* ;
- 2 correspond aux *dégradations de moindre importance* ;

- 3 est relatif aux *dégradations de grande ampleur endommageant la structure de la chaussée.*

Au cours de la campagne de relevés, toutes les notes affectées aux différentes dégradations étaient reportées sur le schéma d'itinéraire du tronçon Fatick-Kaolack que nous ne reproduisons pas ici.

Après analyse et exploitation des données obtenues nous nous retrouvons avec des sections en bon état apparent, des sections fissurées et maillées et des sections plus ou moins déformées avec des flaches, des affaissements, des ornières etc.

Le tableau 11 résume l'état apparent de cette route en mai 2001.

PK départ	PK d'arrivée	Note de qualité	Etat apparent
0+00	0+314	5	mauvais
0+314	1+825	4	mauvais
1+825	7+825	2	médiocre
7+825	9+825	3	médiocre
9+825	12+025	6	très mauvais
12+025	15+625	5	mauvais
15+625	15+825	5*	mauvais
15+825	16+825	1	bon
16+825	20+325	5	mauvais
20+325	20+625	3*	médiocre
20+625	21+825	5	mauvais
21+825	23+225	3	médiocre
23+225	24+025	2	médiocre
24+025	24+325	4	mauvais
24+325	25+125	2	médiocre
25+125	26+925	4	mauvais
26+925	27+825	7	très mauvais
27+825	31+525	3	médiocre
31+525	34+625	5	mauvais
34+625	39+825	2	médiocre
39+825	42+000	2	médiocre

Tableau N° 11: Etat apparent du tronçon Fatick-Kaolack.

Au vu des résultats nous constatons que:

- 2.38 % du linéaire présentaient un bon état c'est à dire pas de fissures et pas de

déformations.

- 60.42 % du linéaire présentaient un état apparent médiocre avec seulement des fissurations peu importantes mais pas de déformations.
- 29.32 % du linéaire présentaient un état apparent mauvais, c'est à dire fissurés et déformés.
- 7.38 % du linéaire présentaient un état apparent très mauvais c'est à dire déformés et très fissurés.

1.2. Les sondages réalisés sur la chaussée :

Pour connaître l'état de la chaussée non encore rénovée en 2002, nous nous baserons sur les résultats des sondages effectués sur celle-ci en prélude à sa réhabilitation.

Les sondages sur la chaussée réalisés en quinconce par rapport à l'axe de la route montrent que la structure moyenne existante était composée de:

- 4 cm d'enrobés denses ;
- 13 cm de la latérite ciment ;
- 10 cm de sable bitume ;
- sol de plateforme en sable plus ou moins argileux.

Sur les échantillons provenant des sondages étaient effectués des essais CBR pour la détermination de la capacité portante du sol de plateforme mais aussi celle de la couche de latérite ciment en vue de son utilisation possible dans la fondation de la nouvelle route. Les tableaux 12 et 13 résument les portances obtenues.

CBR	8	12	14
Point Kilométrique (PK)	Longueur en m	Longueur en m	Longueur en m
0 + 000 -- 5 + 000		5000	
5 + 000 -- 8 + 000			3000
8 + 000 -- 12 + 000			4000
12 + 000 -- 16 + 000			4000
16 + 000 -- 18 + 000			2000
18 + 000 -- 23 + 000			5000
23 + 000 -- 27 + 000		4000	
27 + 000 -- 32 + 000	5000		
32 + 000 -- 37 + 000			5000
37 + 000 -- 42 + 000			5000
Total	5000	9000	28000

Tableau N° 12: CBR sol de plateforme en mai 2001 suivant les PK.

PK	1,5	4,5	8	10,5	13,5	16,5	19,5	22,5	25,5	28,5	31,5	34,5	37,5	41,5
CBR	39	73	58	82	99	60	62	120	63	80	20	46	55	26

Tableau N° 13: CBR de la couche de latérite ciment en mai 2001.

Les résultats de l'essai CBR sur le mélange de la couche de sable bitume, de la latérite traitée au ciment de l'ancienne couche de base traitée étaient moins bons que dans le premier cas.

La couche de latérite présentait une portance satisfaisante pour une réutilisation en couche de fondation sauf pour les PK 31.5 et PK 41.5 car dans ces zones le CBR est inférieur à 35.

Aussi il est prévu de laisser en place la couche de sable pendant le renforcement.

1.3. Le trafic futur:

Le trafic recouvre deux notions :

- la charge appliquée à la superstructure ;
- le nombre de fois que cette charge est appliquée.

Au Sénégal l'essieu standard retenu est l'essieu simple de treize tonnes (13 t). Le trafic futur est celui pour lequel le renforcement devrait être conçu. Il détermine le dimensionnement des nouvelles structures de renforcement.

A l'instar du catalogue des chaussées neuves de décembre 1994 du L.P.C.P., nous retiendrons cinq classes de trafic consignées dans le tableau 14:

Classe	Nombre cumulé d'essieux standard de 13 tonnes	
T1	1 x 10 ⁵	à 5 x 10 ⁵
T2	5 x 10 ⁵	à 1,5 x 10 ⁶
T3	1,5 x 10 ⁶	à 4 x 10 ⁶
T4	4 x 10 ⁶	à 1 x 10 ⁷
T5	1 x 10 ⁷	à 2 x 10 ⁷

Tableau N° 14: Les classes de trafic.

Il est nécessaire d'évaluer le trafic poids lourds qui empruntera la route pendant sa durée de vie projetée.

1.3.1. Le Trafic journalier moyen annuel :

La campagne nationale de comptage de trafic sur le réseau des routes classées donne pour le tronçon Fatick-Kaolack le Trafic Journalier Moyen Annuel dans le tableau 15.

Année	1975	1976	1977	1978	1979	1981	1984	1988	1989	1993	1996	2002	taux acc.
TJMA	1539	1732	1960	1864	1646	1627	1188	1348	1272	1422	1496	1115	1,30%

Tableau N° 15: Trafic Journalier Moyen Annuel (TJMA).

Le Trafic Journalier Moyen en 2002 provient des résultats de comptages effectués dans la semaine du 13 au 19 avril 2002 et il montre une régression du flux de 1.4 %.

Cependant à la suite de l'aménagement de la route le trafic induit et dérivé devra faire augmenter la valeur de TJMA surtout que la route Diam Niadio-Mbour réhabilitée encouragerait les voyageurs à l'emprunter.

C'est pourquoi on choisira pour notre cas la valeur de TJMA de l'année 1996, qui correspond à une période où le trafic croit de façon normale. Le taux d'accroissement annuel sera de 1.7 %.

1.3.2. Le Trafic équivalent poids lourds :

Le pourcentage de Poids Lourds adoptés est de 50% du trafic et correspond à la recommandation du manuel sur les routes dans les zones tropicales et désertiques pour l'Afrique.

Pour obtenir le trafic pondéral équivalent journalier (TF), c'est-à-dire le nombre d'essieux standard qui circuleront par jour sur une voie, il est nécessaire de connaître :

- le nombre de voies ;
- le volume de Trafic Journalier Moyen Annuel (TJMA);
- le pourcentage de Poids Lourds (% PL).

On admet que les Poids Lourds se répartissent sur les voies comme indiqué dans le tableau 16 par le coefficient f_v :

Route à 1 voie	Route à 2 voies		Route à 3 voies			Route à 4 voies			
voie unique		voie droite		voie centrale	voie droite			voie droite int.	voie droite ext.
$f_v = 100\%$	50%	50%	50%	0%	50%	45%	5%	5%	45%
	voie gauche		voie gauche			voie gauche ext.	voie gauche int.		

Tableau N° 16: Répartition du trafic PL selon le nombre de voie de la chaussée (f_v).

Pour notre cas nous prendrons $f_v = 50\%$ qui correspond à une route à deux voies ; f_v est le pourcentage de PL sur une voie.

Le trafic équivalent journalier(TF) est donc égal à :

$$TF = T J M A \times \% P L \times f_v \times N$$

N : Coefficient d'équivalence entre le nombre de Poids Lourds et le nombre d'essieux standard, nous avons pris ici $N=1.2$.

$$TF = 1496 \times 0.5 \times 0.5 \times 1.2$$

$$TF = 349 \text{ essieux de } 13t/j$$

Nous prendrons une durée de vie de 20 ans pour notre étude (durée généralement admise), dès lors nous devons tenir compte de la croissance annuelle du trafic et nous avons donc :

$$TF_{det} = \frac{TF(1 + fc)^{N'} + TF}{2}$$

TF_{det} : trafic pondéral équivalent journalier déterminant

TF : trafic pondéral équivalent journalier de l'année de mise en service

fc : croissance annuelle du trafic (1.7 %)

N' : durée de vie

$$TF_{det} = \frac{349(1 + 0.017)^{20} + 349}{2}$$

$$TF_{det} = 539 \text{ essieux de } 13t/j$$

Le trafic pondéral équivalent total (W), qui est le nombre d'essieux standard empruntant la route pendant sa durée de vie.

$$W = TF_{det} \times J \times N'$$

J : 365, nombre de jours de l'an

$$W = 539 \times 365 \times 20$$

$$W = 3.93 \cdot 10^6 \text{ essieux de } 13t$$

Le nombre d'essieux standards de treize tonnes (13 t) sur les deux voies pendant la durée de vie de 20 ans est donnée par :

$$NES = 2 \times W$$

$$NES = 7.866 \cdot 10^6 \text{ essieux de 13 t}$$

1.3.3. Comparaison des résultats:

Le trafic cumulé Poids Lourds pris en compte pour le dimensionnement du renforcement est de $7 \cdot 10^6$ (ce qui correspond à $8.40 \cdot 10^6$ essieux standard de 13 tonnes) qui est supérieure à notre résultat ($7.86 \cdot 10^6$), cependant ils sont tous dans la classe de trafic T4. Ainsi pour la suite nous prendrons la classe de trafic T4.

1.4. Les Mesures de déflexion:

1.4.1. Déflexion critique :

La valeur de la déflexion caractéristique retenue pour une section de chaussée homogène est déterminée par la formule suivante :

$$D_c = m + K \sigma$$

D_c : déflexion caractéristique qui s'exprime en 1/100 mm

m : moyenne sur la section considérée

σ : écart type sur la section considérée

K : coefficient de probabilité prédéterminé pris ici égal à 1.3

L'application de cette formule aux données de déflexion obtenues a permis d'aboutir aux résultats du tableau 17:

PK départ	PK d'arrivée	Note de qualité	Etat apparent	Déflexion caract. Dc (1/100 mm)
0+00	0+314	5	mauvais	84
0+314	1+825	4	mauvais	76
1+825	7+825	2	médiocre	86
7+825	9+825	3	médiocre	80
9+825	12+025	6	très mauvais	62
12+025	15+625	5	mauvais	66
15+625	15+825	5*	mauvais	23
15+825	16+825	1	bon	57
16+825	20+325	5	mauvais	61
20+325	20+625	3*	médiocre	62
20+625	21+825	5	mauvais	46
21+825	23+225	3	médiocre	53
23+225	24+025	2	médiocre	21
24+025	24+325	4	mauvais	14
24+325	25+125	2	médiocre	58
25+125	26+925	4	mauvais	92
26+925	27+825	7	très mauvais	80
27+825	31+525	3	médiocre	70
31+525	34+625	5	mauvais	87
34+625	39+825	2	médiocre	96
39+825	42+000	2	médiocre	99

Tableau N° 17: Déflexion caractéristique de chacune des sections présentant le même état apparent (tronçon homogène).

1.4.2. Exploitation des résultats de déflexions :

Les valeurs de déflexion de chaque section homogène de la chaussée doivent être comparées à $D_c = 60$ et $D_c = 80$ suivant le schéma de la figure 1.

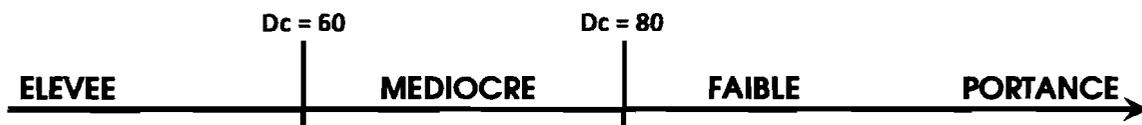


Figure N° 1: Diagramme linéaire d'interprétation des mesures de déflexion.

Les valeurs de 60 et de 80 correspondent respectivement à la valeur en dessous de laquelle la structure se comporte d'une façon satisfaisante et celle au dessus de laquelle la chaussée présente de sérieux défauts de portance.

Ainsi nous avons 5.6 % de portance élevée, 42.40 % de portance médiocre, et 44.26 % de portance faible.

1.4.3. La grille de décision :

Pour établir la grille, on passe d'abord par le diagramme linéaire de la figure 2 :



Figure N° 2: Diagramme linéaire d'interprétation des mesures de déflexion.

Puis le tableau 18 donne l'indice de qualité résultant de l'utilisation de la grille :

Déflexion		Faible Dc = 60	Médiocre Dc = 80	Elevée	
Etat apparent					
Bon (1)	Entretien	Q1	Q2		Renforcement
Fissuré non déformé (2-3)		Q2		Q4	
Déformé et fissuré (4-7)			Q4	Q5	
			Renforcement		

Tableau N° 18: Indice de qualité Qi résultant de l'utilisation de la « grille de décision ».

La « grille de décision » permet d'estimer l'indice de qualité d'un tronçon de la chaussée à partir de son état apparent et de sa valeur de déflexion. Ce dernier varie de Q1 à Q5, et renseigne sur la solution à adopter (entretien courant Q1-Q3 ou renforcement de la structure Q4-Q5).

Le tableau 19 résume les indices de qualité ainsi que les solutions de réhabilitation de la route Fatick-Kaolack par section homogène.

PK départ	PK arrivée	Note de qualité	Etat apparent	Déflexion caract., (1/100 mm)	Indice de qualité Qi	Solution à mettre en œuvre
0+00	0+314	5	mauvais	84	Q5	Renforcement
0+314	1+825	4	mauvais	76	Q5	Renforcement
1+825	7+825	2	médiocre	86	Q4	Renforcement
7+825	9+825	3	médiocre	80	Q4	Renforcement
9+825	12+025	6	très mauvais	62	Q5	Renforcement
12+025	15+625	5	mauvais	66	Q4	Renforcement
15+625	15+825	5*	mauvais	23	Q4	Renforcement
15+825	16+825	1	bon	57	Q2	Renforcement
16+825	20+325	5	mauvais	61	Q4	Renforcement
20+325	20+625	3*	médiocre	62	Q3	Renforcement
20+625	21+825	5	mauvais	46	Q4	Renforcement
21+825	23+225	3	médiocre	53	Q3	Renforcement
23+225	24+025	2	médiocre	21	Q3	Renforcement
24+025	24+325	4	mauvais	14	Q4	Renforcement
24+325	25+125	2	médiocre	58	Q3	Renforcement
25+125	26+925	4	mauvais	92	Q4	Renforcement
26+925	27+825	7	très mauvais	80	Q5	Renforcement
27+825	31+525	3	médiocre	70	Q4	Renforcement
31+525	34+625	5	mauvais	87	Q5	Renforcement
34+625	39+825	2	médiocre	96	Q4	Renforcement
39+825	42+000	2	médiocre	99	Q4	Renforcement

Tableau N° 19: Indice de qualité Qi résultant de l'utilisation de la « grille de décision » et solution à mettre en œuvre.

L'ensemble des indices de qualité Q_i montrait la nécessité de procéder au renforcement de la chaussée.

1.5. L'Etude des gîtes de matériaux d'emprunts latéritiques :

Dans le Dossier d'Appel d'Offre (DAO) trois (03) gîtes de matériaux latéritiques étaient identifiés.

Par la suite avant et pendant l'exécution du chantier onze (11) autres sites étaient étudiés dont cinq (5) répertoriés par l'entreprise et six (6) par le contrôle ; ce qui porte le total à quatorze (14) gîtes.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau 20 ci après :

Désignation	Localisation	% des fines	Limites Atterbergs		Proctor Modifié		CBR à 95 % de l'OPM	Observations
			WL	LL	γd opt	Wopt		
Gîtes identifiés dans le DAO								
Bac Samba Dior	PK 19 du PK fin	15-22	17-22	11-13	22-23	5-6	45-50	
Guinguinéo	PK 19 du PK fin	13-19-22	29-38	18-19	21-22	6-7	28-45-48	
Ngagnick	PK 19 du PK fin	-	-	-	-	-	-	Négatif
Gîtes identifiés avant et pendant l'exécution du chantier								
Abdou Django	PK 34 du PK fin	17-23-30	29-32	16-19	20-21	9-10	26-47	
Abdou Khoulé	PK 37 du PK fin	15-25	27-37	15-21	20-21	7-8	23-58	
Tak Diam	PK 13 du projet	8-9-14-35	18-28	5-16	22-23-24	6-7-8	65-70-98-104	Puissance faible
Gandiaye	PK 22 du projet	19-23	34-40	21-26	22-23	6-7	15-28	
Dinguiraye	PK 43 du PK fin	19-34	28-39	17-21	19-21	8-12	20-39	conforme pour utilisation en fondation et en base
Keur Mdiabel	PK 37 du PK fin	19-38	34-37	18-21	19-21	9-11	33-60	
Ngathie	PK 19 du PK fin	22-29	26	14	22	7	41-70-90	conforme pour utilisation en fondation et en base
Kavil	PK 19 du PK fin	10-11-14	17-20	8-10	22-24	6-7	64-73-75	conforme pour utilisation en fondation et en base
Bouma	PK 19 du PK fin	32-35	33	19	20-21	9	20	
Keur socé	PK 12 du PK fin	33	40	20	19	9	22	
Thiawandou	PK 8 du PK fin	21	24	12	21	7-8	84-81	conforme pour utilisation en fondation et en base

Tableau N° 20: Résultats des gîtes de matériaux latéritiques et observations.

Les sites de Keur Madiabel, Dinguiraye, Abdou Django et Abdou Khoulé n'avaient pas donné de bons résultats et sont éloignés du tronçon.

Les gites retenus sont Ngathie et Kabil pour la couche de fondation et Thiawandou en couche de base.

Cependant l'ensemble des gites étudiés peuvent être utilisés pour le remblai sauf pour le site de Gandiaye.

II. Le Diagnostic du renforcement de la superstructure routière :

Une chaussée même bien dimensionnée se dégrade à la fin de sa durée de vie. Il convient de la renforcer en apportant une nouvelle couche de base et de roulement.

Le renforcement sera étudié comme une chaussée neuve : on évalue les contraintes (ou les déformations) à la base du renforcement et on choisit l'épaisseur de celui-ci pour que les contraintes (ou les déformations) restent inférieures aux contraintes (ou déformations) admissibles du matériau en fonction du trafic futur.

Les contraintes à la base de la couche de renforcement sont liées à la qualité du sol support, c'est-à-dire de l'ancienne chaussée.

Le type de renforcement proposé sur ce tronçon et mis en œuvre en 2002, est basé sur le modèle de renforcement des chaussées souples préconisé par les auteurs Georges JEUFFROY et Raymond SAUTEREY ^[1].

Cependant dans le cas présent le revêtement sera scarifié, puis suivra un apport de matériau. Ainsi la couche de base de l'ancienne chaussée et l'apport constitueront après compactage la nouvelle couche de fondation.

Pour ce cas nous proposons un modèle tricouche semblable dans lequel nous éliminerons le glissement entre les couches.

Nous donnerons par la suite les différentes caractéristiques du modèle tricouche.

Le tronçon de route Fatick-Kaolack peut être divisé en trois parties suivant la portance du sol de la plateforme :

- CBR = 8 : PK 27+000 – PK 32+000.
- CBR = 12 : PK 0+000 – PK 5+000 ; PK 23+000 – 27+000.
- CBR \geq 14: PK 5+000 – PK 23+000 ; PK 32+000 – 42+000.

Nous garderons cette répartition pour la détermination des structures types sur le tronçon.

Nous procéderons d'abord à la détermination de l'épaisseur de la couche de fondation et du revêtement en considérant le trafic futur.

Enfin le dimensionnement de l'épaisseur de renforcement se fera avec le logiciel Ecoroute qui utilise la méthode rationnelle de Burmister.

II.1. Le Diagnostic du dimensionnement de la couche de fondation :

Dans ce projet la nouvelle couche de fondation était constituée par l'ancienne couche de fondation et de base plus un apport de matériaux latéritiques.

Pour un trafic fort, la contribution de la couche de fondation au comportement structurel de la chaussée est souvent faible. C'est pourquoi nous écarterons l'utilisation d'une couche de fondation traitée.

La nouvelle route sera élargie, et sur toute sa largeur le niveau de la nouvelle couche de fondation doit être le même que celui de l'ancien revêtement, un apport de matériau sera nécessaire.

Le matériau qui a été retenu est de la latérite.

Le trafic futur est de classe T4 et suivant le CBR de la plateforme, le Manuel de dimensionnement de chaussées pour les pays tropicaux donne :

- CBR = 8 :PK 27+000 – PK 32+000

Fondation : 30 cm

- CBR = 12 : PK 0+000 – PK 5+000 ; PK 23+000 – 27+000. Fondation : 25 cm
- CBR \geq 14: PK 5+000 – PK 23+000 ; PK 32+000 – 42+000. Fondation : 20 cm

En se référant aux tableaux 6, 7, et 8 nous constatons que pour un CBR de 8 l'épaisseur proposée pour la fondation est de 35 cm, pour un CBR de 12 l'épaisseur est de 25 cm et pour un CBR supérieur à 14 l'épaisseur retenue est de 20 cm.

Ainsi pour ce qui concerne la fondation le dimensionnement structural est conforme.

II.2. Le Diagnostic du dimensionnement du renforcement:

Le logiciel Ecoroute permet de calculer sous une ou plusieurs charges circulaires les déplacements, contraintes et déformations en différents points d'un massif demi indéfini.

Par hypothèse, la structure d'une chaussée est déterminée par couches d'épaisseurs finies (sauf la dernière), infinie en plan.

Les matériaux ont un comportement élastique linéaire, les charges sont des pressions ou des cisaillements.

Les couches de la chaussée sont caractérisées par quatre paramètres de base :

- l'épaisseur h_i
- le module de Young E_i
- le coefficient de poisson ν_i
- la liaison entre les couche(s) successive(s).

La structure de la chaussée sera modélisée par le logiciel, qui par la suite évaluera les contraintes ou les déplacements provoqués par une charge circulaire.

La contrainte maximale susceptible d'engendrer la rupture de la structure est comparée avec la limite admissible du matériau considéré pour le trafic supporté.

Il est nécessaire de répéter le calcul pour différentes épaisseurs de renforcement, afin de déterminer celle qui correspond à la contrainte ou à la déformation admissible du matériau de la chaussée.

II.2.1. Caractéristiques des matériaux:

Les caractéristiques mécaniques retenues pour les matériaux sont le module de Young, le coefficient de poisson.

a. Module d'élasticité (E) :

- **Le sol support :**

Nous utiliserons la corrélation proposée par le Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées pour les matériaux non traités :

$$E_4 = 50 \times \text{CBR} \quad (\text{en bars})$$

- **Matériaux granulaires en fondation:**

Le module d'une couche granulaire (non traité) est lié à celui des couches sous-jacentes. On prendra :

$$2 E_4 \leq E_3 \leq 4 E_4$$

Cette prescription permet de lutter contre l'effet de dalle dans le comportement des couches de la chaussée.

Nous prendrons $E_3 = 4 E_4$.

Cette hypothèse permet au sol support et la couche de base d'avoir un comportement identique en déformation, ce qui ne serait pas le cas si le module de la couche de base est trop important par rapport à celui de la plateforme.

■ **Couche de renforcement:**

Celle-ci sera constituée par un matériau en graveleux latéritique amélioré au ciment. Les matériaux traités aux liants hydrauliques ont un comportement proche du comportement plastique et leur module peut être simplement déduit des essais classiques de laboratoires. Les modules sont compris entre 15000 et 35000 bars selon les auteurs G. JEUFFROY et R. SAUTEREY ^[1].

Nous prendrons dans notre cas la valeur la plus défavorable c'est-à-dire :

$$E2 = 15000 \text{ bars}$$

■ **Couche de roulement:**

La couche de roulement sera en béton bitumineux et selon les auteurs G. JEUFFROY et R. SAUTEREY ^[2] le module de Young est égal a :

$$E1 = 60.000 \text{ bars.}$$

b. Coefficient de poisson (ν) :

Le coefficient de poisson est compris entre 0.25 et 0.35. Ainsi nous prendrons pour le sol support, la couche de fondation et la couche de base 0.25 et 0.35 pour le revêtement.

II.2.2. Modèle tricouche pour le renforcement:

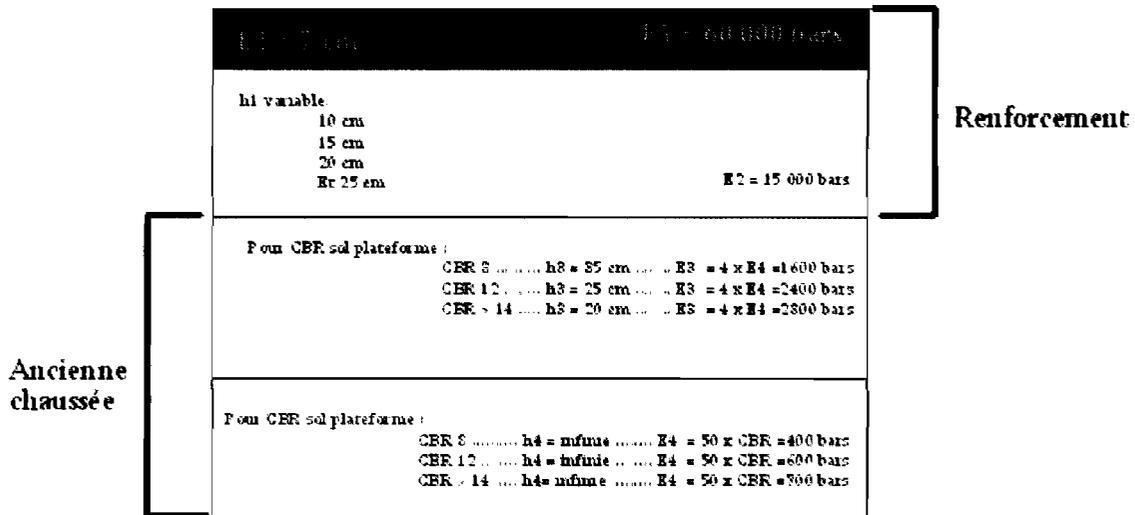


Figure N° 3: Modèle tricouche pour le renforcement.

a. Limites admissibles :

Nous calculerons les limites admissibles des matériaux :

- En contrainte :

$$\sigma_z = \frac{C \times E}{1 + 0.7 \text{Log} N}$$

$C = 0.006$ à 0.008 (Kerchoven)

- Ou en déformation :

Nous prendrons la formule proposée par SHELL en 1977 :

$$\varepsilon_z = 0.028 \times N^{-0.25}$$

Pour les limites admissibles des contraintes et des déformations, nous nous référerons à celles obtenues sur les sols supports consignés dans le tableau 21:

Trafic T4	CBR	Elasticité	Contraintes admissibles σ_z (en bars)	Déformation ϵ_z admissible en bars
7,00E+06	8	400	4,144E-01	5,444E-04
	12	600	6,216E-01	5,444E-04
	14	700	7,252E-01	5,444E-04

Tableau N° 21: Valeurs des contraintes et des déformations admissibles sur le sol de plateforme.

b. Vérification du renforcement :

Les limites admissibles pour les contraintes et les déformations sont calculées conformément aux formules déjà mentionnées et elles sont comparées aux valeurs obtenues avec le logiciel Ecoroute pour différents cas d'épaisseurs de renforcement.

Les résultats sont consignés dans le tableau 22:

CBR	Epaisseur de renforcement (en cm)	10	15	20	25
8	σ_z Ecoroute (en bars)	1,500E-01	1,300E-01	9,000E-02	8,000E-02
	σ_z Calculée (en bars)	4,144E-01	4,144E-01	4,144E-01	4,144E-01
	ϵ_z Ecoroute (en bars)	4,222E-04	3,263E-04	2,606E-04	2,132E-04
	ϵ_z Calculée (en bars)	5,444E-04	5,444E-04	5,444E-04	5,444E-04
12	σ_z Ecoroute (en bars)	2,300E-01	1,800E-01	1,400E-01	1,100E-01
	σ_z Calculée (en bars)	6,216E-01	6,216E-01	6,216E-01	6,216E-01
	ϵ_z Ecoroute (en bars)	4,266E-04	3,266E-04	2,588E-04	2,105E-04
	ϵ_z Calculée (en bars)	5,444E-04	5,444E-04	5,444E-04	5,444E-04
≥ 14	σ_z Ecoroute (en bars)	2,900E-01	2,200E-01	1,700E-01	1,400E-01
	σ_z Calculée (en bars)	7,252E-01	7,252E-01	7,252E-01	6,216E-01
	ϵ_z Ecoroute (en bars)	4,570E-04	3,461E-04	2,717E-04	2,190E-04
	ϵ_z Calculée (en bars)	5,444E-04	5,444E-04	5,444E-04	5,444E-04

Tableau N° 22: Tableau de comparaison des valeurs des contraintes et des déformations sur le sol de plateforme.

A la suite de la simulation du modèle sur Ecoroute pour plusieurs épaisseurs nous arrivons à la conclusion, qu'en renforçant avec 20 cm, nous obtenons une marge de sécurité notable (car déjà avec 15 cm le dimensionnement est sécuritaire avec une marge importante).

II.3. Le Diagnostic du dimensionnement de la couche de revêtement:

Le Manuel de dimensionnement des chaussées dans les pays tropicaux et désertiques propose, pour un trafic de classe T4, un revêtement de TYPE IV (bicouche sablé puis 3 cm d'enrobés d'entretien ou la variante : 5 cm d'enrobés denses) avec une épaisseur moyenne de 5 cm.

Dans ce projet la couche de roulement devrait être en béton bitumineux avec une épaisseur de 7 cm sur tout le linéaire ; ce qui est conforme aux prescriptions ci-dessus.

Conclusion

Le dimensionnement du renforcement de la structure a été étudié par le bureau d'études Polyconsult Ingénierie en mai 2001.

Nous avons vérifié dans ce chapitre le dimensionnement structural et ses hypothèses de bases. Nos résultats confirment le dimensionnement structural effectué en mai 2001.

Le sous dimensionnement de la structure de la route n'était pas à l'origine des dégradations.

C'est pourquoi dans les chapitres suivants nous ferons le diagnostic de la formulation du béton bitumineux, puis celui du drainage avant de finir par la vérification de la qualité de la mise en œuvre.

CHAPITRE IV : LE DIAGNOSTIC DE LA FORMULATION DU BETON BITUMINEUX

Introduction

La formulation de la couche de roulement est une phase très importante dans un projet routier. Pour obtenir des performances satisfaisantes pour la couche de roulement, il est nécessaire qu'elle soit étudiée judicieusement mais aussi que sa réalisation soit conforme aux spécifications élaborées.

Le diagnostic que nous engageons dans ce chapitre porte sur : la qualité des granulats utilisables dans l'enrobé, la qualité et le dosage liant et enfin les caractéristiques du mélange.

I. Les principes généraux de la formulation du béton bitumineux :

Les facteurs influençant le choix d'une formule d'enrobé sont les suivants :

- le trafic : Pour un trafic Poids Lourds important, il faut bannir les granulats roulés (concassés) et utiliser des bitumes durs (bitume 60/70 et 40/50).
- le Type de structure : souple ou semi-rigide ;
- la Localisation géographique : conditions d'exposition de la route et conditions climatiques.
- L'épaisseur grâce à laquelle il est possible de trouver un compromis entre résistance à l'orniérage et résistance aux sollicitations climatiques.

Les matériaux entrant dans la composition des enrobés utilisés en couches de roulement de chaussées sont :

- les granulats à l'exclusion des fines d'apport ;

- le liant, généralement du bitume ;
- les fines d'apport ;
- les dopes et les activateurs.

Les différents constituants doivent satisfaire aux caractéristiques minimales imposées ou recommandées par le marché et les textes en vigueur.

Dans le diagnostic de la formulation du béton bitumineux pour ce projet, nous considérerons les données suivantes :

- trafic de classe T4 ;
- chaussée semi-rigide ;
- type et épaisseur du revêtement : 7 cm de béton bitumineux ;
- pour le choix des constituants nous utiliserons les éléments ayant servi à la formulation de la couche de roulement de la chaussée renforcée.

Nous ne manquerons pas en cas de nécessité de fournir des éléments complémentaires.

Nous aborderons dans les points suivants les caractéristiques des différents constituants entrant dans la composition de l'enrobé et la formulation de celui-ci.

II. Le diagnostic de la formulation du béton bitumineux :

Nous nous inspirerons dans cette partie de la méthodologie d'une étude de formulation proposée par les auteurs G. JEUFFROY et R.SAUTEREY ^[2] pour faire le diagnostic de la formulation du revêtement.

Elle s'articulera autour des étapes suivantes :

- la composition granulométrique ;
- la teneur en liant ;

- les caractéristiques de l'enrobé.

II.1. La Granulométrie du béton bitumineux :

La granulométrie de la couche de revêtement devrait être englobée par le fuseau du Cahier des Prescriptions Techniques (C.P.T.) présenté dans le tableau 23 suivant :

Tamis (en mm)	Min-Max (%)
14	94-100
10	72-84
6,3	56-66
4	40-54
2	28-40
0,08	7-10

Tableau N° 23: Fuseau granulaire pour les granulats du béton bitumineux.

Il n'est pas souvent aisé de trouver des matériaux naturels entrant dans le fuseau de référence, c'est pourquoi il est admis d'utiliser des granulats reconstitués à partir des classes granulométriques suivantes :

- sable : 0/2 ou 0/4 ;
- gravillons : 2/6.3 – 4/6.3 – 4/10 – 6.3/10 – 6.3/10 – 6.3/14 et 10/14.

L'entreprise avait proposé un granulat reconstitué dont les classes et les pourcentages étaient les suivants :

- 44 % de basalte de classe 0/3 ;
- 18 % de basalte de classe 3/8 ;
- 38 % de basalte de classe 8/16.

Nous remarquons que le diamètre maximal est très fort 16 mm, ce qui conduirait à avoir un revêtement ouvert dans le cas où la teneur en liant est faible.

La granulométrie du matériau est donnée dans le tableau 24 suivant :

Tamis (en mm)	Tamisât cumulé (%)
14	100
10	72
6,3	62
4	53
2	41
0,08	8

Tableau N° 24: Granulométrie du matériau pour le béton bitumineux.

La courbe granulométrique du matériau reconstitué était tangente à la limite supérieure du fuseau spécifié par le C.P.T. dans la fourchette 1.5 mm à 3 mm.

Cependant l'entreprise avait sollicité une dérogation pour le remplacement du fuseau du marché par un fuseau de substitution pour lequel le granulat reconstitué convient.

Le nouveau fuseau est consigné dans le tableau 25 suivant :

Tamis (mm)	Min - Max (%)
16	94 - 100
12,5	80 - 94
8	60 - 76
5	45 - 60
1,6	26 - 38
0,8	19 - 30
0,4	13 - 23
0,16	8 - 15
0,08	5 - 10

Tableau N° 25: Fuseau de substitution pour les granulats du béton bitumineux.

Ce fuseau augmentait la dimension maximale des granulats, ce qui pouvait aller dans le sens d'une meilleure compacité si les éléments fins sont suffisamment nombreux pour occuper l'ensemble des vides des gravillons, et ceci d'autant plus que la couche avait une épaisseur de 7 cm.

Un minimum de vides résiduels contribue à une limitation des risques de ressuage et de glissance et à la conservation sinon l'augmentation de l'angle de frottement du matériau donc de la stabilité.

Cependant un pourcentage de vides élevé conduit à des défauts de stabilité, à l'augmentation de la déformabilité favorisant la formation d'ornières au droit des trajectoires de roues de véhicules et la baisse de la résistance à l'usure.

Certaines dégradations constatées sur le revêtement (désenrobage, plumage...), peuvent être dues à la mauvaise propreté des granulats (d'aspect jaune brunâtre, sales et altérés par une pellicule argileuse).

C'est pourquoi il est important que les granulats répondent aux spécifications du tableau 26 suivant :

Trafic PL/j	Caractéristiques	Bétons bitumineux pour couche de roulement
T4 > 750	Aplatissement	≤ 20
	Rapport de concassage	≥ 4
	Los Angeles	≤ 15
	Micro Deval en présence d'eau	≤ 15
	Coefficient de polissage Accélérée	$\geq 0,50$
	Propreté superficielle des gravillons	$\leq 2 \%$
	Equivalent de sable	≥ 50

Tableau N° 26: Spécifications sur les granulats du béton bitumineux pour un trafic futur de classe T4.

II.2. La Teneur en liant :

La teneur en liant à utiliser pour le chantier est obtenue à partir de l'étude de laboratoire en tenant compte de l'épaisseur à mettre en œuvre et des compacités in situ spécifiées par les conditions d'exploitation.

La formule suivante nous permet d'avoir la teneur en liant sur laquelle portera l'étude :

$$Teneur.en.liant. = K \times \sqrt[3]{\Sigma} \times \alpha$$

Σ : est la surface spécifique conventionnelle en m^2/Kg ;

$$\Sigma = 0.25 \times G + 2.3 \times S + 12 \times s + 135 \times f$$

Les termes utilisés dans la formule sont des pourcentages pondéraux des éléments :

- **G**, éléments supérieurs à 6.3 mm ; égal dans notre cas à 38 % ;
- **S**, éléments compris entre 6.3 et 0.315 mm ; égal à 45 % ;
- **s**, éléments compris entre 0.315 et 0.08 mm ; égal à 10 % ;
- **f**, éléments inférieurs à 0.08mm ; égal à 7 % ;

Ainsi nous avons :

$$\Sigma = 0.25 \times 0.38 + 2.3 \times 0.44 + 12 \times 0.1 + 135 \times 0.7 \quad \Sigma = 96.807 m^2/Kg$$

K : est le module de richesse, qui dépend de la nature des granulats et de la granularité du mélange enrobé.

Pour notre cas nous le prendrons égal à 3.5 (dans la fourchette 3.5 et 4.5).

α : est un coefficient correcteur destiné à tenir compte de la masse volumique des granulats si elle diffère de 2.65 g/cm^3 . Dans ce cas nous avons :

$$\alpha = \frac{2.65}{MV(gr)} \quad \text{Nous la prendrons égal à 1}$$

La teneur en liant est :

$$Teneur.en.liant. = 3.5 \times \sqrt[3]{96.807} \times 1 \quad Teneur.en.liant. = 8.73\%$$

Nous avons, pour le granulat 0/16 utilisé pour le béton bitumineux, une teneur en liant de 8.73 % avec un module de richesse de 3.5 (compris entre 3.5 et 4.5).

D'après les directives du SETRA- L.C.P.C. reprises dans le tome 2 du Manuel sur les routes dans les zones tropicales et désertiques, nous avons pour un enrobé dense en béton bitumineux « moyen » de granularité 0/14 :

« Le module de richesse pourra, selon la nature des granulats et la granularité du mélange enrobé, être choisi dans la fourchette de 3.5-4.5 et le dosage en liant devra être compris entre 5 et 8 %. »

Donc dans le cas de ce projet la formulation à retenir avec un granulat de classe 0/16 devra avoir une teneur en liant entre 5 à 8 %.

Le bitume à utiliser devrait avoir une dureté convenable (bitume semi dur) 40/50 de module de richesse compris entre 3.5 et 4.5.

II.3. Les caractéristiques de l'enrobé :

Il est nécessaire d'effectuer une étude à caractère général qui fait appel aux essais suivants :

- essai de compactage à la presse à cisaillement giratoire sur un grand nombre de variante ;
- essai de compression simple à 0°- 18° et 50°C sur les formules retenues à l'essai de compactage ;
- essai à l'ornièrier à 60°C sur ces mêmes formules.

Ces deux derniers essais doivent conduire à la sélection d'une formulation dont la caractérisation sera opportunément complétée par un essai de traction qui permet d'apprécier son comportement à la déformabilité et à la fatigue.



Les enrobés réalisés avec les matériaux qui ont été sélectionnés dans les compositions retenues doivent présenter au minimum les performances prévues dans le C.P.T.

Sur la formule retenue pour le projet Fatick-Kaolack les essais de convenance sur le béton bitumineux avaient donné les résultats présentés dans le tableau 27 suivant :

Nature de l'essai	Valeur obtenue	Valeur spécifiée par le C.P.T.	Valeur NFP98 130 classe 1
Compactage à la Presse à cisaillement Giratoire			
% de vides à 10 girations	12,4	$V > 11$	$V > 11$
% de vides à 80 girations	5,5	$4 \leq V \leq 7$	$4 \leq V \leq 9$
Essai d'orniérage			
% de vides en banc gamma	6,5		$5 \leq V \leq 8$
Profondeur d'ornière à 30000 cycles	7,8		≤ 10
Essai Duriez			
Rapport immersion/compression	0,76	$\geq 0,75$	$\geq 0,75$
Compacité	91,7	$92 \leq C \leq 96$	
Essai Marshall stabilité (kg)	2169	≥ 1000	
Fluage (1/10 mm)	3,1	≤ 4	
Compacité	94	$96 \leq C \leq 97$	

Tableau N° 27: Les principaux résultats obtenus en laboratoire sur le béton bitumineux.

Les compacités mesurées en laboratoires avec les essais Duriez et Marshall stabilité sont respectivement de 91.7 et 94. Ces valeurs sont en dessous des valeurs spécifiées par C.P.T. c'est-à-dire $92 < C < 96$ pour l'essai Duriez et $96 < C < 97$ pour l'essai Marshall stabilité.

Donc dès les essais sur le béton bitumineux formulé, le défaut de compacité présumait déjà de l'augmentation de la déformabilité et la formation d'ornières aux droits des trajectoires de roues au-delà des seuils admis ; ce qui par la suite s'est traduit par des affaissements et des ornières sur les B.D.R.

En définitive la formulation du béton bitumineux montre un certain nombre de défaillances que sont :

- le non respect du fuseau de référence des granulats du béton bitumineux 0/14 ;

- pour le granulat retenu, une trop forte proportion en fines environ 8 %, et un diamètre maximal très fort ($D_{max} = 16 \text{ mm}$) ;
- la mise en œuvre de granulats de propreté douteuse pour le revêtement ;
- une teneur en liant faible 4.9 % en lieu et place de 5 à 8 % pour un matériau de classe 0/16 ;

Ces derniers avaient pour effet de produire un béton bitumineux à l'aspect ouvert et souvent ségrégué, désenrobé, présentant des effets de plumage et des arrachements inacceptables vu l'âge de la structure et ceci presque sur tout le linéaire.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons fait le diagnostic de la formulation de l'enrobé pour le tronçon de route Fatick-Kaolack.

Notre étude a montré que la formule qui avait été retenue était constituée d'un granulat de dimension maximale trop forte, d'une trop faible teneur en liant.

Ceci a eu pour effet de créer des désordres qui avaient entraîné la ruine de l'enrobé (fissurations, ornières, désenrobage et ségrégations.).

Cependant un certain nombre de dégradations (la déformation, l'orniérage profond, la fissuration de fatigue...) ne peuvent être expliqués par les défauts de la formulation de l'enrobé.

C'est pourquoi nous ferons le diagnostic de la mise en œuvre dans le chapitre suivant.

CHAPITRE V : LE DIAGNOSTIC DE LA MISE EN OEUVRE

Introduction

Les éventuels défauts de mise en œuvre sont difficilement décelables par de simples observations visuelles sauf lorsqu'ils se situent au niveau de la couche de roulement. C'est pourquoi les documents de contrôle ainsi que les procès verbaux de réunions seront les sources d'informations retenues.

Dans cette partie nous diagnostiquerons les défauts de mise en œuvre constatés sur le tronçon de la route Fatick-Kaolack.

La classe de trafic (classe T4), la technique de renforcement utilisée mais surtout les dégradations précoces constatées sur la structure de cette route une année après sa mise en service, nous poussent à nous pencher sur les causes de celles-ci pouvant provenir du manque de qualité dans la mise en œuvre.

Nous nous intéresserons d'abord aux malfaçons dans la réalisation de la couche de roulement puis de la couche de base et nous finirons par ceux de la couche de fondation.

Nous nous baserons pour faire cette étude sur :

- le plan de recollement géotechnique ;
- les carottages sur toute l'épaisseur de la structure avec consignation des épaisseurs des couches seront exploités ;
- les essais d'identification sur le béton bitumineux et les matériaux des différentes couches à partir des carottages.

I Le diagnostic de la mise en œuvre de la couche de revêtement:

Le C.E.R.E.E.Q. avait effectué, en novembre 2005, pour le compte de l'Entreprise Jean Lefebvre SENEGAL des essais d'identification sur des échantillons prélevés tant en revêtement qu'en couche de fondation et de base sur le tracé de la route Fatick-Kaolack.

Les carottes d'enrobés étaient prélevés aux PK 1+338 - 5+700 - 10+950 - 13+449 - 15+300 - 21+415 - 23+400 - 25+500 - 27+000 - 38+000 ; soit un total de onze (11) échantillons.

Sur les carottes d'enrobés étaient réalisés les essais suivants :

- densité apparente par mesure in situ et par pesée hydrostatique ;
- extraction et granulométrie.

Nous présenterons les résultats sur certaines caractéristiques du revêtement obtenues dans le plan de recollement, aux niveaux de chaque prélèvement.

I.1. Les résultats sur les carottes d'enrobés :

Les résultats des essais granulométriques sur les carottages du revêtement sont consignés dans le tableau 28 suivant :

	PK 1+338	5+700	10+950	13+449	15+300	18+558	21+415	23+400	25+500	27+000	38+000	
Tamis en mm	16	97	87	97	96	95	96	97	99	97	99	96
	12,5	89	71	90	89	79	85	89	81	92	90	88
	8	66	43	68	68	52	66	69	65	68	71	67
	5	57	34	56	58	41	55	57	44	53	56	53
	1,6	33	22	33	28	26	29	33	22	32	36	29
	0,8	23	17	23	21	18	20	22	14	19	24	20
	0,4	16	13	16	13	13	15	15	9	13	17	14
	0,16	11	8	11	8	9	10	10	7	7	12	10
	0,08	7	5	7	4	6	7	7	4	5	7	7

Tableau N° 28 : Essais granulométriques sur les granulats des carottages du béton bitumineux.

Les courbes granulométriques sont l'annexe II.

Le tableau 29 donne, en fonction de la localisation du sondage qui était réalisé sur le revêtement, l'épaisseur du revêtement, sa teneur en liant, sa densité apparente par mesure et par pesée hydrostatique.

PK	1+338	5+700	10+950	13+449	15+300	18+558	21+415	23+400	25+500	27+000	38+000
Epaisseur	5,21	5,09	6,75	7,63	7,39	5,63	7,096	6,17	5,915	7,56	8,23
Teneur en liant	4,06	3,5	4	3,85	3,83	3,95	4,3	4,6	4,4	5,2	4,3
Densité apparente											
Mesure	2,63	2,496	2,514	2,507	2,417	2,505	2,505	2,435	2,338	2,493	2,506
Pesée hydrostatique	2,587	2,57	2,585	2,582	2,535	2,517	2,518	2,458	2,468	2,513	2,58

Tableau N° 29 : Epaisseur, teneur en liant, et densité apparente sur les carottes.

Le tableau 30 donne les caractéristiques du revêtement provenant du plan de recollement géotechnique.

PK	1+338	5+700	10+950	13+449	15+300	18+558	21+415	23+400	25+500	27+000	38+000
% de vide	7	5,2	0	6,4	8,2	8	9,6	8,3	9,1	8,9	9,5
Teneur en liant	4,9	4,95	4,85	5	5	4,78	5	5	4,9	-	4,9
% de fine	6,6	6	6,9	6,4	6,5	7,2	9,8	6,7	9,8	-	7,6
Module de richesse	3,81	3,42	3,29	3,46	3,42	3,21	3,56	3,43	3,15	-	3,29

Tableau N° 30 : Caractéristiques du revêtement mise en œuvre.

1.2. Analyses et interprétations des résultats:

Le tracé des courbes granulométriques des matériaux extraits dans le fuseau de substitution du granulat du béton bitumineux 0/16 donne :

- les granulats s'inséraient dans le fuseau pour les PK 1+338 – 10+950 – 18+558 – 21+415 – 27+00 – 38 +00 .

- pour les PK 5+700 – 15+300 – 23+400 les extraits étaient hors du fuseau 0/16 retenu, donc ne convenaient pas pour une utilisation en couche de roulement.
- pour les PK 13+449 – 25+500, les pourcentages de la portion fine du matériau sont faibles de l'ordre de 4 %.

Les épaisseurs du revêtement variaient de 5.09 cm à 8.23 cm.

Pour la teneur en liant les résultats étaient sur les essais d'identification:

- 04 prélèvements avaient une teneur en bitume comprise entre 3.5 % et 3.95 % ;
- 06 prélèvements avaient une teneur en bitume comprise entre 4.0 % et 4.6 % ;
- un seul prélèvement (PK 27+00) avait une teneur en bitume égal à 5.2 % . ;

Pour rappel la teneur en liant retenue par la formulation était de 4.9 % ; cette valeur était confirmée par le plan de recollement géotechnique.

Notre étude a montré que cette teneur devrait être comprise entre 5 et 8 %.

Les valeurs de teneurs en liant obtenues sur les carottes étaient inférieures à 4.9 % en général (sauf au PK 27+00).

Pour le fuseau 0/16 retenu, la teneur en liant permettant d'avoir un enrobé avec des caractéristiques convenables serait de 8 %.

L'enrobé mis en œuvre sur le chantier était ouvert à cause de la faible teneur en bitume.

A cela s'ajoute l'utilisation de granulats ne respectant pas le fuseau granulaire de substitution et qui étaient de propreté douteuse.

La faible teneur en bitume, le manque de compacité des granulats ajoutés à leur propreté douteuse ont abouti au plumage et à un rapide désenrobage du revêtement.

A certains endroits du tracé (autours du PK 5+700 et du PK25+00) l'épaisseur faible du revêtement (5 cm environ) et le très fort diamètre maximal des granulats (16 mm) avaient conduit à des dégradations telles que les pelades.

II Le diagnostic de la mise en œuvre de la couche de base:

Le C.E.R.E.E.Q. avait effectué, en novembre 2005, pour le compte de l'Entreprise Jean Lefebvre SENEGAL des essais d'identification sur des échantillons prélevés tant en revêtement qu'en couches de fondation et de base sur le tracé de la route Fatick-Kaolack.

Sur les matériaux prélevés en couche de base, aux PK 1+338 - 5+700 – 10+950 – 16+000 – 20+300 – 21+400 – 24+300 – 25+500 – 31+100 – 38+000, étaient effectués les essais suivants :

- analyses granulométriques (avant et après compactage) en conformité avec la norme NF P 94-056 ;
- limites d'Atterberg (avant et après compactage) en conformité avec la norme NF P 94-051 ;
- proctor modifié conforme à la norme NF P 94-093.
- CBR à 95 % de l'O.P.M. après 04 jours d'imbibition pour les matériaux améliorés de la couche de base en conformité avec la norme NF 94-094.

Nous analyserons aussi les résultats sur certaines caractéristiques de la couche de base obtenues dans le plan de recollement, au niveau de chaque prélèvement.

II.1. Les résultats sur les essais d'identification sur les matériaux :

Nous présenterons les résultats en comparaison avec les spécifications du C.P.T. que doivent respecter les matériaux qui améliorés étaient utilisables en couche de base.

Les tableaux 31 et 32 présentent respectivement les résultats d'essais granulométriques et de limites d'Atterberg avant et après l'essai CBR, en fonction des points kilométriques des prélèvements :

Diagnostic des dégradations sur le tronçon de route Fatick-Kaolack et proposition de solutions préventives et curatives.

	Spécifications du CPT	PK 1+338	PK 5+700	PK10+950	PK 16+000	PK 20+300	PK 21+300	PK 24+300	PK 25+500	PK31+100	PK 36+00
Granulométrie											
Dmax	= 50 mm	30	40	20	25	40	30	50	40	40	40
Refus à 2 mm	≥ 50 %	38	52	42	45	70	57	68	48	54	48
Cu = D60/D10	> 10	-	-	-	-	7	-	-	-	-	-
% de fine	entre 4 et 20 %	25	18	22	22	8	18	14	20	22	30
Limite d'Atterberg											
Limite de liquidité	LL < 40	32	29	28,5	30,5	30	31	30	31,5	32	29,5
Indice de plasticité	IP < 20	15	13,5	9	9,5	6	5,5	11	6	11,5	12,5
Observations		% de fines trop important et trop peu de gravillons	Conforme au CPT	% de fines trop important et trop peu de gravillons	% de fines trop important et trop peu de gravillons	Conforme au CPT	Conforme au CPT	Conforme au CPT	Conforme au CPT	% de fines trop important et trop peu de gravillons	% de fines trop important et trop peu de gravillons

Tableau N° 31: Analyse granulométrique sur matériaux de la couche de base avant CBR.

	Spécifications du CPT	PK 1+338	PK 5+700	PK10+950	PK 16+000	PK 20+300	PK 21+300	PK 24+300	PK 25+500	PK31+100	PK 36+00
Granulométrie											
Dmax	= 50 mm	30	40	17	25	18	18	18	17	17	16
Refus à 2 mm	≥ 50 %	38	52	43	45	53	40	50	37	42	39
Cu = D60/D10	> 10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
% de fine	entre 4 et 20 %	25	19	22	22	18	23	17	21	26	33
Limite d'Atterberg											
Limite de liquidité	LL < 40	32	29	28,5	30,5	28	29	30	30	30	29
Indice de plasticité	IP < 20	15	13,5	9	9,5	9	5	9,5	10	9	11,5
Observations		Peu de gravillons, attrition du matériau et pourcentage de fines trop important	Conforme au CPT	Peu de gravillons, attrition du matériau et pourcentage de fines trop important	Peu de gravillons, attrition du matériau et pourcentage de fines trop important	Conforme au CPT	Peu de gravillons, attrition du matériau et pourcentage de fines trop important	Conforme au CPT	Peu de gravillons, attrition du matériau et pourcentage de fines trop important	Peu de gravillons, attrition du matériau et pourcentage de fines trop important	Peu de gravillons, attrition du matériau et pourcentage de fines trop important

Tableau N° 32: Analyse granulométrique sur matériaux de la couche de base après CBR.

La première partie du tronçon de route Fatick-Kaolack allant du PK 0+00 au PK 20 + 000 présentait des déflexions caractéristiques faibles, tandis que la deuxième partie allant

du PK 20+00 à la fin présentait des déflexions souvent supérieures à 50 1/100^e mm (valeur de référence).

C'est pourquoi nous ne vérifierons les caractéristiques de compactages et de résistances aux poinçonnements que sur la deuxième partie de cette route.

Les résultats de l'essai Proctor modifié et de l'essai CBR sur la latérite crue extraite sont consignés dans le tableau 33 pour les PK 20+300 – 21+400 – 24+300 – 25+500 – 31+100 + 38+000 :

	Spécification du CPT	PK 20+300	PK 21+300	PK 24+300	PK 25+500	PK31+100	PK 38+00
Compactage							
Densité sèche OPM	$\gamma_{opt} \geq 2,1 \text{ t/m}^3$	1,93	1,93	1,87	1,86	1,8	1,83
Portance							
CBR à 95 % de l'OPM	> 160	71,6	90,77	110,79	29,21	95,13	128,09
Observations		CBR faible	CBR faible	CBR faible	CBR très faible	CBR faible	CBR faible

Tableau N° 33: Résultats essais Proctor modifié et essais CBR pour la couche de base.

Dans le plan de recollement géotechniques certaines caractéristiques, comme le pourcentage des fines, l'indice de plasticité, la valeur du CBR de la latérite crue ainsi que la densité sèche du matériau traité en couche de base, n'étaient pas répertoriés de façon régulière.

Cependant le tableau 34 suivant présente les caractéristiques de la couche de base obtenues dans le plan de recollement géotechnique pour chaque prélèvement.

	Spécifications du CPT	PK 1+338	PK 5+700	PK10+950	PK 16+000	PK 20+300	PK 21+300	PK 24+300	PK 25+500	PK31+100	PK 38+00
% de fine	entre 4 et 20 %	-	-	-	-	-	-	-	-	-	19,1
Indice de plasticité	IP < 20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	16
CBR latérite crue à 95 % de l'OPM	> 65	-	-	-	-	-	-	-	-	-	50
CBR latérite traitée à 3% à 95 % de l'OPM	> 66	213	250	243	253	265	385	320	-	210	225
Densité sèche OPM	$\gamma_{opt} \geq 2,1 \text{ t/m}^3$	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,01
Rc à 7 jours (Mpa)	1,8-3	2,2	2,53	2,53	1,89	2,52	2,69	2,93	-	2,39	2,12
Rt à 7 jours (Mpa)	> 0,3	0,3	0,42	0,3	0,3	0,35	0,49	0,61	-	0,4	0,46

Tableau N° 34: Caractéristiques de la couche de base en 2004.

II.2. Analyses et interprétations des résultats:

Le plan de recollement géotechnique contient peu de valeurs pour le CBR de la couche de latérite crue. Pour le CBR de la latérite améliorée à 3 % de ciment, les valeurs respectaient les spécifications techniques et étaient comprises entre 210 et 385.

Les résistances à la compression et à la traction de la couche de base étaient comprises respectivement entre 2.12 - 2.93 MPa et 0.3 – 0.61 MPa.

Les essais d'indentification donnaient, pour les essais granulométriques avant CBR, un matériau latéritique à granulométrie continue de dimension maximale comprise entre 20 et 40 mm. La proportion des gravillons (refus au tamis 2 mm) variait entre 38 et 70 % et le pourcentage de fines variait de 8 à 30 %.

Les limites d'Atterberg avaient donné pour les limites de liquidité des valeurs comprises entre 29 à 32 % et pour les limites de plasticité des valeurs comprises entre 5.5 et 15 %.

Les essais granulométriques après CBR montraient que le matériau latéritique avait toujours une granulométrie continue de dimension maximale comprise entre 16 et 40 mm. La

proportion des gravillons (refus au tamis 2 mm) variait entre 37 et 53 % et le pourcentage de fines variait de 17 à 33 %.

Les limites d'Atterberg avaient donné pour les limites de liquidité des valeurs comprises entre 28 à 30 % et pour les limites de plasticité des valeurs comprises entre 5 et 15 %.

Les résultats d'essais Proctor modifié montraient des valeurs de densité sèche inférieures à 2.1 t/m³, alors que les valeurs de CBR étaient comprises entre 29.31 et 128.09.

Les matériaux de la couche de base assurent une bonne résistance au poinçonnement et permettent à la couche de supporter sans déformations notables les contraintes de cisaillement transmises à travers la couche de roulement.

Les qualités de rigidité et de résistance aux déformations permanentes doivent se conserver sous l'effet du trafic et des intempéries, ce qui signifie que les granulats doivent résister aux chocs qui tendent à les fracturer, et à les user par frottement réciproque (attrition).

Les échantillons prélevés concernaient des points kilométriques pour lesquels les déflexions variaient de 20 à 120 1/100^e mm.

Les matériaux mise en œuvre en couche de base présentaient un certain nombre d'insuffisances :

- forte proportion de particules fines dans les granulats, elle était hors de l'intervalle 4 – 20 % pour les prélèvements des PK 1+338 – 10+950 – 16+000 – 31+000 – 38+000 ;
- le matériau est très susceptible à l'attrition, les pourcentages de fines avaient augmenté après les essais CBR ;
- la résistance au poinçonnement de la latérite traité était faible (inférieure à 160 entre les PK 20+300 et PK 31+100) ;

Il faut noter que les résultats de résistances aux poinçonnements avaient fortement baissé, entre les valeurs obtenues sur le matériau dans le plan de recollement (en 2004) et les valeurs obtenues sur les échantillons remaniés des essais d'identification (en 2005).

Il est vrai que le matériau remanié pour servir dans ces essais ne traduisait pas strictement le comportement du matériau en couche de base traitée. Cependant la décohésion du matériau ne pourrait pas expliquer les très fortes variations des résistances aux poinçonnements (CBR de 29 au PK 25+500).

A la lumière de ces éléments nous pouvons dire que les déformations et orniérages constatés entre les PK 20+00 et 41+00 peuvent être dus à des tassements consécutifs à la faible portance de la couche de base.

III Le diagnostic de la mise en œuvre de la couche de fondation:

Le C.E.R.E.E.Q. avait effectué, en novembre 2005, pour le compte de l'Entreprise Jean Lefebvre SENEGAL des essais d'identification sur des échantillons prélevés tant en revêtement qu'en couche de fondation et de base sur le tracé de la route Fatick-Kaolack.

Sur les matériaux prélevés en couche de fondation, aux PK 1+338 - 5+700 – 10+950 – 16+000 – 20+300 – 21+400 – 24+300 – 25+500 – 31+100 – 38+000, étaient effectués les essais suivants :

- analyses granulométriques (avant et après compactage) en conformité avec la norme NF P 94-056 ;
- limites d'Atterberg (avant et après compactage) en conformité avec la norme NF P 94-051 ;
- Proctor modifié conforme à la norme NF P 94-093.
- CBR à 95 % de l'O.P.M. après 04 jours d'immersion pour la latérite crue de la couche de fondation en conformité avec la norme NF 94-094.

Nous analyserons aussi les résultats sur certaines caractéristiques de la couche de fondation obtenues dans le plan de recollement, au niveau de chaque prélèvement.

III.1. Les résultats sur les essais d'identification sur les matériaux :

Nous présenterons les résultats en comparaison avec les spécifications du C.P.T. que doivent respecter les matériaux utilisables en couche de fondation.

Les tableaux 35 et 36 présentent respectivement les résultats d'essais granulométriques et de limites d'Atterberg avant et après l'essai CBR, en fonction des points kilométriques des prélèvements :

	Spécifications du CPT	PK 1+338	PK 5+700	PK10+950	PK 16+000	PK 20+300	PK 21+300	PK 24+300	PK 25+500	PK31+100	PK 38+00
Granulométrie											
D _{max}	= 50 mm	50 mm	50 mm	50 mm	50 mm	50 mm	50 mm	50 mm	50 mm	50 mm	50 mm
Retus à 2 mm	≥ 50 %	58	59	48	48	51	42	47	37	41	47
Cu = D ₆₀ /D ₁₀	> 10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
% de fine	entre 4 et 20 %	22	23	28	30	28	40	29	37	33	31
Limite d'Atterberg											
Limite de liquidité	LL < 40	30	26,5	27	28	28	30,5	28	27,5	26	29
Indice de plasticité	IP < 20	16,5	13	14	15,5	16	17	16	14	12,5	13
Observations		% de fines trop important	% de fine trop important	% de fines trop important et trop peu de gravillons	% de fines trop important et trop peu de gravillons	% de fines trop important et trop peu de gravillons	% de fines trop important et trop peu de gravillons	% de fines trop important et trop peu de gravillons			

Tableau N° 35: Analyse granulométrique sur matériaux de fondation avant CBR.

	Spécifications du CPT	PK 1+338	PK 5+700	PK 10+950	PK 16+000	PK 20+300	PK 21+300	PK 24+300	PK 25+500	PK 31+100	PK 38+00
Granulométrie											
D _{max}	= 50 mm	18 mm	18 mm	17 mm	18 mm	18 mm	17 mm	17 mm	17 mm	18 mm	18 mm
Retus à 2 mm	≥ 50 %	43	46	47	45	45	38	37	31	38	47
Cu = D ₆₀ /D ₁₀	> 10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
% de fine	entre 4 et 20 %	28	27	28	31	30	46	35	40	32	32
Limite d'Atterberg											
Limite de liquidité	LL < 40	25	25	28	26	30	28	27	28	24	29
Indice de plasticité	IP < 20	11,5	12,5	14,5	13,5	17	14,5	14,5	14	11	15
Observations		Peu de gravillons, attrition du matériau et pourcentage de fines trop important.									

Tableau N° 36: Analyse granulométrique sur matériaux de fondation après CBR.

La teneur en eau naturelle de la couche de fondation est donnée par le tableau 37 :

PK	W % naturel	W % OPM
20+300	8,60	7,50
21+300	9,00	8,68
24+300	8,70	8,31
25+500	7,10	9,39
31+100	9,00	10,18
38+00	6,70	9,36

Tableau N° 37: Teneur en eau naturelle et teneur en eau optimale de la couche de fondation.

La première partie du tronçon de route Fatick-Kaolack allant du PK 0+00 au PK 20 + 000 présentait des déflexions caractéristiques faibles, tandis que la deuxième partie allant du PK 20 à la fin présentait des déflexions souvent supérieures à 50 1/100^e mm (valeur de référence).

C'est pourquoi nous ne vérifierons les caractéristiques de compactages et de résistances aux poinçonnements que sur la deuxième partie de cette route.

Les résultats de l'essai Proctor modifié et de l'essai CBR sur la latérite crue extraite sont consignés dans le tableau 38 pour les PK 20+300 – 21+400 – 24+300 – 25+500 – 31+100 + 38+000 :

	Spécification du CPT	PK 20+300	PK 21+300	PK 24+300	PK 25+500	PK31+100	PK 38+00
Compactage							
Densité sèche OPM	$\gamma_{opt} \geq 2,1 \text{ t/m}^3$	2,13	2,1	2,08	2,13	2,06	2,08
Portance							
CBR à 95 % de l'OPM	> 35	34,16	20,22	8,31	10,19	41,2	54,76
Observations		CBR conforme	CBR FAIBLE	CBR très faible	CBR très faible	CBR conforme	CBR conforme

Tableau N° 38: Résultats essais Proctor modifié et essais CBR pour la couche de fondation.

Dans le plan de recollement géotechnique certaines caractéristiques, comme le pourcentage des fines et l'indice de plasticité, n'étaient répertoriées de façon régulière.

Cependant le tableau 39 suivant présente ces caractéristiques de la couche de fondation obtenues dans le plan de recollement géotechnique pour chaque prélèvement.

	Spécifications du CPT	PK 1+300	PK 5+700	PK10+950	PK 15+000	PK 20+300	PK 21+300	PK 24+300	PK 25+500	PK31+100	PK 38+00
Indice de plasticité	IP < 20	-	-	14,9	14,5	13	-	14	-	15,3	17,3
% de fine	entre 4 et 20 %	-	-	19,5	25	23	-	21	21	23,6	21

Tableau N° 39: Caractéristiques de la couche de fondation en 2004.

III.2. Analyses et interprétations des résultats:

Le plan de recollement géotechnique montrait des indices de plasticité convenables et compris entre 13 et 17.3 %. La fraction fine du matériau de la fondation variait de 19.5 à 25 %, donc en dehors des spécifications du marché.

Les essais granulométriques avant CBR, sur les carottages, montraient un matériau latéritique à granulométrie continue de dimension maximale 50 mm. La proportion des gravillons (refus au tamis 2 mm) variait entre 37 et 58 % et le pourcentage de fines variait de 22 à 40 %.

Les limites d'Atterberg avaient donné pour les limites de liquidité des valeurs comprises entre 24 % à 30 % et pour les limites de plasticité des valeurs comprises entre 11 % et 17 %.

Les essais granulométriques après CBR montraient un matériau latéritique à granulométrie continue de dimension maximale 18 mm. La proportion des gravillons (refus au tamis 2 mm) variait entre 31 et 47 % et le pourcentage de fines variait de 27 à 46 %.

Les limites d'Atterberg avaient donné pour les limites de liquidité des valeurs comprises entre 25 % à 30 % et pour les limites de plasticité des valeurs comprises entre 11 % et 17 %.

La teneur en eau naturelle de la grave latéritique non traitée utilisée en couche de fondation variait de 7.1 à 9 %, tandis que sa teneur en eau optimale était comprise entre 7.5 et 10.18 %.

Les résultats d'essais Proctor modifié montraient des valeurs de densité sèche supérieures à 2.0 t/m³, alors que les valeurs de CBR étaient comprises entre 8.31 et 54.76.

Le rôle des matériaux de la couche de fondation est d'assurer une bonne résistance au poinçonnement et permettre à la couche de supporter sans déformations notables les contraintes de cisaillement transmises à travers la couche de base. Les qualités de rigidité et de résistance aux déformations permanentes doivent se conserver sous l'effet du trafic et

des intempéries, ce qui signifie que les granulats doivent résister aux chocs qui tendent à les fracturer, et à les user par frottement réciproque (attrition).

Les échantillons prélevés concernaient des points kilométriques pour lesquels les déflexions variaient de 20 à 120 1/100 mm.

Les matériaux mise en œuvre en couche de fondation présentaient un certain nombre d'insuffisances :

- forte proportion de particule fine dans les granulats, elle était hors de l'intervalle 4 – 20 % pour tous les prélèvements ;
- le matériau est très susceptible à l'attrition, les pourcentages de fines avaient augmenté après les essais CBR ;
- la résistance au poinçonnement est faible, inférieure à 35 entre les PK 20+300 et PK 31+100 (CBR de 8.31 au PK 24.30 et CBR de 10.19 au PK 25+500).

A la lumière de ces éléments nous pouvons dire que les déformations et orniérages constatés entre les PK 20+00 et 30+00 peuvent être dus à des tassements de la fondation. Ces derniers étaient liés à la faible résistance au poinçonnement de la couche de fondation.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons vérifié la qualité de la mise en œuvre. La qualité en construction routière concerne la qualité intrinsèque des matériaux et leur mise en œuvre convenable. Cette vérification s'est faite à travers l'interprétation des essais d'identification sur les prélèvements aussi bien en couche de roulement qu'en couche de fondation et en couche de base et leur comparaison avec les données du plan de recollement géotechnique.

Le diagnostic, dans ce chapitre, montre que les déformations et orniérages constatés entre les PK 20+00 et 41+268 peuvent être dus à des tassements de la fondation ou de la couche de base (ou de façon concomitante).

Le chapitre suivant traitera de la possible défektivité du drainage de la route.

CHAPITRE VI : LE DIAGNOSTIC DU DRAINAGE

Introduction

L'eau est la première ennemie des routes, son action nocive peut se manifester pendant et après la construction des routes et provoquer des dégâts importants allant jusqu'à la ruine de l'ouvrage.

La mise hors d'eau de la route concerne : le drainage profond qui consiste à l'élimination des eaux contenues dans le sol et le drainage superficiel qui est l'évacuation des eaux de ruissellement.

Ces deux aspects seront analysés dans la suite de ce chapitre.

Le diagnostic du drainage de la route :

Pour ce projet, la route est en général en remblai (1 à 2 m) sauf à la fin de l'itinéraire ou elle est proche du Terrain Naturel. Aussi la chaussée repose sur un écran anti-capillaire de 10 cm de sable bitume 0/10 ; ce dispositif permet de lutter contre les remontées capillaires.

En plus il était prévu une pente de 2.5 % respectivement de part et d'autre de l'axe de la couche de roulement et une pente de 3 % sur les accotements pour l'évacuation des eaux de ruissellement.

La précision de la défektivité du drainage devrait être basée sur des observations visuelles détaillées en vu de déceler les anomalies telles que : points bas mal assainis, absence ou mauvais fonctionnement de buses, présence de nappes ou stagnation d'eau, absence ou

comblement des fossés de crête et de pied, suintements d'eau dans les talus, passages de zones marécageuses.

Le rapport final hydrologique et hydraulique (novembre 2004) de la mission de contrôle précise que l'examen de la carte disponible au 1/50 000^{ème} montre que les pentes si elles existent sont faibles et ne présentent pas de directions privilégiées. Ceci rend les écoulements diffus en période de crue, et les rares axes de drainage se forment en période d'étiage et traversent la route en plusieurs endroits.

Tous ces aspects combinés aboutissent à l'impossibilité de circonscrire un bassin versant spécifique à chaque exutoire.

C'est pourquoi les conditions de fonctionnement des ouvrages peuvent être mieux appréciées avec les observations de terrain d'autant plus que l'ancienne route présentait encore avant la réhabilitation peu de problèmes de drainage.

A la suite du dimensionnement basé sur les observations de terrains et quelques aménagements le drainage était assuré convenablement avec :

- les buses :

Cinquante cinq (55) sites comportant soixante dix neuf (79) unités de buses de diamètres 80 et 100 cm, étaient recensés. Ces ouvrages étaient curés.

- les dalots transversaux :

Ils étaient exécutés aux points de coupure de voie par des écoulements importants et étaient constitués de trente six dalots simples 1 x (100 x 100) et quatorze dalots doubles 2 x (100 x 100).

- les ouvrages d'assainissement longitudinaux :

Plusieurs formes de dispositions étaient proposées (fossés latéraux et divergents, caniveaux bétonnés, ouvrages latéraux), selon les endroits pour protéger la chaussée contre les eaux de ruissellement.



Conclusion

L'ancienne chaussée ne présentait pas de défauts de drainage importants avant la réhabilitation, c'est pourquoi il peut être admis que les ouvrages d'assainissement soient redimensionnés en se basant sur les constats visuels sur l'ancienne chaussée.

En plus, la nouvelle chaussée présente des pentes transversales de 2.5 % pour la couche de roulement et 3 % pour les accotements.

La couche de sable bitume non remanié assure toujours son rôle d'écran contre les remontées capillaires.

Ces faits prouvent que la défektivité du drainage n'est pas à l'origine des dégradations constatées sur le tronçon de route Fatick-Kaolack une année seulement après sa mise en œuvre.

PARTIE III: PROPOSITION DE SOLUTIONS ET EVALUATION FINANCIERE

CHAPITRE VII : SOLUTIONS PREVENTIVES ET CURATIVES

CHAPITRE VIII : CONSEQUENCES FINANCIERES DES DEGRADATIONS



CHAPITRE VII : SOLUTIONS PREVENTIVES ET CURATIVES

Introduction

Dans cette partie, nous proposerons des solutions à la suite de notre diagnostic.

Tout d'abord, nous ferons un résumé des règles de bonne mise en œuvre qui nous auraient permis d'éviter les dégradations constatées.

En deuxième lieu, nous proposerons des solutions de renforcement de ce tronçon de route.

I Les solutions préventives :

La route Fatick-Kaolack était longue de 41.268 Km. Ce tronçon débutait au 41.268 Km et se terminait au niveau de la gouvernance de Kaolack. Elle ne présentait aucune rectification de tracé et était élargie jusqu'à une largeur de 10.2 m. Ce qui correspondait à une route à deux voies de 3.5 m chacune.

Dans cette partie, nous traiterons de façon indicative, les règles de l'art pour la réalisation de la réhabilitation de cette route.

I.1. La Mise en œuvre du terrassement et du drainage:

L'élargissement de la chaussée à renforcer permet d'accroître sa capacité ou de pallier aux dégradations et épaufrements observés en rive sur l'ancienne route. Le cas particulier de l'utilisation en couche de fondation de la couche de base et de la couche de fondation de l'ancienne chaussée implique des précautions particulières dans la mise en œuvre.



1.1.1. Mise en œuvre du terrassement:

Les travaux de terrassement consistent à débroussailler, à décaper la terre végétale puis à procéder soit à des remblais, soit à des déblais suivant la nature morphologique du terrain naturel.

L'élargissement de la route impliquait que le niveau de la nouvelle couche de fondation devrait être le même que celui du revêtement actuel, un apport des matériaux latéritiques était nécessaire.

La mise en œuvre du terrassement devrait se dérouler ainsi :

- préparation de la partie de l'accotement devant recevoir l'élargissement :

La partie constituant l'élargissement doit être décaissée sur une profondeur égale à la différence entre l'épaisseur totale de la chaussée renforcée et l'épaisseur du renforcement prévu sur l'ancienne chaussée. La largeur concernée est égale à l'élargissement proprement dit augmenté de celle des accotements.

Pendant cette phase la couche de sable-bitume servant de protection contre les remontées capillaires devrait être élargie. Et la partie existante ne devrait pas être remaniée car, mélangée à la couche de fondation elle ferait chuter la résistance de la structure.

- mise en œuvre des matériaux de l'élargissement:

Pour un trafic T4, la partie décaissée en dessous des accotements devrait recevoir deux couches de matériaux de qualités identiques respectivement aux matériaux de la couche de fondation et de la couche de base, car cette partie constitue un prolongement de la structure de la chaussée.

- scarification de l'ancienne couche de roulement :

Les matériaux scarifiés devraient être mis en dépôt, pour éviter la contamination des couches de la chaussée.



- mélange, réglage et reprofilage:

L'ancienne chaussée scarifiée devrait être mélangée avec le matériau d'apport. Ce mélange est homogénéisé et profilé sur une largeur de 10.80 m.

- reprise des talus:

En cas d'élargissement de la chaussée, la reprise des talus peut constituer une opération obligatoire. L'observation de la tenue des talus existants permettra souvent de fixer judicieusement les nouvelles pentes à retenir.

- arrosage et compactage :

Suivant la teneur en eau naturelle du terrain, il peut être nécessaire de procéder à un arrosage, avant compactage, avant le passage du compacteur.

Le compactage de l'assiette des remblais devrait permettre d'obtenir une compacité de l'ordre de 90 % de la densité sèche de l'essai Proctor Modifié sur les 20 à 30 cm supérieurs du terrain naturel.

1.1.2. Mise en œuvre du drainage:

L'eau est la première ennemie des routes, son action nocive peut se manifester pendant et après la construction des routes et provoquer des dégâts importants allant jusqu'à la ruine de l'ouvrage.

Le drainage est de deux types : le drainage profond qui consiste à l'élimination des eaux contenues dans le sol et le drainage superficiel qui est l'évacuation des eaux de ruissellement.

- le drainage profond :

Ce drainage concerne :



Les eaux d'origines externes constituées par les eaux d'infiltration des pluies à travers les talus, les accotements, la chaussée.

Et les eaux d'origines internes correspondant à l'apparition de sources plus ou moins discontinues dans les talus de déblais ou au niveau de la plate-forme et à des remontées capillaires.

Le drainage facilite l'exécution des terrassements, augmente la portance de la plateforme, et assure la tenue des talus à court et long terme.

Dans le cas de ce projet une sous couche drainante d'épaisseur 10 cm en sable-bitume 0/10 jouait le rôle d'écran anti-capillaire.

Ce dernier est efficace, c'est pourquoi il ne devrait pas être remanié pendant l'exécution des travaux ; en plus il devrait déboucher pour les zones de déblais dans des fossés ou des drains longitudinaux.

Une autre solution consisterait à la mise en place de drains longitudinaux profonds en zones de déblais (profondeur de l'ordre 1.5 à 2 m).

- le drainage des eaux superficielles:

Ce drainage peut être simplifié grandement lors de l'étude du tracé en plan et du profil en long en faisant passer l'axe de la route par les lignes de crête.

Les eaux de ruissellement devraient être drainées par les pentes de la couche de roulement (2.5 %) et celles des accotements (3 %) vers les ouvrages de collectes et d'évacuations (fossés, ouvrages de transition et petits ouvrages transversaux).

La disposition d'un léger remblai par rapport au léger déblai et l'aménagement à la hauteur des talwegs d'une hauteur suffisante pour y placer les ouvrages seraient conséquemment avantageux.

I.2. La Mise en œuvre des couches de la chaussée:

Le tronçon de route Fatick-Kaolack réhabilité est une chaussée revêtue .Elle est constituée d'une :

- sous-couche anti-capillaire ;
- couche de fondation ;
- couche de base ;
- couche de roulement.

La mise en œuvre de ses différentes parties de la chaussée devrait se faire en respectant strictement les spécifications techniques sur les matériaux utilisables pour ce projet et le programme d'aménagement prévu.

1.2.1. La Mise en œuvre de la sous-couche anti-capillaire:

Elle permet un drainage efficace de la chaussée et lutte contre les remontées capillaires.

Elle peut être constituée de sables grossiers et de graviers, de scories pouzzolaniques, de mâchefers, ou de sable-bitume (variante conservée dans ce projet).

Cependant, Il est de plus en plus courant de voir l'utilisation de géotextiles pour assurer ce rôle.

Il faut aussi noter la possibilité de remontées des matériaux fins de la plate-forme dans la couche de fondation, ce qui a pour conséquence de réduire la portance de celle-ci.

Pour lutter efficacement contre ce phénomène, nous pouvons disposer une sous-couche anti-contaminante avant l'écran capillaire. Cette couche est un filtre qui répond à l'exigence suivante :



D15 < 5 D85

D15 : maille du tamis qui laisse passer 15 % des matériaux du sol de la sous-couche.

D85 : maille du tamis qui laisse passer 85 % des matériaux du sol de forme.

Cette sous-couche anti-contaminante peut être remplacée efficacement par un géotextile.

1.2.2. La Mise en œuvre de la couche de fondation:

Le trafic futur utilisé dans le dimensionnement de la chaussée est de la classe T4, ce qui implique que la couche de base devrait reprendre l'ensemble des sollicitations.

Ainsi, la couche de fondation serait en quelque sorte considérée comme un remblai.

1.2.3. La Mise en œuvre de la couche de base:

Pour un trafic de la classe T4, la couche de base traitée supporte la plus grande partie des efforts de compressions centrées sollicitant la chaussée.

Cependant, si la couche de base traitée est trop rigide par rapport à la couche de fondation, il se produit un effet de dalle et des contraintes de tractions se développent à sa base.

Ces dernières entraînent la ruine de la couche de base étant entendu que la couche de base traitée, à l'instar du béton, travaille très mal à la traction.

Pour le cas des graves latéritiques, le traitement au Ciment Portland ne devrait pas utiliser en pourcentages plus de 3 à 3.5 %.



1.2.4. La Mise en œuvre de la couche de roulement:

a. Imprégnation et couche d'accrochage :

La partie supérieure de la couche de base devra être balayée soigneusement (au balai rotatif, et éventuellement balai métallique), afin de la débarrasser de tous débris organiques, poussières, croûtes et boues.

Cette dernière sera imperméabilisée par imprégnation avec un bitume fluidifié. L'imprégnation doit se faire sur une couche de base détremée, elle aura pour effet d'emprisonner l'eau dans la structure.

Une légère humidification préalable, par arrosage, facilitera la dispersion du bitume fluidifié (cut back) et évitera sa concentration en gouttelettes plus ou moins fillérisées par la poussière résiduelle. Le changement de couleur de la surface est un indice usuel commode d'une bonne humidification préalable (passage de la teinte claire due matériau sec à la caractéristique d'une surface mouillée).

La couche d'accrochage sera exécutée sur une surface propre, soignée et sèche.

b. La Mise en œuvre des enrobés :

La mise en œuvre des enrobés chauds ne pourrait se faire, d'une manière satisfaisante, que lorsque les conditions atmosphériques sont favorables (éviter de poursuivre un répandage sous la pluie). La température des matériaux enrobés, à leur arrivée en camions-bennes sur chantier, ne doit pas être inférieure à 130 °C pour un bitume 60/70, 135°C pour un bitume 40/50. Le respect strict de la température minimale au répandage permettra un compactage correct des enrobés.

Il serait souhaitable de faire le répandage par bandes correspondant à la demi-largeur de la chaussée, pour faciliter la circulation.

c. Le compactage des enrobés :

Il devrait être commencé sur les cotés et dans le sens de la longueur en se déplaçant progressivement vers l'axe de la bande. Les engins doivent rouler à une allure aussi régulière que possible et effectuer des passes assez longues, de façon à limiter le nombre d'arrêts.

L'engin de compactage le plus efficace est le rouleau à pneus, mais il est souvent utile de disposer de cylindres et de jantes.

d. L'exécution des joints :

Nous distinguons deux modes de mise en œuvre :

- pour les joints transversaux :

Le bord de la bande terminée doit être coupé sur toute l'épaisseur, de manière à exposer une surface fraîche au contact avec la bande suivante.

- pour les joints longitudinaux :

Le « finisseur » doit être pourvu latéralement d'un volet profileur de joint chanfreinant les bords de la bande. Un ouvrier placé immédiatement derrière la machine doit procéder au biseautage de la tranche qui sera en contact avec la bande adjacente à construire.

e. Les contrôles de réception :

Faire :

- la vérification de l'épaisseur ;
- la vérification de la compacité en place (après 7 jours) ;

- la vérification des spécifications auxquelles doit satisfaire la surface terminée (mesure des flaches sous une règle de 6 mètres disposée suivant l'axe ou sous la règle de 3 mètres placée dans le profil en travers ou mesure du coefficient viaraphe, par exemple).

II Solutions curatives :

Le renforcement sera étudié et dimensionné en fonction des caractéristiques de la chaussée (en octobre 2005) et du service qu'on attend d'elle dans le futur (le trafic ...).

Nous considérerons les cas suivants :

- lorsque les dégradations touchant à la structure étaient isolées, nous considérerons qu'elles doivent donner lieu à des réparations ponctuelles.
- lorsque celles-ci étaient généralisées sur une zone donnée, nous définirons des sections homogènes en prenant à la fois en compte la continuité des dégradations observées en surface, et ensuite la déflexion, dans la mesure où une valeur anormalement élevée aura une incidence sur la technique de réparation.

II.1. Recueil des données nécessaires aux études:

Les relevés des dégradations sont consignés dans le schéma d'itinéraire fourni à l'annexe I.

Les valeurs des déflexions mesurées sur cette chaussée (en octobre 2005) sont consignées dans le tableau 9 du chapitre II et sont représentées dans le schéma d'itinéraire de l'annexe I.

La portance des sols de plate-forme est donnée par le tableau 11 du chapitre III.

La route à nouveau renforcée devrait avoir une durée de vie de 15 à 20 ans.

Nous considérerons que le trafic futur est de classe T4.



II.2. Exploitation des données:

Nous procéderons de la façon suivante :

- pour la couche de roulement :

Celle-ci sera exécutée à nouveau en tenant compte du trafic attendu sur tout le linéaire sauf la partie comprise entre le PK 6+00 – 10+900.

- pour la couche de base :

Elle sera décaissée puis remplacée par un couche de base en grave bitume 0/20 sur certaines sections isolées (et dégradées) où les déflexions étaient supérieures à $60 \text{ 1/100}^{\text{e}}$ mm et entre les points kilométriques 20+300 et 41+268.

- pour la couche de fondation :

Elle sera décaissée et remplacée sur les sections où la portance de la fondation est faible et présente des dégradations continues et des déflexions supérieures à $80 \text{ 1/100}^{\text{e}}$ mm.

II.3. Propositions :

Dans cette partie, nous proposerons des solutions pour la remise en état de la route.

Nous ferons :

- le choix des structures ;
- des recommandations sur les spécifications techniques ;
- un bref résumé de la mise en œuvre des solutions.

Les solutions sont jointes au schéma d'itinéraire fourni à l'annexe I.

II.3.1. La couche de revêtement :

Pour un trafic de classe T4, le manuel sur les routes dans les zones tropicales et désertiques recommande un revêtement de type 4.

Ce dernier est une bicouche sur laquelle sera exécutée un tapis d'enrobés d'entretien de 3 cm.

Cependant, nous choisirons la variante qui est en béton bitumineux avec une épaisseur de 5 à 7 cm. Ces dernières valeurs correspondent respectivement aux cas où les déflexions étaient en dessous de la référence (50 1/100^e mm) et le cas où elles étaient au dessus.

- les spécifications sur les granulats :

Le béton bitumineux peut être « fin » avec des granularités 0/8 et 0/10 ou « moyen » avec une granularité 0/12 et 0/14.

Ces granularités peuvent être définies par l'indication des pourcentages de refus aux tamis de 2 et 6 mm et de la teneur en fillers du mélange minéral qui sont consignés dans le tableau 40 suivant :

Granularité du béton bitumineux	0/8	0/10	0/12	0/14
Refus à 6 mm	10-25	25-35	32-42	40-50
Refus à 2 mm	30-50	55-70	57-72	60-75
Teneur en fillers	6-10	5-9	4-8	4-8

Tableau N° 40 : Granularité du béton bitumineux.

L'équivalent de sable du mélange minéral mesuré sur la fraction 0/2 devra être supérieur à 40 %.

- qualité et dosage du liant :

Le liant sera un bitume semi dur 40/50 ou 60/70 respectant les spécifications données dans le tableau 3 du chapitre I.

Le module de richesse pourra, selon la nature des granulats et la granularité du mélange enrobé choisi dans la fourchette 3.5 à 4.5 et le dosage en liant devra être compris entre 5 et 8 %.

- les essais de convenances :

Les essais, réalisés suivant les méthodes Marshall et Duriez devront respecter les spécifications sur le béton bitumineux fournies dans le chapitre I.

II.3.2. La couche de base :

Elle sera décaissée puis remplacée par une couche de base en grave bitume 0/20 sur certaines sections isolées où les déflexions étaient supérieures à $60 \text{ } 1/100^{\text{e}}$ mm et entre les points kilométriques 20+300 et 41+268.

Nous recommandons une épaisseur de 15 cm pour la couche de base en grave bitume.

- les spécifications sur les granulats :

La dimension maximale des granulats devra respectée la condition suivante :

$$14 \leq D \leq 20 \text{ mm}$$

Le choix devra s'orienter sur les formules semi-grenues respectant les conditions du tableau 41 suivant :

GB 0/20	Formule semi-grenue
Refus au tamis de 6 mm	40-50
Refus au tamis de 2 mm	60-75
Refus au tamis de 0,6 mm	71-84

Tableau N° 41: Pourcentages de refus des formules semi-grenues.

L'indice de concassage devra être supérieur à 60 % ($150 < T_f = 374 \text{ essieux } / j < 600$).

La dureté des graves devra être inférieure au coefficient Los Angeles de valeur 25.

Le pourcentage de fines devra être compris entre 6 – 9 %.

- Qualité et dosage du liant :

Le liant sera un bitume semi dur 40/50 respectant les spécifications données dans le tableau 4 du chapitre I.

Le module de richesse est généralement compris entre 2 – 2.5 pour les couches de base, tandis que le pourcentage moyen du liant pour une couche de base en grave bitume de 15 cm devra être de 3.8 %.

- Les essais de convenances :

Les mélanges grave-bitumes devront avoir les performances consignées dans le tableau 42 suivant :

	Couche de base	
Essai d'immersion à 18°C Compacité LCPC en %	88 - 96	
La résistance à la compression en MPa	Avec un indice de concassage ≥ 85 %	Avec un indice de concassage < 85 %
Avec un bitume 60/70	> 5	> 4
Avec un bitume 40/50	> 6	> 5
Rapport immersion/ compression	> 0,65	

Tableau N° 42: Performances des mélanges grave-bitume.

II.3.3. La couche de fondation :

Elle sera décaissée et remplacée sur les sections où la portance de la fondation est faible et qui présentaient des dégradations continues (PK 20+300 à 30+00) et les sections isolées où les déflexions étaient supérieures à 80 1/100° mm.

Les matériaux de la couche de fondation devront respecter les spécifications sur les matériaux pour la couche de fondation en latérite crue du chapitre I. Sur la couche de fondation, devra être exécutée une imprégnation au bitume fluidifié 0/1 et une couche d'accrochage avec un bitume fluidifié 400/600 avant la réalisation de la couche de base.

Le dosage du bitume fluidifié pour l'imprégnation devra être compris entre 1.0 et 1.5 kg/m², et pour la couche d'accrochage (texture ouverte) 1.0 à 1.5 kg/m².

Les bitumes fluidifiés devront respecter les spécifications du tableau 3 du chapitre I.

Conclusion

Les dégradations bien que généralisées sur tout le linéaire de ce tronçon de route avaient des causes différentes. A l'instar de ces désordres, les solutions de renforcement sont hétérogènes. Elles sont parfois ponctuelles c'est le cas des sections isolées et dégradées ou encore continues surtout entre les PK 20+300 et la fin du linéaire.

Dans le chapitre suivant nous ferons une estimation du coût des solutions de réparation de la route Fatick-Kaolack.



CHAPITRE VIII : EVALUATION FINANCIERE DES SOLUTIONS.

Introduction

A la suite de notre diagnostic, nous avons proposé des solutions pour renforcer le tronçon de route Fatick –Kaolack. Cette solution consiste à la reprise de la couche revêtement et à un renforcement de la couche de fondation et de la couche de base en des sections isolées et entre les PK 20+300 et 30+00 pour la première et du PK 20+300 à la fin du linéaire pour la couche de base.

Dans ce chapitre nous ferons une évaluation économique des ces solutions de renforcement.

I Généralités et hypothèses de calcul :

I.1 Généralités :

Le coût global la construction d'une route est constitué par le montant de l'investissement initial et le budget prévisionnel des dépenses d'entretiens courants et périodiques sur l'infrastructure :

- le coût d'investissement initial :

Il dépend de plusieurs paramètres parmi lesquels figure la disponibilité des différents matériaux intervenant dans la construction et la durée de vie de l'ouvrage.

- le coût d'entretien courant :

Ce dernier est constitué par les travaux saisonniers de débroussaillage, de curage des fossés, des buses et dalots, ainsi que la réparation de certains défauts de surfaces...

- le coût d'entretien généralisé planifié :

L'entretien généralisé planifie les travaux de renforcement, de périodicité plus longue que celle de l'entretien courant, et est fonction de la durée de vie de la chaussée.

1.2 Hypothèses de calcul :

La route Fatick-Kaolack était réhabilitée et élargie en 2004, et s'était dégradée déjà en 2005.

L'évaluation du coût de notre solution de renforcement pour cette route repose sur les hypothèses suivantes :

- la route s'était dégradée au début de sa durée de vie, une année seulement après sa mise en œuvre, donc le budget des entretiens courants et périodiques n'a été que peu entamé. C'est pourquoi, nous n'estimerons que le coût initial des solutions de renforcement ;
- nous estimerons le coût des solutions de renforcement sur tout le linéaire ;
- le transport des matériaux se fera sur une distance de 30 km en moyenne ; Nous n'avons pas tenu compte du transport des enrobés dont les coûts sont très variables et sont fonction du lieu d'approvisionnement ;
- notre évaluation ne fournit qu'une indication du coût de la solution de renforcement, elle devrait être complétée avant toute application des solutions de renforcement ;

II Evaluation financière :

II.1. Données de bases :

- couche de roulement en béton bitumineux d'épaisseur variant entre 5 et 7 cm, de largeur 7.2 m. et de masse volumique 2.4 tonne/m³ ;
- couche de base en grave-bitume d'épaisseur 15 cm, de largeur 10.20 m ;
- accotements en graveleux latéritique crue en section courante de 2 x 1.5 m ;
- la couche de fondation en graveleux latéritique crue d'épaisseur moyenne de 30 cm, de largeur 10.80 m ;
- Imprégnation de la couche avec un bitume fluidifié 0/1 sur une largeur de 10.80 m ;

- exécution d'une couche d'accrochage avec un bitume fluidifié 400/600 sur une largeur de 10.80 m ;
- pose d'un revêtement en monocouche sablé sur les accotements ;

II.2. Estimation du coût :

Le tableau 43 suivant donne le métré des travaux de renforcement :

Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaire	Prix total
Béton bitumineux	l	41212,8	46190	1 903 619 232,00
Monocouche sablé sur accotement	m ²	123804	1237	153 145 548,00
Couche de base	m ³	33626,25	34750	1 168 512 187,50
Couche d'accrochage	m ²	445694,4	577	257 165 668,80
Imprégnation	m ²	445694,4	306	136 382 486,40
Couche de fondation + accotement	m ³	80674,125	4500	363 033 562,50
Transport matériaux fondation et acc	m ³ *km	2420223,75	106	256 543 717,50
Total				4 238 402 402,70

Tableau N°43 : Estimation des travaux de renforcement en F CFA.

Le coût de la solution de renforcement est selon notre estimation de 4 238 402 402 F CFA , soit près de la moitié du coût initial de la réhabilitation de ce tronçon en 2004 (8 444 021 047 F CFA).

Conclusion

L'investissement initial pour la réhabilitation du tronçon de route Fatick-Kaolack était de 8 444 021 047 F CFA et avait nécessité l'appui de plusieurs organismes de financement.

Une année après sa mise en service elle s'était dégradée, c'est pourquoi nous avons procédé au diagnostic des dégradations avant de proposer des solutions que nous avons estimés financièrement dans ce chapitre.

Cette estimation est de 4 238 402 402 F CFA, soit près de la moitié du budget cité si dessus.

Il est clair que sans l'apparition des dégradations précoces sur cette route, l'Etat du Sénégal aurait pu faire l'économie de sa réparation.



CONCLUSION GENERALE

Le diagnostic des dégradations sur le tronçon de route Fatick-Kaolack, que nous avons effectué dans ce Projet de Fin d'Etudes, est mené suivant les axes suivants:

- la vérification du dimensionnement structural de la route réhabilitée en 2004 ;
- le diagnostic de la défektivité du drainage ;
- et le diagnostic de la qualité de la mise en œuvre.

Notre étude a montré que le dimensionnement structural du renforcement de la chaussée ainsi que la défektivité du drainage n'étaient pas à l'origine des dégradations.

Par contre le diagnostic de la mise en œuvre a montré un certain nombre d'insuffisances.

Ces dernières étaient liées à la mauvaise formulation du béton bitumineux et à la mise en œuvre de matériaux de qualité médiocre en couche de fondation et en couche de base. L'ensemble de ces manquements avaient produit, par leurs effets isolés ou combinés, les dégradations constatées sur ce tronçon de route Fatick-Kaolack.

A la suite de notre diagnostic, nous avons proposé des solutions pour les réparations de ce tronçon de route. Celles-ci s'élèvent à près de la moitié du coût initial de la réhabilitation de ce tronçon en 2004, soit 4 238 402 402 F CFA.

Ce dernier montant vient encore confirmer que les budgets engagés dans les projets routiers sont énormes et leur montage nécessite souvent dans notre pays l'appui d'institutions financières internationales.

C'est pourquoi il est primordial, pour une meilleure optimisation des ressources du Sénégal, d'intégrer pleinement la démarche qualité à toutes les étapes de la réalisation des projets routiers.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Georges JEUFFROY et Raymond SAUTEREY : *Dimensionnement des chaussées*. Presse de l'école nationale des Ponts et Chaussées, 1991.
- [2] Georges JEUFFROY et Raymond SAUTEREY : *Couches de roulement*. Presse de l'école nationale des Ponts et Chaussées, 1991.
- [3] Georges JEUFFROY et Raymond SAUTEREY : *Assise de chaussée*. Presse de l'école nationale des Ponts et Chaussées, 1991.
- [4] République Française : *Manuel sur les routes dans les zones tropicales et désertiques-Tome1 : Conception et économie des projets routiers*. Ministère de la coopération, 1991.
- [5] République Française : *Manuel sur les routes dans les zones tropicales et désertiques-Tome 2 : Etudes et Constructions*. Ministère de la coopération, 1991.
- [6] République Française : *Manuel sur les routes dans les zones tropicales et désertiques-Tome 3 : Entretien et Exploitation de la route*. Ministère de la coopération, 1991.
- [7] C.E.B.T.P. : *Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux*, 1984.
- [8] L.B.T.P. : *Guide pour le renforcement des chaussées*. L.B.T.P. Cote d'Ivoire, 1980.
- [9] LCPC-SETRA : *Conception et dimensionnement des structures de chaussées*. Guide technique, Décembre 1994.
- [10] C.E.R.E.E.Q. : *Essai d'identification chantier Fatick – Kaolack : compte rendu*. C.E.R.E.E.Q. : Dossier N° 05/2/6082, Novembre 2005.
- [11] C.E.R.E.E.Q. : *Mesures de déflexions route Fatick - Kaolack : compte rendu*. C.E.R.E.E.Q. : Dossier N° 05/1/6071, Novembre 2005.

- [12] G.I.C. : *Campagne nationale de comptage de trafic sur le réseau des routes classées*. G.I.C., 2002.
- [13] Groupement Louis Berger – G.I.C. : *Rapport sur l'Etat des lieux de la route et recommandation* L.B.-G.I.C., Octobre 2005.
- [14] Groupement Louis Berger – G.I.C. : *Rapports mensuels de contrôle du chantier de route Fatick – Kaolack*. L.B.-G.I.C., 2003-2004.
- [15] Groupement Louis Berger – G.I.C. : *Rapports Trimestriels de contrôle du chantier de route Fatick - Kaolack*. L.B. – G.I.C., 2003-2004.
- [16] Groupement Louis Berger – G.I.C. : *Dossiers d'actualisation de la mission de contrôle du chantier de route Fatick – Kaolack : compte rendu*. L.B. – G.I.C., 2003-2004.
- [17] Jean Lefebvre Sénégal : *Plan de recollement géotechnique : chantier de route Fatick – Kaolack*. J.L.S., octobre 2004.
- [18] IMAM Nourou-Dine : *Problématique du choix du module des matériaux recyclés dans le dimensionnement par la méthode rationnelle : Application au tronçon Diam Niadio-Mbour*. Projet de Fin d'Etudes 1991, Ecole Supérieure Polytechnique de Thiès.

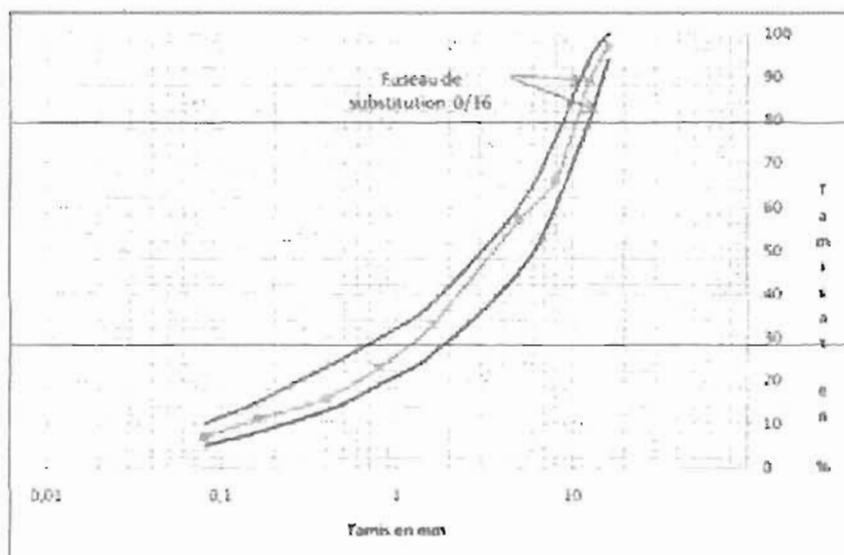
ANNEXES

**ANNEXE I : SCHEMA ITINERAIRE, EXPLOTATION DES DEFLEXIONS,
ET SOLUTIONS CURATIVES.**

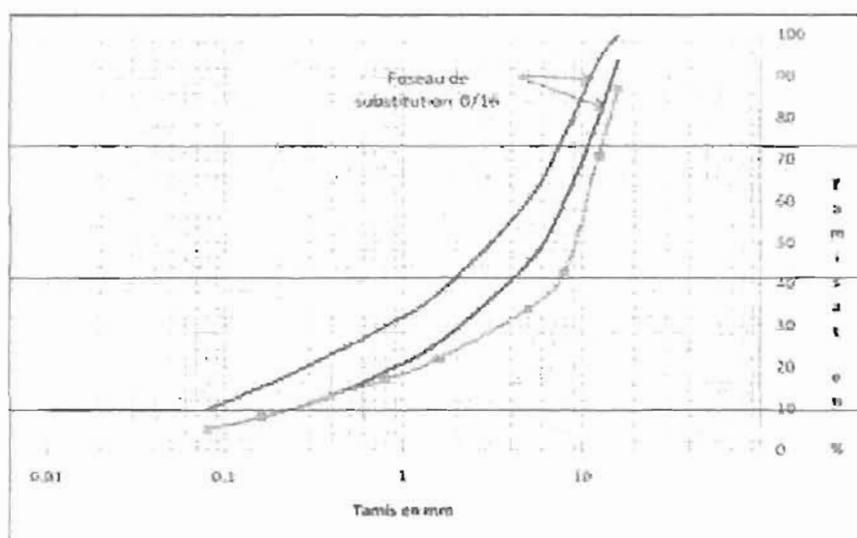
ANNEXE II : GRANULOMETRIE DU BETON BITUMINEUX.



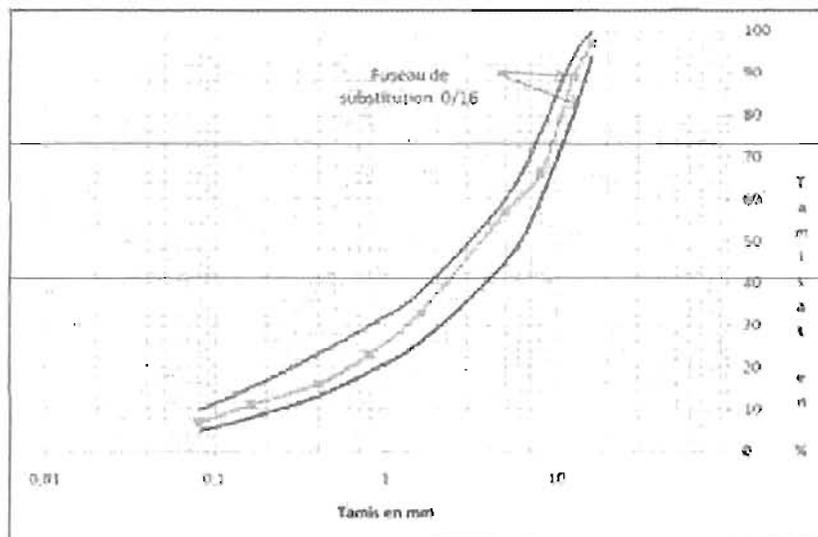
ANNEXE I : SCHEMA ITINERAIRE, EXPLOITATION, ET SOLUTIONS CURATIVES



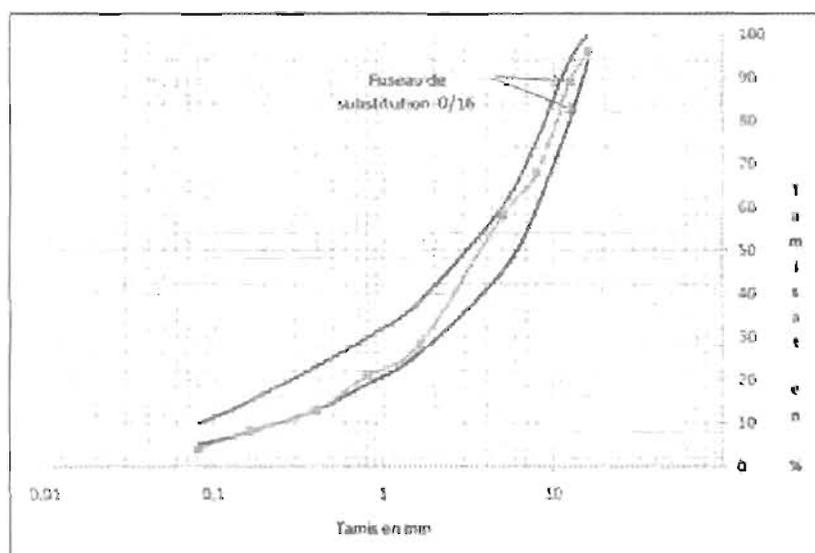
Granulométrie du prélèvement au PK 1+338



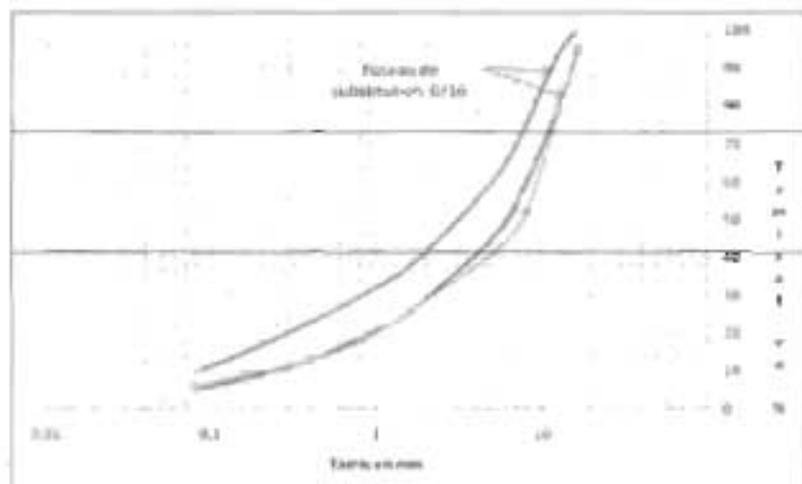
Granulométrie du prélèvement au PK 5+700



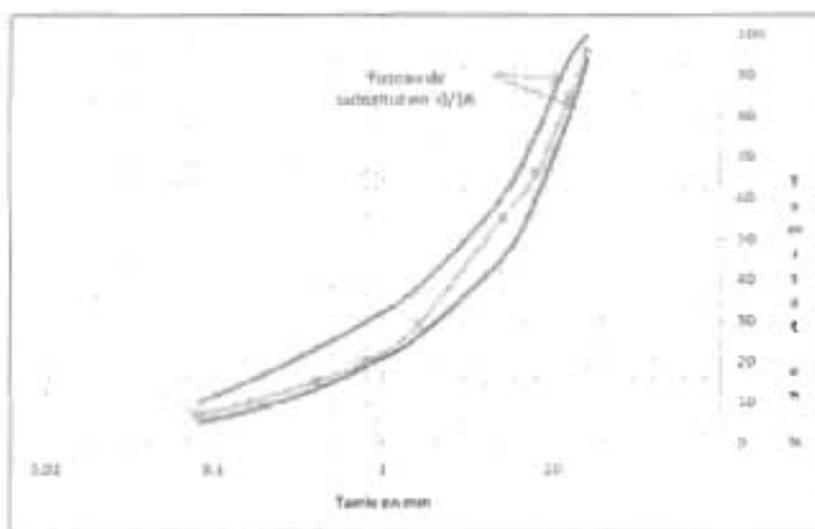
Granulométrie du prélèvement au PK 10+950



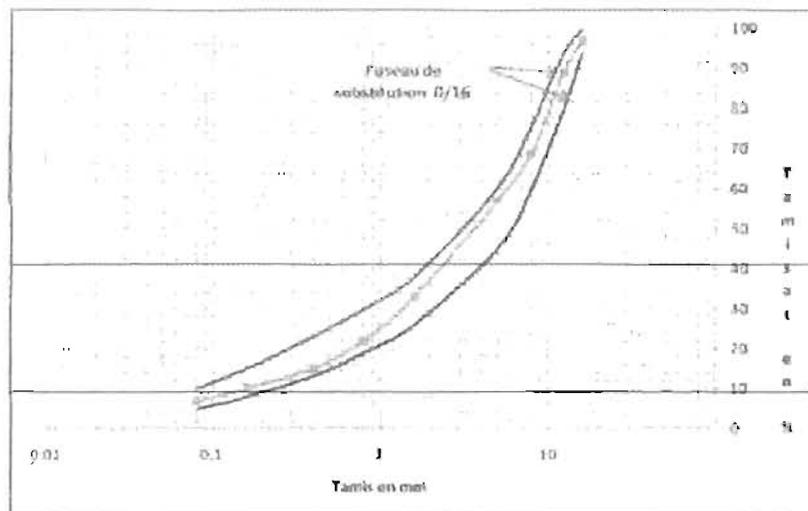
Granulométrie du prélèvement au PK 13+449



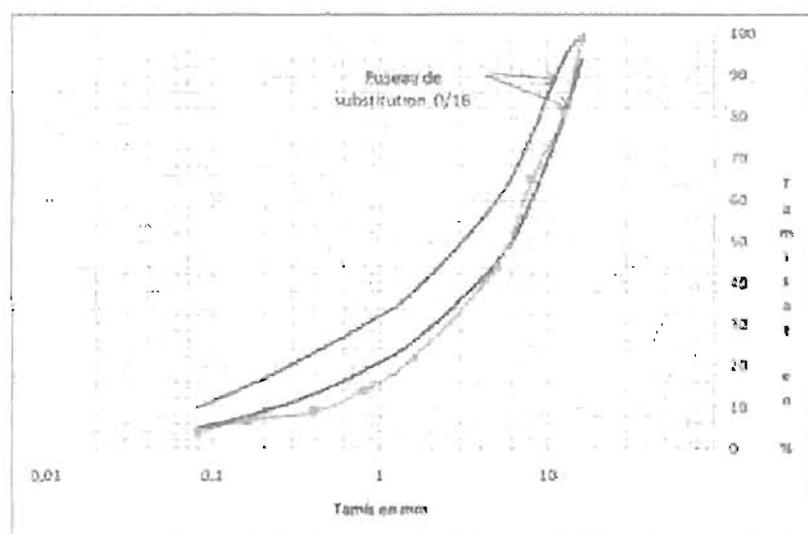
Granulométrie du prélèvement au PK 15+300



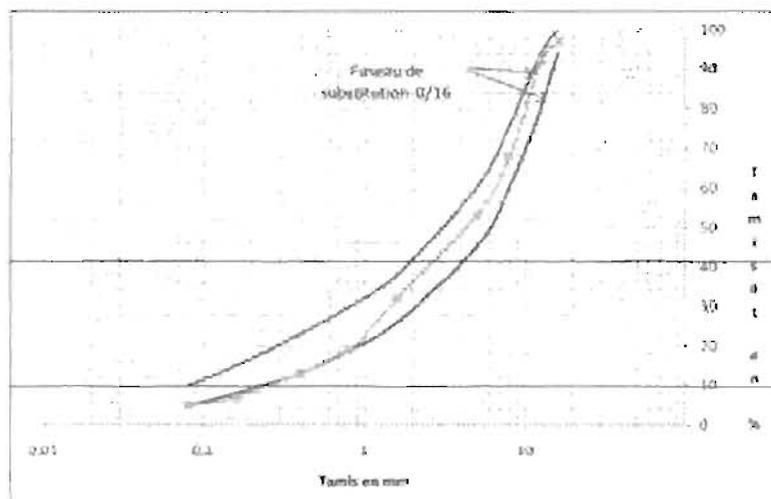
Granulométrie du prélèvement au PK 18+558



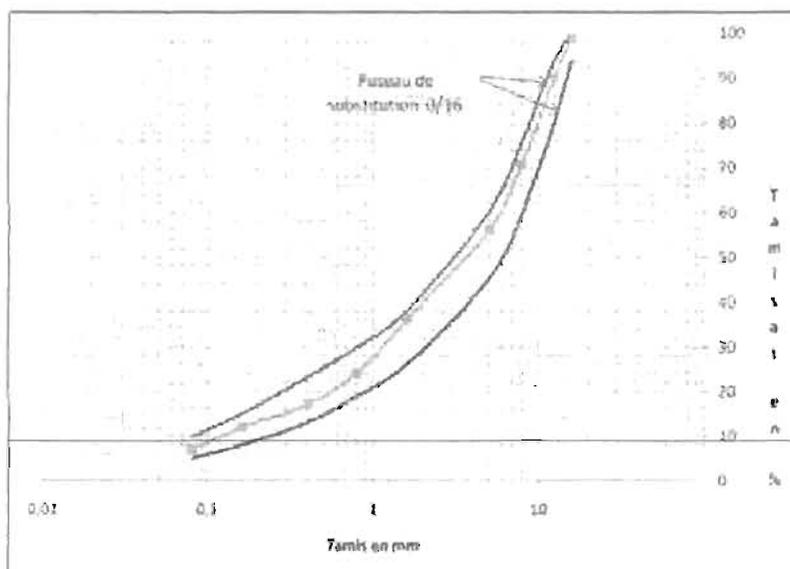
Granulométrie du prélèvement au PK 21+415



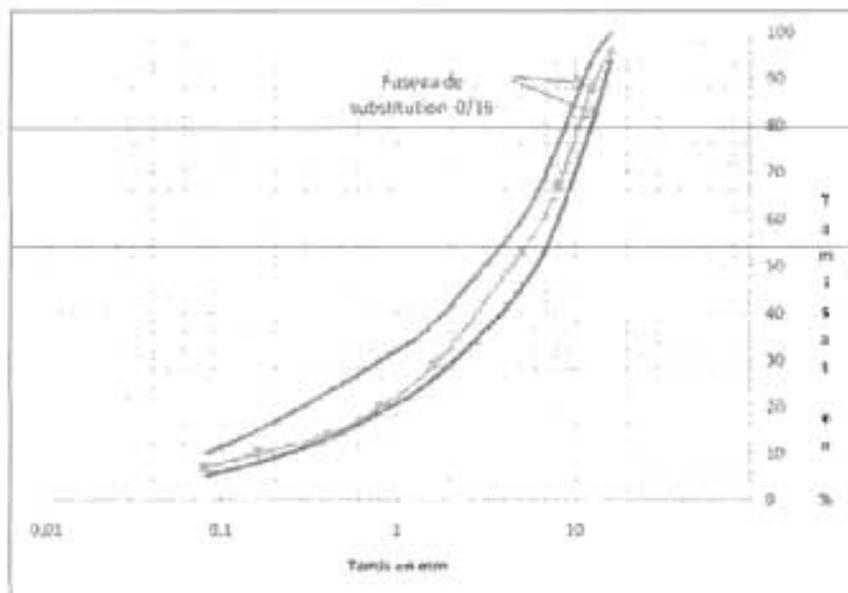
Granulométrie du prélèvement au PK 23+400



Granulométrie du prélèvement au PK 25+500



Granulométrie du prélèvement au PK 27+000



Granulométrie du prélèvement au PK 38+00

ANNEXE II : GRANULOMETRIE DU BETON BITUMINEUX

Route FATICK-KAOLACK		10+000																												11+000																					
		0	25	50	75	1	25	50	75	2	25	50	75	3	25	50	75	4	25	50	75	5	25	50	75	6	25	50	75	7	25	50	75	8	25	50	75	9	25	50	75										
E T A T C H A U S S E E V I S U E L	Indice de fissuration	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1								
	Indice de déformation	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	2						
	Déformation et ornièrage																																																		
	Fissuration																																																		
	Faïençage																																																		
	Gravillons altérés/Plumage																																																		
	Réparation																																																		
S T R U C T U R E L	Revêtement	Epaisseur cm																																															6.75		
		w% bitume																																															4		
		densité ap.																																															2.514		
	Base																																																		
	Fondation																																																		
Sol support																																																			
Déflexions caractéristiques en 1/100 mm	100																																																		
	80																																																		
60																																																			
40																																																			
20																																																			
0																																																			
QUALITE	Indice de dégradation	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3	3				
CHAUSSEE	Indice de qualité	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q2	Q2				
TRAVAUX A FAIRE	Base: réparations ponctuelles																																																		
	Revêtement																																																		
																														BB= 5 cm																					

--- Gravillons altérés

Route FATICK-KAOLACK		11+000																												12+000																					
		0	25	50	75	1	25	50	75	2	25	50	75	3	25	50	75	4	25	50	75	5	25	50	75	6	25	50	75	7	25	50	75	8	25	50	75	9	25	50	75										
E T A T C H A U S S E E V I S U E L	Indice de fissuration	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0				
	Indice de déformation	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0				
	Déformation et ornièrage																																																		
	Fissuration																																																		
	Faïençage																																																		
	Gravillons altérés/Plumage																																																		
	Réparation																																																		
S T R U C T U R E L	Revêtement	Epaisseur cm																																																	
		w% bitume																																																	
		densité ap.																																																	
	Base																																																		
	Fondation																																																		
Sol support																																																			
Déflexions caractéristiques en 1/100 mm	100																																																		
	80																																																		
60																																																			
40																																																			
20																																																			
0																																																			
QUALITE	Indice de dégradation	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3		
CHAUSSEE	Indice de qualité	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q1	Q2	Q2	Q2	Q2	Q2	Q2	Q2	Q2	Q2	Q2	Q2	Q2	Q2	Q2	Q2	Q2	Q2	Q2	Q2	Q2													
TRAVAUX A FAIRE	Base: réparations ponctuelles																																																		
	Revêtement																																																		
																														BB= 5 cm																					

Route FATICK-KAOLACK		22+000																																				23+000											
		0	25	50	75	1	25	50	75	2	25	50	75	3	25	50	75	4	25	50	75	5	25	50	75	6	25	50	75	7	25	50	75	8	25	50	75	9	25	50	75								
E T A T C H A U S S E E V I S U E L	Indice de fissuration	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1						
	Indice de déformation	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3				
	Déformation et omierage																																																
	Fissuration																																																
	Faiçonnage																																																
	Gravillons altérés/Plumage																																																
Réparation																																																	
S T R U C T U R E L	Revêtement	Epaisseur cm																																															
		w% bitume																																															
		densité ap.																																															
	Base																																																
	Fondation																																																
Sol support																																																	
Déflexions caractéristiques en 1/100 mm	120																																																
	100																																																
80																																																	
60																																																	
40																																																	
20																																																	
QUALITE	Indice de dégradation	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5		
CHAUSSEE	Indice de qualité																																																
TRAVAUX A FAIRE	Base et Fondation																																																
	Revêtement																																																

----- Gravillons altérés

Route FATICK-KAOLACK		23+000																																				24+000										
		0	25	50	75	1	25	50	75	2	25	50	75	3	25	50	75	4	25	50	75	5	25	50	75	6	25	50	75	7	25	50	75	8	25	50	75	9	25	50	75							
E T A T C H A U S S E E V I S U E L	Indice de fissuration	0	0	0	0	0	0	0	2	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	2	2	2	2	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
	Indice de déformation	1	1	1	1	1	1	1	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		
	Déformation et omierage																																															
	Fissuration																																															
	Faiçonnage																																															
	Gravillons altérés/Plumage																																															
Réparation																																																
S T R U C T U R E L	Revêtement	Epaisseur cm																																														
		w% bitume																																														
		densité ap.																																														
	Base																																															
	Fondation																																															
Sol support																																																
Déflexions caractéristiques en 1/100 mm	120																																															
	100																																															
80																																																
60																																																
40																																																
20																																																
QUALITE	Indice de dégradation	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	
CHAUSSEE	Indice de qualité	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	Q8	
TRAVAUX A FAIRE	Base et Fondation																																															
	Revêtement																																															

----- Gravillons altérés

